

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGIA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA DE MINAS



**TESIS**

TÉCNICAS DE MEJORA DE TERRENO EN LOS TRAMOS DE DEPÓSITOS MIXTOS Y  
ARENAS EÓLICAS EN LA CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL DE CHANCAY - LIMA

**PRESENTADO POR:**

Br. MACHACA CORIMANYA

ARMANDO EDISON

**PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL**

**DE INGENIERO DE MINAS**

**ASESOR:**

ING. MAXIMO VICTOR MAYTA LINO

**CUSCO - PERÚ**

**2026**



# Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

## INFORME DE SIMILITUD

(Aprobado por Resolución Nro. CU-321-2025-UNSAAC)

El que suscribe, el Asesor Maximo Victor Maxta Lino  
 ..... quien aplica el software de detección de similitud al  
 trabajo de investigación/tesis titulada: Tecnica de mejora de arena en las  
tramos de depositos mixtos y arenas alcalas en la construcción del  
Túnel de Chariay - Lima

Presentado por: Nemando Edison Pacheco Castañeda DNI N° 95 810 190  
 presentado por: ..... DNI N°: .....  
 Para optar el título Profesional/Grado Académico de Ingeniería de Minas

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 02 veces, mediante el Software de Similitud, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso del Sistema Detección de Similitud en la UNSAAC** y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 12 %.

### Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No sobrepasa el porcentaje aceptado de similitud.	X
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las subsanaciones.	
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, conforme al reglamento, quien a su vez eleva el informe al Vicerrectorado de Investigación para que tome las acciones correspondientes; Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	

Por tanto, en mi condición de Asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y adjunto las primeras páginas del reporte del Sistema de Detección de Similitud.

Cusco, 29 de Abril de 2025

Maximo Victor Maxta Lino  
 .....  
 Firma

Post firma Maximo Victor Maxta Lino

Nro. de DNI 23 95 68 85

ORCID del Asesor 0000-0002-9935-5754

#### Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema de Detección de Similitud; oid: 272592532557265

# ARMANDO EDISON MACHACA CORIMANYA

## TECNICAS DE MEJORA DE TERRENO EN LOS TRAMOS DE DEPOSITOS MIXTOS Y ARENAS EOLICAS EN LA CONSTRUCCI...

Universidad Nacional San Antonio Abad del Cuzco

### Detalles del documento

Identificador de la entrega:

72254062557255

176 páginas

Fecha de entrega:

24 abr 2026, 8:32 a.m. GMT-5

61,387 palabras

Fecha de descarga:

24 abr 2026, 8:53 a.m. GMT-5

339,538 caracteres

Nombre del archivo:

TECNICAS DE MEJORA DE TERRENO EN LOS TRAMOS DE DEPOSITOS MIXTOS Y ARENAS EOLICAS E...pdf

Tamaño del archivo:

15.8 MB

## 10% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias (incluidas las fuentes superpuestas) por el 10%.




### Filtrado desde el informe

- Síntesis
- Texto citado
- Texto mencionado
- Coincidencias menores (menos de 20 palabras)
- Trabajos entregados

### Exclusiones



- N.º de fuentes excluidas

### Fuentes principales

- 10%  Fuentes de Internet
- 1%  Publicaciones
- 0%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

### Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

-  **Caracteres reemplazados**  
77 caracteres sospechosos en N.º de páginas.  
Las letras son intercambiadas por caracteres similares e idénticos al blanco.
-  **Texto oculto**  
899 caracteres sospechosos en N.º de páginas.  
El texto es alterado para mezclarse con el fondo blanco del documento.

Los ejemplos de marcas de integridad indican un uso excesivo de profundidad y para buscar inconsistencias que permitan obligar a una entrega normal. Si detectamos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de plagio; sin embargo, recomendamos que el profesor examine y lo revise.

## DEDICATORIA

A **Dios** por guiarme en mi formación profesional y por acompañarme y ser mi fortaleza en los momentos más difíciles.

A, mi hija **Chaska Illari** por la bendición a diario que me protege y me lleva por el camino del bien.

A, mis padres **Faustino Machaca Ccala y Daminana Corimanya Lacuta**, por su constante apoyo y demostrarme que la perseverancia, el esfuerzo y buenos valores son los caminos del éxito.

A, mi esposa **Ruth Maribel Medina Paytan** y mi hijo **Mahatma Jhire Machaca Medina**, que con su amor y la alegría son el motivo emocional, para conseguir los objetivos en mi vida profesional.

## **AGRADECIMIENTO**

“A la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, y en especial a mi Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, por mi formación profesional en sus aulas”.

A mis docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, por sus enseñanzas y su apoyo incondicional, al Ingeniero Máximo Mayta Lino, no solo por el papel tan importante de asesor, sino también por los consejos y guía durante la realización de este trabajo.

## ÍNDICE GENERAL

<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>I</b>
<b>AGRADECIMIENTO.....</b>	<b>II</b>
<b>ÍNDICE GENERAL.....</b>	<b>III</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>XIV</b>
<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....</b>	<b>XVIII</b>
<b>ÍNDICE DE ABREVIATURAS .....</b>	<b>XXIV</b>
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>XXVI</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>XXVII</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>XXVIII</b>
<b>CAPITULO 1 .....</b>	<b>29</b>
<b>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....</b>	<b>29</b>
<b>1.1. Descripción de la realidad problemática.....</b>	<b>29</b>
<b>1.2. Formulación del problema .....</b>	<b>30</b>
1.2.1. Problema General.....	30
1.2.2. Problemas Específicos .....	31
<b>1.3. Objetivos.....</b>	<b>31</b>
1.3.1. Objetivo general .....	31
1.3.2. Objetivos específicos .....	31

<b>1.4. Justificación e importancia de la investigación .....</b>	<b>32</b>
1.4.1. Justificación .....	32
1.4.2. Importancia .....	32
<b>1.5. Limitaciones del estudio .....</b>	<b>32</b>
<b>1.6. Delimitación de la investigación.....</b>	<b>33</b>
1.6.1. Delimitación temporal.....	33
1.6.2. Delimitación Espacial.....	33
<b>1.7. Hipótesis de investigación.....</b>	<b>33</b>
1.7.1. Hipótesis general.....	33
1.7.2. Hipótesis específicas.....	33
<b>1.8. VARIABLES E INDICADORES.....</b>	<b>34</b>
<b><i>CAPITULO 2 : MARCO TEORICO.....</i></b>	<b>35</b>
<b>2.1. Antecedentes de la investigación y marco legal.....</b>	<b>35</b>
2.1.1. Antecedentes Internacional .....	35
2.1.2. Antecedentes Nacionales .....	35
2.1.3. Marco legal.....	37
<b>2.2. Bases teóricas o científicas.....</b>	<b>40</b>
2.2.1. Clasificación geo mecánica del macizo rocoso .....	40
2.2.1.1. Clasificaciones Geomecánicas Antiguas.....	41
2.2.1.1.1. Terzaghi. (1946) .....	42
2.2.1.1.2. Lauffer (1958). .....	45
2.2.1.1.3. Deere et (1964).....	49

2.2.1.2.	Clasificaciones Geomecánicas Modernas .....	52
2.2.1.2.1.	Clasificación de Bieniawski sistema RMR <sub>99</sub> .....	52
2.2.1.3.	Clasificación de Barton, Lien y Lunde (Q) (1974). .....	56
2.2.1.3.1.	Correlación entre RMR y Q. ....	61
2.2.2.	Clasificación del suelo.....	61
2.2.2.1.	Clasificación por textura .....	62
2.2.2.2.	Clasificación para propósitos de ingeniería .....	65
2.2.2.2.1.	Sistema de clasificación AASHTO .....	65
2.2.2.2.2.	Sistema unificado de clasificación del suelo (SUCS) .....	71
2.2.2.3.	Comparación entre el sistema ASSTHO y el UNIFICADO.....	81
2.2.3.	Excavación en túneles .....	84
2.2.3.1.	Excavación mediante perforación y voladura .....	85
2.2.3.1.1.	Perforación y Maquinaria de Perforación.....	87
2.2.3.1.2.	Explosivos. ....	89
2.2.3.1.3.	Voladuras.....	91
2.2.3.1.4.	Vibraciones.....	94
2.2.3.1.5.	Desescombro y saneo o desatado de rocas sueltas. ....	95
2.2.3.2.	Excavación mecánica. ....	97
2.2.3.2.1.	Excavación con retroexcavadora y martillo hidráulico.....	97
2.2.3.2.2.	Excavación con rozadoras.....	98
2.2.3.2.3.	Excavación con tuneladoras. ....	100
2.2.3.2.4.	Desescombro.....	105
2.2.4.	Elección del sistema de excavación.....	105
2.2.5.	Métodos de excavación de túneles.....	106
2.2.5.1.	Nuevo Método Austriaco NATM.....	108
2.2.6.	Técnicas de mejoramiento de suelos en la construcción de túneles. ....	109

2.2.6.1.	Técnicas Principales de Mejoramiento .....	109
2.2.6.2.	Aplicaciones Específicas en Túneles.....	111
<b>2.3.</b>	<b>Definición de términos básicos .....</b>	<b>112</b>
2.3.1.	Geotecnia .....	112
2.3.2.	Hidrogeología .....	113
2.3.3.	Geomecánica:.....	113
2.3.4.	Escombros .....	113
2.3.5.	Túnel.....	113
2.3.6.	Bóveda o Roof .....	113
2.3.7.	Contra bóveda o Invert.....	113
2.3.8.	Hastial.....	113
2.3.9.	Falso túnel .....	114
2.3.10.	Emboquille.....	114
2.3.11.	Jet Grouting.....	114
2.3.12.	Paragua de Micropilotes .....	114
2.3.13.	Sostenimiento .....	115
2.3.14.	Convergencia.....	115
2.3.15.	Sostenimiento preventivo .....	115
2.3.16.	Cimbras o cerchas metálicas .....	115
2.3.17.	Hormigón proyectado o gunita .....	115
2.3.18.	Pata de elefante .....	116
<b>CAPITULO 3</b>	<b>: METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>117</b>
<b>3.1.</b>	<b>Diseño metodológico de la investigación.....</b>	<b>117</b>
3.1.1.	Ámbito de Estudio .....	117

3.1.2.	Tipo de la Investigación .....	117
3.1.3.	Nivel de la Investigación.....	117
<b>3.2.</b>	<b>Población y muestra de la investigación .....</b>	<b>117</b>
3.2.1.	Población .....	117
3.2.2.	Muestra .....	117
<b>3.3.</b>	<b>Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....</b>	<b>118</b>
3.3.1.	Técnicas .....	118
3.3.2.	Instrumentos .....	120
3.3.3.	Procesamiento para el análisis de datos .....	120
<b>3.4.</b>	<b>Descripción geológico-geotécnica del trazado del túnel chancay .....</b>	<b>121</b>
<b>3.5.</b>	<b>Diseño estructural del túnel chancay.....</b>	<b>126</b>
3.5.1.	Diseño geométrico .....	126
3.5.2.	Sección geométrica .....	126
3.5.3.	Sostenimientos propuestos.....	128
<b>3.6.</b>	<b>Método constructivo .....</b>	<b>136</b>
3.6.1.	Fases de excavación .....	136
3.6.1.1.	Secciones Tipo I, II y Tipo III .....	136
3.6.1.2.	Sección tipo IV.....	137
3.6.1.3.	Sección Tipo V .....	137
3.6.1.4.	Sección Tipo VI .....	138
<b>3.7.</b>	<b>Diseño de sostenimientos para el túnel chancay .....</b>	<b>139</b>
3.7.1.	Análisis de estabilidad de bloques .....	140
3.7.1.1.	Parámetros de cálculo.....	141

3.7.1.2.	Resultados obtenidos.....	142
3.7.2.	Análisis tensodeformacional .....	145
3.7.2.1.	Tipología de modelización empleada y programa de cálculo .....	145
3.7.2.2.	Modelo de cálculo.....	147
3.7.3.	Condiciones de contorno .....	147
3.7.3.1.	Propiedades mecánicas de los terrenos .....	148
3.7.3.2.	Propiedades de los elementos estructurales.....	149
3.7.3.2.1.	Hormigón de sostenimiento shotcrete.....	149
3.7.3.2.2.	Marcos metálicos cimbras .....	150
3.7.3.2.3.	Pernos helicoidales.....	150
3.7.4.	Simulación del efecto de frente en 2d .....	151
3.7.5.	Análisis de estabilidad del frente .....	153
3.7.6.	Resultados del análisis tensodeformacional para cada tipo de sección.....	160
3.7.6.1.	Sección tipo I (ST-I).....	160
3.7.6.2.	Sección tipo II (ST-II).....	161
3.7.6.3.	Sección tipo III (ST-III).....	162
3.7.6.4.	Sección tipo IV (ST-IV) .....	162
3.7.6.5.	Sección tipo V (ST-V) .....	165
3.7.6.6.	Sección tipo VI (ST-VI) .....	168
3.7.7.	Tratamientos especiales.....	169
<b>3.8.</b>	<b>Mejoramiento de terreno en depósitos mixtos Qmix mediante inyecciones de micropilotes.....</b>	<b>170</b>
3.8.1.	Análisis estructural de los paraguas de micropilotes .....	170
3.8.1.1.	Metodología de cálculo.....	170
3.8.1.1.	Resultados obtenidos en el paraguas del sostenimiento tipo ST-IV en Qmix.....	177

3.8.1.2.	Procedimiento de mejora del terreno a través de inyección de paraguas de micropilotes .....	180
3.8.2.	Excavación y avance del túnel con inyecciones de micropilotes en depósitos mixtos (Qmix)	
	181	
3.8.2.1.	Descripción del proceso .....	181
3.8.2.2.	Actividades a ejecutar .....	182
3.8.2.3.	Movilización Interna .....	182
3.8.2.4.	Instalaciones Temporales.....	183
3.8.2.5.	Proceso Constructivo .....	183
3.8.2.6.	Longitudes y Tramos de Excavación del Túnel Tipo ST - IV .....	184
3.8.2.7.	Aplicación Metodología de Excavación para Sección Tipo ST - IV.....	186
3.8.3.	Ciclo de excavación .....	187
3.8.3.1.	Topografía y marcado de sección .....	188
3.8.3.2.	Límites de Excavación .....	189
	Tolerancias .....	189
3.8.4.	Perforación e instalación de micropilotes .....	190
3.8.4.1.	Perforación de Micropilotes. ....	190
3.8.4.2.	Inyección de Micropilotes.....	192
3.8.4.3.	Perforación, inyección de grout en el frente. ....	194
	Inyecciones de Grout en el frente. ....	195
3.8.4.4.	Excavación mecánica, evacuación de escombros. ....	196
3.8.4.5.	Fases de excavación .....	199
3.8.4.6.	Evacuación de Material Suelto.....	207
3.8.4.7.	Sostenimiento de avance .....	208
3.8.4.7.1.	Soporte Definitivo.....	208
3.8.4.7.2.	Soporte Temporal.....	209
3.8.4.7.3.	Análisis de ciclo excavación y sostenimiento tipo ST-IV .....	212

<b>3.9. Mejoramiento de terreno en depósitos eólicos (arena) mediante inyecciones de Jet Grouting .....</b>	<b>213</b>
3.9.1. Análisis estructural de los paraguas de jet grouting.....	213
3.9.1.1. Cálculo del diámetro de la columna de jet grouting suelo - cemento .....	213
3.9.1.1.1. Método de Carnevale .....	213
3.9.1.1.2. Método propuesto por S. O. Zege, I. I. Broid, D. V. Antonov, y S. S. Sin'ko.....	217
3.9.1.2. Cálculo de resistencia de la columna de jet grouting a gran escala.....	219
3.9.1.3. Diseño de la resistencia de las columnas de suelo-cemento.....	220
3.9.2. Procedimiento de mejora del terreno a través de jet grouting .....	221
3.9.2.1. Materiales y equipos utilizados.....	221
3.9.2.2. Actividades a ejecutar .....	222
3.9.2.3. Parámetros iniciales de la prueba.....	222
3.9.2.4. Toma de datos durante la realización de las pruebas.....	224
3.9.3. Excavación y avance del túnel con inyecciones de Jet grouting en depósitos eólicos (Qe) .	229
3.9.3.1. Actividades por ejecutar .....	229
3.9.3.2. Instalaciones temporales .....	230
3.9.3.3. Suministro de concreto lanzado - shotcrete .....	231
3.9.4. Proceso constructivo .....	231
3.9.4.1. Frente de Trabajo – Complejo de Ingreso CI – Túnel de Entrada. ....	231
3.9.4.2. Topografía y marcado de sección .....	233
3.9.4.3. Perforación e Inyección del Jet Grouting en el frente y en la corona de la sección .....	234
3.9.4.4. Excavación mecánica. ....	237
3.9.5. Avance de excavación y colocado de cimbras.....	241
3.9.5.1. Machón o Pechuga de frente.....	241
3.9.5.2. Construcción del machón o pechuga de frente. ....	242

3.9.5.3.	Excavación de frente, perfilado de sección para cimbra y lanzado de shotcrete preventivo.....	242
3.9.5.4.	Colocado e instalación de cimbra y lanzado de shotcrete sobre cimbra .....	244
3.9.5.5.	Excavación para colocado de patas elefante .....	245
3.9.5.6.	Colocado de patas de elefante y lanzado shotcrete de recubrimiento .....	246
3.9.5.7.	Secuencia para instalación de patas de elefante y cimbra completa en ROOF .....	247
3.9.5.8.	Evacuación de Material Suelto.....	249
3.9.5.9.	Sostenimiento .....	249
3.9.5.9.1.	Sostenimiento ST – V .....	249
3.9.5.9.2.	Instalación de Cimbras, y Tolerancias.....	253
3.9.5.9.3.	Corte de remanente de pilotes en bóveda .....	253
<b>3.10.</b>	<b>Descripción de operaciones de construcción del túnel chancay .....</b>	<b>255</b>
3.10.1.	Excavación del Túnel .....	256
3.10.1.1.	Excavación mediante perforación y voladura.....	257
3.10.1.2.	Excavación mecánica. ....	264
3.10.2.	Carga y transporte de desescombro .....	265
3.10.3.	Ejecución de los sostenimientos .....	266
3.10.4.	Revestimiento de túnel chancay .....	271
3.10.4.1.	Sección Tipo I, II y III.....	271
3.10.4.2.	Sección Tipo V y VI.....	271
3.10.4.3.	Monitoreo en túneles .....	273
3.10.4.3.1.	Frecuencia de lecturas .....	274
3.10.4.3.2.	Control geotécnico de los frentes.....	274
3.10.4.3.3.	Medidas de deformación en el túnel.....	274
3.10.4.3.4.	Movimientos en superficie .....	277
3.10.4.4.	Umbrales de control .....	278

3.10.4.4.1. Criterios de interpretación .....	278
3.10.4.4.2. Plan de contingencia.....	279
3.10.4.5. Medidas de Convergencia .....	280
<b>3.11. Proceso de control .....</b>	<b>284</b>
3.11.1. Sobreexcavaciones .....	284
3.11.2. Shotcrete .....	285
3.11.3. Micropilotes .....	286
3.11.3.1. Jet grouting .....	286
3.11.4. Instalación de cimbra .....	287
3.11.5. Pata de elefante .....	288
<b>3.12. Gestión de la calidad .....</b>	<b>288</b>
3.12.1. Especificaciones técnicas de materiales.....	288
3.12.2. Lista de Protocolos de Liberación.....	289
<b><i>CAPITULO 4 RESULTADOS Y DICUSIÓN.....</i></b>	<b><i>291</i></b>
<b>4.1. Análisis de resultados: .....</b>	<b>291</b>
<b>4.2. Discusión.....</b>	<b>296</b>
<b><i>CONCLUSIONES .....</i></b>	<b><i>298</i></b>
<b><i>RECOMENDACIONES.....</i></b>	<b><i>300</i></b>
<b><i>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....</i></b>	<b><i>301</i></b>
<b><i>ANEXO N° 1: FORMATOS UTILIZADOS PARA LA RECOLECCION DE DATOS.....</i></b>	<b><i>302</i></b>
<b><i>ANEXO N° 2: ESTUDIOS GEOLOGICOS.....</i></b>	<b><i>307</i></b>

**ANEXO N° 3: PLANO DE PERFIL LONGITUDINAL DEL TRAZADO DE TUNEL CHANCAY . 352**

**ANEXO N° 4: EQUIPOS UTILIZADOS EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO DEL TÚNEL**

**CHANCAY ..... 357**

**ANEXO N° 5: PLANO DE TIPO DE SOSTENIMIENTO EN  $Q_{mix}$  ST - IV..... 372**

**ANEXO N° 6: PLANO DE TIPO DE SOSTENIMIENTO EN  $Q_e$  ST - V ..... 374**

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: <i>Variables e Indicadores</i> .....	34
Tabla 2: <i>Cargas para Dimensionar el Sostenimiento Clasificación de TERZAGHI - Clasificación Modificada por DEERE et al 1970.</i> .....	43
Tabla 3: <i>Sostenimiento según TERZAGHI</i> .....	44
Tabla 4: <i>Sostenimiento según Rose - TERZAGHI; Cargas sobre el revestimiento de un túnel según Terzaghi Modificado posteriormente por Rose, 1982.</i> .....	45
Tabla 5: <i>Tipo de roca según LAUFFER 1958.</i> .....	46
Tabla 6: <i>Tiempo de Estabilidad de la Excavación vs Longitud Libre</i> .....	47
Tabla 7: <i>Clasificación de RABCEWIC, MULLER</i> .....	47
Tabla 8: <i>Relaciona el RQD - Método de Excavación - Sistema de soporte alternativo</i> .....	50
Tabla 9: <i>Clasificación de Deere (RQD)</i> .....	51
Tabla 10: <i>Parámetros de Clasificación Geomecánica RMR (Bieniawski 1989).</i> .....	53
Tabla 11: <i>Correlación por la Orientación de las Discontinuidades</i> .....	54
Tabla 12: <i>Clasificación y Calidad en relación al Índice RMR.</i> .....	54
Tabla 13: <i>Clasificación Geomecánica del Macizo Rcoso según BIENIAWSKI - 1989</i> .....	55
Tabla 14: <i>Parámetros de Clasificación Geomecánica de Q - Barton, 2000.</i> .....	57
Tabla 15: <i>Obtenido el Índice Q, se definen 9 categorías de macizos rocosos según su calidad.</i> ..	59
Tabla 16: <i>ESR - Barton, 1992.</i> .....	60
Tabla 17: <i>Clasificación de Materiales de Subrasante de Carreteras.</i> .....	67
Tabla 18: <i>Sistema Unificado de Clasificación - Símbolos de grupo para Suelos Gravosos (R200 &gt; 50; R4/R200 &gt; 0.5)</i> .....	73

Tabla 19: <i>Sistema Unificado de Clasificación - Símbolos de grupo para Suelos Arenosos (<math>R_{200} &gt; 50</math>; <math>R_4/R_{200} \leq 0.5</math>)</i> .....	74
Tabla 20: <i>Sistema Unificado de Clasificación - Símbolo de grupo para Suelos Limosos y Arcilloso (<math>R_{200} \leq 50</math>)</i> .....	75
Tabla 21: <i>Nombres de Grupos para Suelos Gravosos*</i> .....	76
Tabla 22: <i>Nombres de Grupo para Suelo Arenosos*</i> .....	77
Tabla 23: <i>Nombre de Grupo para Suelos Inorgánicos de Grado Fino*</i> .....	78
Tabla 24: <i>Nombres de Grupo para Suelos Orgánicos de Grano Fino*</i> .....	79
Tabla 25: <i>Propiedades de las Turbas Mostradas</i> .....	82
Tabla 26: <i>Comparación entre Sistema ASSTHO y el Unificado*</i> .....	83
Tabla 27: <i>Comparación entre el Sistema Unificado y el ASSTHO</i> .....	83
<b>Tabla 28:</b> <i>Diferencias entre los métodos de excavación de túneles</i> .....	107
<b>Tabla 29:</b> <i>Rango de aplicación de la técnica de jet grouting</i> .....	112
<b>Tabla 30:</b> <i>Control de parámetros durante la construcción del túnel</i> .....	119
<b>Tabla 31:</b> <i>Tramificación Constructiva del Túnel</i> .....	125
Tabla 32: <i>Sostenimientos propuestos</i> .....	129
Tabla 33: <i>Características de las familias de juntas. K-chil-v</i> .....	142
Tabla 34: <i>Resultado obtenido en el análisis de caída de bloques</i> .....	142
Tabla 35: <i>Propiedades de cálculo del macizo rocoso</i> .....	149
Tabla 36: <i>Propiedades del hormigón proyectado (shotcrete)</i> .....	150
Tabla 37: <i>Propiedades marcos metálicos</i> .....	150
Tabla 38: <i>Propiedades pernos helicoidales</i> .....	150
Tabla 39: <i>Fases de cálculo. ST-I, ST-II y ST-III</i> .....	159

Tabla 40: <i>Fases de cálculo. ST-V.</i> .....	159
Tabla 41: <i>Fases de cálculo. ST-VI.</i> .....	160
Tabla 42: <i>Resumen resultados. ST-I</i> .....	161
Tabla 43: <i>Resumen resultados. ST-II</i> .....	161
Tabla 44: <i>Resumen resultados. ST-III</i> .....	162
Tabla 45: <i>Resultados ST IV</i> .....	163
Tabla 46: <i>Resumen resultados. ST-V</i> .....	165
Tabla 47: <i>Resumen resultados. ST-VI</i> .....	168
<b>Tabla 48:</b> <i>Resumen de los parámetros empleados en el análisis del paraguas y resultados del paraguas del Sostenimiento Tipo IV</i> .....	178
Tabla 49: <i>Resumen de los resultados obtenidos en el análisis del paraguas del Sostenimiento Tipo IV</i> .....	179
Tabla 50: <i>Tramo ST-IV</i> .....	184
Tabla 51: <i>Tolerancias en excavación</i> .....	190
Tabla 52: <i>Ciclo Excavación ST-IV</i> .....	212
<b>Tabla 53:</b> Rango de Valores de los parámetros comúnmente empleados en el diseño de jet grouting.....	223
Tabla 54: <i>Parámetros Iniciales de Prueba</i> .....	224
Tabla 55: <i>Toma de Datos Durante la Prueba</i> .....	225
Tabla 56: <i>Medición de Diámetro de Jet Grouting en las Pruebas</i> .....	226
<b>Tabla 57:</b> Tolerancias de excavación y sus elementos dentro del proceso constructivo. ....	234
<b>Tabla 58:</b> Características medias de los martillos hidráulicos .....	261

Tabla 59: <i>Frecuencia toma de medidas de convergencias, nivelación de clave y células de presión</i> .....	275
Tabla 60: <i>Tolerancias de desplazamiento vertical y convergencias túnel según modelo calculo para ST – IV y ST - V.</i> .....	281
Tabla 61: <i>Distancia de convergencias en túnel</i> .....	283
Tabla 62: <i>Frecuencia de ensayos a realizar</i> .....	290

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: <i>Esquema de Calculo según Terzaghi</i> .....	42
Ilustración 2: <i>Esquema de Calculo según LAUFFER</i> .....	46
Ilustración 3: <i>Corrección según la Orientación de la Obra/Discontinuidad</i> . ....	54
Ilustración 4: <i>ESR - Barton, 1992</i> . ....	60
Ilustración 5: <i>Grafica de Clasificación por Textura de la USDA</i> .....	64
Ilustración 6: <i>Ejemplificación</i> .....	64
Ilustración 7: <i>Rango del Limite e Índice de Plasticidad para Suelos en los grupos A-2, A-4, A-5, A-6 y A-7</i> . ....	68
Ilustración 8: <i>Grafica de Plasticidad</i> .....	73
Ilustración 9: <i>Curva de Distribución Granulométrica</i> .....	81
Ilustración 10: <i>Ciclo de trabajo en Túnel</i> . ....	86
Ilustración 11: <i>Maquinaria tipo Jumbo Epiroc Boomer de 4 brazos perforando barrenos en el frente de Excavación</i> . ....	88
Ilustración 12: <i>Detonadores Electrónicos FAMETRONIC</i> .....	90
Ilustración 13: <i>Esquema del Plan de Voladura</i> .....	91
Ilustración 14: <i>Zonas de una Voladura</i> .....	92
Ilustración 15: <i>Perforación del Frente, según el esquema de voladura</i> . ....	93
Ilustración 16: <i>Monitoreo de Vibración de Voladura</i> .....	95
Ilustración 17: <i>Retiro de escombros de la voladura, mediante pala cargadora y Volquetes</i> .....	96
Ilustración 18: <i>Excavación del frente mediante retroexcavadora con martillo hidráulico</i> .....	98
Ilustración 19: <i>Fresadora con cabeza giratoria tipo Ripping</i> .....	99
Ilustración 20: <i>Tuneladora abierta</i> .....	101

Ilustración 21: <i>Tuneladora tipo Doble Escudo</i> .....	104
<b>Ilustración 22:</b> Ejecución de jet grouting .....	110
<b>Ilustración 23:</b> Paragua de micropilotes .....	111
Ilustración 24: <i>Sección Funcional con Contra bóveda</i> .....	127
Ilustración 25: <i>Sección Funcional sin Contrabóveda</i> .....	128
Ilustración 26: <i>Sostenimiento propuesto para la ST-I</i> .....	130
Ilustración 27: <i>Sostenimiento propuesto para la ST-II</i> .....	131
Ilustración 28: <i>Sostenimiento propuesto para la ST- III</i> .....	132
Ilustración 29 <i>Sostenimiento propuesto para la ST - IV</i> .....	133
Ilustración 30: <i>Sostenimiento propuesto para la ST-V</i> .....	134
Ilustración 31: <i>Sostenimiento propuesto para la ST-VI</i> .....	135
Ilustración 32: <i>Fases de excavación para las secciones ST-I, ST-II y ST-III</i> .....	136
Ilustración 33: <i>Fases de excavación para la sección ST-IV</i> .....	137
Ilustración 34: <i>Fases de excavación para la sección ST-V</i> .....	138
Ilustración 35: <i>Fases de excavación para la sección ST-VI</i> .....	139
Ilustración 36: <i>Cuñas generadas por la combinación de las familias J1, J2 y J3. Sin sostenimiento</i> .....	144
Ilustración 37: <i>Cuñas generadas por la combinación de las familias J1, J2 y J3. Con sostenimiento</i> .....	144
Ilustración 38: <i>Modelo de cálculo ST-V</i> .....	147
Ilustración 39: <i>Efecto de frente en la estabilidad de la excavación</i> .....	152
Ilustración 40: <i>Mecanismo simplificado del equilibrio del frente (Támez et al, 1997)</i> .....	154
Ilustración 41: <i>Esquema general del análisis de estabilidad del frente (Támez et al, 1997)</i> .....	155

Ilustración 42: <i>Resultados del análisis de estabilidad del frente. ST-V</i> .....	158
<b>Ilustración 43:</b> Desplazamientos verticales, en m, en terreno una vez finalizadas las excavaciones del Túnel Chancay. Para un plano en medio del modelo (y=30 m). .....	163
<b>Ilustración 44:</b> Desplazamientos horizontales, en m, en terreno una vez finalizadas las excavaciones del Túnel Chancay. Para un plano en medio del modelo (y=30 m). .....	164
<b>Ilustración 45:</b> Plastificaciones en terreno una vez finalizadas las excavaciones en el Túnel Chancay. Para un plano en medio del modelo (y=30 m).....	164
Ilustración 46: <i>Desplazamientos horizontales. ST-V</i> .....	166
Ilustración 47: <i>Tensiones de compresión en el sostenimiento. Detalle 2. ST-V</i> .....	166
Ilustración 48: <i>Tensiones de tracción en el sostenimiento. Detalle 2. ST-V</i> .....	167
Ilustración 49: <i>Esfuerzos axiales en marcos. ST-V</i> .....	167
Ilustración 50: <i>Momentos flectores en marcos. ST-V</i> .....	168
Ilustración 51: <i>Esquema geométrico de un tubo del paraguas de micropilotes</i> . .....	172
Ilustración 52: <i>Ejemplo de ejecución de un paraguas de micropilotes</i> .....	173
Ilustración 53: <i>Sección Longitudinal Tramo ST-IV</i> . .....	184
Ilustración 54: <i>Vista planta, Tramo ST-IV</i> .....	185
Ilustración 55: <i>Frente de excavación túnel de salida – ZOP (Qmix-Ri)</i> .....	185
<b>Ilustración 56:</b> Excavación mecánica de sección tipo ST IV .....	187
Ilustración 57: <i>Sección típica de marcado topográfico – ST – IV (fases excavación, I, II, III, IV, V, VI)</i> .....	189
Ilustración 58: <i>Acondicionamiento plataforma para CASAGRANDE C6</i> .....	191
Ilustración 59: <i>Perforación e Instalación de Micropilotes</i> .....	192
Ilustración 60: <i>Inyección de Micropilotes</i> .....	194

Ilustración 61: <i>Imagen referencial tubería perforada PVC</i> .....	196
Ilustración 62: <i>Fases de Excavación de Túnel – Tipo ST-IV</i> .....	197
Ilustración 63: <i>Fases de Excavación Galería Derecha.</i> .....	200
Ilustración 64: <i>Fases de Excavación Galería Izquierda</i> .....	202
Ilustración 65: <i>Demolición de Cimbra Temporal – Reforzamiento Hastiales</i> .....	203
Ilustración 66: <i>Fases de Excavación IV – Excavación Banco Izquierdo</i> .....	204
Ilustración 67: <i>Fases de Excavación IV – Excavación Banco Derecho</i> .....	206
Ilustración 68: <i>Fases de Excavación VI – INVERT</i> .....	206
Ilustración 69: <i>Proceso constructivo ST-IV</i> .....	207
Ilustración 70: <i>Soporte Definitivo –Sección Final</i> .....	209
Ilustración 71: <i>Soporte Temporal – Cimbra Temporal</i> .....	210
Ilustración 72: <i>Soporte Tipo ST-IV</i> .....	210
Ilustración 73: <i>Esquema Instalación de Cimbras.</i> .....	212
Ilustración 74: <i>Marcación y ubicación de los Jets Grouting de prueba</i> .....	227
Ilustración 75: <i>Perforación e Inyección de Jet Grouting de Prueba</i> .....	227
Ilustración 76: <i>Limpieza para descubrir los Jet Grouting en prueba</i> .....	228
Ilustración 77: <i>Limpieza y medición de los resultados de la primera prueba</i> .....	228
Ilustración 78: <i>Limpieza y medición de resultados de la segunda prueba</i> .....	229
Ilustración 79: <i>Instalaciones del Frente CI</i> .....	231
Ilustración 80: <i>Secuencia Jet Grouting</i> .....	235
<b>Ilustración 81:</b> <i>Perforación e inyección de Jet Grouting</i> .....	236
Ilustración 82: <i>Fases de Excavación Túnel – Multifase</i> .....	238
Ilustración 83: <i>Fase I - Excavación Mecánica Bóveda</i> .....	239

Ilustración 84: <i>Excavación mecánica</i> .....	240
Ilustración 85: <i>Machón o pechuga de frente</i> .....	241
Ilustración 86: <i>Diseño de Conformación de Machón o Pechuga de Frente</i> .....	242
Ilustración 87: <i>Excavación de frente, perfilado de sección y lanzado de shotcrete preventivo</i> . 244	
Ilustración 88: <i>Colocado e instalación de cimbra, lanzado de shotcrete sobre cimbra</i> . ....	245
Ilustración 89: <i>Excavación para patas de elefante</i> . ....	246
Ilustración 90: <i>Colocado de patas de elefante y lanzado de shotcrete de recubrimiento</i> .....	247
Ilustración 91: <i>Secuencia para colocado de patas de elefante y cimbras</i> . ....	248
Ilustración 92: <i>Secuencia de avance de excavación</i> . ....	248
Ilustración 93: <i>Sostenimiento en la Portada del Túnel CI</i> .....	250
Ilustración 94: <i>Soporte Definitivo BOVEDA –Sección Final</i> .....	250
Ilustración 95: <i>Soporte Definitivo BANCOS –Sección Final</i> .....	251
Ilustración 96: <i>Detalle de la Sección Longitudinal</i> .....	251
Ilustración 97: <i>Sostenimiento ST – V</i> .....	252
Ilustración 98: <i>Remanente de pilote en bóveda</i> .....	254
Ilustración 99: <i>Esquema corte remanente de pilotes</i> .....	255
Ilustración 100: <i>Replanteo de malla de perforación con tecnología laser</i> . ....	260
Ilustración 101: <i>Perforación de barrenos mediante jumbo hidráulico</i> . ....	261
Ilustración 102: <i>Carga de un plan de tiro ya perforado</i> . ....	263
Ilustración 103: <i>Ventilación de un túnel mediante manga de ventilación</i> . ....	264
Ilustración 104: <i>Excavación Mecánica de Túnel</i> .....	265
Ilustración 105: <i>Representación de las operaciones de los equipos de desescombro</i> .....	266
Ilustración 106: <i>Sostenimiento de un túnel mediante cerchas y hormigón proyectado</i> .....	270

Ilustración 107: <i>Revestimiento de bóveda en el túnel Chancay</i> .....	272
Ilustración 108: <i>Hormigonado de Invert o Contra bóveda en el túnel Chancay</i> .....	273
Ilustración 109: <i>Gráfico deformación-tiempo obtenido de una estación de convergencia</i> .....	277
Ilustración 110: <i>Puntos de Monitoreo Sección Tipo ST - IV</i> .....	282
Ilustración 111: <i>Puntos de Monitoreo Sección Tipo ST – V, VI</i> .....	283
Ilustración 112: <i>Dimensiones Puntos Convergencia</i> .....	284

## ÍNDICE DE ABREVIATURAS

ASSHTO:	Asociación Americana de Autoridades Estatales de Carreteras y Transporte (American Association of State Highway and Transportation Officials).	
ACI	Instituto Americano de Concreto (American Concrete Institute).	
ASTM	Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (American Society for Testing and Materials).	
PCA	Asociacion de Cemento Portland (Portland Cement Association).	
SI	Sistema Internacional de Unidades	
SLUMP	Sistema Legal de Unidades de Medida del Perú (el SI en el Perú).	
A	Ampere	Corriente eléctrica
Cd	Candela	Intensidad luminosa
°C	Grado Celsius	Temperatura
g	Gramo	Masa
h	Hora	Tiempo
H	Henry	Inductancia
Ha	Hectárea	Área
Hz	Hertz ( $s^{-1}$ )	Frecuencia
J	Joule (N.m)	Energía, trabajo
K	Kelvin	Temperatura
L	Litro	Volumen
Lx	Lux	Iluminación
m	Metro	Longitud
$m^2$	Metro Cuadrado	Área
$m^3$	Metro cubico	Volumen
min	Minuto	Tiempo
N	Newton ( $kg.m/s^2$ )	Fuerza
Pa	Pascal ( $N/m^2$ )	Presión
s	Segundo	Tiempo
t	Tonelada métrica	Masa
v	Voltio (W/A)	Potencial Eléctrico

W	Watt (J/S)	Potencial, flujo radiante
$\Omega$	Ohm (V/A)	Resistencia eléctrica
°	Grado	Ángulo plano
'	Minuto	Ángulo plano
"	Segundo	Ángulo plano

## INTRODUCCIÓN

La construcción de túneles es muy importante en la construcción de infraestructuras de transporte, centrales hidroeléctricas y minería a nivel mundial. Durante su ejecución presenta grandes retos para la ingeniería como la excavación en subsuelos, arenas, filtraciones de agua y ubicación del proyecto. Al no tomar en cuenta estas condiciones se compromete la seguridad y los costos del proyecto.

Para la excavación de túneles en depósitos eólicos y depósitos mixtos, las técnicas de mejoramiento del terreno se vuelven indispensables para minimizar los riesgos y garantizar la estabilidad de la estructura subterránea.

El presente estudio tiene como objetivo evaluar y aplicar técnicas de mejora de terreno en los tramos de Depósitos Mixtos y Arenas Eólicas para optimizar la estabilidad, seguridad y eficiencia en la Construcción del Túnel de Chancay – Lima.

Para ello se realizó un análisis y seguimiento en campo para la toma de datos geomecánicos y técnicos, asimismo se complementó con el modelado con software de ROCK SCIENCE

El trabajo está constituido por los siguientes capítulos:

Capítulo 1: detalla el planteamiento del problema. El Capítulo 2 detalla los antecedentes de la investigación y las bases teóricas o científicas. El Capítulo 3 se detalla el análisis metodológico de la investigación y las características específicas del proyecto, finalmente el Capítulo 4 se expone el análisis y discusión de resultados.

## RESUMEN

En el presente trabajo, la mejora de terreno mediante la técnica de inyecciones en Paraguas de Jet Grouting, se realizó exclusivamente en depósitos eólicos encontradas en el portal de entrada CI, debido a las condiciones geomecánicas de las arenas definidas por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); desde el PK 0+424 hasta PK 0+851, la excavación se desarrolló mediante métodos convencionales en tres fases y el mejoramiento de terreno mediante la técnica de inyecciones en Paraguas de Micropilotes se realizó exclusivamente en depósitos mixtos encontrados en la Zona de Operación Portuaria, debido a la caracterización geomecánica de los depósitos mixtos determinados por el SUCS; desde PK 1+720 a PK 2+163.64, la excavación se desarrolló en seis fases de excavación mecánica y el Nuevo Método Austriaco NATM. La presente investigación tuvo como objetivo analizar, evaluar y aplicar técnicas de mejora de terreno en los tramos de depósitos mixtos y arenas eólicas para optimizar la estabilidad, seguridad y eficiencia en la construcción del túnel de Chancay. Se empleó un diseño No experimental, de nivel descriptivo, explicativo y correlacional; con enfoque cuantitativo. La muestra estuvo constituida por los tramos de depósitos mixtos y arenas eólicas donde se aplicó las técnicas de mejoramiento de terreno mediante inyecciones de lechada. Se concluye que la técnica de mejoramiento más efectiva para las arenas eólicas es el paraguas de Jet Grouting y la técnica más efectiva para los depósitos mixtos es la Paraguas de Micropilotes en la construcción de túneles.

**Palabras clave:** Túnel de Chancay, Jet Grouting, Micropilotes, Depósitos mixtos, Arenas eólicas.

## **ABSTRACT**

In this project, ground improvement using the Jet Grouting Umbrella technique was carried out exclusively in aeolian deposits found at the IC inbound portal, due to the geomechanical conditions of the sands defined by the Unified Soil Classification System (USCS). From PK 0+424 to PK 0+851, excavation was carried out using conventional mechanical methods in three phases, and ground improvement using the Micropile Umbrella technique was performed exclusively in mixed deposits found in the Port Operations Zone, due to the geomechanical characterization of the mixed deposits determined by the USCS. From km 1+720 to km 2+163.64, the excavation was carried out in six phases using conventional mechanical excavation methods and the New Austrian Tunneling Method (NATM). This research aimed to analyze, evaluate, and apply ground improvement techniques in the mixed deposits and aeolian sand sections to optimize the stability, safety, and efficiency of the Chancay Tunnel construction. A non-experimental, descriptive, explanatory, and correlational design with a quantitative approach was employed. The sample consisted of the mixed deposits and aeolian sand sections where ground improvement techniques using grout injection were applied. It was concluded that the most effective improvement technique for aeolian sands is jet grouting, and the most effective technique for mixed deposits is micropile gating in tunnel construction.

**Keywords:** Chancay Tunnel, Jet grouting, Micropiles, Mixed deposits, Aeolian sands.

## CAPITULO 1

### PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

#### 1.1. Descripción de la realidad problemática

Iniciada los trabajos de movimiento de tierras para la construcción del Megapuerto en la Zona de Operaciones Portuarias hubo un impacto social negativo, haciéndose notar la población por las huelgas contantes, este impacto negativo debido al alto tránsito de equipos pesados, el difícil acceso de los camiones del Complejo de Ingreso (CI) a la Zona de Operaciones Portuarias (ZOP) cruzando la Panamericana Norte a la altura del km. 80 por las calles angostas de la ciudad de Chancay (zona Santa Rosa y Peralvillo) y la contaminación por la generación de polvareda por el tránsito de los equipos pesados.

A raíz de los constantes reclamos de la población y obstrucciones de las calles por los equipos pesados de mayor tamaño, la empresa QOSQO SHIPPING PORT decide modificar en el año 2015 el diseño del Megapuerto; donde se contempló la construcción de un túnel de 1800 metros previsto para vías de acceso de camiones pesados y una faja transportadora al Terminal Portuario.

Durante la construcción de este proyecto se tiene tres grandes componentes: uno es la Zona de Operaciones Portuarias, donde se realizan actividades relacionadas al puerto (ZOP), dos es el complejo de ingreso (CI) que incluye el antepuerto vehicular puertas de ingreso, área de inspecciones de aduanas, oficinas administrativas y áreas de servicios logísticos y tercero lo constituye el TUNEL.

Para la construcción del túnel que une los componentes uno y dos, se tiene dos frentes de avance denominados Complejo de Ingreso (túnel CI) y Zona de Operaciones Portuarias (túnel ZOP).

La Empresa China Railway N° 10 Engineering Group CO, Ltd Sucursal Perú (CREC10), complementa los estudios geológicos, geotécnicos e Hidrogeológicos para iniciar con el Diseño y posteriormente la construcción del túnel.

La construcción del túnel en el Megapuerto de Chancay presenta condiciones geotécnicas complejas debido a la presencia de depósitos mixtos y arenas eólicas que son materiales de baja capacidad portante y alta compresibilidad

En el Frente de avance CI se presenta los depósitos de arena eólica desde la progresiva 0+424 hasta la progresiva 0+868 y en el frente de avance ZOP se presenta los depósitos aluviales mixtos desde la progresiva 1+699 hasta la progresiva 2+180. Siendo estas condiciones de terreno muy desfavorables para las construcciones subterráneas y mucho más aun para la construcción de un túnel de sección (15m x 9m).

Para ejecutar la construcción del túnel Chancay –Lima se optó por el mejoramiento del terreno mediante Inyecciones de Jet Grouting en los depósitos eólicos (arena) y el mejoramiento de terreno mediante Inyecciones de Micropilotes en los depósitos mixtos (Qmix).

## **1.2. Formulación del problema**

### ***1.2.1. Problema General***

P: ¿Qué técnicas de mejora de terreno resulta más eficaces en los tramos de depósitos mixtos y arenas eólicas para garantizar la estabilidad, seguridad y eficiencia durante la construcción del Túnel de Chancay - Lima?

### ***1.2.2. Problemas Específicos***

P1: ¿Cuáles son las características geomecánicas y geotécnicas de los depósitos mixtos y arenas eólicas en el área de influencia del túnel de Chancay?

P2: ¿Que propiedades geomecánicas de las arenas eólicas y depósitos mixtos son factores que determinan la técnica de mejoramiento, en la construcción del túnel Chancay?

P3: ¿Cuál es el impacto de la aplicación de estas técnicas de mejora de terreno en la estabilidad del terreno, tiempos y el método de excavación del túnel Chancay – Lima?

## **1.3. Objetivos**

### ***1.3.1. Objetivo general***

O: Analizar, evaluar y aplicar técnicas de mejora de terreno en los depósitos mixtos y arenas eólicas para optimizar la estabilidad, seguridad y eficiencia en la Construcción del Túnel de Chancay – Lima.

### ***1.3.2. Objetivos específicos***

O1: Determinar las características geomecánicas y geotécnicas de los depósitos mixtos y arenas eólicas en el área de proyecto.

O2: Identificar las propiedades geomecánicas que determinan la técnica de mejora de terreno más adecuado para los depósitos mixtos y arenas eólicas en la Construcción del Túnel de Chancay – Lima.

O3: Evaluar el impacto de las técnicas aplicadas en la estabilidad del terreno, tiempos y método de excavación del túnel.

## **1.4. Justificación e importancia de la investigación**

### **1.4.1. Justificación**

Realizado el estudio Geo mecánico y Geotécnico, en el trazado del eje del túnel se presenta roca de mala calidad, depósitos mixtos y depósitos eólicos.

Por estas condiciones de terreno, diseño de túnel y poca cobertura se optó por el mejoramiento de terreno.

La finalidad del trabajo de investigación es hacer conocer que es posible la construcción de infraestructuras subterráneas en depósitos mixtos y arenas eólicas utilizando técnicas de mejoramiento de terreno mediante Inyecciones de Jet Grouting e Inyecciones de Micropilotes, como se realizó en la construcción del túnel Chancay-Lima.

### **1.4.2. Importancia**

El tema de investigación, técnicas de mejora de terreno en los tramos de depósitos mixtos y arenas eólicas mediante inyecciones de Jet Grouting y de Micropilotes en la construcción de túneles, es de mucha importancia porque en nuestro país no se tiene estudios y tampoco construcciones de túneles en depósitos eólicos (arena) y depósitos mixtos. Además, la construcción del túnel Chancay, es muy importante para el comercio internacional.

## **1.5. Limitaciones del estudio**

Las limitaciones son:

- Limitaciones al acceso de información de nivel de gestión y limitaciones por el idioma por parte de la empresa por ser inversión china.
- Difícil acceso a la información al área de costos por ser un proyecto de inversión China.

## **1.6. Delimitación de la investigación**

### ***1.6.1. Delimitación temporal***

La investigación se realizará en el año 2024 - 2025.

### ***1.6.2. Delimitación Espacial***

El proyecto se encuentra ubicado en el distrito de Chancay, provincia de Huaral, departamento de Lima. El espacio de estudio delimitado es toda el área de construcción del Túnel.

## **1.7. Hipótesis de investigación**

### ***1.7.1. Hipótesis general***

H: Las técnicas de mejora de terreno aplicadas mediante inyecciones de Jet Grouting y de Micropilotes en los depósitos mixtos y arenas eólicas, mejora la estabilidad, seguridad y eficiencia en la construcción del túnel de Chancay – Lima.

### ***1.7.2. Hipótesis específicas***

H1: Los depósitos mixtos y arenas eólicas encontrados en el área de influencia del túnel presentan materiales poco consolidados, baja cohesión, alta permeabilidad y baja resistencia al corte, esto condiciona la estabilidad del frente de excavación y requiere de sostenimientos especializados para prevenir subsidencias.

H2: En las arenas eólicas, la técnica de mejoramiento mediante inyecciones de Jet Grouting resulta más efectiva ya que incrementa la cohesión en las arenas; asimismo en los depósitos mixtos la técnica de mejoramiento mediante inyecciones de Micropilotes resulta más efectiva ya que incrementa las propiedades geomecánicas del terreno. Ambas técnicas generan un frente de excavación estable y segura.

H3: Las técnicas de mejora de terreno mediante inyecciones, maximiza las propiedades geomecánicas de los terrenos y el factor de seguridad de la excavación, permitiendo una

reducción en los tiempos de ejecución ya que nos permite utilizar métodos de excavación mecánica.

## 1.8. VARIABLES E INDICADORES

**Tabla 1:**

*Variables e Indicadores*

VARIABLES	DIMENCIÓN	INDICADORES	Unid.
Independientes:  - Técnicas de mejora de terreno.	Parámetros de ejecución.  Propiedades de la lechada de cemento.	- Presión de inyección, volumen de lechada, diámetro de columna, velocidad de retiro.  - Relación de agua/cemento, viscosidad, tiempo de fraguado.	-Bar, m <sup>3</sup> , m, min/m.  -a/c; cp; min
Dependiente: - Estabilidad del túnel y comportamiento geomecánico.  - Condiciones de depósito (arenas eólicas y depósitos mixtos)	-Resistencia del suelo mejorado.  -Control de deformaciones	-Resistencia a la compresión simple (UCS). -Cohesión (c), Angulo de fricción( $\phi$ )  -Convergencia del túnel, asentamiento superficial, desplazamiento de clave.	Mpa, kpa, (°)  mm

Nota: Fuente propia

## CAPITULO 2 :

### MARCO TEORICO

#### 2.1. Antecedentes de la investigación y marco legal

##### 2.1.1. *Antecedentes Internacional*

Javier Sanchez Gomez (2013); en la tesis Doctoral: “*Análisis de la influencia de distintos diseños de paraguas de Micropilotes, pantallas de Micropilotes, paraguas de Jet Grouting y pantallas de Jet Grouting en los asentamientos en superficie durante la ejecución de túneles perforados superficialmente*”. UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID.

Tiene como objetivo analizar el impacto que tienen diferentes sistemas de refuerzo, incluyendo paraguas y pantallas de micropilotes y jet grouting, en los asentamientos superficiales cuando se construyen túneles poco profundos. El objetivo es definir criterios que permitan a los proyectistas identificar, desde etapas tempranas, cuáles son las soluciones más efectivas para reducir al mínimo esos asentamientos. Así, se busca proporcionar datos cualitativos y cuantitativos acerca de los diseños más apropiados. Para esto, se utiliza un programa avanzado de elementos finitos que posibilita simular la conducta tensodeformacional del terreno mediante un modelo de suelo con endurecimiento. Este último es una variante elastoplástica del modelo hiperbólico.

##### 2.1.2. *Antecedentes Nacionales*

Chirinos Verano Rodrigo Alfonso (2017); en la Tesis: “*Diseño Geotécnico de 1km de túnel para la Línea 2 de la red básica del Metro de Lima y Callao*”

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.

OBJETIVO GENERAL: Desarrollar el diseño del revestimiento y el sostenimiento del túnel de la Línea 2 del Metro de Lima y Callao, tomando en cuenta los criterios y técnicas

vinculados a tres métodos de excavación: el método Cut & Cover (excavación a cielo abierto), la técnica tradicional (excavación de caverna convencional) y la técnica integral a través de tuneladoras tipo escudo (TBM, Tunnel Boring Machine).

#### CONCLUSIONES:

La opción más segura para construir túneles es la sección circular, pues muestra niveles de deformación y esfuerzos más bajos que otras configuraciones.

Las características geotécnicas del terreno en el proyecto del Metro de Lima evidencian la conveniencia de emplear una tuneladora tipo escudo, debido a que aproximadamente el 90% del trazado de la Línea 2 está compuesto por gravas. No obstante, resulta debatible optar inicialmente por un sistema tipo hidroescudo en lugar de una TBM tipo EPB (Earth Pressure Balance), que fue la alternativa finalmente seleccionada por la concesionaria, considerando que el terreno no es completamente homogéneo y puede presentar discontinuidades e interferencias que dificulten el proceso constructivo.

Por otro lado, el diseño tipo caverna mediante el método NATM/SEM ofrece ventajas económicas frente a las otras metodologías, principalmente por dos razones:

- La menor cantidad de material excavado en comparación con el método Cut & Cover, lo que implica una reducción significativa en los costos de movimiento y disposición de tierras.
- La menor demanda de mano de obra y maquinaria respecto al uso de tuneladoras; sin embargo, dada la extensión total del túnel de la Línea 2, la proporción del trazado que debería ejecutarse con este método sigue siendo un aspecto sujeto a evaluación

Diez Gil David (2017); en la Tesis: *“Proyecto de ejecución de túnel carretero en Oyon, Perú”* ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE MINAS Y ENERGIA

OBJETIVO GENERAL: El objetivo del proyecto es la realización de un tramo de túnel carretero

de doble sentido, que atravesaría desde una ubicación cercana al pueblo de Churin, junto al río Huaura y otra ubicada más al sur junto a la presa Cheves, junto al río Checras.

#### CONCLUSION:

Dado que la dureza para la cuarcita y para las areniscas es abrasiva y dura, para la lutita es no abrasiva y blanda, no es un terreno muy idóneo para el uso de la tuneladora, ya que a pequeños avances podemos encontrarnos grandes variaciones de la dureza o la abrasividad.

En resumen, la construcción de la tuneladora requiere una gran inversión en tiempo y dinero, que se podría aprovechar en el inicio de las labores mediante el método de perforación y voladura. Además, acompañado de un correcto control de las vibraciones, puede contribuir a que el sistema de perforación y voladura sea el más adecuado para la realización del túnel.

Es por todo ello que se opta por el método de perforación y voladura para este proyecto.

#### **2.1.3. Marco legal**

Manual de Carreteras: Túneles, Muros y Obras Complementarias R.D. N°36 – 2016 – MTC/14

Este Manual tiene por objetivo brindar los criterios técnicos que se deben aplicar en la fase de factibilidad, estudio definitivo, ejecución del proyecto, operación y mantenimiento de los túneles, muros y obras complementarias, para la gestión de carreteras en tramos rurales y urbanos.

Con la finalidad de que el presente documento sea un instrumento de fácil identificación y uso, está organizado en partes y capítulos de la siguiente manera.

- Parte I : Generalidades
- Parte II : Proyecto de Túneles
- Parte III : Ejecución de Túneles

- Parte IV : Instalaciones en Túneles
- Parte V : Conservación o Mantenimiento en Túneles
- Parte VI : Muros
- Parte VII : Obras Complementarias

Reglamento de Seguridad y Salud Ocupacional en Minería D.S. N°024 – 2016 – EM

ART. 228.- En las labores mineras que permanezcan abiertas tales como: cruceros, galerías, cortadas, rampas, túneles y tajeos, se podrá utilizar como elemento de sostenimiento el hormigón, manteniendo las características técnicas de resistencia a la compresión simple, a la tracción, a la flexo-tracción y a la adhesión. Dicho tipo de sostenimiento puede ser combinado con pernos de roca, mallas, fibras, barras ranuradas de fricción, entre otros, teniendo en consideración la geomecánica de las rocas.

En todos los casos, el uso del hormigón requerirá pruebas de laboratorio que garanticen las características técnicas de resistencia. Igualmente, los pernos de sostenimiento serán sometidos a pruebas de arranque, cuyos resultados estarán disponibles para la supervisión, inspección o fiscalización correspondiente de las autoridades competentes.

Subcapítulo VI Voladura Eléctrica

ART. 239.- En la voladura eléctrica se debe cumplir lo siguiente:

a) Está prohibido usar otra fuente que no sea la generada por las máquinas o baterías construidas especialmente para el encendido eléctrico de los tiros, a menos que las instalaciones de fuerza motriz o alumbrado hayan sido técnicamente adecuadas para tal efecto y tengan una instalación especial de conexiones con interruptores dobles que no sean accesibles sino a los trabajadores autorizados.

b) Los cables conductores para disparos eléctricos se mantienen en cortocircuito, mientras se conecta en el frente los fulminantes eléctricos a la tanda y en tanto el personal en el lugar a disparar no haya sido evacuado. Los encargados de esta labor regresan a la máquina para el disparo restableciendo los contactos.

c) En perforación de piques y chimeneas es obligatorio el uso de detonadores que sean iniciados por control a distancia para la voladura. A juicio del operador de la mina, hasta los cinco (5) primeros metros, se puede usar los detonadores corrientes tomándose toda clase de provisiones en lo que respecta a la oportuna evacuación de dichas labores por los trabajadores encargados de encender los disparos. En la perforación de túneles de gran sección, los disparos eléctricos deben efectuarse retirando al personal a una distancia mínima de trescientos (300) metros.

d) Cuando el encendido de los tiros sea eléctrico, los disparos deben ser hechos por un trabajador que se encuentre capacitado para esta tarea, quedando terminantemente prohibido a todos los demás trabajadores acercarse a las labores antes de que los conductores eléctricos usados para este objeto hayan sido debidamente desconectados.

e) Después del disparo eléctrico ninguna persona debe entrar a la labor antes que se desconecten los cables conductores de la máquina para el disparo y se cierre dicha máquina con llave.

f) En caso de ocurrir una falla en un disparo eléctrico, primero se desconectan los cables conductores o la línea de disparo y se ponen éstos en cortocircuito por lo menos de dos (2) puntos, para enseguida revisar y corregir el circuito eléctrico de la voladura. Los encargados de esta labor regresan a la máquina de disparo para el restablecimiento de los contactos y ejecutar la

voladura tomando las medidas de seguridad correspondientes. (Artículo modificado por D.S. N°023-2017-EM art. 1)

## **2.2. Bases teóricas o científicas**

### **2.2.1. Clasificación geo mecánica del macizo rocoso**

En el MANUAL DE CARRETERAS: TÚNELES, MUROS Y OBRAS COMPLEMENTARIA R.D. N° 36-2016-MTC/14 en su Capítulo IV: Clasificación Geomecánica y Diseño Empírico; agrupa a las clasificaciones geomecánicas en clasificaciones antiguas y clasificaciones modernas teniendo en cuenta el año de publicación.

- Clasificaciones Geomecánicas Antiguas
  - TERZAGHI (1946)
  - LAUFER (1958)
  - DEERE ET (1964)
  
- Clasificaciones Geomecánicas Modernas
  - Clasificación de BIENIAWSKI (RMR) (1973)
  - Clasificación de BARTON (Q) (1974)
  - Correlación entre RMR Y Q

La primera clasificación del terreno fue propuesta por Terzaghi en el año 1946, orientando a la construcción de túneles. Los datos tomados para su clasificación fueron de túneles sostenidos principalmente por cerchas o cimbras metálicas. A partir de los años 50 fue generalizándose el uso de pernos de anclaje y el concreto proyectados (shotcrete) en la construcción de túneles para usos civiles. En 1958 Lauffer presenta su clasificación geomecánica donde combina el uso de cerchas o cimbras metálicas, pernos de anclaje y concreto proyectado para la construcción de túneles en roca. Esta clasificación está, por otra parte, muy vinculada al

surgimiento del Nuevo Método Austriaco (NATM) en el centro de Europa. Su utilización requiere, sin embargo, la experiencia directa en obra y es poco práctica en las fases de proyecto y anteproyecto.

Las que podemos denominar clasificaciones modernas (Sistema RMR (1973) y Q (1974)) intentan un mayor grado de objetividad. Se trata en los dos casos de combinar tributos del macizo rocoso (de tipo geológico, geométrico y tensional) en un número único relacionado con la calidad de la roca.

Estas clasificaciones geomecánicas se tuvieron que adaptar al macizo rocoso (como contraposición a los suelos). La zona de transición entre suelo-roca es siempre compleja. Los criterios de los autores no son iguales, los valores de resistencias a la compresión inferiores a 1 MPa son típicas de los suelos.

En este apartado se describen las clasificaciones antiguas, a estas según el año de publicación las podemos denominar modernas, también mencionaremos las recomendaciones de las clasificaciones para el sostenimiento de túneles y además se mencionan algunas críticas que han recibido. Las descripciones y tablas que aquí se ilustran corresponden aproximadamente a las versiones en uso a finales de los 80. Las clasificaciones de Bieniawski (RMR) y Barton (Q) se publicaron en los años de 1973 y 1974 respectivamente.

#### **2.2.1.1. Clasificaciones Geomecánicas Antiguas**

Se destacan las clasificaciones geomecánicas, por la importancia que tuvieron en su momento, ya hoy en día son poco utilizadas.

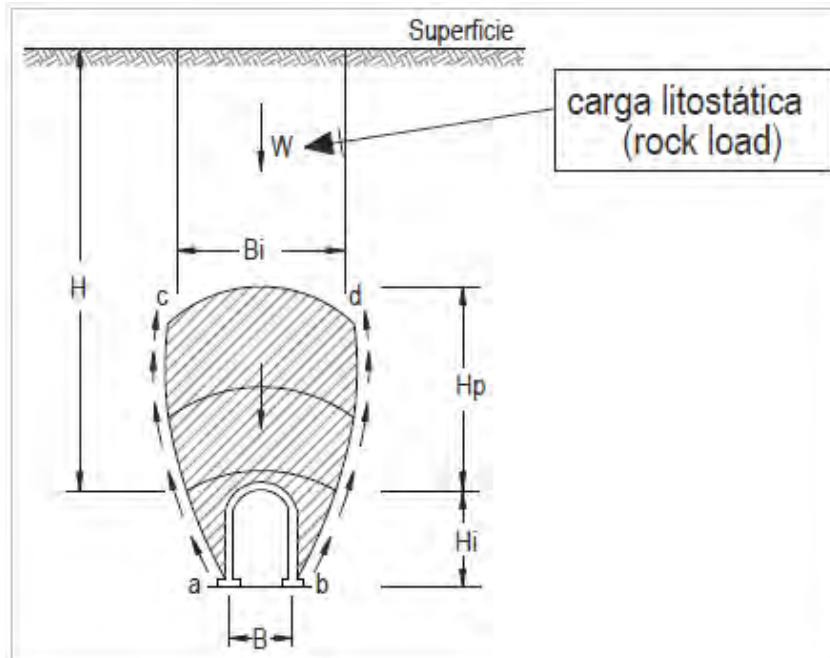
### 2.2.1.1.1. Terzaghi. (1946)

Karl Terzaghi clasifica el terreno en nueve categorías y proporciona la "carga de roca" o tensión vertical que soportarían las cerchas o cimbras de sostenimiento de un túnel construido por procedimientos tradicionales. La clasificación original fue modificada por Deere al (1970).

Crítica: Inadecuada cuando se utilizan las técnicas modernas de construcción de túneles en roca que hacen uso intensivo de concreto proyectado y pernos de anclaje. La clasificación de la roca es poco objetiva.

#### **Ilustración 1:**

*Esquema de Calculo según Terzaghi*



Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

**Tabla 2:**

*Cargas para Dimensionar el Sostenimiento Clasificación de TERZAGHI - Clasificación Modificada por DEERE et al 1970.*

Distam. Fracturas (cm)	RQD (%)	Condición de la roca	Carga Roca, Hp		Nota	
			Inicial	Final		
50	98	1. Dura e intacta	0	0	Sin presión lateral en general cambios erráticos de punto a punto	Revestimiento solo hay desprendimientos superficiales con presión (spalling) o roturas puntuales
		2. Dura estratificada o esquistosa	0	0.25B		Roturas superficiales por presión (spalling) comunes
	95 90	3. Masiva, juntas moderadas	0	0.25B		Presión lateral si hay stratos inclinados posible spalling
		4. Bloques moderados	0	0.25B a 0.35C		
20	75	5. Bloques y rota	0 a 0.6C	0.35C a 1.1C	Poca o nula presión lateral	
98	50	6. Completamente rota		1.1C	Presión lateral considerable. Si hay filtraciones, soporte continuo	
	25					
5	10	7. Gravias y arenas	0.54C a 1.2C	0.25B a 0.35C	Densa presión lateral	
	2		0.94C a 1.2C	1.08C a 1.38C	Débil	
2		8. Comprimida, profundidad moderada		1.1C a 2.1 C	Fuerte presión laterales	
		9. Comprimida, gran profundidad		2.1C a 4.5C	se requiere sostenimiento continuo	
		10. Hinchada		hasta 250 ft	Uso de sostenimiento circular En casos extremos, apoyos deformables	

Nota: 1) Para clases de roca 4, 5, 6, 7 cuando esté por encima del nivel freático, reducir el 50% carga.  
 2) B es el ancho del túnel, C=B+Hi (altura del túnel)  
 3)  $\gamma$  y Densidad del terreno

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

**Tabla 3:***Sostenimiento según TERZAGHI*

<b>Cargas sobre el revestimiento de un túnel según Terzaghi</b>		
Carga $H_p$ en metros de roca sobre el techo del revestimiento en túneles con anchura $B$ (m) y altura $H_t$ (m) a profundidad superior a $1,5 (B+H_t)(1)$		
<b>CONDICIONES DE LA ROCA</b>	<b>PESO DE ROCA <math>H_p</math> (m)</b>	<b>OBSERVACIONES</b>
1. Dura e intacta	Cero	Revestimiento ligero, necesario sólo en caso de fenómenos de descompresión
2. Dura estratificada o esquistosa (2)	$0 - 0.5 B$	Revestimiento ligero
3. Masiva, moderadamente fracturada	$0 - 0.25 B$	La carga puede cambiar erráticamente de un punto a otro
4. Moderadamente fracturada en bloques o fisurada	$0.25 - B$ a $0.35 - (B+H_t)$	Sin presión lateral
5. Muy fractura en bloques o fisurada	$(0.35 - B$ a $1.10) - (B+H_t)$	Pequeña o nula presión
6. Completamente machacada pero químicamente intacta	$1.10 - (B+H_t)$	Considerable presión lateral. El efecto erosivo de las filtraciones de agua hacia la parte baja del túnel requiere o soportes continuos para la parte baja de las cerchas, o soportes circulares
7. Roca fluyente, profundidad moderada	$(1.10$ a $2.10) - (B+H_t)$	Frecuentes presiones laterales, se requieren contrabóveda, cerchas circulares recomendables
8. Roca fluyente, gran profundidad	$(2.10$ a $4.50) - (B+H_t)$	
9. Roca expansiva	Hasta 75 m. Independientemente del valor $(B+H_t)$	Requiere cerchas circulares. En casos extremos usar soportes deslizantes.

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

Rose en 1982 modificó la clasificación de Terzaghi, incorporando el factor RQD en la clasificación de los terrenos y en la selección final de sostenimiento teniendo presente también el concreto lanzado y los pernos de anclaje.

**Tabla 4:**

*Sostenimiento según Rose - TERZAGHI; Cargas sobre el revestimiento de un túnel según Terzaghi Modificado posteriormente por Rose, 1982.*

CONDICIONES DE LA ROCA	PESO DE ROCA Hp (m)	RQD	OBSERVACIONES
1. Dura e intacta	0	95-100	Revestimiento ligero, necesario solo en caso de fenómeno de descompresión
2. Dura estratificada o esquistosa (2)	0-0.5 B	90-99	Revestimiento ligero
3. Masiva moderadamente fracturada	0-0.25 B	85-95	La carga puede cambiar erráticamente de un punto a otro
4. Moderadamente fracturada en bloques o fisurada	(0.25 B a 0.35 ) (B + H <sub>t</sub> )	75-85	Sin presión lateral
5. Muy fracturada en bloques o fisurada	(0.35 B a 1.10) (B + H <sub>t</sub> )	30-75	Pequeña o nula presión lateral
6. Completamente machacada pero químicamente intacta	1.10 (B+ H <sub>t</sub> )	3-30	Considerable presión lateral. El efecto erosivo de las filtraciones de agua hacia la parte baja del túnel requiere o soportes continuos para la parte baja de las cerchas o soportes circulares
7. Roca, fluyente, profundidad moderada	(1.10 a 2.10) (B + H <sub>t</sub> )	No aplicable	Fueres presiones laterales se requieren contrabóvedas cerchas circulares recomendables
8. Roca fluyente, gran profundidad	( 2.10 a 4.50) (B + H <sub>t</sub> )	No aplicable	
9. Roca expansiva	Hasta 70 m. Independientemente del valor (B + H <sub>t</sub> )	No aplicable	Requiere cerchas circulares en casos extremos usar soportes deslizantes

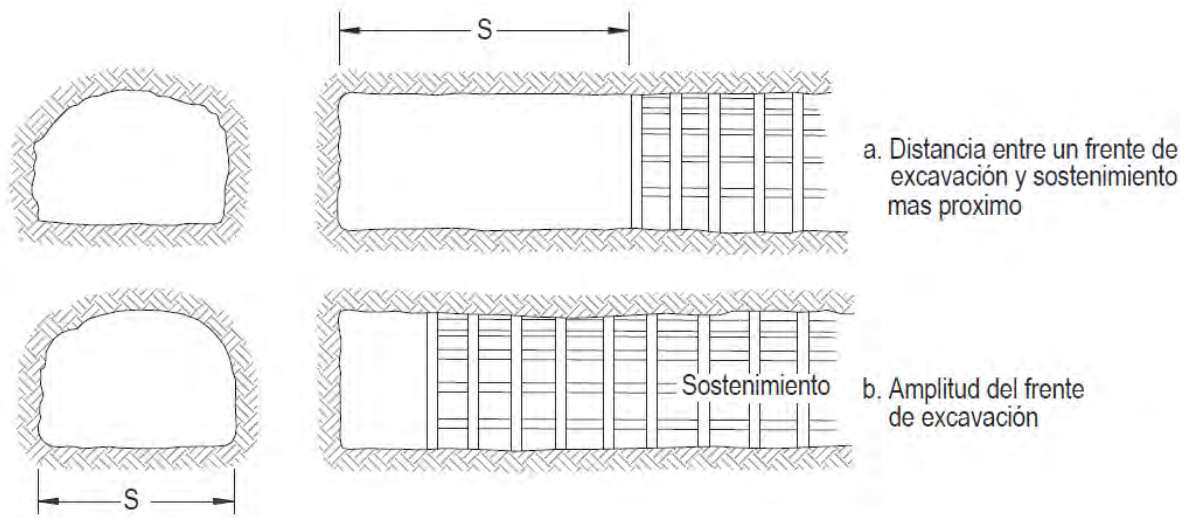
Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

#### **2.2.1.1.2. Lauffer (1958).**

Lauffer basa su clasificación con la introducción de dos conceptos nuevos hasta la fecha, como son el concepto de tiempo de estabilidad de la excavación sin sostenimiento y tiempo de estabilidad del pase de excavación. En base a estos dos conceptos establece una división de 7 tipos de terreno a los cuales les aplica un sostenimiento determinado.

**Ilustración 2:**

*Esquema de Calculo según LAUFFER.*



Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

**Tabla 5:**

*Tipo de roca según LAUFFER 1958.*

CLASE	TIPO DE ROCA	CALIDAD DEL TERRENO
A	Roca sana	Muy bueno
B	Roca sana, compacta fracturada	Bueno
C	Roca bastante fracturada o algo alterada	Medio
D	Roca muy fracturada o bastante alterada o blanda	Mediocre
E	Roca triturada o muy alterada, conjuntos rellenos de milonito Roca muy blanda. Terrenos arcillosos con fuertes empujes.	Malo
F	Características análogas a los suelos	Muy difícil, requiere Métodos especiales
G		

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

En esta clasificación el macizo rocoso no se clasifica según características geológicas, sino en base a su respuesta frente a la excavación. A partir de los estudios de Lauffer, en años posteriores se sentaron las bases del llamado NATM (Nuevo Método Austriaco) ideado por Rabcewicz y Müller.

**Tabla 6:**

*Tiempo de Estabilidad de la Excavación vs Longitud Libre*

CLASE	DESCRIPCIÓN	SOSTENIMIENTO	LONGITUD LIBRE L	TIEMPO DE ESTABILIDAD T	OBSERVACIONES
A	SANA	-	4.00	20 AÑOS	Terreno muy bueno Una excavación no revestida con luz libre de 12,0 m. permanece estable durante varios años
B	ALGO FRACTURADA	DE TECHO	4.00	6 MESES	Terreno bueno
C	FRACTURADA	DE TECHO	3.00	1 SEMANA	Terreno medio
D	FRIABLE	CERCHAS LIGERAS	1.50	5 HORAS	Terrenos mediocres Rocas blandas
E	MUY FRIABLE	CERCHAS PESADAS	0.80	20 MINUTOS	Terreno malo Roca blanda de débil cohesión Terrenos arcillosos con fuertes empujes
F	DE EMPUJE INMEDIATO	PESADO Y DE FRENTE	0.40	2 MINUTOS	Se consideran muy difíciles y necesitan métodos especiales para ser atravesados por un túnel como inyecciones, congelación uso de escudos, etc.
G	DE EMPUJE INMEDIATO FUERTE	PESADO Y DE FRENTE	0.15	10 SEGUNDOS	

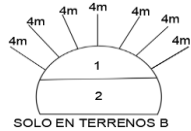
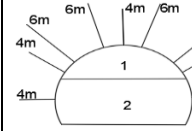
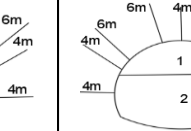
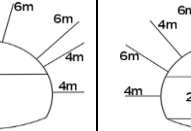
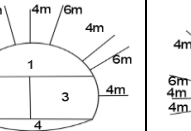
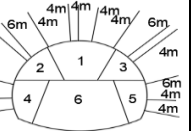
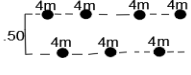
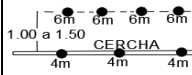
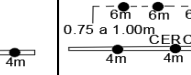
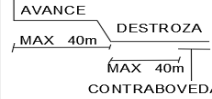
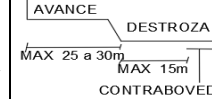
Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

La roca no se clasifica a partir de datos geológicos o geotécnicos sino a partir de su respuesta frente a la construcción de una excavación subterránea.

Requiere una experiencia previa o datos de la propia excavación. A partir de esta clasificación, Rabcewicz y Müller sintetizaron los métodos de excavación y sostenimiento de acuerdo con su experiencia en la aplicación del NATM.

Crítica: La clasificación no responde a datos objetivos de los macizos rocosos. Difícilmente utilizable en la fase de proyecto. Parece excesivamente conservadora (Barton, 1988).

**Tabla 7:**  
*Clasificación de RABCEWIC, MULLER*

CUADRO ESQUEMATICO DE LOS TIPOS DE REVESTIMIENTO: NUEVO METODO AUSTRIACO (RABCEWIC, MULLER); SEGÚN LA CLASIFICACION DE TERRENOS DE LAUFFER							
CLASES DE LAUFFER: A- B		C	C - D	D	E - F	F	G
LONGITUD DE AVANCE	cualquiera	2.0 a 3.0 m	1.50 a 2.0 m	1.0 a 1.50 m	0.50 a 0.80 m	0.50m	
ARRANQUE	Explosivo (cualquier cantidad de carga)	Explosivo (menor carga para no dañar el terreno)	Explosivo (carga pequeña) a tramos mecanico	Explosivo (a menor seccion) o mecanico (rozadora)	Mecanico	Mecanico	
CERCHAS	NO	1 cada 3.0m (T.H. 21 kg/m)	1 cada 1.5 a 2.0 m (T.H. 21kg/m)	1 cada 1.0 a 1.50 m (T.H. 21 kg/m)	1 cada 0.50 a 0.80 m (T.H. 21 o 29 kg/m)	1cada 0.50m (T.H. 29 kg/m)	
MALLAZO 15x15	NO	1 capa ø 6mm	2 capas de ø 6mm	2 capas de ø 6mm	2 capas de ø 6mm	2 capas de ø 6mm	
HORMIGON PROYECTADO	N° CAPAS	1 de sellado de 4 o 5cm	1 de sellado (5cm) + 1 capa (10cm)	1capa de sellado de 4cm + 2 capas de 8cm	1 capa de sellado de 4cm + 2 capas de 8cm.	1 capa de sellado de (5cm) + 2 capas de 10cm	1 capa de sellado de (6cm) + 2 capas de 12 cm
	ESPESOR TOTAL	4 o 5 cm	15 cm	20 cm	20 cm	25 cm	30 cm
BULONES ø 25mm	BOVEDA	No sistematicos (coser lisos)	3 en las cerchas + 4 entre las cerchas 3 de 4m + 4 de 6m	3 en las cerchas + 4 entre las cerchas (3 de 4m + 4 de 6m)	3 en las cerchas + 4 entre las cerchas (3 de 4m + 4 de 6m)	3 en las cerchas y 6 entre las cerchas (7 de 4m + 2 de 6m)	3 en las cerchas y 6 entre las cerchas (7 de 4m + 2 de 6m)
	HASTIALES	No sistematicos (coser lisos)	2 en las cerchas (de 4m)	2 en las cerchas (de 4m)	2 en las cerchas (de 4m)	4 en las cerchas 2 de 4m y 2 de 6m	4 en las cerchas (2 de 4m y 2 de 6m) + 4 entre las cerchas de (4m)
BARRAS LONGITUDINALES (tresillones)	No	No	12 (a 2.0m) tresillones o redondos ø 25	12 tresillones o redondos ø 25	12 tresillones o redondos ø 25	12 tresillones o redondos ø 25	
PROYECCION DEL FRENTE	No	No	No	No Sistemática	Sistemática eventualmente cierre a media seccion	Sistemática eventualmente cierre a media seccion	
CONTRABOVEDA	No	Si, para coberturas mayores de 100m en terrenos deformables	Si	Sistemática	Sistemática	Sistemática	
ELEMENTOS ESPECIALES EN MEDIA SECCION	No	No	No	Apoyo longitudinal opcional en base cercha media seccion (viga de hormigon)	Apoyo longitudinal opcional en base cercha media seccion (viga de hormigon)	Apoyo longitudinal opcional en base cercha media seccion (viga de hormigon)	Otros metodos: Inyecciones, congelacion, escudos, etc. (terrenos muy malos; arenas con agua, etc)
PERFIL TRANSVERSAL Y FASES DE TRABAJO							
SECCION DESARROLLADA				Igual al de los terrenos C - D			
PERFIL LONGITUDINAL	El avance a media seccion puede ir independiente de la destroza	el avance a media seccion puede ir independiente de la destroza o aplicar las normas de los terrenos C - D		Igual al de los terrenos C - D		Acercar lo mas posible la destroza al avance a media seccion, para cerrar las cerchas lo antes posible, asi como la contraboveda, unica forma de estabilizar la convergencia del terreno.	
OBSERVACIONES	-	Los bulones de 6m se colocan en segunda fase (espacio para colocarlos)	No apretar mucho las horquillas de las cerchas para permitir que deslicen. Dejar una junta longitudinal sin hormigonar para que deforme el terreno.	Igual que en C - D	Roza en corona para colocacion de cerchas, igual que en C - D cierre lateral de cerchas, contraboveda rapidamente	Igual para los terrenos E-F	48

JUNTA EN EL REVESTIMIENTO DE ESTABILIZACION PARA COBERTURAS MAYORES DE 100m. EN TERRENOS DEFORMABLES

### ***2.2.1.1.3. Deere et (1964)***

Deere introduce el índice RQD, como un índice que permite estimar el grado de fracturación del macizo, como una clasificación geomecánica y poder relacionar un sostenimiento en la ejecución de túneles.

A partir de la definición del índice de calidad de roca RQD propuesto por Deere en 1964, se propone una simple clasificación de la calidad de la roca en 5 categorías. La definición de RQD, la clasificación de la roca, la relación entre el "Factor de Carga" de Terzaghi y RQD (propuesta por Cording, 1972) y la propuesta de Merrit (1972) para decidir el tipo de sostenimiento en función del RQD.

Deere (1970) hicieron una serie de recomendaciones para el sostenimiento de túneles en función del RQD. La novedad de esta propuesta es que introducen como método alternativo al tradicional (explosivos) la utilización de máquinas tuneladoras o topes (TBM).

**Tabla 8:***Relaciona el RQD - Método de Excavación - Sistema de soporte alternativo*

Calidad Roca	Método excavación	Alternativas de sostenimiento		
		Cerchas	Pernos	Concreto proyectado
Excelente RQD>90	Rozadora	No puntualmente carga (0 - 0.2) B	No puntualmente	No aplicación local
	Convencional	No puntualmente carga (0 - 0.3) B	No puntualmente	No aplicación local espesor de 5 - 7,5cm
Buena 75<RQD<90	Rozadora	Puntualmente, ligera separación 1.5 - 2.0m carga (0 - 0.4) B	Ocasional separación 1.5 - 2.0m	No ocasional espesor de 5 - 7,5cm
	Convencional	Ligera separación 1.5 - 2.0m carga (0.3 - 0.6) B	Ocasional separación 1.5 - 2.0m	Ocasional espesor 5 - 7.5cm
Regular 50<RQD<75	Rozadora	Ligera - media, separación 1.5 - 2.0m carga (0.4 - 1.0) B	Separación 1.2 - 2.0m	De 5 a 10 cm en clave
	Convencional	Ligera - media, separación 1.2 - 1.5m carga (0.6 - 1.3) B	Separación 0.9 - 1.5m	> 10 cm en clave y laterales
Mala 50<RQD<75	Rozadora	Media circular, separación 0.9 - 1.5m carga (1.0 - 1.6) B	Separación 0.9 - 1.5m	10 a 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con pernos)
	Convencional	Media circular, separación 0.6 - 1.2m carga (1.3 - 2.0) B	Separación 0.6 - 1.2m	> 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con pernos)
Muy malo RQD<25 (exc. Swelling/squeezing)	Rozadora	Media pesada circular cada 0.6m carga (1.6 - 2.2) B	Separación 0.6 - 1.2m	> 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con cerchas medias)
	Convencional	Media pesada circular cada 0,6m carga (2.0 - 2.8) B	Separación 0.9m	> 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con cerchas media - pesadas)
Muy malo RQD<25 Swelling/squeezing	Rozadora	Muy pesada. Circulares cada 0,6m carga hasta 10 B	Separación 0.6 - 0.9m	> 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con cerchas pesadas)
	Convencional	Muy pesada. Circulares cada 0,6m carga hasta 10 B	Separación 0.6 - 0.9m	> 15 cm tanto en clave como en laterales (combinación con cerchas pesadas)

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 - 2016 - MTC/14

La calidad de roca R.Q.D se puede determinar a partir de trozos de rocas testigos mayores de 10 cm recuperados en sondeos o a partir de juntas  $J_v$  que indican el número de juntas por  $m^3$  observadas en un afloramiento. Para el primer caso se utiliza la primera formula:

$$RQD(\%) = \frac{\sum(Ripios > 10cm)}{Total\ de\ la\ perforación} \times 100 \dots\dots\dots Ec (2.1)$$

Para el segundo caso se utiliza la siguiente formula:

$$RQD = 115 - 3.3 \times J_v \dots\dots\dots Ec (2.2)$$

El valor obtenido en las fórmulas 2.1 y 2.2 son comparados. De esta manera Deere establece una división de 5 clases de terreno según el grado de fracturación, tal como establece la tabla siguiente:

**Tabla 9:**

*Clasificación de Deere (RQD)*

Índice de Calidad R.Q.D. (%)	Calidad
0 -25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Regular
75 – 90	Buena
90 – 100	Excelente.

Fuente: López Jimeno Carlos

Crítica: El índice RQD forma parte de otros sistemas más elaborados de clasificación (RMR, Q) pero en sí mismo es insuficiente para describir el macizo rocoso. No tiene en cuenta, por ejemplo, la influencia del relleno de juntas, ni su orientación, ni la presencia de agua o su presión. Por otra parte, en "rocas blandas" masivas el RQD puede aproximarse a 100, aunque la calidad de la roca sea mediocre de cara a la construcción de túneles.

## **2.2.1.2. Clasificaciones Geomecánicas Modernas**

### ***2.2.1.2.1. Clasificación de Bieniawski sistema RMR<sub>89</sub>.***

El sistema de clasificación RMR es desarrollado por Bieniawski en 1973, en base a toda una experiencia acumulada en túneles mineros en Sudáfrica. Quizás la más extendida por su amplia aplicación a todo tipo de macizos rocosos, exceptuando en rocas expansivas y fluyentes. Ha sido modificada y adaptada en sucesivas revisiones, siendo la actual y la que se desarrollará a continuación la clasificación de 1989.

El índice RMR<sub>89</sub> evalúa la calidad del macizo rocoso a partir de los parámetros siguientes:

1. Resistencia a compresión simple de la roca matriz
2. Índice RQD
3. Separación de las diaclasas
4. Estado de las discontinuidades
5. Presencia de agua
6. Orientación de las discontinuidades respecto el eje

Con los primeros cinco parámetros se obtiene una puntuación que oscila entre 0-100 puntos que establece el índice RMR básico, normalmente en fase de proyecto.

El parámetro 6 de orientación de discontinuidades es un factor de corrección que, en caso de túneles, ya que el RMR<sub>89</sub> puede aplicarse también a taludes y cimentaciones, es de 12 como máximo. Cuando se tiene en cuenta el factor de corrección se habla de un RMR corregido, normalmente en fase de obra.

Mediante las tablas que se presentan, se establece un índice RMR, que determina la calidad del macizo rocoso, estableciendo así una clasificación de 5 clases de macizo rocoso.

Bieniawski también relaciona un tiempo de estabilidad sin sostenimiento y su longitud, con una cohesión estimada del macizo rocoso y un ángulo de rozamiento asociado. Siendo también posible establecer relación con el módulo de deformación del macizo rocoso.

Obtenida una clasificación del macizo rocoso, se establecen unas recomendaciones de pases máximos de excavación y sostenimiento mediante cerchas metálicas, pernos de anclaje y concreto lanzado.

**Tabla 10:**

*Parámetros de Clasificación Geomecánica RMR (Bieniawski 1989).*

1	Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90-100	75-90	50 - 75	25-50	< 25		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación de las distancia (m)		> 2	0.6-2	0.2-0.6	0.05-0.2	< 0.05		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4 a	Estado de las discontinuidades		Muy rugosas Discontinuas Sin separaciones Bordes sanos y duros	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes duros	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes blandos	Espejos de falla o con relleno < 5 mm o abierta 1-5 mm Diaclasas continuas	Relleno blando > 5 mm o abertura > 5 mm Diaclasas continuas		
	Puntuación		30	25	20	10	0		
4 b	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad (m)	< 1	1-3	3-10	10-20	> 20		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura (mm)	nada	< 0.1	0.1-1	1-5	> 5		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	muy rugosa	rugosa	ligeramente rugosa	ondulada	suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno (mm)	ninguno	relleno duro < 5	relleno duro > 5	relleno blando < 5	relleno blando > 5		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	inalterada	ligeramente alterada	moderadamente alterada	muy alterada	descompuesta		
Puntuación	6	5	3	1	0				
5	Aguas freáticas	Caudal por 10 m de túnel (l/min)	nulo	< 10	10-25	25-125	> 125		
		Presión de agua Tensión principal Mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		Estado general	seco	ligeramente húmedo	húmedo	goteando	agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

**Tabla 11:**

*Correlación por la Orientación de las Discontinuidades*

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20° Cualquier dirección
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento		Buz 45°-90°	Buz 20°-45°	
Buz 45°-90°	Buz 20°-45°	Buz 45°-90°	Buz 20°-45°	Buz 45°-90°	Buz 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable

Dirección y buzamiento		Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-5	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

**Tabla 12:**

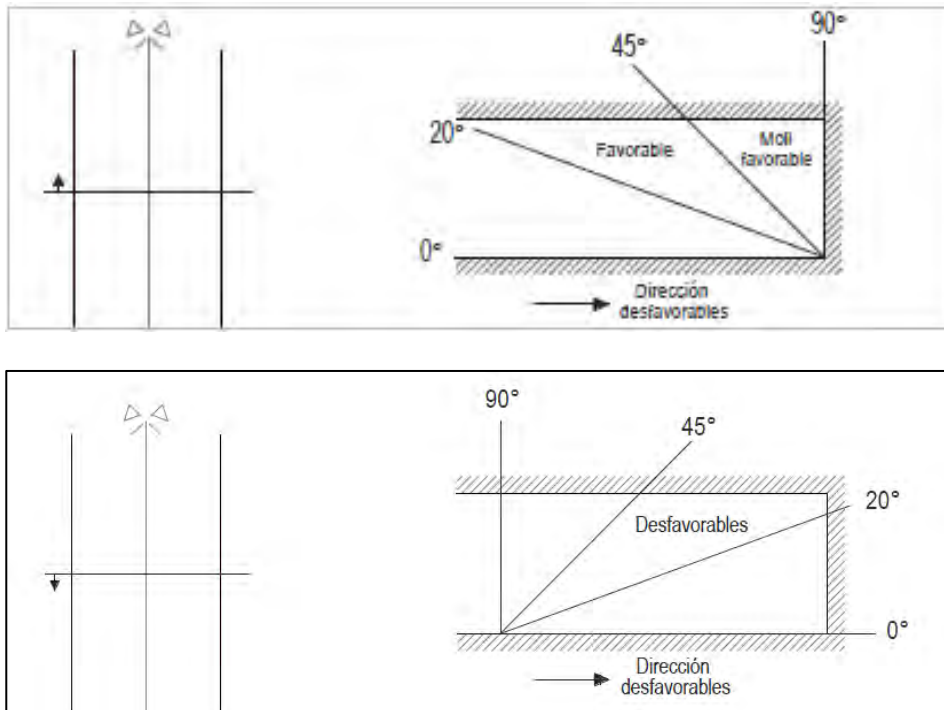
*Clasificación y Calidad en relación al Índice RMR.*

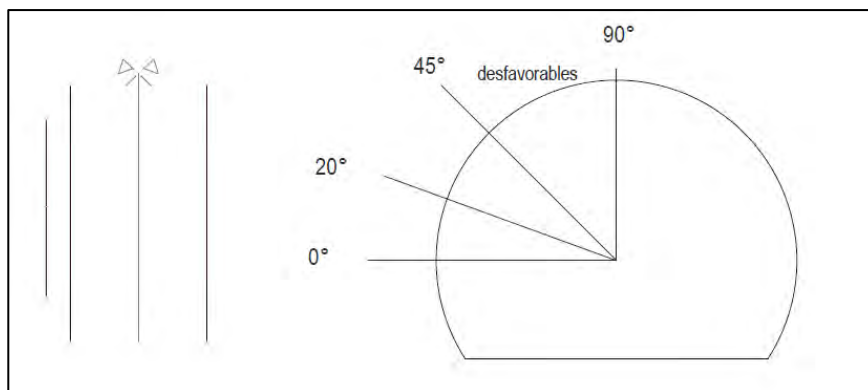
Valoración RMR	Clase	Calidad	Tiempo de mantenimiento y longitud	Cohesión	Angulo de buzamiento
100-81	I	Muy buena	10 años con 15 m de vano	> 4 kg/cm <sup>2</sup>	> 45°
80-61	II	Buena	6 meses con 8 m de vano	3-4 kg/cm <sup>2</sup>	35°-45°
60-41	III	Media	1 semana con 5 m de vano	2-3 kg/cm <sup>2</sup>	25°-35°
40-21	IV	Mala	10 horas con 2,5 m de vano	1-2 kg/cm <sup>2</sup>	15°-25°
< 20	V	Muy mala	30 minutos con 1 m vano	< 1 kg/cm <sup>2</sup>	< 15°

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

**Ilustración 3:**

*Corrección según la Orientación de la Obra/Discontinuidad.*





Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

**Tabla 13:**

*Clasificación Geomecánica del Macizo Rocoso según BIENIAWSKI - 1989*

CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO	EXCAVACIÓN	BULONADO	HORMIGÓN PROYECTADO	CERCHAS METÁLICAS
I Muy Buena RMR 81-100	Sección completa avances de 3 m.	Generalmente no requiere sostenimiento, a excepción de algún bulón ocasional		
II Buena RMR 61-80	Sección completa Avances de 1 a 15 m. Sostenimiento completo hasta 20 m de frente	Bulonado local en bóveda. L=2- 3 m. S=2-2.5 m con malla ocasional	0.05 m en bóveda Cuando resulte necesario	Ninguna
III Media RMR 41-60	Avance y destroza Avances de 1 a 3 m. Iniciar sostenimiento después de cada voladura. Sostenimiento completo hasta 10 m del frente.	Bulonado sistemático L=3-4 m. S=1.5 a 2 m. con malla en bóveda	0.05-0.10 m en bóveda. 0.03 m en hastiales	Ninguna
IV Mala RMR 21-40	Avance y destroza Avances de 1 a 15 m. Sostenimiento completo a medida que se excava	Bulonado sistemático L=4-5 m. S=1-1.5 m. con malla en bóveda y hastiales	0.10-0.15 m en bóveda. 0.10 m. en hastiales	Ligeras s=1.5 m.
V Muy malo RMR<20	Avance y destroza Avance de 0 a 1.5 m. Sostenimiento completo a medida que se excava. Hormigón proyectado tan pronto como sea posible después de la voladura	Bulonado sistemático (Incluso en solera) L=5-6 m. S=1-1.5 m. Con malla en bóveda y hastiales	0.15-0.20 m. en bóveda. 0.15 m en hastiales. Y 0.05 en frente	Medias o pesada S=0.75 m. Con chapa metálica y paraguas de ser necesario Contrabóveda

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

### 2.2.1.3. Clasificación de Barton, Lien y Lunde (Q) (1974).

El sistema de clasificación geomecánicas de Barton conocido como la Q de Barton fue desarrollado por Barton, Lien y Lunde en 1974, aunque posteriormente se han ido realizando modificaciones y actualmente se utiliza una modificación del año 2000.

A modo similar al índice RMR, clasifica al macizo rocoso con el índice Q que oscila exponencialmente, entre 0,001 y 1000 a diferencia del RMR que es lineal.

Su fórmula es:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \dots\dots\dots Ec \quad (2.4)$$

Como se analiza, la clasificación de Barton se basa en 6 parámetros:

- RQD: índice de calidad de la roca.
- J<sub>n</sub>: Número de familias de diaclasas.
- J<sub>r</sub>: Rugosidad de las superficies de las discontinuidades.
- J<sub>a</sub>: Alteración de las diaclasas.
- J<sub>w</sub>: Coeficiente reductor, presencia de agua.
- SRF: Factor reductor del esfuerzo.

Donde el primer cociente refleja el tamaño de los bloques, el segundo cociente estima la resistencia al corte entre los bloques y cuñas y el tercer cociente la influencia tensional sobre el macizo rocoso.

En las siguientes tablas se presentan los valores y puntuaciones de los parámetros para poder calcular el índice Q.

**Tabla 14:***Parámetros de Clasificación Geomecánica de Q - Barton, 2000.*

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA Q (Barton, 2000)		
Parámetro de la clasificación		
1. Calidad de testigo		RQD (%)
A	Muy mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Madia	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100
Nota:		
i) Cuando se obtienen valores RQD inferiores o iguales a 10, se toma un valor de 10 para calcular el índice Q.		
ii) Los índices de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc. Tienen suficiente presión.		

2. Índice de diaclasado		Jn
A	Roca masiva, sin diaclarar o con fisuración escasa	0.5-1.0
B	Una familia de diaclasas	2
C	Una familia y algunas diaclasas aleatorias	3
D	Dos familias de diaclasas	4
E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias	6
F	Tres familias de diaclasas	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	12
H	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
I	Roca triturada, terrosa	20
Nota:		
i) En las intersecciones de túneles se utiliza la expresión (3Jn).		
ii) En las bocas de los túneles se utiliza la expresión (2Jn).		

3. Índice de rugosidad de las discontinuidades		Jr
a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad		
b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm.		
A	Diaclasas discontinuas.	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares.	3
C	Diaclasas onduladas, lisas.	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas.	1.5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares.	1.5
F	Diaclasas planas, lisas.	1
G	Diaclasas Planas, perfectamente lisas.	0.5
Nota:		
i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden.		

H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad.	1.0
I	Zona arenosa, de grava o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad.	1.0
Nota:		
i) Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3 m, se debe aumentar el índice Jr, en una unidad		
ii) En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor Jr = 0,5		

4. Índice de alteración de las discontinuidades		$\Phi_r$	$J_a$
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales intermedios)			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimiento, impermeable, cuarzo	--	0.75
B	Planos de discontinuidad inalterado, superficies ligeramente manchadas	25°-35°	1.0
C	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Presenta minerales no reblandecibles partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°	2.0
D	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20°-25°	3.0
E	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción, es decir caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc. Y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	8°-16°	4.0
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°	4.0
G	Fuertemente sobreconsolidados, con relleno de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm)	16°-24°	6.0
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, relleno de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm)	12°-16°	8.0
I	Relleno de arcilla expansiva, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores e inferiores a 5 mm). El valor de $J_a$ depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	6°-12°	8-12
C) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (reellenos de mineral de gran espesor)			
J K L	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G,H y I para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	6.8 o 8-12
M	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenas, con pequeñas fracciones de arcilla no reblandecible	--	5.0
N O P	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver G, H y I para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	10,13 o 13-20
Nota: Los valores expresados para los parámetros $J_r$ y $J_a$ se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por su resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $T \approx \sigma_n \cdot \text{tg}^{-1}(J_r/J_a)$ )			

5. Factor de reducción por la presencia de agua		Presión de agua (kg/cm <sup>2</sup> )	$J_w$
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	< 1	1.0
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1-2.5	0.66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidad sin relleno	2.5-10	0.5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	2.5-10	0.33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras decreciendo con el tiempo	> 10	0.2-2.1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	> 10	0.1-0.05
Nota:			
i) Los valores de las clases C, D, E, y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor $J_w$			
ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.			

6. Condiciones tensionales de la roca		SRF
a) La zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de rocas a medida que la excavación del túnel va avanzando		
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta.	10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación $\leq$ 50 m)	5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación > 50 m)	2.5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libre de arcilla), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7.5
E	Zona de fractura aislada en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación $\leq$ 50 m)	5.0
F	Zona de fractura aislada en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación > 50 m)	2.5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturadas, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5.0
Nota:		
i) Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20% -50% si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación		

b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_\theta/\sigma_c$	SRF
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasa abierta	> 200	> 0.01	2.5
I	Tensiones media, condiciones tensionales favorables	200-10	0.01-0.3	1.0
J	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0.3-0.4	0.5-2
K	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0.5-0.65	5-50
L	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en roca masiva	3-2	0.65-1	50-200
M	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	< 2	> 1	200-400
Nota: i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , se disminuye el parámetro $\sigma_c$ hasta $0,75 \sigma_c$ si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ , se tomara el valor $0,5 \sigma_c$ . Siendo $\sigma_c$ la resistencia a compresión simple, $\sigma_1/\sigma_3$ las tensiones principales mayores y menores y $\sigma_\theta$ la tensión tangencial máxima, estimada a partir de la teoría de la elasticidad. ii) En los casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2,5 y 5 unidades (véase clase H)				
			$\sigma_\theta/\sigma_c$	SRF
N	Presión de deformación baja		1-5	5-10
O	Presión de deformación alta		> 5	10-20
Nota: i) Los fenómenos de deformación o fluencia de roca suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 Q^{1/3}$ (Singh et al. 1992). La resistencia a compresión del macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q$ (Mpa) $\approx 7 \cdot \gamma \cdot Q^{1/3}$ , donde $\gamma$ es la densidad de la roca en $g/cm^3$ (Singh, 1993).				
				SRF
P	Presión de expansión baja			5-10
R	Presión de expansión alta			10-15

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

**Tabla 15:**

*Obtenido el Índice Q, se definen 9 categorías de macizos rocosos según su calidad.*

Tipo de macizo	Valor de Q
Excepcionalmente malo	0.001-0.01
Extremadamente malo	0.01-0.1
Muy malo	0.1-1
Malo	1-4
Medio	4-10
Bueno	10-40
Muy bueno	40-100
Extremadamente bueno	100-400
Excepcionalmente bueno	400-1000

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

El índice Q relaciona, conjuntamente con un nuevo parámetro que propone Barton, el sostenimiento a emplear. Para ello es necesario definir la dimensión equivalente, que resulta del cociente entre la dimensión mayor (pase excavado o altura) y el ESR, que se define en la siguiente tabla:

**Tabla 16:**

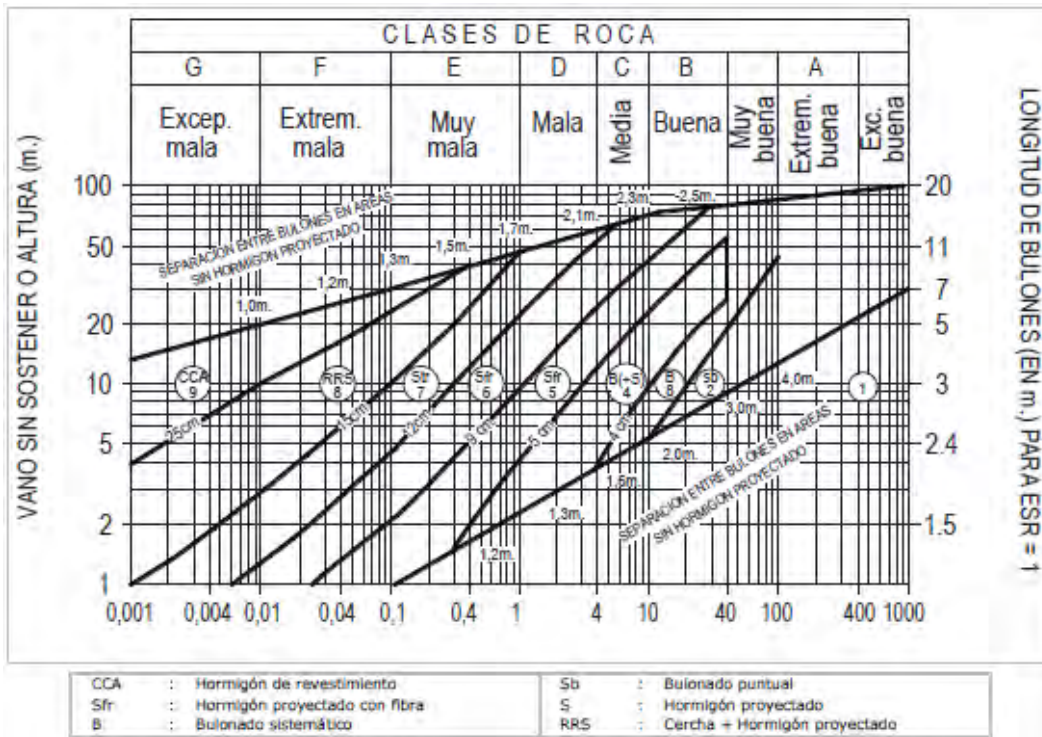
*ESR - Barton, 1992.*

TIPO DE EXCAVACIÓN		ESR
A	Labores mineras de carácter temporal	2-5
B	Pozos verticales de sección vertical	2.5
	de sección cuadrada	2.0
C	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de presión), túneles-piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1.6-2.0
D	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles de carretera y ferrocarril secundario, túneles de servicio	1.2-1.3
E	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carretera y ferrocarril principales, refugios subterráneos de defensa civil, emboquilles e intersección de túneles	0.9-1.1
F	Centrales nucleares y cifras instalaciones subterráneas relacionadas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, gaseoductos	0.5-0.8

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

**Ilustración 4:**

*ESR - Barton, 1992.*



Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

### **2.2.1.3.1. Correlación entre RMR y Q.**

Dada la implantación que tienen hoy en día los sistemas de clasificación de macizos rocosos RMR y Q, y su aplicación en obras subterráneas con condiciones de litologías diferentes, calidad de rocas, dimensiones o profundidad, se desarrollaron fórmulas comparativas de ambas clasificaciones.

El sistema desarrollado por Barton parece más completo, pero cabe decir que la orientación y el buzamiento de las discontinuidades no se tienen tan en cuenta como en el sistema RMR.

Desde su desarrollo en la década de los años 70, diferentes autores, en base a sus experiencias y estudios, desarrollaron fórmulas comparativas de las dos clasificaciones:

$$\text{RMR} = 9 \text{ Ln } Q + 44 \quad \text{Bieniawski (1976)}$$

$$\text{RMR} = 13.5 \text{ Ln } Q + 43 \quad \text{Ruteledge (1978)}$$

$$\text{RMR} = 12.5 \text{ Ln } Q + 55.2 \quad \text{Moreno (1980)}$$

$$\text{RMR} = 10.53 \text{ Ln } Q + 41.83 \quad \text{Abad (1983)}$$

$$\text{RMR} = 15 \text{ Ln } Q + 50 \quad \text{Barton (1995)}$$

### **2.2.2. Clasificación del suelo**

Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar de manera concisa las características generales de los suelos, los cuales existen en variedad infinita, sin descripciones detalladas. La mayoría de los sistemas de clasificación de suelos que fueron desarrollados con propósitos ingenieriles, están basados en un simple índice de propiedades tales como la distribución del tamaño de la partícula y la plasticidad. Pese a que varios sistemas de clasificación están actualmente en uso, ninguno es totalmente definitivo para cualquier tipo de

suelo y para todas las aplicaciones posibles debido a la amplia diversidad de propiedades de los suelos.

### **2.2.2.1. Clasificación por textura**

En sentido general, la textura del suelo se refiere a su aspecto o apariencia superficial. La textura del suelo está influenciada por el tamaño individual de las partículas presentes, clasificando a los suelos en grava, arena, limo y categorías de arcilla sobre la base del tamaño de las partículas. En el sistema de clasificación por textura, los suelos se denominan después de sus componentes principales, tal como, arcilla arenosa (sandy clay), arcilla limosa (silty clay), y así en adelante.

La Ilustración 6, muestra el sistema de clasificación por textura desarrollado por el Department of Agricultura (USDA). Este método de clasificación se basa en el tamaño de partículas como el descrito con el sistema USDA; que es:

- Tamaño de la Arena: 2.0 a 0.05 mm en diámetro.
- Tamaño del Limo: 0.05 a 0.002 mm en diámetro.
- Tamaño de la Arcilla: menor que 0.002 mm en diámetro.

El uso de este criterio puede demostrarse mejor con un ejemplo. Si la distribución del tamaño de la partícula del suelo A muestra 30% de arena, 40% de limo, y 30% de arcilla, esta clasificación por textura puede realizarse en la manera indicada por las flechas en la Ilustración 5. Este suelo cae dentro la zona de margas con arcilla (clay loam). Note que este gráfico se basa solo en la fracción de suelo que pasa a través del tamiz N° 10. por tanto, si las distribuciones del tamaño de las partículas de un suelo es tal que un cierto porcentaje de las partículas del suelo es mayor que 2 mm en diámetro, será necesaria una corrección. Por ejemplo, si el suelo B tiene una

distribución granulométrica de 20% grava, 10% arena, 30% limo, y 40% arcilla, la composición por textura modificada es:

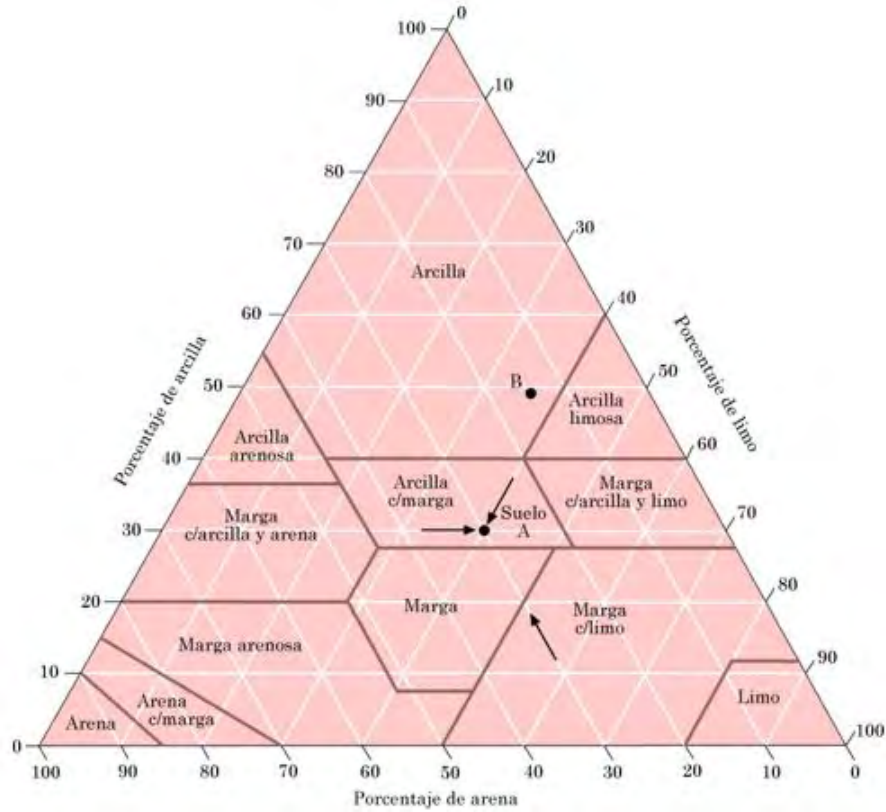
- Tamaño de arena:  $\frac{10 \times 100}{100-20} = 12.5\%$
- Tamaño de limo:  $\frac{30 \times 100}{100-20} = 37.5\%$
- Tamaño de Arcilla:  $\frac{40 \times 100}{100-20} = 50.0\%$

Sobre la base de los porcentajes modificados precedentes, la clasificación por textura del USDA es *arcilla*. Sin embargo, debido al elevado porcentaje de grava, el suelo podría denominarse *arcilla gravosa (gravelly clay)*.

Varios otros sistemas de clasificación por textura son también usados, pero estos no son muy empleados para propósitos de la ingeniería civil.

### Ilustración 5:

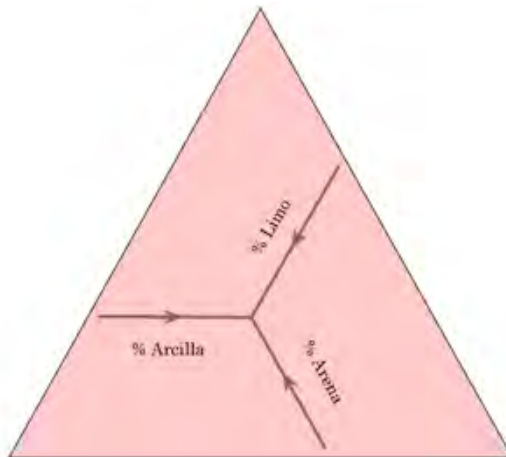
Grafica de Clasificación por Textura de la USDA.



Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

### Ilustración 6:

Ejemplificación



Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

### **2.2.2.2. Clasificación para propósitos de ingeniería**

Pese a que la clasificación por textura del suelo es relativamente simple, esta se basa completamente en la distribución del tamaño de las partículas. La cantidad y tipo de minerales arcillosos presentes en los suelos de grano fino dictan sus propiedades físicas en gran parte. Por tanto, el ingeniero de suelos debe considerar la *plasticidad*, la cual resulta por la presencia de minerales de arcilla, para interpretar adecuadamente las características del suelo. Debido a que los sistemas de clasificación por textura no toman en cuenta la plasticidad y en general no consideran muchas propiedades importantes del suelo, estos sistemas son inadecuados para la mayoría de los propósitos en ingeniería. Actualmente, dos sistemas de clasificación más elaborados son comúnmente utilizados. Ambos sistemas toman en cuenta la distribución del tamaño de las partículas y los límites de Atterberg. Estos son el sistema de clasificación de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS. El sistema de clasificación AASHTO es usado en su mayoría por el estado y los departamentos regionales de carreteras. Los ingenieros geotécnicos generalmente prefieren el sistema unificado.

#### **2.2.2.2.1. Sistema de clasificación AASHTO**

El sistema AASHTO de clasificación de suelos fue desarrollado en 1929 por el Public Road Administration System. Este sistema tuvo experimento varias revisiones, con la presente versión propuesta por el Committee on Classification of Materials for grades and Granular Type Roads of the Highway Research Board en 1975 (ASTM designation D-3282; AASTHO meted M145).

La clasificación AASHTO usada actualmente está dada en la Tabla 17: De acuerdo con este sistema, el suelo es clasificado en siete grupos principales: A-1 hasta A-7. Los suelos

clasificados bajo los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares de los cuales el 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz N° 200. Suelos de los cuales más del 35% pasan a través del tamiz N°200 se clasifican bajo los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. Estos suelos son en su mayoría lomos y materiales de tipo arcilloso. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

a) Tamaño del grano

Grava: fracción que pasa el tamiz de 75mm (3 pulg) y es retenido en el tamiz N°10 (2mm).

Arena: fracción que pasas el tamiz N°10 (2mm) y es retenido por el tamiz N°200 (0.075mm).

Limo y arcilla: fracción que pasa el tamiz N°200

b) Plasticidad: el termino limoso (silty) es aplicado cuando la fracción de finos del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menor. El término arcilloso (clayey) es aplicado cuando la fracción de finos tienen un índice de plasticidad de 11 o mayor.

c) Si se encuentra cascajo (cobble) y canto rodado (Boulders) (tamaño mayor a 75mm), estos son excluidos de la porción de la muestra de suelo de la cual se realiza la clasificación. Sin embargo, el porcentaje de este material es registrado.

**Tabla 17:***Clasificación de Materiales de Subrasante de Carreteras.*

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasan el tamiz N°200)						
Grupo de clasificación	A-1			A-2			
	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis del tamizado (porcentaje que pasa)							
N° 10	50 max.						
N° 40	30 max.	50 max.	51 min.				
N° 200	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.
características de la fracción que pasa el tamiz N°40							
Limite liquido				40 max.	41 max.	40 max.	41 min.
Índice de plasticidad	6 max.	6 max.	NP	10 max.	10 min.	11 min.	11 min.
Tipos usuales de los materiales constituyentes	Fragmento de roca, Grava y arena		Arena fina	Grava con limo o arcilla y arena			
Evaluación general de la subrasante	Excelente a bueno						

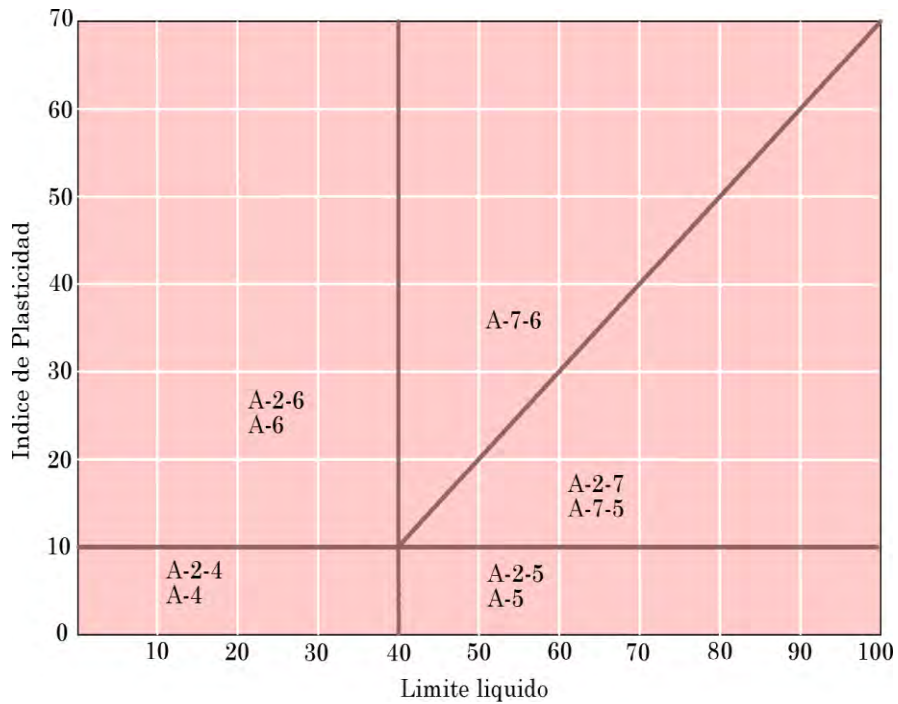
Clasificación general	Materiales limo – Arcilla (más del 35% del total de la muestra pasa el tamiz N°200)			
Clasificación de grupo	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 <sup>a</sup> A-7-6 <sup>b</sup>
	Análisis de tamiz (porcentaje que pasa)			
N° 10				
N° 40				
N° 200	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características de la fracción que pasa el tamiz N°200				
Limite liquido	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Índice de plasticidad	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Tipos usuales de los materiales constituyentes	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
<sup>a</sup> Para A-7-5, IP ≤ LL-30				
<sup>b</sup> Para A-7-6, IP > LL-30				

Fuente: <http://icce.netfirms.com/>E-Mail: icce\_bo@msn.com

Para clasificar un suelo de acuerdo con la Tabla 17, uno debe aplicar los datos del ensayo de izquierda a derecha. Por procesos de eliminación, el primer grupo de la izquierda en el cual los datos del ensayo se ajusten, es la clasificación correcta. La Ilustración 7, muestra unos trazos de los rangos del límite líquido e índice de plasticidad para suelos que caen en los grupos A-2, A-4, A-5, A-6 y A-7.

**Ilustración 7:**

*Rango del Límite e Índice de Plasticidad para Suelos en los grupos A-2, A-4, A-5, A-6 y A-7.*



Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

Para evaluar la calidad de un suelo como el material de subrasante (sub-base) de una carretera, además se debe incorporar un número llamado *índice de grupo (GI)* con los grupos y subgrupos del suelo. Este índice es escrito entre paréntesis después de la designación de grupo o subgrupo. El índice de grupo está dado por la siguiente ecuación

$$GI = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10) \dots\dots Ec (2.6)$$

Donde:

$F_{200}$  = Porcentaje que pasa a través del tamiz N°200

$LL$  = Limite liquido

$PI$  = Índice de plasticidad

En la ecuación; el primer término que es,  $(F_{200}-35) [0.2+0.005(LL-40)]$ ; es el índice parcial de grupo determinado del límite líquido. El segundo término que es,  $0.01(F_{200}- 15) (PI-10)$ ; es el índice parcial de grupo determinado del índice de plasticidad. Se tiene algunas reglas para determinar el índice de grupo:

- 1.- Si en la ecuación se produce un valor negativo para  $GI$ , esta se toma como cero.
- 2.- El índice de grupo calculado en la ecuación es redondeado al entero más cercano (por ejemplo,  $GI = 3.4$  es redondeado a 3;  $GI = 3.5$  es redondeado a 4).
- 3.- No hay un límite superior para el índice de grupo.
- 4.- El índice de grupo de suelos pertenecientes a los grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 y A-3 es siempre cero.
- 5.- Cuando se calcula el índice de grupo para suelos que pertenecen a los grupos A-2-6 y A-2-7, use el índice parcial de grupo para  $PI$ , o

$$GI = 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

En general, la calidad del rendimiento de un suelo como material de subrasante (subgrade) es inversamente proporcional al índice de grupo.

Ejemplo:

Clasificar los siguientes suelos por el sistema de clasificación de la AASHTO.

Descripción	Suelo				
	A	B	C	D	E
Porcentaje más fino que el tamiz N°10	83	100	48	90	100
Porcentaje más fino que el tamiz N°40	48	92	28	76	82
Porcentaje más fino que el tamiz N°200	20	86	6	34	38
Limite liquido <sup>a</sup>	20	70	-	37	42
Índice de plasticidad <sup>a</sup>	5	32	No plástico	12	23
Plasticidad para menos de la 40 fracción					

Solución:

Suelo A

De acuerdo con la Tabla 17, porque el 20% del suelo pasa a través del tamiz N°200, este cae bajo la clasificación de material granular esto es, A-1, A-3 o A-2. Procediendo de izquierda a derecha, podemos ver que cae bajo la categoría de A-1-b. El índice de grupo para A-1-b es 0. Así, la clasificación es A-1-b(0).

Suelo B

El porcentaje que pasa a través del tamiz N°200 es 86, entonces el suelo es un material arcillo-limoso (esto es, A-4, A-5, A-6 ó A-7), como se muestra en la Tabla 17. Procediendo de izquierda a derecha, podemos ver que cae bajo la categoría A-7. En este caso,  $PI = 32 < LL - 30$ . De este modo, la categoría es A-7-5. De la ecuación anterior de GI,

$$GI = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

Para este suelo,  $F_{200} = 86$ ,  $LL = 70$  y  $PI = 32$ , luego

$$GI = (86 - 35)[0.2 + 0.005(70 - 40)] + 0.01(86 - 15)(32 - 10) = 33.47 \approx 33$$

entonces, es suelo es del tipo A-7-5(33).

Suelo C

El porcentaje que pasa a través del tamiz N°200 es menos a 35, así el suelo es un material

granular. Procediendo de izquierda a derecha en la Tabla 17, podemos encontrar que es del tipo A-1-a. El índice de grupo es 0, entonces el suelo es del tipo A-1-a(0).

#### Suelo D

El porcentaje que pasa a través del tamiz N°200 es menor a 35, así el suelo es un material granular. De la Tabla 17, podemos ver que es del tipo A-2-6. De la segunda ecuación para el cálculo de GI se tendrá,

$$GI = 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

Para este suelo,  $F_{200} = 34$  i  $PI = 12$ , así

$$GI = 0.01(34 - 15)(12 - 10) = 0.38 \approx 0$$

Entonces, el suelo es del tipo A-2-6(0).

#### Suelo E

El porcentaje que pasa a través del tamiz N°200 es 38, es cuela es mayor al 35%, entonces el suelo es un material arcillo limoso (silty clay). Procediendo de izquierda a derecha en la Tabla 17, podemos ver que cae bajo la categoría A-7. En este caso,  $PI > LL - 30$ , entonces el suelo es del tipo A-7-6. De la primera ecuación de GI,

$$GI = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

Para este suelo,  $F_{200} = 38$ ,  $LL = 42$  y  $PI = 23$ , así

$$GI = (38 - 35)[0.2 + 0.005(42 - 40)] + 0.01(38 - 15)(23 - 10) = 3.62 \approx 4$$

Por lo tanto, el suelo es del tipo A-7-6(4).

#### **2.2.2.2. Sistema unificado de clasificación del suelo (SUCS)**

La forma original del Sistema Unificado de Clasificación del Suelo fue propuesta por Casagrande en 1942 para su uso en trabajos de construcción de aeropuertos por el Army Corps of

Engineers (Cuerpo de Ingenieros del Ejército) durante la Segunda Guerra Mundial. En cooperación con el U.S. Bureau of Reclamation (Agencia de Reclamos de los Estados Unidos), el Cuerpo (Corps) reviso este sistema en 1952.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es una herramienta esencial en la ingeniería geotécnica, permitiéndonos entender la diversidad de los suelos y clasificarlos de manera efectiva. Mediante análisis granulométricos y límites de consistencia, el SUCS nos brinda una visión detallada de las propiedades y comportamientos de los suelos.

El Sistema Unificado de Clasificación es presentado en la Tabla 18 a la tabla 20, con referencia a la Ilustración 8. Este sistema clasifica a los suelos en dos amplias categorías:

1. Suelos de Granulado-grueso que en la naturaleza son gravosos y arenosos con menos del 50% que pasa a través del tamiz N°200. Los símbolos de grupo comienzan con los prefijos G ó S o ambos. G simboliza suelo con grava o gravoso, y S es para suelos con arena o arenosos.

2. Suelos de Granulado-fino con 50% o más que pasa a través del tamiz N°200. Los símbolos de grupo comienzan con el prefijo de M, el cual simboliza a limos inorgánicos, C para arcillas inorgánicas, y O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt es usado para la turba (peat), fango (muck), y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos usados por la clasificación son

W: bien gradado (Well graded)

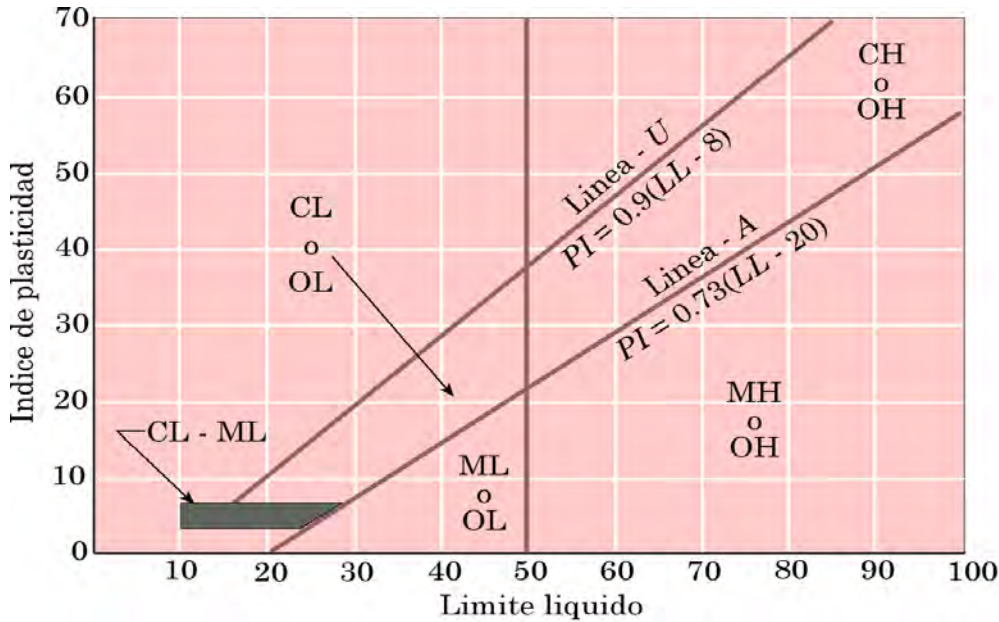
P: Pobremente gradado (poorly graded)

L: baja plasticidad (limite liquido menos a 50)

H: alta plasticidad (limite liquido mayor a 50)

**Ilustración 8:**

*Grafica de Plasticidad*



Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

**Tabla 18:**

*Sistema Unificado de Clasificación - Símbolos de grupo para Suelos Gravosos ( $R_{200} > 50$ ;  $R_4/R_{200} > 0.5$ )*

Símbolo de Grupo	Criterio
GW	Menos del 5% pasa el tamiz N°200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor o igual a 4; $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
GP	Menos del 5% pasa el tamiz N°200; no reúne ambos criterios para GW
GM	Más del 12% pasa el tamiz N°200; límites de Atterberg caen debajo de la línea-A (Ilustración 9) o $PI < 4$
GC	Más del 12% pasa el tamiz N°200; límites de Atterberg caen encima de la línea-A (Ilustración 9); $PI > 7$
GC-GM	Más del 12% pasa el tamiz N°200; límites de Atterberg caen en el área oscura marcada con CL-ML en la Ilustración 9.
GW-GM	El porcentaje que pasa el tamiz N°200 esta entre 5 a 12; Reúne criterios para GW y GM
GW-GC	El porcentaje que pasa el tamiz N°200 esta entre 5 a 12; Reúne criterios para GW y GC
GP-GM	El porcentaje que pasa el tamiz N°200 esta entre 5 a 12; Reúne criterios para GP y GM
GP-GC	El porcentaje que pasa el tamiz N°200 esta entre 5 a 12; Reúne criterios para GP y GC

*Nota:* Ver la Ec.(3.3) para la definición de  $R_{200}$  y la Ec.(3.4) para la definición de  $R_u$ .

Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

**Tabla 19:**

*Sistema Unificado de Clasificación - Símbolos de grupo para Suelos Arenosos ( $R_{200} > 50$ ;  $R_4/R_{200} \leq 0.5$ )*

Símbolo de Grupo	Criterio
SW	Menos del 5% pasa por el tamiz N°200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ es mayor o igual a 6; $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
SP	Menos del 5% pasa el tamiz N°200; no reúne los criterios para SW
SM	Más del 12% pasa el tamiz N°200; límites de Atterberg caen debajo de la línea-A (Ilustración 9) o $PI > 4$
SC	Más del 12% pasa el tamiz N°200; límites de Atterberg caen encima de la línea-A (Ilustración 9); $PI > 7$
SC-SM	Más del 12% pasa el tamiz N°200; límites de Atterberg caen en el área oscura marcada con Cl-ML en la Ilustración 9.
SW-SM	El porcentaje que pasa el tamiz N°200 esta entre 5 a 12; Reúne criterios para SW y SM
SW-SC	El porcentaje que pasa el tamiz N°200 esta entre 5 a 12; Reúne criterios para SW y SC
SP-SM	El porcentaje que pasa el tamiz N°200 esta entre 5 a 12; Reúne criterios para SP y SM
SP-SC	El porcentaje que pasa el tamiz N°200 esta entre 5 a 12; Reúne criterios para SP y SC

Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

A continuación, se presenta un procedimiento paso a paso para clasificar los suelos por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos:

- A) Si el suelo es turba (*peat*), clasifíquelo como Pt (Tabla 20) por observación visual. Para todos los demás suelos, determine el porcentaje de suelo que pasa a través del tamiz N°200 ( $F_{200}$ ).

**Tabla 20:**

*Sistema Unificado de Clasificación - Símbolo de grupo para Suelos Limosos y Arcilloso*

*( $R_{200} \leq 50$ )*

Símbolo de Grupo	Criterio
CL	Inorgánico; $LL < 50$ ; $PI > 7$ ; límites de Atterberg caen en o sobre la línea-A (ver zona CL en la Ilustración 9)
ML	Inorgánico; $LL < 50$ ; $PI < 4$ ; límites de Atterberg caen debajo de la línea-A (ver zona ML en la Ilustración 9)
OL	Orgánico; $(LL\text{—secado en horno}) / (LL\text{—no secado}) < 0.75$ ; $LL < 50$ (ver zona OL en la Ilustración 9)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$ ; límites de Atterberg caen en o sobre la línea-A (ver zona CH en la Ilustración 9)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$ ; límites de Atterberg caen debajo de la línea-A (ver zona MH en la Ilustración 9)
OH	Orgánico; $(LL\text{—secado en horno}) / (LL\text{—no secado}) < 0.75$ ; $LL \geq 50$ (ver zona OH en la Ilustración 9)
CL-ML	Inorgánico; límites de Atterberg caen en el área oscura en la Ilustración 9
Pt	Turba, Fango y otros suelos altamente orgánicos.

Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

B) Determine el porcentaje de suelo retenido en el tamiz N°200 ( $R_{200}$ ).

$$R_{200} = 100 - F_{200} \dots\dots\dots Ec (2.7)$$

C) Si  $R_{200} \leq 50$ , el suelo es de gradado fino (fine graded). Vaya a la Tabla 20 y determine el símbolo de grupo. Salte los pasos 4 y 5.

D) Si  $R_{200} > 50$ , es de gradado grueso (coarse graded). Determine el porcentaje de suelo retenido en el tamiz N°4 ( $R_4$ ):

$$R_4 = 100 - F_4 \dots\dots\dots Ec (2.8)$$

Donde  $F_4$  = Porcentaje de suelo que pasa a través del tamoz N°4.

E) Determine la relación de  $R_4/R_{200}$ .

1. Si  $R_4/R_{200} > 0.5$ , el suelo es Gravoso. Vaya a la Tabla 20 para determinar el símbolo de grupo.

2. Si  $R_4/R_{200} \leq 0.5$ , el suelo es Arenoso. Vaya a la Tabla 18 para determinar el símbolo de grupo

Recientemente, la Designación ASTM D-2487 creó un sistema elaborado para asignar nombres de grupo a los suelos. Estos nombres se pueden resumir en las Tablas 21 a la Tabla 24 y son explicadas a continuación:

**Tabla 21:**

*Nombres de Grupos para Suelos Gravosos\**

Símbolo de grupo	Criterio para el Nombre de grupo: SFa	Nombre de grupo
GW	< 15	Grava bien gradada
	≥ 15	Grava bien gradada con arena
GP	< 15	Grava pobremente gradada
	≥ 15	Grava pobremente gradada con arena
GM	< 15	Grava con limo
	≥ 15	Grava con limo y arena
GC	< 15	Grava arcillosa
	≥ 15	Grava arcillosa con arena
GC-GM	< 15	Limo, grava arcillosa
	≥ 15	Limo, grava arcillosa con arena
GW-GM	< 15	Grava bien gradada con limo
	≥ 15	Grava bien gradada con limo y arena
GW-GC	< 15	Grava bien gradada con arcilla
	≥ 15	Grava bien gradada con arcilla y arena
GP-GM	< 15	Grava pobremente gradada con limo
	≥ 15	Grava pobremente gradada con limo y arena
GP-GC	< 15	Grava pobremente gradada con arcilla
	≥ 15	Grava pobremente gradada con arcilla y arena
* Basado en ASTM D-2487		
a SF = fracción de arena = R200 – GF, y GF = R4		

Fuente: <http://icce.netfirms.com/>E-Mail: icce\_bo@msn.com

**Tabla 22:***Nombres de Grupo para Suelo Arenosos\**

Símbolo de grupo	Criterio para el Nombre de grupo: SFa	Nombre de grupo
SW	< 15	Arena bien gradada
	≥ 15	Arena bien gradada con grava
SP	< 15	Arena pobremente gradada
	≥ 15	Arena pobremente gradada con grava
SM	< 15	Arena limosa
	≥ 15	Arena limosa con grava
SC	< 15	Arena arcillosa
	≥ 15	Arena arcillosa con grava
SC-SM	< 15	Limo, arena arcillosa
	≥ 15	Limo, arena arcillosa con grava
SW-SM	< 15	Arena bien gradada con limo
	≥ 15	Arena bien gradada con limo y grava
SW-SC	< 15	Arena bien gradada con arcilla
	≥ 15	Arena bien gradada con arcilla y grava
SP-SM	< 15	Arena pobremente gradada con limo
	≥ 15	Arena pobremente gradada con limo y grava
SP-SC	< 15	Arena pobremente gradada con arcilla
	≥ 15	Arena pobremente gradada con arcilla y grava
* Basado en ASTM D-2487		
<sup>a</sup> SF = fracción de arena = R <sub>4</sub>		

Fuente: <http://icce.netfirms.com/> E-Mail: icce\_bo@msn.com

A) Para *suelos gravosos* (ejem., si el símbolo de grupo es determinado de la Tabla 18), vaya a la Tabla 21 para encontrar el nombre de grupo. Note que en esta tabla.

$$SF = \text{fracción de arena} = R_{200} - GF$$

$$GF = \text{Fracción de grava} = R_4$$

B) Para *suelos arenosos* (ejem., si el símbolo de grupo es determinado de la Tabla 19), vaya a la Tabla 22 para encontrar el nombre de grupo.

**Tabla 23:**

*Nombre de Grupo para Suelos Inorgánicos de Grado Fino\**

Símbolo de grupo	Criterio para el nombre de grupo				Nombre de grupo
	R <sub>200</sub>	SF/GF	GF	SF	
CL	<15	-	-	-	Arcilla magra (Lean clay)
	15-29	≥1	-	-	Arcilla magra con arena
		<1	-	-	Arcilla magra con grava
		≥1	<15	-	Arcilla magra arenosa
	≥30	≥1	≥15	-	Arcilla magra arenosa con grava
		<1		<15	Arcilla magra gravosa
		<1		≥15	Arcilla magra gravosa con arena
ML	<15	-	-	-	Limo
	15-29	≥1	-	-	Limo con arena
		<1	-	-	Limo con grava
		≥1	<15	-	Limo arenoso
	≥30	≥1	≥15	-	Limo arenoso con grava
		<1		<15	Limo gravoso
		<1		≥15	Limo gravoso con arena
CL-ML	<15	-	-	-	Arcilla limosa
	15-29	≥1	-	-	Arcilla limosa con arena
		<1	-	-	Arcilla limosa con grava
		≥1	<15	-	Arcilla arenosa limosa
	≥30	≥1	≥15	-	Arcilla arenosa limosa con grava
		<1		<15	Arcilla gravosa limosa
		<1		≥15	Arcilla gravosa limosa con arena
CH	<15	-	-	-	Arcilla gruesa (Fat clay)
	15-29	≥1	-	-	Arcilla gruesa con arena
		<1	-	-	Arcilla gruesa con grava
		≥1	<15	-	Arcilla gruesa arenosa
	≥30	≥1	≥15	-	Arcilla gruesa arenosa con grava
		<1		<15	Arcilla gruesa gravosa
		<1		≥15	Arcilla gruesa gravosa con arena
MH	<15	-	-	-	Limo elástico
	15-29	≥1	-	-	Limo elástico con arena
		<1	-	-	Limo elástico con grava
		≥1	<15	-	Limo elástico arenoso
	≥30	≥1	≥15	-	Limo elástico arenoso con grava
		<1		<15	Limo elástico gravoso
		<1		≥15	Limo elástico gravoso con arena

\*Basado en ASTM D - 2487

C) Para suelos *inorgánicos de granulado fino* (ejem., si el símbolo de grupo es determinado con la Tabla 20), vaya a la Tabla 23 para determinar el nombre de grupo.

D) Para suelos *orgánicos de granulado fino* (ejem., OL o OH obtenidos de la Tabla 20), vaya a la Tabla 24 para encontrar el nombre de grupo. Note que en esta tabla el subíndice *NOD* significa “not oven-dried” (no secado en horno).

**Tabla 24:**

*Nombres de Grupo para Suelos Orgánicos de Grano Fino\**

Símbolo de grupo	Criterio para el nombre de grupo				Nombre de grupo		
	Índice de plasticidad <i>SF</i>	$R_{200}$	<i>SF/GF</i>	<i>GF</i>			
OL	$PI_{NOD} \geq 4$ y $PI_{NOD} \geq 0.73 \times (LL_{NOD}-20)$	<15	-	-	-	Arcilla orgánica	
		15-29	$\geq 1$	-	-	-	Arcilla orgánica con arena
			<1	-	-	-	Arcilla orgánica con grava
			$\geq 1$	<15	-	-	Arcilla orgánica arenosa
			$\geq 1$	$\geq 15$	-	-	Arcilla orgánica arenosa con grava
		$\geq 30$	<1	<15	-	-	Arcilla orgánica gravosa
<1	$\geq 15$		-	-	Arcilla orgánica gravosa con arena		
OL	$PI_{NOD} \geq 4$ y $PI_{NOD} \geq 0.73 \times (LL_{NOD}-20)$	<15	-	-	-	Limo orgánico	
		15-29	$\geq 1$	-	-	-	Limo orgánico con arena
			<1	-	-	-	Limo orgánico con grava
			$\geq 1$	<15	-	-	Limo orgánico arenoso
			$\geq 1$	$\geq 15$	-	-	Limo orgánico arenoso con grava
		$\geq 30$	<1	<15	-	-	Limo orgánico gravoso
<1	$\geq 15$		-	-	Limo orgánico gravoso con arena		
OH	$PI_{NOD} \geq 0.73 \times (LL_{NOD}-20)$	<15	-	-	-	Arcilla orgánica	
		15-29	$\geq 1$	-	-	-	Arcilla orgánica con arena
			<1	-	-	-	Arcilla orgánica con grava
			$\geq 1$	<15	-	-	Arcilla orgánica arenosa
			$\geq 1$	$\geq 15$	-	-	Arcilla orgánica arenosa con grava
		$\geq 30$	<1	<15	-	-	Arcilla orgánica gravosa
<1	$\geq 15$		-	-	Arcilla orgánica gravosa con arena		

OH	PI <sub>NOD</sub> ≥ 0.73 x (LL <sub>NOD</sub> -20)	<15	-	-	-	Limo orgánico
		15-29	≥1	-	-	Limo orgánico con arena
			<1	-	-	Limo orgánico con grava
		≥30	≥1	<15	-	Limo orgánico arenoso
			≥1	≥15	-	Limo orgánico arenoso con grava
			<1	-	<15	Limo orgánico gravoso
		<1	-	≥15	-	Limo orgánico gravoso con arena
* Basado en ASTM D-2487						
Nota: El subíndice <i>NOD</i> significa “no secado den horno” (not oven-dried)						

Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

### Ejemplo

Para un suelo dado, se conoce lo siguiente:

Porcentaje que pasa el tamiz N°4	70
Porcentaje que pasa el tamiz N°200	30
Limite liquido	33
Índice Plástico	12

Clasifique el suelo usando el Sistema Unificado de Clasificación. Proporcione el símbolo y nombre de grupo.

Solución:

$$F_{200} = 30. \quad \text{De la Ec.(2.7)}$$

$$R_{200} = 100 - F_{200} = 100 - 30 = 70$$

Puesto que R<sub>200</sub> es mayor que 50, el suelo de granulado grueso. De la Ec.(2.8),

$$R_4 = 100 - F_4 = 100 - 70 = 30$$

Para este suelo,

$$\frac{R_4}{R_{200}} = \frac{30}{70} < 0.5$$

Este suelo es arenoso. De la Tabla 19 y la Ilustración 8, podemos ver que el símbolo de grupo es SC. Para el nombre de grupo, nos referimos a la Tabla 22.

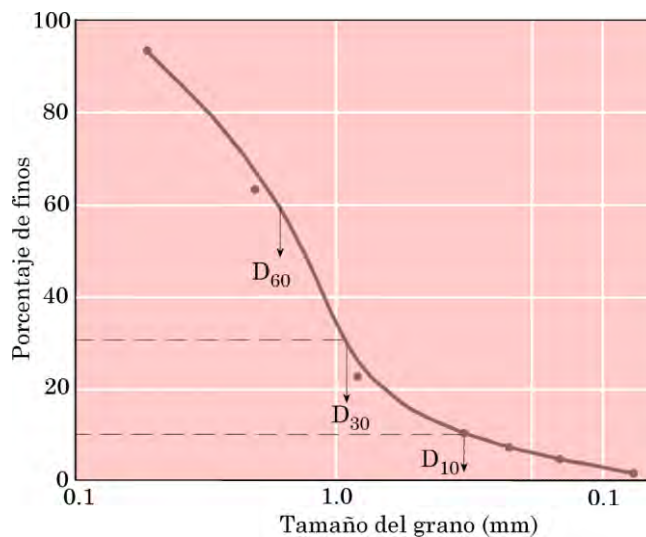
$GF = \text{Fracción de grava} = R_4 = 30$  (Ejem.,  $>15$ )

Por tanto, el nombre de grupo es arena arcillosa con grava (clayed sandy with gravel). De la Tabla 19, podemos ver que el símbolo de grupo es **SP**. Para este suelo,  $GF = R_4 = 6$ .

Refiriéndonos a la Tabla 22, podemos encontrar que el nombre de grupo es arena pobremente gradada (poorly graded sand).

### **Ilustración 9:**

*Curva de Distribución Granulométrica*



Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

### **2.2.2.3. Comparación entre el sistema ASSHTO y el UNIFICADO**

Ambos sistemas de clasificación el ASSHTO y el Unificado, se basan en la textura y plasticidad del suelo. Así mismo, ambos sistemas dividen el suelo en dos grandes categorías, de granulado grueso y de granulado fino separados por el tamiz N°200. De acuerdo al sistema ASSHTO, un suelo es considerado de granulado fino cuando más del 35% pasa a través del tamiz N°200. De acuerdo al sistema Unificado, un suelo es considerado de granulado fino cuando más del 50% pasa a través del tamiz N°200. Un suelo de granulado grueso que tiene alrededor de 35% de granos finos se comportara como un material de granulado fino. Ello es

debido a que existen suficientes granos finos que llena los espacios vacíos entre los granos gruesos y los retenidos aparte. Al respecto, es sistema ASSTHO parece ser más apropiado. En el sistema ASSTHO, el tamiz N°10 es usado para separar las gravas de las arenas; en el sistema Unificado, es usado el tamiz N°4. Desde el punto de vista de la separación de los límites de tamaño del suelo, el tamiz N°10 es el límite superior más aceptado para la arena. Este límite es usado en el hormigón y carreteras.

En el sistema Unificado, los suelos gravosos y arenosos están claramente separados; no así en el sistema ASSTHO. El grupo A-2, en partícula, contiene una gran variedad de suelos. Los símbolos tales como GW, SM, CHH, y otros que son usados en el sistema Unificado describen mejor las propiedades del suelo que el símbolo A usado en el sistema ASSTHO.

La clasificación de suelos orgánicos como OL, OH, y Pt es proporcionado por el sistema Unificado. Bajo el sistema ASSTHO, no hay lugar para suelos orgánicos. Las turbas (peats) usualmente tienen un gran contenido de humedad, baja gravedad específica de los sólidos del suelo y bajo peso unitario. Algunas de las propiedades de las turbas se dan en la Tabla 25. Liu (1967) comparó los sistemas ASSTHO y Unificado. Los resultados de este estudio son presentados en las Tablas 26 y 27.

**Tabla 25:**

*Propiedades de las Turbas Mostradas*

Procedencia de la turba	Contenido de humedad (%)	Peso unitario KN/m <sup>3</sup> Lb/pe <sup>3</sup>		Gravedad específica GS	Contenido de ceniza (%)
Middleton	510	9.1	57.9	1.41	12.0
Waupuca County	460	9.6	61.1	1.68	15.0
Portage	600	9.6	61.1	1.72	19.5
Found du Lac County	240	10.2	64.9	1.94	39.8

Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

**Tabla 26:**

*Comparación entre Sistema ASSTHO y el Unificado\**

Grupo de suelo en sistema ASSTHO	Grupos de de suelos comparables en el Sistema Unificado		
	Mas probable	Posible	Posible pero improbable
A-1-a	GW, GP	SW, SP	GM, SM
A-1-b	SW, SP, GM, SM	GP	-
A-3	SP	-	SW, GP
A-2-4	GM, SM	GC, SC	GW, GP, SW, SP
A-2-5	GM, SM	-	GW, GP, SW, SP
A-2-6	GC, SC	GM, SM	GW, GP, SW, SP
A-2-7	GM, GC, SM, SC	-	GW, GP, SW, SP
A-4	ML, OL	CL, SM, SC	GM, GC
A-5	OH, MH, ML, OL	-	SM, GM
A-6	CL	ML, OL, SC	GC, GM, SM
A-7-5	OH, MH	ML, OL, CH	GM, SM, GC, SC
A-7-6	CH, CL	ML, OL, SC	OH, MH, GC, GM, SM

\* después de Liu (1967)

Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

**Tabla 27:**

*Comparación entre el Sistema Unificado y el ASSTHO*

Grupo de suelo en sistema Unificado	Grupos de de suelos comparables en el Sistema ASSTHO		
	Mas probable	Posible	Posible pero improbable
GW	A-1-a	-	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GP	A-1-a	A-1-b	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6	A-4, A-5, A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
GC	A-2-6, A-2-7	A-2-4	A-4, A-6, A-7-6, A-7-5
SW	A-1-b	A-1-a	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SP	A-3, A-1-b	A-1-a	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6, A-4	A-5, A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
SC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6, A-4, A-7-6	A-7-5
ML	A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6	-
CL	A-6, A-7-6	A-4	-
OL	A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6	-
MH	A-7-5, A-5	-	A-7-6
CH	A-7-6	A-7-5	-
OH	A-7-5, A-5	-	A-7-6
Pt	-	-	-

\* después de Liu (1967)

Fuente: <http://icce.netfirms.com>/E-Mail: icce\_bo@msn.com

### 2.2.3. Excavación en túneles

Generalmente los sistemas de excavación en túneles se dividen en dos grandes campos: la excavación en rocas y la excavación en suelos y rocas de baja competencia. Si el túnel se excava con máquinas tuneladoras (Topo, TBM y otros), la sección transversal está obligada a ser circular, No obstante, existen tuneladoras con varias cabezas cortantes, que dan secciones ovaladas.

La excavación con explosivos o rozadora puede conseguirse cualquier sección tipo, aunque por estabilidad siempre son aconsejables las secciones circulares o policéntricas redondeadas. En túneles de dos carriles se suele usar una sección de radio único, mientras que para anchos mayores se tiende a secciones de tres centros para optimizar más el volumen de excavación.

En túneles revestidos con anillo de concreto hay que tener en cuenta que los encofrados son rectos, por lo que si el túnel es de planta curva se produce una pérdida de ancho útil que viene dada por la siguiente expresión:

$$a = R - \sqrt{R^2 - \frac{L^2}{4}} \dots\dots\dots Ec \quad (2.9)$$

Donde R es el radio de la curva, L es la longitud del encofrado y a es la pérdida de ancho. Para radios pequeños dicho valor puede llegar a ser de hasta 5.00 – 10.00cm.

Por último, hay que considerar que debido a las tolerancias usuales en la ejecución de la obra civil, puede haber errores de hasta 5.00 cm en la posición de cualquier elemento del túnel.

Podríamos dividir los sistemas de excavación en dos grupos principales:

- Perforación y voladura.

- Excavación mecánica.

### **2.2.3.1. Excavación mediante perforación y voladura**

El sistema de perforación y voladura como sistema de excavación de túneles es todavía hoy el más utilizado, debido principalmente a que puede adaptarse, con baja inversión inicial, a gran variabilidad de terrenos y secciones. Utilizándose en rocas a partir de 80.00 MPa (rotura a compresión) y desde secciones para galerías de evacuación de personal a grandes secciones en grandes cavernas.

Por el contrario, presenta el inconveniente de la irregularidad en el perfilado de la excavación, que podrían generar mayores dificultades en el sostenimiento y revestimiento.

El proceso para llevar a cabo toda la excavación resulta de la combinación de los siguientes trabajos:

Elaboración del plan de tiro o voladura, adecuado por fases, sección y a la competencia de la roca

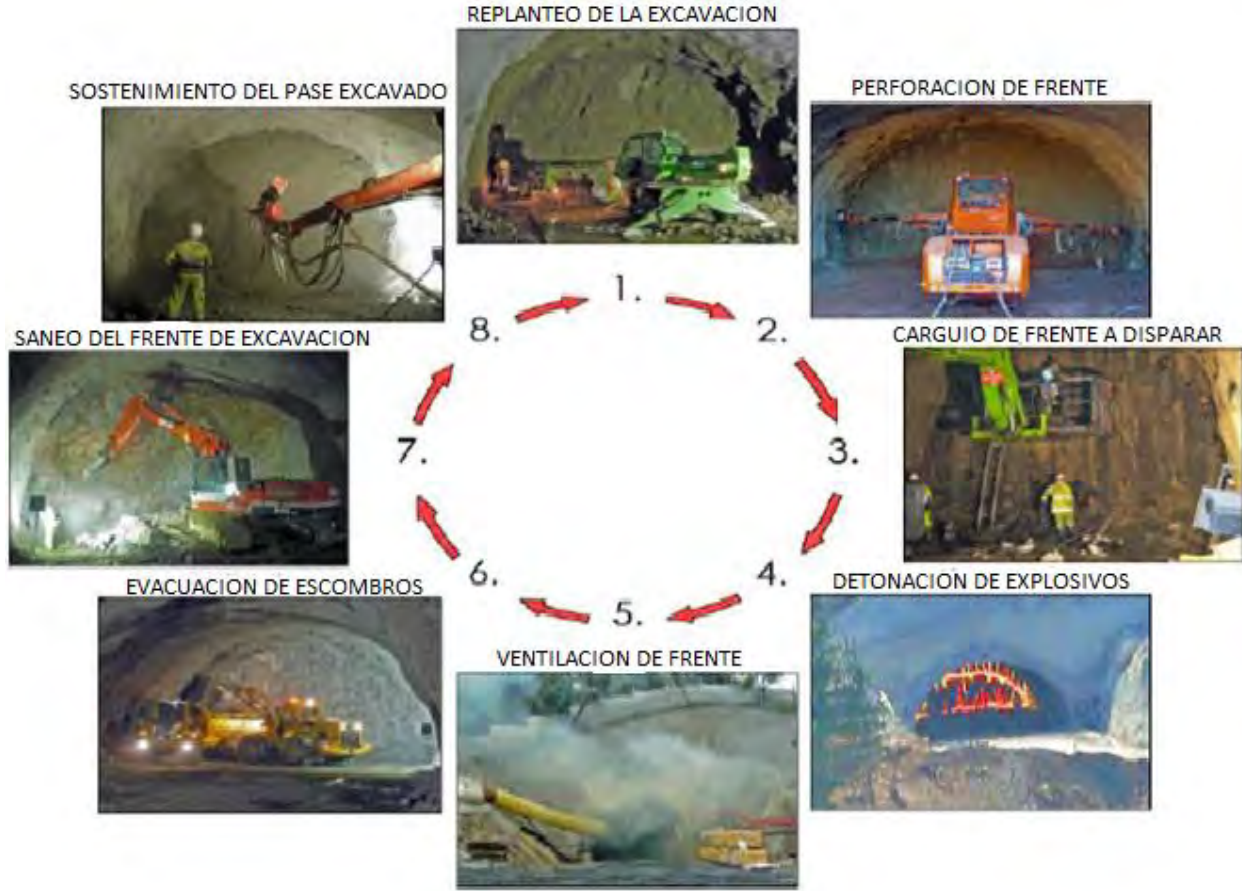
- Replanteo en obra de los barrenos.
- Perforación de los barrenos.
- Carga de explosivos.
- Detonación de explosivos.
- Evacuación de los humos y ventilación.
- Desescombro
- Limpieza del frente y reperfilado de la sección
- Finalizado la excavación se sostiene el pase excavado

Es importante y recomendable llevar un control del ciclo de excavación, para poder adaptarse a las características del frente, para modificar el plan de voladura o incluso

para cambiar de sistema de excavación.

**Ilustración 10:**

*Ciclo de trabajo en Túnel.*



Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

Es indispensable, realizar un control de manera continua durante la ejecución de túneles, como en el NATM, donde el macizo rocoso debe verse afectado lo menos posible por la voladura.

La falta de explosivo puede llevar a que no se complete bien el arranque de la roca, o más aun un exceso de explosivo puede ocasionar malos recortes y sobre excavaciones con el incremento de sostenimiento, o incluso chimeneas e inestabilidades en el frente.

### ***2.2.3.1.1. Perforación y Maquinaria de Perforación.***

En la ejecución de túneles, por norma general, se utiliza la perforación rotopercutiva. Se basa en la combinación de la percusión y rotación sobre la roca, manteniendo un empuje para mantener un contacto y un barrido del detritus del fondo del barreno.

La principal herramienta de perforación son los martillos neumáticos y los martillos hidráulicos, diferenciados por la forma como se transmite la fuerza inicial al pistón; el martillo neumático a través de aire comprimido y el martillo hidráulico a través de un caudal regulado de aceite.

Hoy en día la utilización de los martillos hidráulicos es la más extendida sobre los martillos neumáticos, sobre todo por la mayor penetración en la roca a menor energía, un mantenimiento menor y por lo tanto un menor costo, entre otras ventajas.

Los martillos hidráulicos se clasifican en función de la potencia que genera su mecanismo al impactar sobre la roca. Tenemos martillos hidráulicos desde 6.00 kw hasta 40.00 kw, dividiéndolos así en martillos ligeros, medios, pesados y de alta potencia.

Los martillos van montados sobre sistemas de avance que pueden ser deslizaderas o empujadores, de esta manera el rendimiento de los martillos aumenta notablemente al ejercer sobre el martillo, empujes entre 3.00 y 15.00 KN según el equipo.

Todos estos sistemas suelen ir montados en el jumbo, que definidos como unidades de perforación, suelen ir equipados con martillos (1 a 4 por jumbo), según la sección a excavar.

### **Ilustración 11:**

*Maquinaria tipo Jumbo Epiroc Boomer de 4 brazos perforando barrenos en el frente de Excavación.*



Fuente: Elaboración Propia

Son autopropulsados normalmente por motores diesel, hasta velocidades de 15.00 km/h, pero con motores eléctricos para accionar el mecanismo de perforación.

Durante los últimos años incluso se han desarrollado equipos, que disponen de sistemas informáticos que permiten memorizar el esquema de tiro y realizar la perforación de manera automática. Por el contrario, los sistemas automatizados no permiten realizar cambios de manera rápida en los planes de tiro si el terreno lo requiere, ya que se necesita de personal especializado en tareas informáticas.

Las brocas más utilizadas son las de botones por la facilidad de evacuación de detritus y por un golpe o más homogéneo, así como también la evacuación de detritus se realiza mediante agua que también permite la refrigeración de los útiles de corte del martillo.

### ***2.2.3.1.2. Explosivos.***

Conocidas las características del macizo rocoso y las secciones a excavar, se pueden elegir diferentes tipos de explosivos para la excavación. La elección viene determinada según las características del explosivo, las que se deberán adaptar a las condicionantes de la obra.

Las características de los explosivos más destacadas serían: potencia explosiva, velocidad de detonación, densidad, presión de detonación, estabilidad, resistencia al agua, sensibilidad, humos, entre otros.

Existen diferentes tipos de explosivos industriales, entre los que podríamos destacar, explosivos con nitroglicerinas, anfo, hidrogeles, emulsiones, explosivos de seguridad, entre otros.

Los accesorios de iniciación serían la otra parte indispensable en una voladura en un túnel. En la práctica habitual de los últimos años se vienen utilizando 2 sistemas básicamente: sistemas eléctricos, electrónicos y no eléctricos.

Los detonadores son los que inician la detonación del explosivo y atendiendo al tiempo de inicio de la detonación pueden ser instantáneos, retardados y micro retardados. Generalmente vienen numerados y según el número corresponderá a un tiempo de retardo, fijados según cada fabricante.

La principal diferencia entre los sistemas electrónicos, eléctricos y no eléctricos es la manera de iniciarse el detonador. Los primeros mediante corriente eléctrica y los segundos mediante una onda de choque.

## **Ilustración 12:**

### *Detonadores Electrónicos FAMETRONIC*



Fuente: Elaboración Propia

Las ventajas principales respecto a los detonadores eléctricos serían:

- La insensibilidad a corrientes estáticas, inducidas y emisiones radiofrecuencia.
- Mayor numeración de retardos
- La facilidad de su conexión

Su uso casi es de obligado cumplimiento en la cercanía de líneas de tensión a la obra.

También cabe mencionar los detonadores electrónicos, aunque su uso no sea tan extendido aún, sí dispone de las ventajas del sistema no eléctrico (comprobación del circuito antes de disparar) como de los sistemas no eléctricos.

Los detonadores llegan a la obra todos iguales y deben programarse antes de cebar los cartuchos, operación que requiere de operarios especializados. Para obtener la energía que inicie

el detonador se utiliza el explosor. Es el sistema más común, que a través de la generación de corriente eléctrica puede iniciar el disparo de la pega.

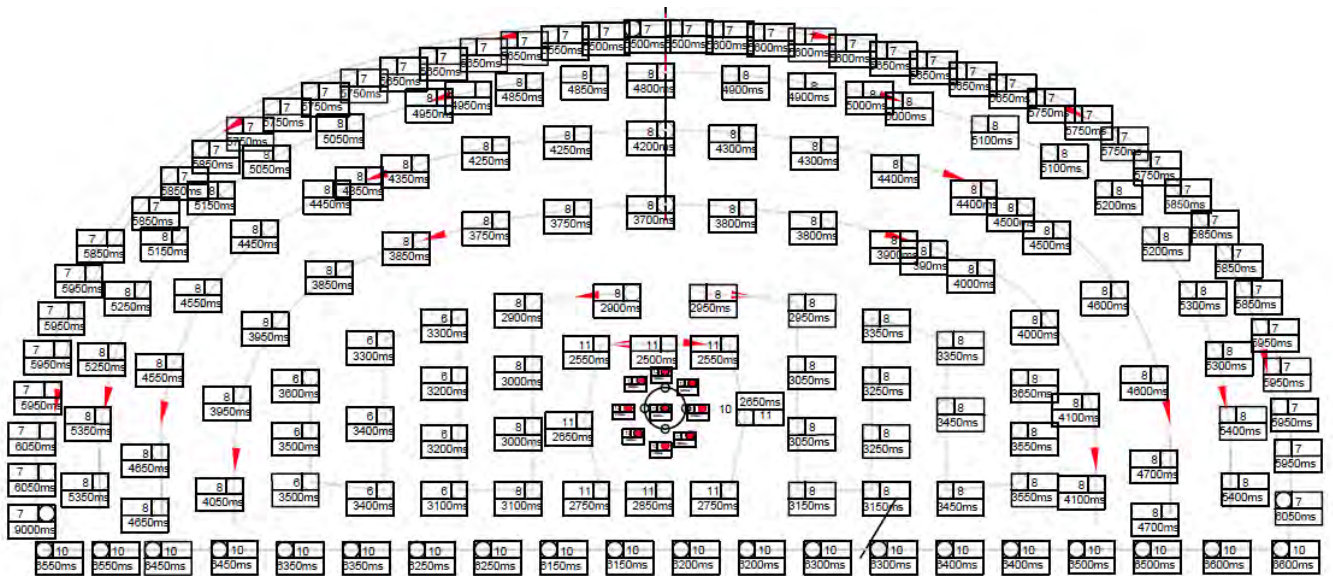
### 2.2.3.1.3. Voladuras.

Atendiendo las características del macizo rocoso y condiciones de la roca, se diseñará un plan de voladura, donde definidas ya las fases de excavación, se distribuirán los taladros a perforar, tipo, cantidad de explosivo a utilizar y secuencia de detonación.

Se deberá realizar tantos diseños de voladura, como pases previstos durante la ejecución y tipos de rocas.

#### Ilustración 13:

*Esquema del Plan de Voladura*

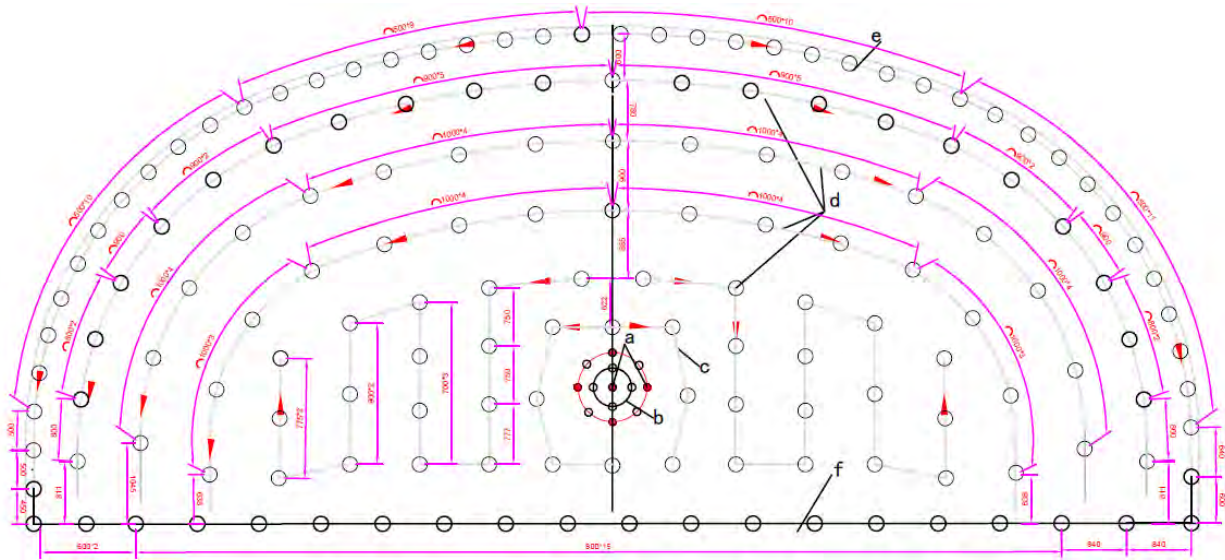


Fuente: Elaboración Propia

La voladura se divide normalmente en varias zonas, que se tratan de manera diferente para optimizar el resultado de la voladura.

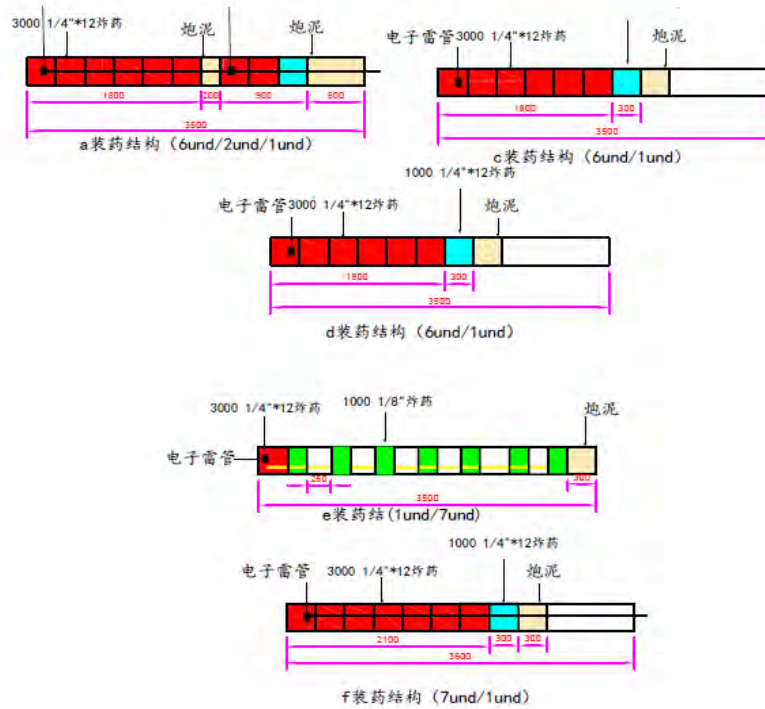
## Ilustración 14:

### Zonas de una Voladura



减压孔长度为3.6m

La longitud de descompresión es de 3.6 m



Fuente: Elaboración Propia

El cuele es la zona más importante de la voladura, es por donde se inicia la voladura y la que permite crear la cara libre, para que el resto de la voladura puede salir. Hay diferentes tipos y

esquemas de cueles, pero el más habitual es el cuele cilíndrico de barrenos paralelos. Se realizan 1 o 2 barrenos de diámetro mayor, realizado con escariadores, que se dejan vacíos para crear el espacio inicial o cara libre, luego los taladros perforados próximos van iniciándose secuencialmente hacia la cara libre.

Debido a que la zona del cuele afecta al macizo, es práctica habitual cambiar su situación del frente, en diferentes pases continuos.

El recorte o contorno es una de las zonas más importantes a tener en cuenta, porque con un recorte bien diseñado se minimiza la afectación al macizo rocoso.

Durante la perforación de los taladros del cuele, es conveniente que la perforación tenga entre un 5.00-10.00 % más de la longitud prevista.

El diseño de la secuencia del disparo es importante para poder disminuir la carga operante y así reducir las vibraciones y afectaciones a estructuras colindantes o zonas urbanas.

**Ilustración 15:**

*Perforación del Frente, según el esquema de voladura.*



Fuente: Elaboración Propia

El proceso de carga de los taladros se puede realizar manualmente con la introducción de los cartuchos. Pero la manera más habitual es la utilización de tubos de PVC ranurados longitudinalmente donde se colocan los cartuchos y el cebo. De esta manera es mucho más sencilla la colocación del explosivo en el taladro evitando atraques.

Se deben inspeccionar las conexiones de los detonadores, y realizar las comprobaciones oportunas de seguridad antes de la detonación, ya que una voladura que salga solo en parte, siempre presenta dificultades para su posterior comprobación.

Será necesario que luego de la explosión haya una buena ventilación, por lo que habrá que esperar que los gases salgan al exterior del túnel, por lo que es recomendable comprobar la salida de los gases tóxicos mediante un detector antes de reanudar los trabajos.

#### ***2.2.3.1.4. Vibraciones.***

Las vibraciones son una de las principales alteraciones que producen las voladuras, que pueden llegar a afectar y causar daños estructurales en zonas urbanas o incluso en estructuras próximas en túneles interurbanos (puentes, túneles paralelos, taludes próximos, u otros), por eso es importante su estudio, control y medidas para su reducción, sobre todo en zonas urbanas.

Es recomendable que se haga un estudio previo de estas vibraciones, mediante voladuras de prueba, para evaluar sus efectos en las estructuras, ya que la heterogeneidad de los macizos muchas veces hace difícil estudiar la propagación de ondas sísmicas.

Existe amplia normativa internacional donde se recogen límites para no ocasionar daños a estructuras.

## Ilustración 16:

### Monitoreo de Vibración de Voladura

#### VOLADURA N°015 (1+656.10)

N.º de Estación y Serie de Sismógrafo	Coordenadas UTM Este y Norte	Distancia de Monitorización a la Fuente de Vibración (m)	Vibración Obtenida con Sismógrafo VPP (mm/s)	Time Peak (s)
Punto 1 22266	252552.000 8718013.000	57.56	1.963	2.585
Punto 2 22265	252577.200 8718039.700	104.90	0.725	2.765
Punto 3 18598	252678.800 8718124.400	63.10	3.807	0.628
Punto 4 22480	252654.200 8718203.800	72.94	1.458	3.733

#### Resultados de Vibraciones Sobre la Norma DIN 4150 y Sobre la Norma USBM.

Fuente: Área de relaciones comunitarias CREC 10

Norma DIN 4150: Norma internacional Alemana que establece límites de vibración en zonas urbanas para proteger estructuras. considera la velocidad mínima de vibración de 5mm/s.

NORMA USBM: Norma estadounidense, para limitar vibraciones por voladuras en minería y construcción, buscando evitar daños cosméticos en estructuras. Se basa en la velocidad máxima de partícula (PPV) frente a la frecuencia, estableciendo límites seguros que son mundialmente aceptados:

- Para frecuencias menores a 15 Hz: 0.5 in/s (12.7mm/s) en viviendas antiguas y 0.75 in/s (19mm/s) en modernas.
- Para frecuencias superiores a 15 Hz: Límite de 2.0 in/s (50mm/s).

#### 2.2.3.1.5. Desescombros y saneo o desatado de rocas sueltas.

Luego de la voladura y su ventilación, se inicia el desescombros del frente para lo cual existen diferentes métodos para su extracción, que por lo general se efectúa utilizando camiones articulados o volquetes.

Una pala cargadora es la que va acumulando el escombros, para luego, retirarlos del frente utilizando volquetes, dúmpers o camiones articulados.

Cuando un túnel sobrepasa cierta longitud y la sección no permite el cruce de camiones, debe tenerse en cuenta apartaderos durante la excavación del túnel, siempre que sea posible.

**Ilustración 17:**

*Retiro de escombros de la voladura, mediante pala cargadora y Volquetes*



Fuente: Elaboración Propia

Es importante y necesario el desatado de rocas sueltas después de la voladura, de manera que el sustrato rocoso quede limpio de pequeñas rocas que pudieran haber quedado sueltas, incluso las zonas que a priori parecieran sanas, ya que después de la voladura se producen micro fracturas y el macizo queda debilitado.

Es recomendable para el saneo utilizar retroexcavadora con un martillo hidráulico, lo que permite suavizar el recorte de la voladura, incluso a las zonas donde es más difícil llegar manualmente. No se recomienda por seguridad, utilizar barras de acero para el retiro manual, pues esta metodología hace caer las rocas más inestables.

### **2.2.3.2. Excavación mecánica.**

Es la que utiliza maquinaria para su excavación. A medida que la tecnología se ha desarrollado han ido dándose soluciones a las diferentes situaciones en obra. Para vencer la resistencia de la roca se emplean diferentes útiles de corte: picas, cortadores de disco, martillos picadores, ruedas dentadas y otros.

La combinación de útiles de corte, campos de aplicación, sistemas de desescombro, da a lugar a diferentes soluciones que podríamos agruparlas en:

- Retroexcavadoras y martillo picador hidráulico
- Rozadoras
- Tuneladoras (TBM)

#### ***2.2.3.2.1. Excavación con retroexcavadora y martillo hidráulico.***

La más habitual, es la excavación mediante retroexcavadora, por su baja inversión inicial y su versatilidad en diferentes situaciones de obra, la que puede ir montada con un cazo o ripper para suelos o rocas con grado alto de meteorización, siendo lo habitual que se utilice con martillo picador (neumático o hidráulico).

### **Ilustración 18:**

*Excavación del frente mediante retroexcavadora con martillo hidráulico*



Fuente: Elaboración Propia

Este equipo de excavación se utiliza en una amplia gama de terrenos, desde suelos competentes hasta rocas competentes fuertemente diaclasadas, pasando por rocas de poca competencia debido a su baja resistencia a la compresión simple.

La excavación con martillo aprovecha las diaclasas del macizo para poder excavar. Pero eso en macizos con RQD bajos, los rendimientos son mejores, no obstante, el principal inconveniente de la excavación con martillo serían la producción de polvo y ruido, sobre todo en zonas urbanas.

Los tipos de martillos se pueden clasificar según su energía de impacto, que variaría desde los 70.00 J de los martillos más pequeños hasta los 1800.00 J de los martillos más pesados.

#### ***2.2.3.2.2. Excavación con rozadoras.***

Son maquinarias específicas de excavación, también conocidas como minadoras o fresadoras, que se caracterizan principalmente porque la excavación se realiza mediante el

movimiento rotativo continuo de una cabeza giratoria dotada de picas. La cabeza giratoria está montada sobre un brazo articulado, que mediante controles es guiada por el operario para realizar la excavación. Dispone de un sistema de recojo del material excavado en la parte frontal, que permite llevar a la parte posterior de la rozadora para su desescombros. Todo este conjunto va montado normalmente sobre orugas.

**Ilustración 19:**

*Fresadora con cabeza giratoria tipo Ripping*



Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

La cabeza de eje longitudinal tiene forma cónica y gira en sentido anti horario. En rocas duras, dentro de su gama de uso, este tipo de cabeza facilita el arranque debido a su forma más incisiva.

La cabeza de eje transversal dispone de dos rotativos que giran uno a cada lado del brazo, abarcando más superficie. El sentido de su giro es hacia el frente de excavación, y con este tipo de cabeza el arranque es más fácil en rocas blandas.

Uno de los inconvenientes de este tipo de excavación es que genera polvo, por lo que deberá preverse una buena ventilación.

#### **2.2.3.2.3. *Excavación con tuneladoras.***

Son máquinas integrales de excavación a sección completa, que sostienen el terreno y evacúan los escombros, que tiene la ventaja de utilizarse en todos los terrenos.

Según el tipo de terreno, se pueden clasificar en:

- Excavación en roca
  - Tuneladora abierta (topo)
  - Escudo simple
  - Doble escudo
- Excavación en suelos
  - EPB (escudo de frente en presión de tierras)
  - Hidroescudos

En terrenos competentes se producen micro fracturas que vencen la resistencia de la roca y la fragmentan, mientras que, en suelos y rocas de poca competencia, el arranque se produce con facilidad y el problema principal es la estabilidad del frente.

##### a) Tuneladoras abiertas o topos.

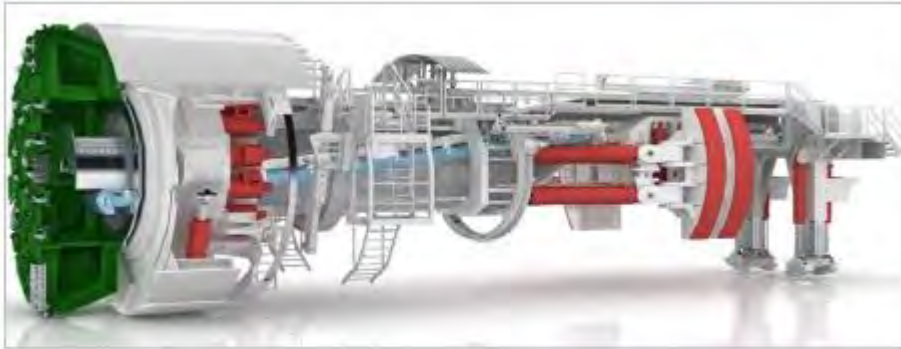
Son tuneladoras que basan el empuje de reacción, para horadar el macizo, en el mismo terreno, de manera que para su utilización es recomendada en macizos de gran competencia y homogeneidad, donde no es necesario un sostenimiento inmediato.

Dispone de una rueda de corte, dotada de cortadores de disco, accionada mediante motores eléctricos. El empuje de la rueda de corte se realiza mediante gatos hidráulicos de gran

potencia. Para que los gatos puedan desarrollar su fuerza de empuje, la tuneladora reacciona contra el terreno mediante zapatas (grippers).

**Ilustración 20:**

*Tuneladora abierta*



Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

Así para desarrollar un ciclo de trabajo de excavación, la secuencia podría ser la siguiente:

- Elongación de grippers contra el terreno.
- Los gatos proporcionan la fuerza de empuje a la rueda de corte, que mediante giro y empuje realiza la excavación.
- Se realiza el pase de excavación (normalmente 1.50-2.0 m).
- Se recogen grippers y se avanza la tuneladora con el recojo de gatos principales.
- Transporte de escombros de la cabeza a la cola de la máquina.
- Se reinicia de nuevo el ciclo de excavación.

Cabe indicar que con este tipo de tuneladoras el sostenimiento que suele utilizarse, es una combinación de concreto proyectado, malla, pernos de anclaje, y cerchas.

b) Tuneladora tipo escudo simple.

Son máquinas apropiadas para trabajar en rocas blandas y/o fracturadas en los que el empuje longitudinal necesario para realizar el avance, no puede ejercerse como en los “topos”,

con reacciones contra las paredes del túnel excavado al ser la capacidad portante del terreno insuficiente para resistir el empuje de los “gripper”.

El avance se produce mediante el empuje de una serie de gatos perimetrales que actúan contra el revestimiento de elementos prefabricados.

Así un ciclo de excavación con la presente tecnología sería de la siguiente manera:

- ✓ Colocado el último anillo de concreto prefabricado, los gatos de empuje desarrollan toda su carrera.
- ✓ Mediante el giro de la rueda de corte y el empuje de los gatos, se excava el pase, normalmente del ancho de los anillos de sostenimiento.
- ✓ Excavado el pase, se va colocando las dovelas del anillo de sostenimiento. Se van recogiendo los gatos correspondientes a la dovela a montar.
- ✓ Una vez montado el anillo, se inicia de nuevo el ciclo.

c) Tuneladora tipo doble escudo.

La tuneladora tipo doble escudo fue concebido para afrontar túneles a través de macizos con geología cambiante.

Se trata de una rueda de corte que es básicamente, la de un topo para roca dura, y un sistema de empuje, que se alojan en un escudo delantero que se desplaza para el avance por la reacción que se ejerce contra los grippers montados en un escudo trasero, el cual, por otra parte, lleva alojados los cilindros de empuje de la tipología de los usados en los escudos convencionales de las tuneladoras para suelos. El enlace telescópico de ambos escudos permite el avance en roca estable del escudo delantero (que se denomina “trabajo en modo doble escudo”) y, en tramos inestables, se cierra dicho telescopaje, uniendo así ambos escudos para realizar la excavación (“trabajo en modo simple escudo”).

Es posible excavar y colocar los anillos de revestimiento simultáneamente, siempre que el terreno permita avanzar con los “grippers”. El avance se realiza, como en los “topos”, empujándose contra los “grippers” y al mismo tiempo dentro de la “cola” del escudo se coloca el anillo prefabricado a base de dovelas de hormigón armado con la ayuda de un anillo erector de dovelas y unos gatos de empuje.

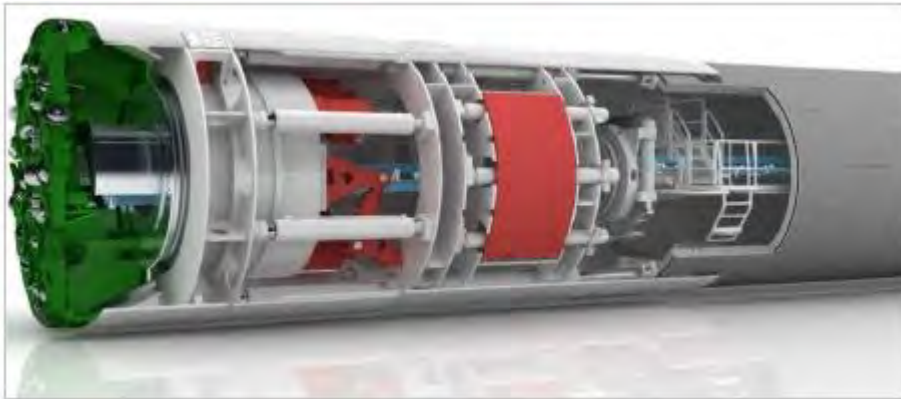
Un aspecto que influye en la elección de este tipo de máquinas son los terrenos de fuertes condiciones de convergencia, ya que su longitud de escudo hace aumentar el riesgo de atrapamiento.

El ciclo de excavación cuando la tuneladora trabaja en modo doble escudo es:

- Se inicia con el acodamiento de los grippers contra el terreno.
- En el escudo delantero la rueda de corte inicia la excavación.
- Mientras en el escudo de cola, los cilindros secundarios recuperan la carrera para permitir el montaje del anillo.
- Excavado el pase en el escudo delantero y montado el anillo en el escudo trasero, los grippers se retraen y al recuperar la carrera de los cilindros principales de la tuneladora se desplaza para iniciar nuevo ciclo de excavación

## **Ilustración 21:**

### *Tuneladora tipo Doble Escudo*



Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

#### d) Tuneladora EPB.

En las tuneladoras diseñadas para excavar suelos, el principal objetivo es la estabilidad del frente. En las tuneladoras EPB (Earth Pressure Balance), el material excavado pasa a una cámara situada tras la rueda de corte. El material se comprime en la cámara de tal manera que consigue una presión que permite equilibrar las presiones en el frente.

El control de la presión de la cámara se consigue mediante un tornillo sinfín, que regulando su salida consigue mantener una presión establecida.

Este control sobre la presión, consigue también evitar subsidencias en la superficie.

Para la excavación la rueda de corte va equipada con picas y la reacción necesaria para el empuje se consigue mediante cilindros apoyados en el anillo de sostenimiento.

#### e) Hidroescudos.

Están diseñados para excavación en suelos no cohesivos y con importante carga hidráulica, a diferencia de las EPB, diseñadas para suelos cohesivos (arcillas y limos).

Mediante circuito cerrado se inyectan lodos, generalmente bentoníticos, en el frente. El material arrancado del frente más el lodo inyectado forma una mezcla que, mediante succión de la misma, se controla la presión que equilibra la presión de frente.

Debe tenerse en cuenta que la mezcla obtenida debe tratarse para poder reciclar toda la bentonita posible, por eso es importante tener en cuenta un espacio destinado al tratamiento de la bentonita.

#### **2.2.3.2.4. Desescombros.**

Cuando se utilizan tuneladoras para la excavación del macizo rocoso existen diferentes métodos para extraer el escombros. De la rueda de corte puede extraerse mediante gravedad, cinta transportadora, tornillo sin fin, bomba de succión y otros.

Exceptuando los lodos bentoníticos que utilizan un sistema de tuberías, al finalizar la tuneladora, podría extraerse mediante vagonetas, camiones, cinta transportadora y otros.

#### **2.2.4. Elección del sistema de excavación.**

Desde el punto de vista práctico, atendiendo a la clasificación geomecánica, en función de su índice de calidad del macizo rocoso RMR (Rock Mass Rating), se plantean las siguientes premisas sobre el método de excavación. Éstas son:

- RMR > 60: TBM tipo “Gripper”. El uso de tuneladoras abiertas es ventajoso cuando las necesidades de sostenimiento son reducidas y puede instalarse detrás de la cabeza de corte. En general, puede esperarse un funcionamiento satisfactorio si el macizo rocoso es de buena calidad, y tolerable si es de calidad media a buena ( $50 < \text{RMR} < 60$ ). Si el RMR es inferior a 50, la excavación se convierte en muy trabajosa.

- RMR > 40: Perforación y voladura. Es el método más versátil y, por lo tanto, es el más frecuente, aunque es posible excavar mediante perforación y voladura en terreno de mala calidad geotécnica, no suele resultar práctico hacerlo.
- $30 < \text{RMR} < 90$ : Máquina de ataque puntual, rozadora. Teóricamente, la rozadora puede utilizarse en gran variedad de terrenos, su limitación no es la calidad global del macizo rocoso, sino la resistencia mecánica a tracción y compresión de la roca matriz. El ciclo de excavación y sostenimiento suele ser más compatible cuando se trabaja con rozadoras que cuando la excavación se realiza con tuneladoras abiertas tipo “topo” o por perforación y voladura.
- RMR < 30: Excavación mecánica. Ya sea mediante maquinaria de ataque puntual o tuneladoras de suelos (RMR < 20).

Cabe afirmar que, actualmente, la excavación de túneles sigue dos corrientes principales: la excavación mecanizada a sección completa mediante el empleo de máquinas tuneladoras, y la excavación convencional, generalmente a sección partida y faseada, mediante el empleo de herramientas de ataque aptas para cada dureza del terreno.

El rendimiento obtenido por una tuneladora es, habitualmente, superior (del orden de 3 a 10 veces) que el conseguido mediante métodos convencionales. Sin embargo, la excavación convencional permite una fácil adecuación a las variaciones de la geometría, permite abrir varios frentes de ataque con accesos intermedios que compensan el menor rendimiento y, sobre todo, suele ser siempre el método adecuado para túneles de poca longitud.

### **2.2.5. Métodos de excavación de túneles**

**Métodos Tradicionales:** Estos métodos son adecuados para túneles en terrenos blandos. Se atacan por fases debido a la poca competencia del terreno a excavar. La idea es que en una

sección más pequeña no se presentan tantos problemas o, al menos, se ven atenuados. Cada fase de excavación se sostiene convenientemente antes de ensancharse y proseguir con las labores.

El método Belga es de excavación clásica por medias secciones, con avance superior e inferior y sostenimiento tradicional; el Inglés (también llamado "new Austrian tunneling method" o NATM) se centra en aprovechar la resistencia del terreno y usa hormigón proyectado y anclajes; el método Alemán es para terrenos difíciles y de grandes luces, y se caracteriza por trabajar primero con una bóveda central, para luego excavar las partes laterales; el NATM, aunque a veces se le llama inglés, es un método en sí mismo que se diferencia de los anteriores por su enfoque en la auto estabilidad del terreno.

En el siguiente cuadro comparativo se observa las diferencias entre los diferentes métodos a seleccionar:

**Tabla 28:**  
*Diferencias entre los métodos de excavación de túneles.*

<b>Característica</b>	<b>Método Belga</b>	<b>NATM (Nuevo Método Austriaco)</b>	<b>Método Alemán</b>
<b>Enfoque principal</b>	Excavación secuencial por medias secciones (superior e inferior) y sostenimiento tradicional.	Aprovechar la resistencia del propio macizo rocoso para estabilizar el túnel.	Construcción para grandes luces en terrenos difíciles.
<b>Excavación</b>	Se excava una sección superior (bóveda), se coloca el sostenimiento y luego se excava la parte inferior (banco).	Excavación continua y se aplica hormigón proyectado y anclajes inmediatamente después de la excavación.	Se excava primero la bóveda central para dar soporte, y luego se excavan las zonas laterales.
<b>Sostenimiento</b>	Sostenimiento tradicional (marcos, cerchas) y	Hormigón proyectado, anclajes y mallas metálicas	Sostenimiento rígido compuesto por cerchas y una chapa troquelada (chapa

	revestimiento definitivo de hormigón moldeado.	para formar un sistema de carga único.	Bernold), que luego se deja para el revestimiento definitivo.
<b>Aplicaciones</b>	Túneles de cualquier tamaño, aunque se ha vuelto menos común en túneles modernos.	Túneles en roca o suelo, con condiciones de terreno variables.	Túneles de grandes luces y en terrenos de muy mala calidad que requieren un sostenimiento más robusto y rápido.
<b>Ventajas</b>	Método probado para la excavación de túneles con el uso de técnicas de sostenimiento tradicionales.	Flexibilidad y adaptabilidad a las condiciones del terreno, menor coste en algunos casos.	Mayor seguridad en terrenos inestables, mayor velocidad de excavación en grandes luces.
<b>Desventajas</b>	Requiere un sostenimiento temporal y definitivo más complejo y costoso en comparación con los métodos modernos.	Requiere un control geotécnico preciso y un alto nivel de habilidad por parte de los ingenieros para adaptarlo al terreno.	Menos adecuado para túneles pequeños debido a la mayor complejidad de los equipos y la ejecución.

Fuente: Soto Saavedra, P.R. (2004)

### 2.2.5.1. Nuevo Método Austriaco NATM

Fue desarrollado y patentado por Rabcewicz a mediados del siglo XX. Tiene su base en la construcción de túneles a bajo coste durante la Segunda Guerra Mundial, y fue presentando en 1962 en Salzburgo (Austria), por su filosofía se encuadraría entre los métodos de sostenimiento de túneles, pero englobando las distintas etapas de la ejecución, buscando aprovechar la capacidad auto-portante del terreno y que éste colabore en la resistencia del conjunto, resultando sistemas de sostenimiento lo más económicos posibles, consiguiendo estructuras estables. En esencia, se aplica un sostenimiento inicial, y con posterioridad, se aplicará un sostenimiento secundario o de refuerzo si fuese necesario. En terreno de escasa competencia, la premura en la

colocación del sostenimiento primario deberá ser superior aquellos en los que se trabaje con terrenos medios-duros. Algunos principios a destacar son:

- Utilizar la roca como elemento resistente frente a las cargas que se generan durante la excavación.
- No introducir daños en la roca con el sistema de arranque para evitar la apertura de diaclasas y aureolas de descompresión.
- El sostenimiento inicial debe ser flexible y proteger al macizo rocoso.
- No es preciso que el revestimiento definitivo esté inmediatamente próximo al frente de avance.
- El comportamiento de la roca debe ser monitorizado.

#### ***2.2.6. Técnicas de mejoramiento de suelos en la construcción de túneles.***

En la ingeniería de túneles, las técnicas de mejoramiento de suelos se utilizan para estabilizar el frente de excavación, controlar asentamientos en la superficie y garantizar la seguridad estructural en terrenos blandos o inestables.

A diferencia de las cimentaciones convencionales, en túneles estas técnicas suelen aplicarse de forma previa o simultánea a la excavación para crear un "paraguas" o anillo protector alrededor de la cavidad.

##### **2.2.6.1. Técnicas Principales de Mejoramiento**

Las soluciones más comunes en proyectos de infraestructura incluyen:

- A) Jet Grouting:** Es una de las técnicas más adaptable, que consiste en la inyección de fluidos a alta presión (lechada de cemento) que rompen la estructura del suelo y lo mezclan con el cemento in situ, creando columnas de suelo-cemento de alta resistencia. Es ideal para sellar la corona de excavaciones o crear paraguas de protección.

## **Ilustración 22:**

### *Ejecución de jet grouting*



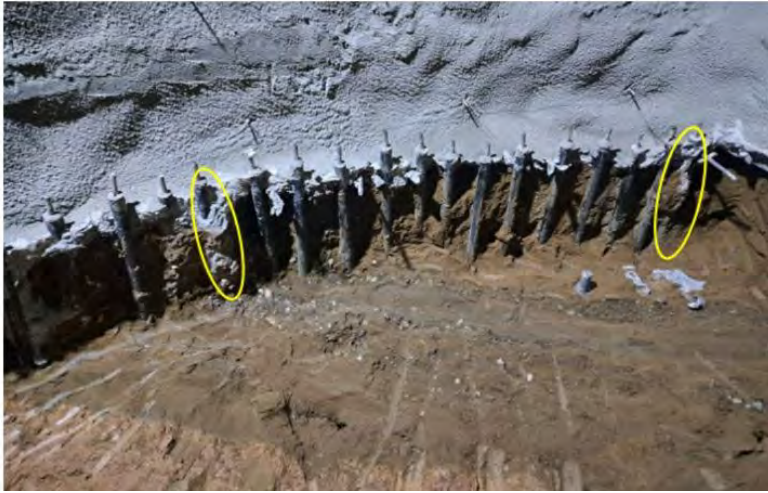
Fuente: Elaboración Propia

- B) Inyecciones de Consolidación:** Se introducen materiales cementantes o químicos en los poros del suelo para reducir su permeabilidad y aumentar su cohesión. Se utilizan frecuentemente para controlar filtraciones de agua subterránea.
- C) Soil Mixing (Mezclado de Suelo):** Similar al jet grouting, pero realizado de forma mecánica mediante paletas o barrenas que mezclan el suelo con agentes estabilizadores. Permite mejorar las propiedades de deformación y resistencia del terreno de manera controlada.
- D) Congelación de Suelos:** Técnica avanzada para terrenos saturados de agua. Se instalan tuberías por las que circula un refrigerante (nitrógeno líquido o salmuera) que congela el agua intersticial, creando una barrera impermeable y resistente mientras dura la excavación.

**E) Paraguas de Micropilotes:** Consiste en la instalación de tubos de acero inyectados con lechada de cemento antes de la excavación del frente. Estos forman una estructura de soporte longitudinal que evita el colapso del techo del túnel.

**Ilustración 23:**

*Paragua de micropilotes*



Fuente: Elaboración Propia

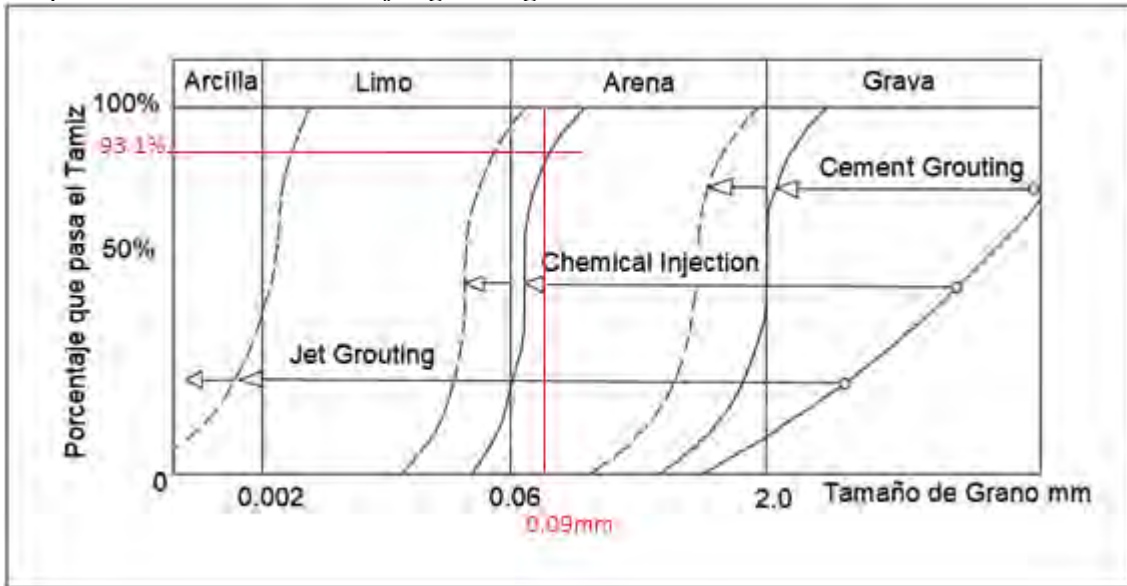
**F) Vibro compactación y Columnas de Grava:** Se utilizan para densificar suelos granulares o reforzar suelos cohesivos blandos, mejorando su capacidad portante y acelerando la consolidación.

### 2.2.6.2. Aplicaciones Específicas en Túneles

- **Control de la Extrusión:** Estabilización del frente de avance para evitar que el suelo "fluya" hacia el interior del túnel durante la excavación.
- **Protección de Estructuras Existentes:** En entornos urbanos, estas técnicas minimizan los movimientos del terreno que podrían dañar edificios o servicios cercanos.
- **Manejo de Agua:** Reducción del flujo de agua hacia el túnel para permitir excavaciones en seco y evitar el arrastre de finos.

En el siguiente Abaco presentado por Yiu Choi 2005, podemos determinar el rango de aplicación de la técnica de Jet Grouting, resultando esta técnica más aplicable a las condiciones que tenemos.

**Tabla 29:**  
Rango de aplicación de la técnica de jet grouting



Fuente: Yiu Choi 2005

## 2.3. Definición de términos básicos

### 2.3.1. Geotecnia

La geotecnia es la rama de la geología que trata de la aplicación de los principios geológicos en la investigación de los materiales naturales -como las rocas- que constituyen la corteza terrestre implicados en el diseño, la construcción y la explotación de proyectos de ingeniería civil, como autopistas, vías férreas, puentes, presas, oleoductos, acueductos, unidades habitacionales, sitios de confinamiento y edificios en general.

### **2.3.2. Hidrogeología**

La hidrogeología o hidrología subterránea es la ciencia que estudia el origen y la formación de las aguas subterráneas, así como su movimiento y características físicas, químicas y biológicas.

### **2.3.3. Geomecánica:**

Estudia los principios y comportamiento de los materiales del suelo y roca aplicando conceptos de física y matemáticas para resolver problemas de ingeniería.

### **2.3.4. Escombros**

Los escombros son restos de diferentes materiales. Puede tratarse de residuos de los materiales que se elaboran en la propia obra (como hormigón) o trozos de elementos ya fabricados con anterioridad (pedazos de ladrillos, fragmentos de cerámica, etc.)

### **2.3.5. Túnel**

La definición de túnel según la RAE, es una vía subterránea abierta artificialmente para el paso de personal y vehículos.

### **2.3.6. Bóveda o Roof**

Llamado así la parte superior del túnel.

### **2.3.7. Contra bóveda o Invert.**

Parte inferior del túnel. Cuando los cuadros están expuestos a grandes presiones horizontales o cuando el terreno tiende a hinchar, puede ser necesario proyectar la colocación de contra bóvedas.

### **2.3.8. Hastial**

Son los extremos laterales de la sección del túnel.

### **2.3.9. Falso túnel**

Se calculan como una estructura portante que debe admitir cierta altura de tierras, que transmite la presión al terreno a través de las zapatas de cimentación.

### **2.3.10. Emboquille**

El emboquille de un túnel podría definirse básicamente como, aquella actuación que consiste en excavar a cielo abierto una ladera hasta obtener un talud estable desde el que comenzar la excavación del túnel.

Desde el punto de vista geométrico, también podría decirse que es la intersección del talud excavado y del propio túnel.

### **2.3.11. Jet Grouting**

Técnica en la inyección de una lechada de cemento a alta presión. El proceso consiste en ejecutar una perforación similar a la de un sondeo, pero la cabeza de perforación esta provista de una o más toberas de inyección perpendiculares al eje del taladro. Una vez alcanzada la profundidad deseada y a medida que se recupera el varillaje, se inyecta por las toberas la lechada, consiguiendo una disgregación del terreno entorno a la perforación y una mezcla del mismo con la lechada.

### **2.3.12. Paragua de Micropilotes**

Es uno de los métodos más difundidos para condiciones de terreno difíciles, usado en conjunto con sostenimientos robustos y revestimiento. Igualmente, al atravesar rellenos de falla o zonas de debilidad que aconsejen la mejora de la capacidad resistente de la sección. Su aplicación no se limita al emboquille del túnel, sino que podría ampliarse a la totalidad del mismo.

### ***2.3.13. Sostenimiento***

El sostenimiento de un túnel se entiende como el conjunto de elementos que, debidamente colocados colaboran a la estabilidad del mismo. Sin embargo, la razón de ser del revestimiento no tiene por qué ser solo estructural, sino que también puede obedecer a otras motivaciones, como la estética o la impermeabilización.

### ***2.3.14. Convergencia.***

Es una medida simple y la más representativa de una sección. Con ella se obtiene el desplazamiento relativo de dos puntos situados en las paredes del túnel.

### ***2.3.15. Sostenimiento preventivo***

El sostenimiento preventivo se realiza en las labores subterráneas que presentan desprendimiento súbito de roca, debido a estas condiciones del terreno se realiza el sostenimiento con hormigón proyectado con un espesor de 2 a 5cm de espesor.

### ***2.3.16. Cimbras o cerchas metálicas***

Elementos en forma de arco que presentan excelentes propiedades mecánicas. Trabajando junto al hormigón proyectado constituyen un buen elemento resistente. Son unas costillas que se colocan en contacto con el perímetro de la excavación, apoyando en la solera. Pueden ser de perfil de TH o HEB en función de la rigidez requerida.

### ***2.3.17. Hormigón proyectado o gunita***

Puesta en obra de un mortero u hormigón a gran velocidad a través de una manguera, con eventual malla de refuerzo. El material se adhiere perfectamente al terreno, lo que hace que las presiones sean prácticamente uniformes.

### ***2.3.18. Pata de elefante***

En caso de cuadros muy altos, cuando se excava en varias etapas, se coloca al final de las patas del cuadro de la primera etapa una “pata de elefante” temporal. Esta pata de elefante se coloca fuera del perfil de trabajo y sirve como apoyo de los cuadros cuando se excava la siguiente fase, asegurando la estabilidad de la corona del arco, lo que permite la excavación de la fase inferior.

## CAPITULO 3 :

### METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN

#### **3.1. Diseño metodológico de la investigación**

##### **3.1.1. *Ámbito de Estudio***

La tesis se desarrolló en la construcción del Túnel Chancay, ejecutado por la Empresa China Railway N° 10 Engineering Group CO, Ltd Sucursal Perú (CREC10)

##### **3.1.2. *Tipo de la Investigación***

El tipo de investigación que caracteriza al presente proyecto es No Experimental, Descriptivo y aplicativo pues se realizara el seguimiento día a día, en el proceso constructivo del túnel de Chancay, Lima.

##### **3.1.3. *Nivel de la Investigación***

El método de investigación a emplear para el presente trabajo de investigación es descriptivo, explicativo y correlacional, porque en la explicación y desarrollo del proyecto se requerirá revisar ordenadamente cada uno de los elementos del problema por separado, para luego identificar la relación existente entre las mismas.

#### **3.2. Población y muestra de la investigación**

##### **3.2.1. *Población***

Se ha elegido toda la longitud construida del túnel de Chancay (Huaral – Lima), como la población absoluta de datos para la información correspondiente, en el diseño del túnel y el proceso constructivo del túnel.

##### **3.2.2. *Muestra***

- Datos geotécnicos en los depósitos mixtos y de los depósitos aluviales en diferentes tramos.

- Resultados en ensayos de laboratorio y campo de las inyecciones de Jet Grouting y Micropilotes.
- Tramos representativos con depósitos mixtos de PK 1+720 a PK 2+163.64 y arenas eólicas de PK 0+424 a PK 0+851.

### **3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**





#### **3.3.1. Técnicas**

Las principales técnicas que se utilizó para la recolección de datos en la investigación son:

##### **A. Trabajos de Campo y Gabinete.**

- Obtención de datos a partir observación directa en campo. Con esta técnica de recolección de datos se obtuvo: El Mapeo Geomecánico en Arco Rebatido, La Evaluación Geomecánica RMR.
- Recolección de datos referenciales y exploratorios  
Se ejecutaron taladros exploratorios de 15m de longitud en cada inicio de paraguas y se evaluó el agua de retorno, eventualmente se utilizó el Televiewer óptico.
- Recolección de imágenes y planos.
- Recolección de parámetros de construcción.
- Control de parámetros de los trabajos.

**Tabla 30:**  
*Control de parámetros durante la construcción del túnel.*

<b>CONTROL DE PARAMETROS DE TRABAJO</b>		
1. Control topografico	Seccionamiento de frente, orientación e inclinación de perforación para micropilotes, Jet grouting y monitoreos.	
2. Control de calidad	Temperatura y slump en concreto, shotcrete y lechada de cemento	
3. Control de avance	Se realizo un control en cada pase o avance en cada fase.	
4. Control en la inyección de jet grouting y micropilotes	Se hizo el control de tiempo y presión de inyección, velocidad de retorno.	

Fuente: Elaboración Propia

Los formatos utilizados en las técnicas de recolección de datos podremos ver a detalle en el

## **ANEXO N° 1**

### **B. Trabajos de Tecnología.**

- Características geológicas y topográficas.
- Parámetros operacionales mineros y civiles. Para la construcción del túnel

Chancay se utilizó normativas y parámetros nacionales e internacionales.

- Desarrollo informático y computacional. En el diseño del túnel se utilizaron los softwares de ROCK SCIENCE (Unwedge, Phase 2)

### **3.3.2. Instrumentos**

- Ensayos geotécnicos en laboratorio e insitu.
  - Ensayo de laboratorio (triaxial, granulometría y CBR)
  - Pruebas de campo (penetración estándar SPT)
  - Monitoreo geotécnico de asentamiento y vibraciones.
- Procesamiento Computarizado: Introducción de datos, series de instrucciones, secuencia de operaciones, simulación.

### **3.3.3. Procesamiento para el análisis de datos**

La información recolectada insitu, del área de producción y Geo mecánica se evaluará y analizará para dar un alto grado de confiabilidad, luego se procesarán los datos con herramientas estadísticas de análisis comparativo, para lo cual utilizaremos herramientas informáticas como; Microsoft Excel, AutoCAD Civil 3D y programas geomecánicos de ROCK SCIENCE.

La presentación de datos se mostrará a través de:

1. Cuadros estadísticos de descripción y comparación.
2. Tablas y gráficos.
3. Planos.

Los estudios realizados de Geomorfología, Hidrogeología, la caracterización geomecánica de los macizos rocosos y caracterización de suelos se detallan en el **ANEXO N° 2**.

Así como también se detalla los resultados de laboratorio y ensayos en campo.

### 3.4. Descripción geológico-geotécnica del trazado del túnel chancay

Finalizado el estudio Geológico y geotécnico del área de influencia del proyecto, se realizó una descripción de la formación litológica y de las unidades geotécnicas en los diferentes tramos a lo largo del trazado del eje del túnel Chancay.

➤ Tramo 1: PK 0+424 – 0+425,2 (portal de entrada CI)

Este tramo corresponde al portal de entrada, el cual se excavará en los depósitos de arenas eólicas, compuestos por arenas de grano fino y grueso mal gradadas. Sobre estos materiales se localiza un nivel de rellenos antrópicos de unos 3 m de espesor máximo.

El recubrimiento en esta zona es de 24,5 m sobre la rasante del túnel.

➤ Tramo 2: 0+425,2 - 0+833

Este tramo de 408 m se excavará a través de los depósitos eólicos (Qe), compuestos principalmente por arenas mal graduadas, no plásticas, de compacidad, en general, densa a muy densa.

El recubrimiento máximo sobre la rasante del túnel en estos materiales es de 35 m. De acuerdo con la caracterización geotécnica de estos materiales, presentan una humedad media del 5,7% y una densidad aparente media de 16,6 kN/m<sup>3</sup>.

Se ha diferenciado un primer nivel superficial, de unos 4,5 m de espesor, que se prevé que solo afecte a la excavación del portal de entrada, no a la excavación del túnel, en el que las arenas presentan una compacidad floja a medianamente densas, en las que se han definido unos parámetros resistentes de cohesión a largo plazo de 5 kPa, y un ángulo de fricción de 28°.

Por debajo de este nivel, se localizan las arenas de compacidad densa a muy densa, en las que se excavará el túnel. Estos niveles presentan una cohesión a largo plazo también de 5kPa, y un ángulo de fricción de 36°.

➤ Tramo 3: 0+833 – 0+850

En este tramo se espera un frente mixto, localizándose en la parte superior del frente los depósitos eólicos, y en la parte inferior los materiales volcánicos de la Fm. Chilca.

Las rocas volcánicas se estima que presenten un índice RMR medio de 40, lo que se considera una roca de calidad media a mala.

El recubrimiento máximo de este tramo es de 37 m.

➤ Tramo 4: PK 0+850 – 0+873

Este tramo, de 23 m, se excavará en los niveles volcánicos muy fracturados y alterados de la Fm. Chilca.

Estos niveles volcánicos están compuestos por andesitas de textura porfirítica, de aspecto masivo, alteradas, con un índice medio de RMR de 40, lo que corresponde a una calidad geotécnica media a mala.

En este tramo el recubrimiento máximo es de 38,3 m.

De acuerdo con los parámetros obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio realizados en estos materiales, se trata de materiales marginales de ripables con dificultad (tramos muy fracturados) a no ripables (requerirán la ayuda de explosivos para su arranque).

➤ Tramo 5: PK 0+873 – 1+635

Este tramo de 762 m se excavará en los niveles volcánicos más sanos de la Fm. Chilca, con un índice RMR medio de 55, lo que corresponde a una calidad geotécnica media.

Este tramo presenta un recubrimiento máximo sobre la rasante de 84,3 m.

De acuerdo a los ensayos de excavabilidad realizados en estos materiales, se considera necesario el empleo de voladuras.

➤ Tramo 6: PK 1+635 – 1+672

Este tramo de 37 m se excavará a través de los niveles sedimentarios tableados de la Fm Chilca (K-chil\_st), formados por bancos delgados de margocalizas grises intercaladas con lutitas amarillentas y rojizas, margocalizas y areniscas.

Presentan una resistencia media a baja, con alteración III-IV. La estratificación de las rocas de la formación mantiene una dirección de buzamiento hacia el Noroeste, con inclinaciones entre 20° y 30°.

El recubrimiento máximo en este tramo es de 25,3 m sobre la rasante del túnel.

Presentan un índice RMR medio de 35, lo que corresponde a calidad geotécnica mala. En cuanto a la excavabilidad, estos materiales se consideran ripables con medios mecánicos, pudiendo requerir puntualmente el uso de explosivos

➤ Tramo 7: PK 1+672 – 1+690

Este tramo de 18 m se localiza en los niveles sedimentarios masivos de la Fm Chilca (K-chil\_sm), compuestos por calizas silicificadas masivas de color gris-pardo oscuro, con textura granular fina y con presencia de fenoblastos de cuarzo.

Son materiales duros, resistentes al golpe del martillo. En la zona de estudio estas calizas presentan una alteración GM III- IV y fracturación media-alta.

El recubrimiento máximo en este tramo es de 24,8 m sobre la rasante del túnel.

Presentan un índice RMR medio de 40, lo que corresponde a una calidad geotécnica media a mala. En cuanto a la excavabilidad, son materiales marginales de ripables con dificultad (tramos fracturados) a no ripables, por lo que requerirán la ayuda de explosivos para su arranque.

➤ Tramo 8: PK 1+690 – 1+720

En este tramo de 30 m, la excavación continuará con un frente mixto, donde en la parte superior se localizarán los depósitos de origen mixto, y en la parte inferior las rocas sedimentarias masivas de la Fm. Chilca. En este tramo, el recubrimiento es de 22,3 m,

➤ Tramo 9: PK 1+720 – 2+163

Este tramo será excavado a través de los depósitos de materiales no consolidados de origen mixto, compuestos por importantes acumulaciones de arenas y arenas limosas, con intercalaciones de gravas arenosas y pequeños niveles limo- arcillosos, de distinto origen.

Presentan una humedad media del 9,2 % y una densidad aparente de 18,6 kN/m<sup>3</sup>

De acuerdo con la caracterización realizada a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio se han definido unos parámetros resistentes de cohesión a largo plazo de 5 kPa, y un ángulo de fricción de 33°.

El recubrimiento máximo sobre la rasante del túnel en este tramo es de 22 m.

➤ Tramo 10: PK 2+163 – 2+177

Este tramo de 14 m será excavado en un frente mixto donde se localizarán en la parte superior los depósitos de origen mixto, y en la parte inferior, las rocas intrusivas de la unidad Ri. El recubrimiento máximo en esta zona es de 19,7 m.

➤ Tramo 11: PK 2+177 – 2+228,37

En este tramo, la excavación continua a través de las rocas intrusivas dioríticas. Los niveles superficiales se prevé que presenten cierta alteración, localizándose en profundidad la roca sana, con un índice RMR medio de 52, lo que corresponde a roca de calidad geotécnica media.

El recubrimiento máximo en este tramo es de 25,2 m sobre la rasante del túnel.

➤ Tramo 12: PK 2+228,37 – 2+240,37 (portal de salida ZOP)

El último tramo, de 12 m, hasta el portal de salida, se excavará a través de las rocas intrusivas (Ri), compuestas por un cuerpo intrusivo diorítico.

Estas rocas son muy duras, encontrándose parcialmente meteorizadas y afectadas por fracturas en superficie. La cobertura máxima en este tramo es de 22,9 m sobre la rasante del túnel.

Según la clasificación geomecánica de Bieniawski RMR de entre 40 y 52, tratándose de una roca con calidad geotécnica media. Para la excavación de estos materiales, se considera necesario el empleo de voladuras.

El trazado del túnel en perfil longitudinal se detalla en los planos del **ANEXO N°3**.

El resumen de la tramificación constructiva de acuerdo a los estudios geológicos, geotécnicos y geomecánicas realizados en el proyecto se presentan en el cuadro siguiente.

**Tabla 31:**  
*Tramificación Constructiva del Túnel*

TRAMO	Dm inicio	Dm Final	Longitud Tramo (m)	Litología/RMR	Sección Tipo
1	0+424	0+425	1.2	Dep. Eólicos (Qe). Portal de entrada	VII
2	0+425	0+833	407.8	Dep. Eólicos (Qe)	V
3	0+833	0+850	17	Dep. Eólicos (Qe) - Roca volcánica (K-Chil-v) / RMR 40	VI
4	0+850	0+873	23	Roca Volcánica (K-Chill-v) / RMR 40	II-III
5	0+873	1+635	762	Roca Volcánica (K-Chill-v) / RMR 40-55	I-II-III
6	1+635	1+672	37	Roca Sed. tableada (Ki-Chill-st) / RMR 35	III
7	1+672	1+690	18	Roca Sed. masiva (Ki-Chill-sm) / RMR 40	II
8	1+690	1+720	30	Dep. mixto (Qe) - Roca sed. Masiva (K-Chil-sm)	VI
9	1+720	2+163	443	Dep. mixtos (Qmix)	V
10	2+163	2+177	14	Dep. mixtos (Qmix) - Roca intrusiva (Ri)	VI
11	2+177	2+228	51.37	Roca intrusiva (Ri) / RMR 52	I-II
12	2+228	2+240	12	Roca intrusiva (Ri). Portal de salida / RMR 52	III

Fuente: Elaboración Propia

### **3.5. Diseño estructural del túnel chancay**

#### **3.5.1. Diseño geométrico**

El portal de Ingreso del túnel se encuentra en el P.K. 0+424 y el Portal de salida en el P.K. 2+234,52 lo que hace una longitud de túnel de 1810.52 metros. El trazado del túnel se desarrolla considerando las rectas y curvas de radio 1000m.

En lo referente al trazado en alzado se ha diseñado manteniendo una cobertera suficiente para que no suponga un condicionante sobre la estabilidad de la excavación. Se mantiene una profundidad tipo de 15-20 m en gran parte del trazado. La profundidad máxima del túnel es inferior a los 120 m.

#### **3.5.2. Sección geométrica**

Para el proceso de diseño de la sección de excavación se han considerado los siguientes criterios:

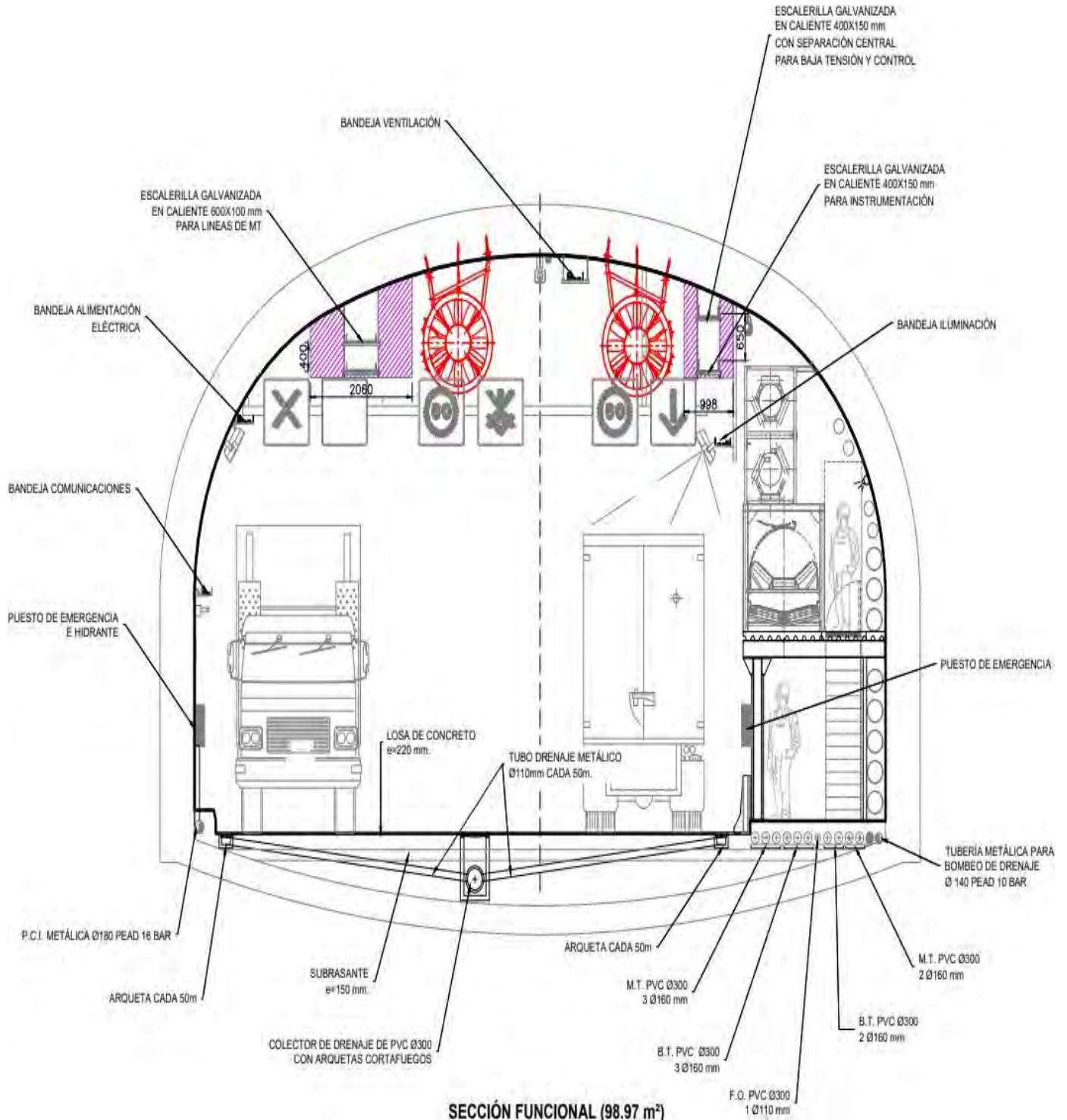
- Minimización del volumen de excavación.
- Adopción de formas redondeadas en el área de clave que faciliten la formación del arco de descarga.
- Permitir la circulación de maquinaria lo que condiciona unas dimensiones mínimas para la anchura de excavación y gálibo libres.
- Dotar de dimensiones adecuadas para las instalaciones definitivas.
- Facilitación de los procesos constructivos, adoptando soleras planas y hastiales rectos.

La sección diseñada tiene un gálibo libre de 10,5 m de ancho y 5 m de alto y además permite alojar la faja transportadora. La sección transversal del interior del túnel está formada por una calzada de tres pistas de circulación y un ancho de 3,07 m para la faja transportadora.

La Ilustración 24 y 25 representan el diseño de la sección funcional del túnel, se diferencia entre una sección con contra bóveda y una sección sin contra bóveda.

## Ilustración 24:

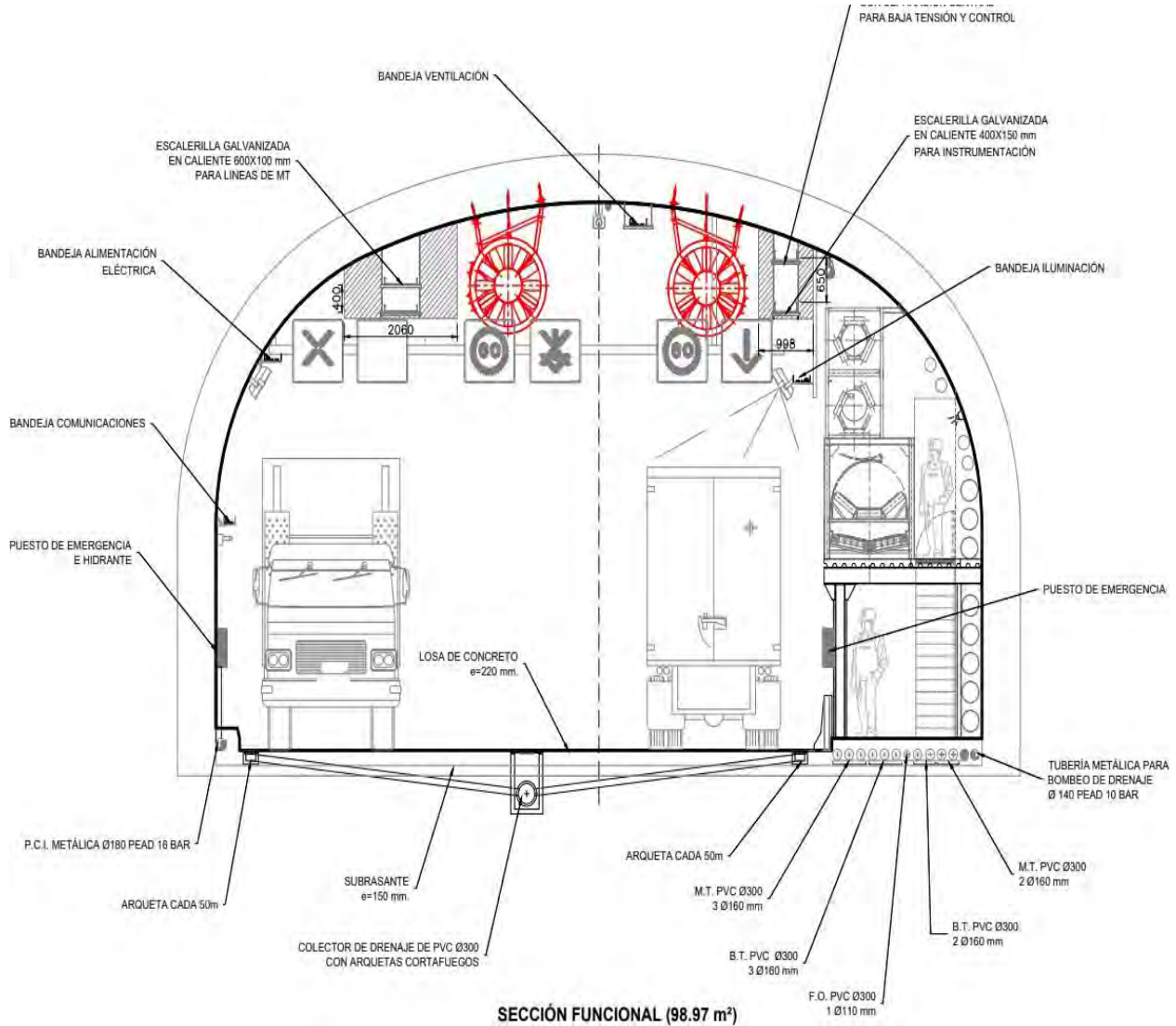
### Sección Funcional con Contra bóveda.



Fuente: Departamento de Ingeniería de Crec 10

**Ilustración 25:**

*Sección Funcional sin Contrabóveda.*



Fuente: Departamento de Ingeniería de Crec 10

**3.5.3. Sostenimientos propuestos**

Conforme a los análisis desarrollados se propuso los sostenimientos considerando la clasificación geomecánica de Bieniawski RMR y la clasificación de suelos SUCS que se detalla en la siguiente Tabla 32.

**Tabla 32:***Sostenimientos propuestos.*

Sostenimiento Tipo	Ámbito de aplicación	Longitud pase avance (m)		Concreto Sellado (cm)	Pernos	Concreto Sostenimiento (cm)	Marcos	Otros
		Bóveda	Banco					
I	Roca RMR >50	4,0	6,0	3	Ø3/4" L=3,5 m 2,0 m (L) x 1,5 m (T)	7	-	-
II	Roca 50 > RMR >35	3,0	4,5	3	Ø3/4" L=4,0 m 1,5 m (L) x 1,5 m (T)	7	-	-
III	Roca RMR <35 (1)	1,5	3,0 (2)	3	-	17	A36W6x6x15 lbs/pie @ 1,50 m	-
IV	Depósitos mixtos	1,0	3,0	5	-	30	A36W8x6,5x28 lbs/pie @ 1,00 m	- Segunda capa de concreto lanzado de 10 cm + refuerzo con malla 150x150x9,5 mm - Mejora del terreno (3)
V	Depósitos eólicos	1,0	2,0	5	-	30	A36W8x6,5x28 lbs/pie @ 1,00 m	Mejora del terreno (3)
VI	Frente mixto suelo-roca	1,0	2,0	5	-	25	A36W8x6,5x28 lbs/pie @ 1,00 m	-
VII	Portal de entrada 1,2 m iniciales	1,2	1,2	3	-	15		Mejora del terreno (3)

(1) En el portal de salida se dispondrán 12 m de sección tipo III.

(2) En el portal la longitud de pase en fase de banco es de 1,5 m.

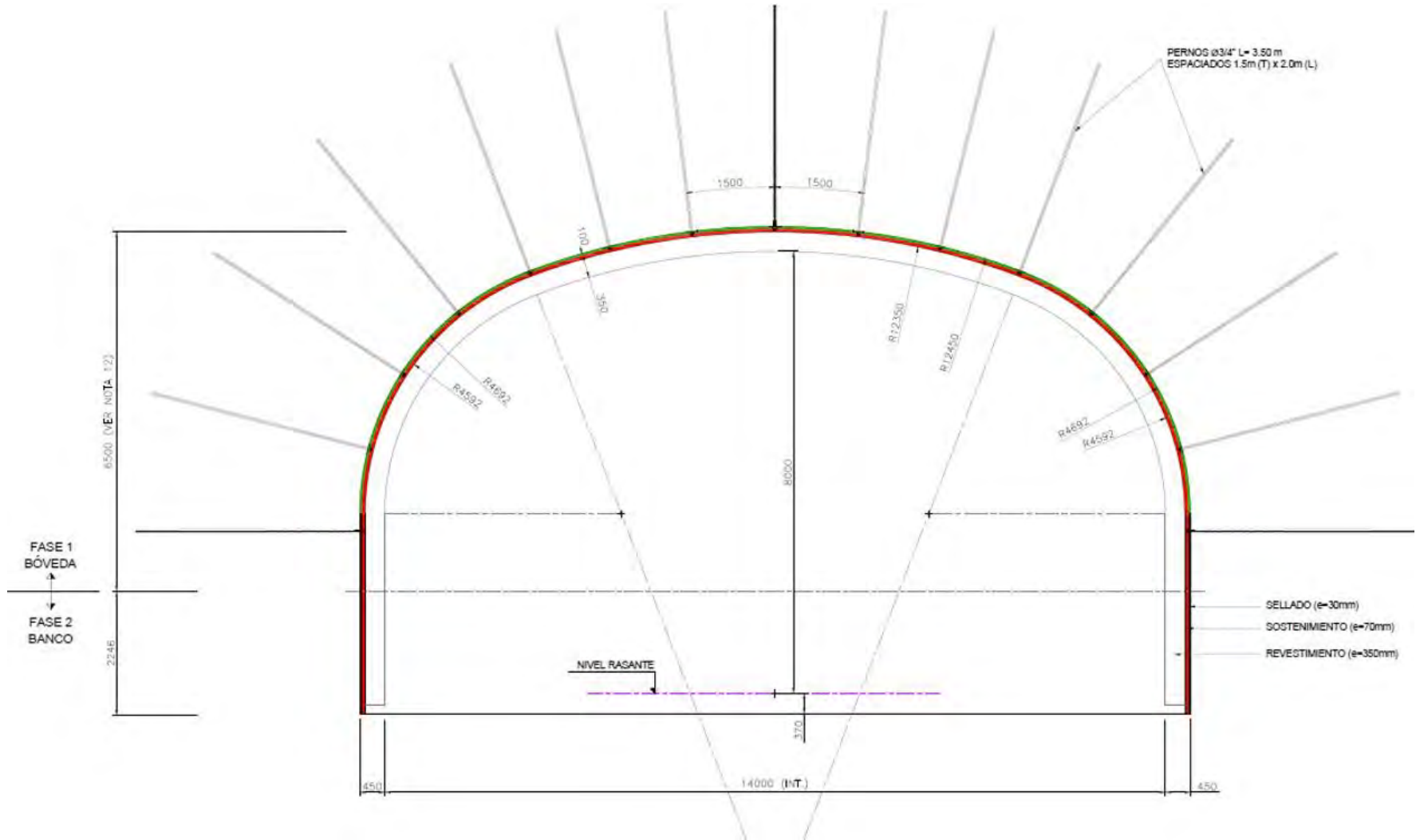
(3) Mejora del terreno en cada sección tipo se explica en detalle.

Fuente: Elaboración Propia

En las siguientes figuras se muestran todos los sostenimientos descritos anteriormente.

### Ilustración 26:

*Sostenimiento propuesto para la ST-I.*

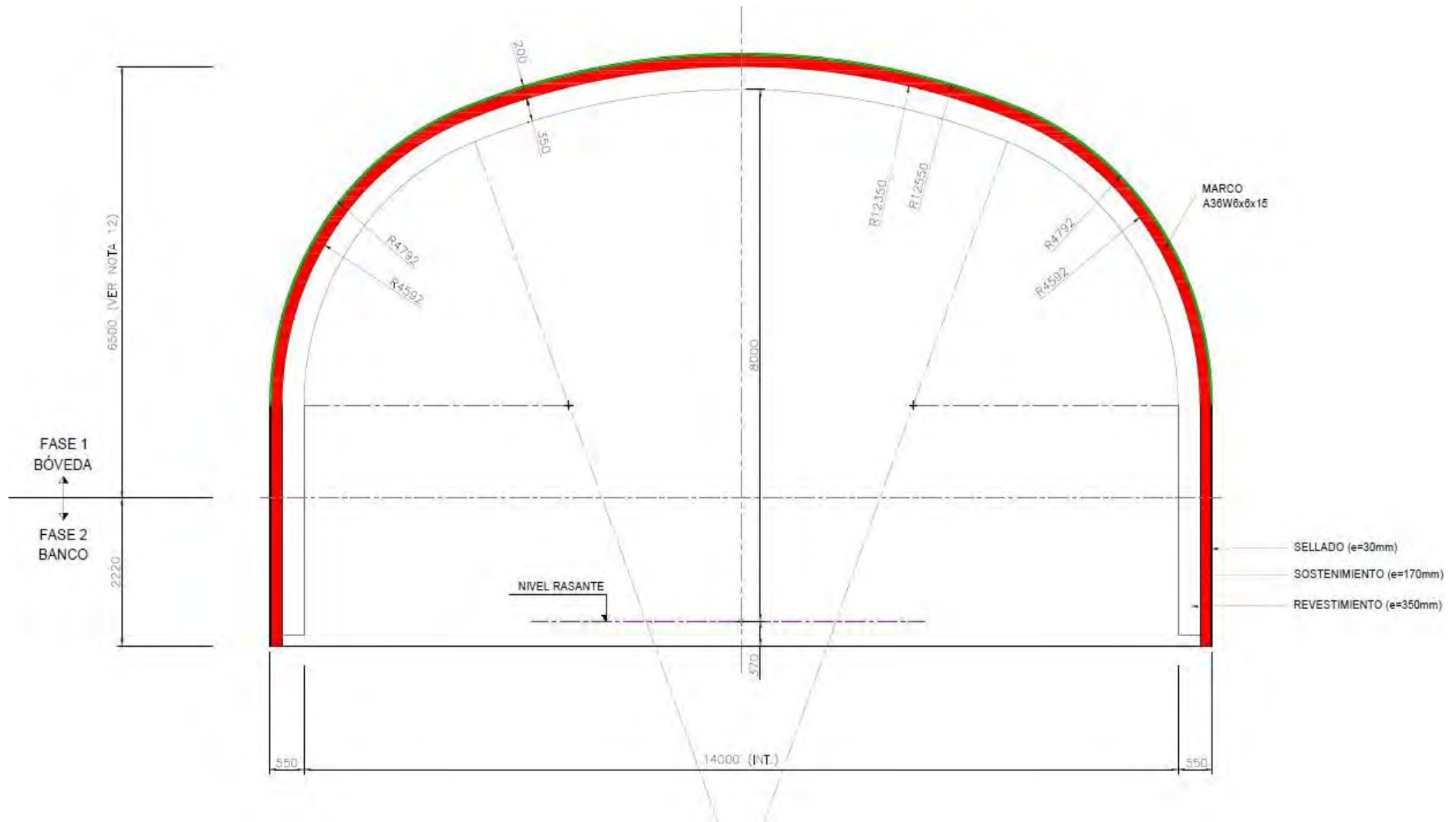


Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10



### Ilustración 28:

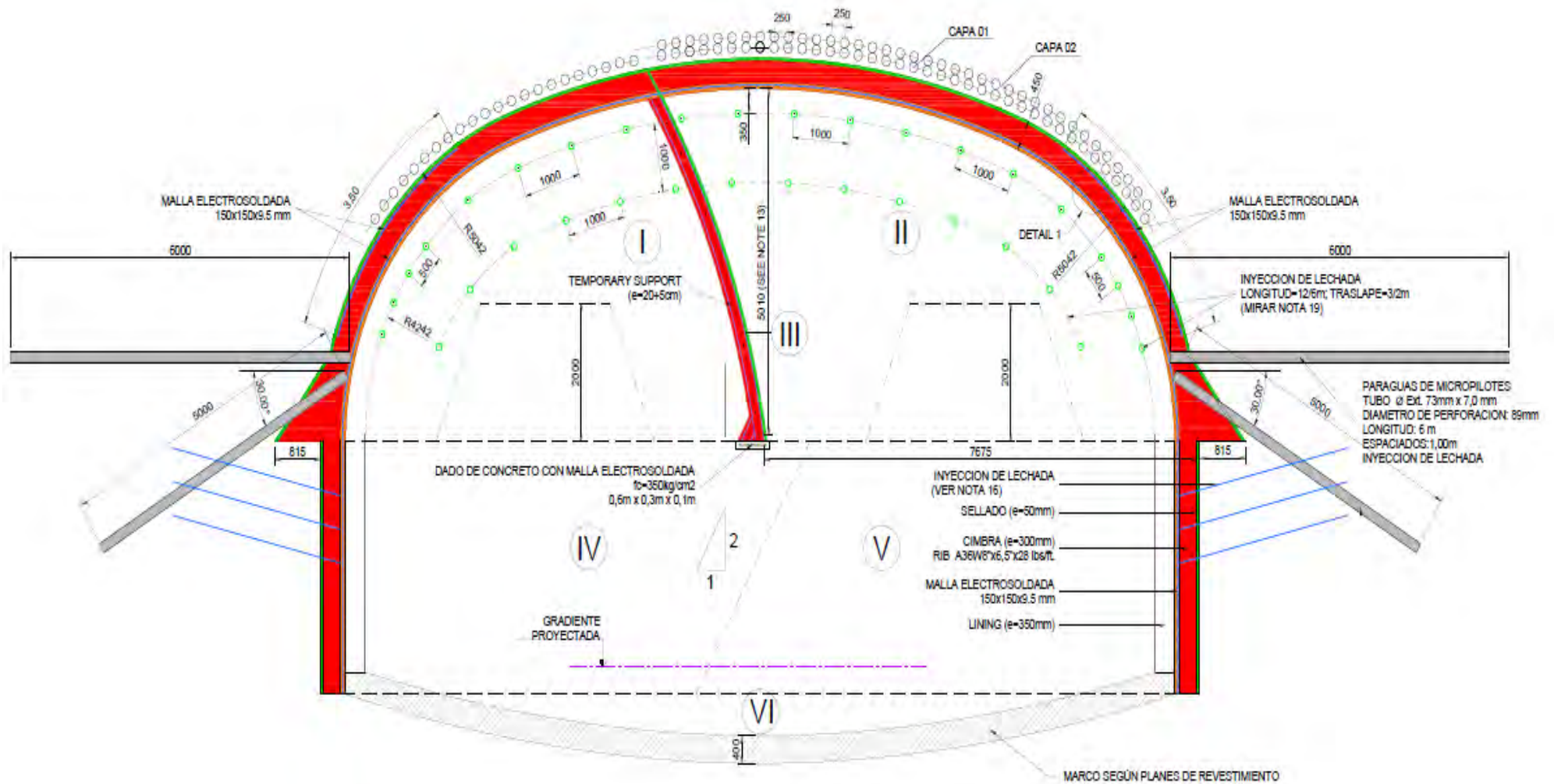
*Sostenimiento propuesto para la ST- III.*



Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10

## Ilustración 29

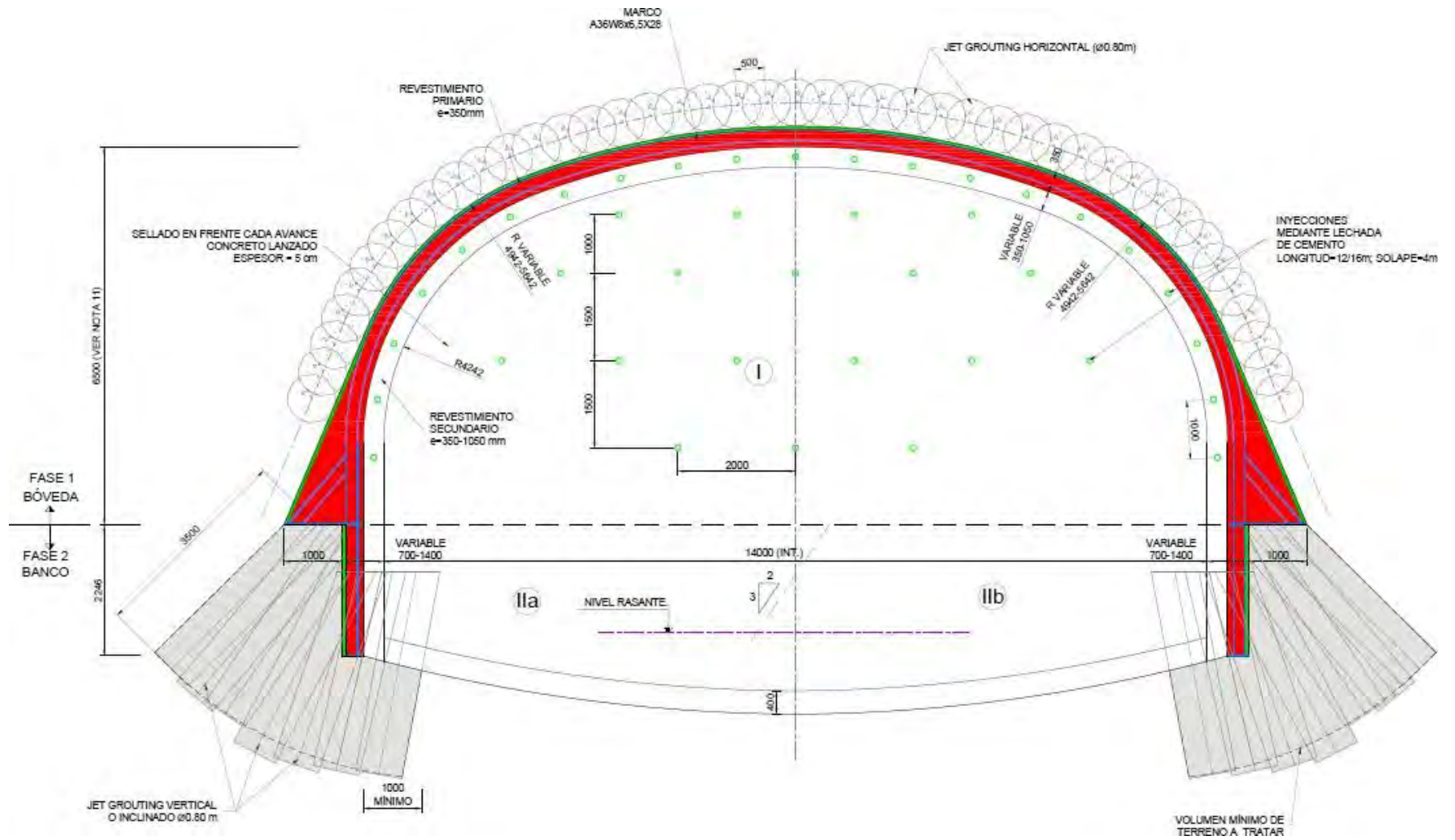
Sostenimiento propuesto para la ST - IV.



Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10

### Ilustración 30:

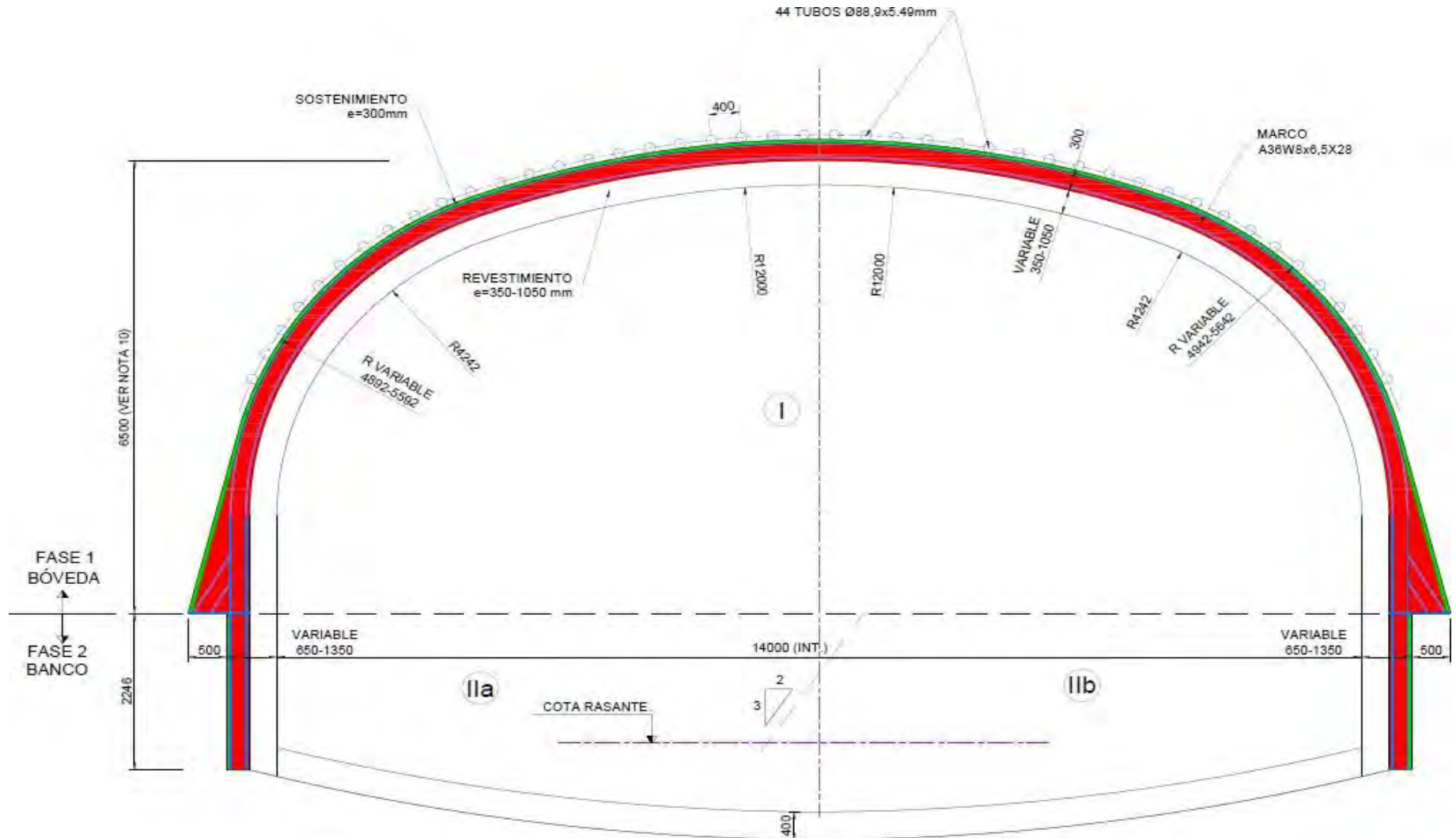
Sostenimiento propuesto para la ST-V.



Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10

### Ilustración 31:

*Sostenimiento propuesto para la ST-VI.*



Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10

### 3.6. Método constructivo

El túnel cuenta con una sección de excavación 15.0 m de ancho y 9 m de altura con una superficie de unos 125 m<sup>2</sup>. Considerando estas dimensiones, se recogen las fases de excavación y los ciclos constructivos previstos para cada sección tipo.

#### 3.6.1. Fases de excavación

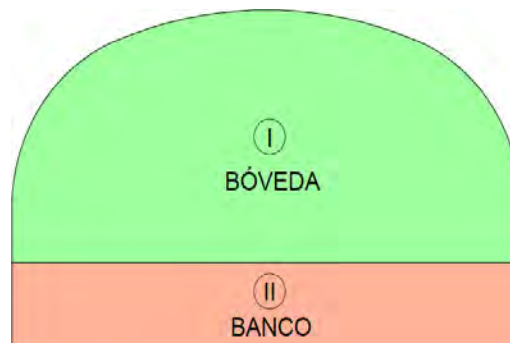
En los siguientes apartados se explica de manera detallada las fases de excavación diseñadas para cada sección tipo.

##### 3.6.1.1. Secciones Tipo I, II y Tipo III

Para las Secciones Tipo I, II y III, se ha considerado adecuado realizar la excavación en dos fases, avance y banco. Las longitudes de avance sin sostenimiento se deben acomodar a la calidad geotécnica del terreno y no serán nunca superiores a los máximos recogidos en el sostenimiento tipo que corresponda. La fase de banco se efectuará en una longitud de pase que oscila entre 1,5 y 2 veces la longitud de pase en el avance excepto en la zona del portal de salida, donde se mantendrá la misma longitud que en la bóveda, tal y como se recoge en los planos del proyecto.

#### Ilustración 32:

*Fases de excavación para las secciones ST-I, ST-II y ST-III.*



Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10

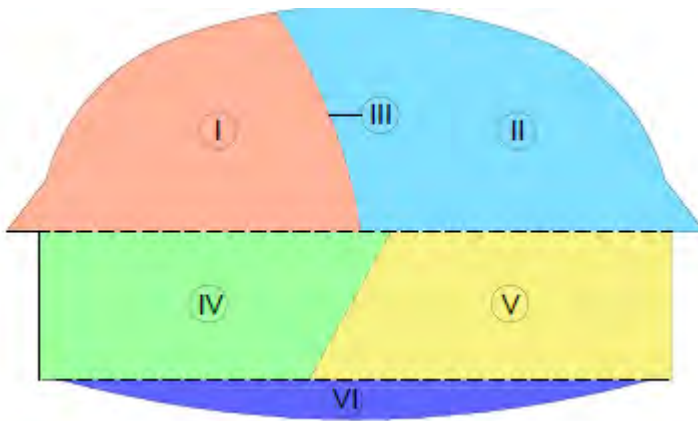
### 3.6.1.2. Sección tipo IV

En este caso, se ha considerado adecuado realizar la excavación en siete fases:

- Fase 0: Instalación e inyección de doble paragua de Micropilotes horizontales de 12m de longitud e inyecciones mediante lechada de cemento.
- Fase I: Excavación del avance en pases de 0.8 m y sostenimiento del mismo.
- Fase II: Excavación del avance en pases de 0.8 m y sostenimiento de la misma.
- Fase III: Retiro de las cimbras temporales y sostenimiento de bóveda.
- Fase IV: Excavación de la primera destroza en pases de 2m y sostenimiento de la misma.
- Fase V: Excavación de la segunda destroza en pases de 2m y sostenimiento de la misma.
- Fase VI: Excavación y sostenimiento según el diseño de contraboveda.

#### **Ilustración 33:**

*Fases de excavación para la sección ST-IV.*



Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10

### 3.6.1.3. Sección Tipo V

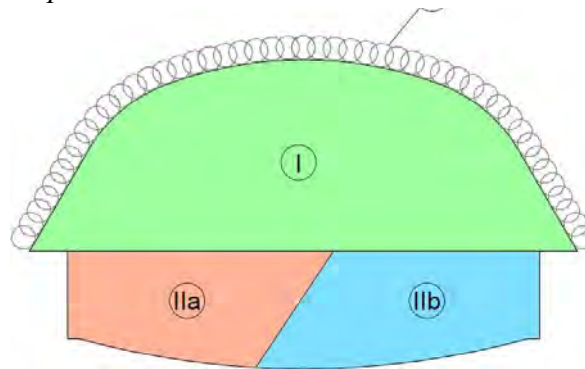
En este caso, se ha considerado adecuado realizar la excavación en cuatro fases:

- Fase 0: Ejecución de columnas horizontales de “jet grouting” de 0,80 m e inyecciones mediante lechada de cemento de longitud entre 12 y 16 m, y solape según plano de sostenimiento.
- Fase I: Excavación del avance en pases de 1 m y sostenimiento del mismo.
- Fase IIa: Excavación de la primera destroza en pases de 2 m y sostenimiento de la misma.
- Fase IIb: Excavación de la segunda destroza en pases de 2 m y sostenimiento de la misma.

En la siguiente ilustración se muestra un esquema de las fases de excavación.

**Ilustración 34:**

*Fases de excavación para la sección ST-V.*



Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10

**3.6.1.4. Sección Tipo VI**

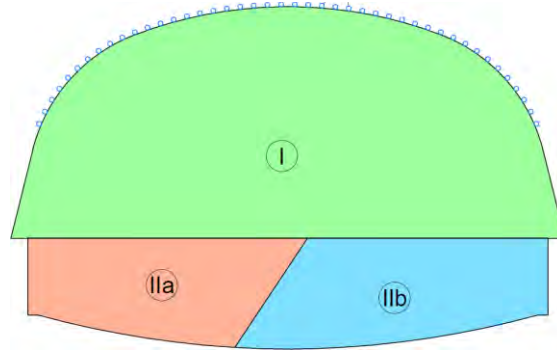
En este caso, se ha considerado adecuado realizar la excavación en tres fases:

- Fase I: Instalación de tubos de acero en la zona de bóveda, excavación del avance en pases de 1 m y sostenimiento del mismo.
- Fase IIa: Excavación de la primera destroza en pases de 2 m y sostenimiento de la misma.
- Fase IIb: Excavación de la segunda destroza en pases de 2 m y sostenimiento de la misma.

En la siguiente ilustración 35 se muestra un esquema de las fases de excavación.

**Ilustración 35:**

*Fases de excavación para la sección ST-VI.*



Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10

### 3.7. Diseño de sostenimientos para el túnel chancay

Para poder diseñar el sostenimiento de un túnel la primera operación a realizar es dividirlo en tramos homogéneos desde el punto de vista de su comportamiento tenso-deformacional y asignar a cada uno de esos tramos unas secciones tipo de sostenimiento. Para la asignación de sostenimientos se sigue una metodología progresiva, en este caso se aplicaron los siguientes procedimientos, en el siguiente orden.

- Cálculo de bloques: basados en la teoría de bloques, que determina dónde pueden existir bloques peligrosos en un macizo rocoso interceptado por diferentes discontinuidades. Los bloques se forman por la intersección de fracturas en el macizo rocoso. Estos cálculos son complementarios a los métodos numéricos. Se trata de cálculos meramente cinemáticos de la estabilidad de bloques de roca, considerando su peso y la resistencia al corte de las discontinuidades que singularizan dichos bloques. En este proyecto se ha empleado el programa de Rocscience, UNWEDGE.

- Métodos numéricos: Permiten la ejecución de cálculos tenso deformacionales permitiendo simular con gran exactitud la configuración geométrica del problema y las secuencias constructivas. En este proyecto se empleará el programa PHASE2.
- Los análisis de estabilidad de bloques se desarrollarán para las unidades de roca volcánica de la Formación Chilca. Los cálculos avanzados de análisis tenso deformacional se desarrollaron para las secciones en suelos (Depósitos eólicos y depósitos mixtos) y para las unidades en roca de tipo intrusivo de la formación (Ri) interceptadas en los 80 metros finales del túnel.

### ***3.7.1. Análisis de estabilidad de bloques***

En túneles excavados en terrenos competentes fracturados, pueden producirse problemas de estabilidad, asociados a las discontinuidades del macizo rocoso, que independicen cuñas susceptibles de caer al hueco creado.

El problema de cuñas, también tenemos en macizos rocosos menos competentes, en estos casos el sostenimiento para asumir la plastificación del terreno cubre la necesidad la caída de bloques en los terrenos de  $RMR < 50$ .

Para el análisis de la estabilidad de bloques de roca se ha empleado el programa UNWEDGE (Versión 3.0). Es un programa desarrollado por la Universidad de Toronto (Rock Engineering Group) para el análisis de la geometría y estabilidad de cuñas en excavaciones subterráneas. El análisis que realiza este programa se basa en la asunción de que las cuñas, definidas por tres planos de junta que se intersecan, están sometidas sólo a fuerzas gravitacionales derivadas de su peso; es decir, se desprecia el efecto del estado tensional alrededor de la excavación, lo cual está en la mayoría de los casos del lado de la seguridad.

- El análisis es válido para excavaciones en terreno competente donde no se produzca plastificación apreciable.
- Las discontinuidades que definen las cuñas se consideran suficientemente persistentes, perfectamente planas y situadas de forma que las cuñas que se analizan son las máximas que se pueden formar en el túnel.
- La excavación tiene sección constante.

En el programa podemos considerar cohesión y fricción en las juntas, aunque también permite obtener las propiedades de las juntas a partir de datos de campo según el criterio de Barton–Bandis.

Con el software UNWEDGE es posible visualizar las cuñas formadas y la evaluación de los factores de seguridad.

Con apoyo de este programa se ha analizado la estabilidad de las cuñas considerando la sección tipo de sostenimiento más ligera, la sección tipo ST-I, diseñada para terrenos con índice  $RMR > 50$ , sostenimiento con pernos de 3,5 m de longitud, con espaciamiento en la sección de 1,5 m y espaciamiento longitudinal según el eje del túnel de 2,0 m. Además, la sección tipo ST-I incluye una capa de shotcrete de 10 cm de espesor.

Se exigirá un factor de seguridad de 1.5 para todas las cuñas analizadas.

#### **3.7.1.1. Parámetros de cálculo**

Los análisis se han realizado teniendo en cuenta un macizo rocoso, formado por los niveles volcánicos de la Fm. Chilca (K- chil-v).

Realizando un análisis conservador, la cohesión de las juntas se ha considerado nula.

**Tabla 33:***Características de las familias de juntas. K-chil-v*

Familia	Buzamiento (°)	Orientación media	Continuidad máxima (m)	$\gamma_a$ (t/m <sup>3</sup> )	c (MPa)	$\phi$ (°)
J1	5-50	27/025	10	2,83	0	33
J2	10-50	29/302	10			
J3	70-90	84/144	10			
J4	55-75	67/164	10			
J5	45-65	52/135	10			
J6	50-65	57/282	10			

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**3.7.1.2. Resultados obtenidos**

Los factores de seguridad obtenidos para las distintas combinaciones de juntas se muestran en la tabla. Para la comprobación sin sostenimiento, se han incluido todas las cuñas con un factor de seguridad inferior a 1,5 y cuyo peso es superior a 1.0 ton, ya que se considera que las cuñas con un peso inferior se desprenderán durante el proceso de voladura.

**Tabla 34:***Resultado obtenido en el análisis de caída de bloques*

Combinación		Cuña	Peso (t)	F.S. sin sostenimiento	F.S. con sostenimiento
1	J1 J2 J3	4	39,06	1,3	2,3
		8	47,44	0,0	2,2
2	J1 J2 J4	6	1,08	1,2	18,4
		7	11,09	0,3	3,5

Combinación		Cuña	Peso (t)	F.S. sin sostenimiento	F.S. con sostenimiento
		8	53,40	0,0	2,4
3	J1 J2 J5	4	7,80	1,3	4,6
		7	2,54	0,5	11,8
		8	7,05	0,0	6,7
5	J1 J3 J4	4	10,55	1,3	6,0
		5	13,47	0,3	2,1
		6	106,67	0,1	1,6
7	J1 J3 J6	4	6,56	1,3	5,1
		5	8,11	1,4	2,4
		8	36,69	0,0	1,7
8	J1 J4 J5	4	5,24	1,3	6,2
		5	2,86	0,5	3,7
9	J1 J4 J6	6	61,65	0,3	1,6
		8	67,27	0,0	1,9
10	J1 J5 J6	4	8,63	1,3	7,2
		6	1,66	0,5	9,4
		8	32,48	0,0	2,5
12	J2 J3 J5	6	6,86	0,1	6,9
13	J2 J3 J6	5	50,97	1,4	2,4
		7	18,41	0,4	2,9
14	J2 J4 J5	6	106,10	0,3	1,8
		8	1,04	0,0	13,5
15	J2 J4 J6	7	67,73	0,4	1,5
16	J2 J5 J6	7	1,70	0,4	12,4
17	J3 J4 J5	2	26,12	0,3	1,8
		4	42,63	0,1	1,5
19	J3 J5 J6	3	16,83	1,4	2,5
		4	17,01	0,1	2,0
20	J4 J5 J6	4	75,23	0,3	1,5

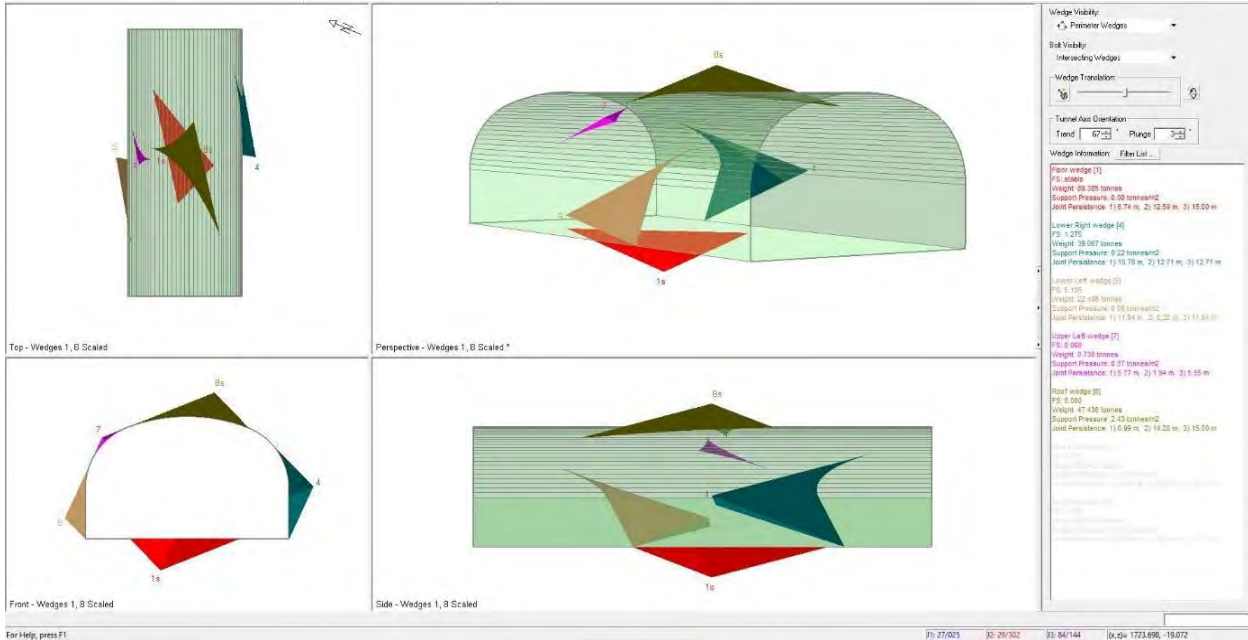
Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

Como puede observarse, todas las posibles cuñas de peso mayor a una tonelada presentan un FS mayor de 1.5, tras la aplicación del sostenimiento propuesto.

A continuación, se muestra el análisis de caída de bloques en el programa UNWEDGE, de la misma forma se realizó el análisis de todas las combinaciones.

### Ilustración 36:

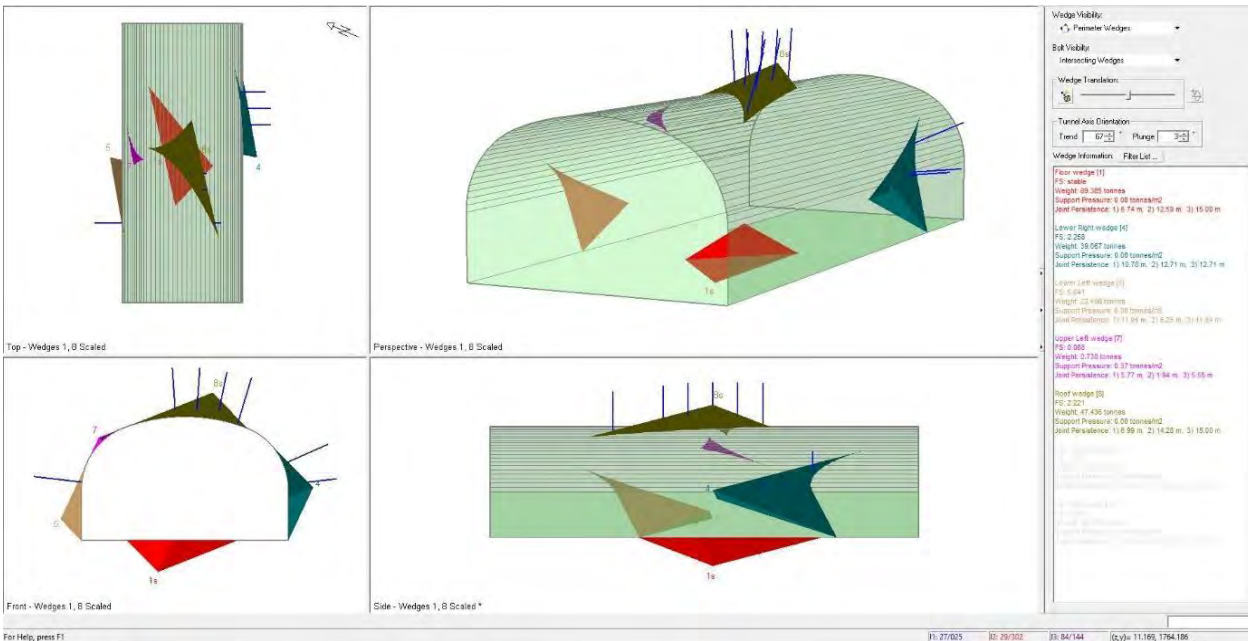
*Cuñas generadas por la combinación de las familias J1, J2 y J3. Sin sostenimiento.*



Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10

### Ilustración 37:

*Cuñas generadas por la combinación de las familias J1, J2 y J3. Con sostenimiento.*



Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10

### **3.7.2. *Análisis tensodeformacional***

Para el análisis tensodeformacional se tiene diferentes criterios de diseño, así como las hipótesis generales adoptadas, para el desarrollo de los diferentes cálculos justificativos. Estos engloban tanto el tipo de modelo geomecánico y el programa de cálculo utilizado, como los aspectos relativos a la consideración de los terrenos, elementos resistentes y tratamientos para su introducción en la modelización numérica.

#### **3.7.2.1. Tipología de modelización empleada y programa de cálculo**

El programa utilizado en la modelización numérica bidimensional en este análisis, RS2 (Versión 8.0, 2013) de Rocscience, emplea el Método de los Elementos Finitos y permite simular el comportamiento de suelos, rocas y otros materiales estructurales que se ajustan a modelos elásticos, elastoplásticos y viscoelásticos, en dos dimensiones. Asimismo, el programa permite el desarrollo de análisis probabilísticos y de flujo de agua con posibilidad de interacción mecánica con el terreno.

Es posible la generación de modelos de geometrías complejas de terreno y elementos estructurales, así como es posible la simulación de los procesos constructivos o transitorios mediante la implementación de múltiples etapas de cálculo. En el código del programa RS2 se contempla la posibilidad de modelizar estructuras como pantallas, vigas, pernos y anclajes que interaccionan con el terreno y facilitan el análisis de los efectos de estabilización que dichos elementos estructurales tienen sobre excavaciones subterráneas o superficiales.

También es posible modelizar interfases que dotan al modelo continuo de la facilidad de simular juntas o fallas de comportamiento singular, o bien, rozamientos entre la estructura y el terreno cuando la estructura se modeliza como continuo en vez de elementos estructurales.

El programa RS2 permite utilizar múltiples modelos constitutivos de comportamiento mecánico: Elástico.

- Plástico.
- Isótropo.
- Transversalmente isótropo.
- Ortótropo.
- Hiperbólico (Duncan Chang).
- Mohr-Coulomb.
- Hoek Brown.
- Drucker-Prager.
- Cam Clay.
- Asignación de funciones discretas.

Y varios tipos de elementos: triangular de 3 ó 6 nodos, cuadrilateral de 4 u 8 nodos y lineal de 2 nodos.

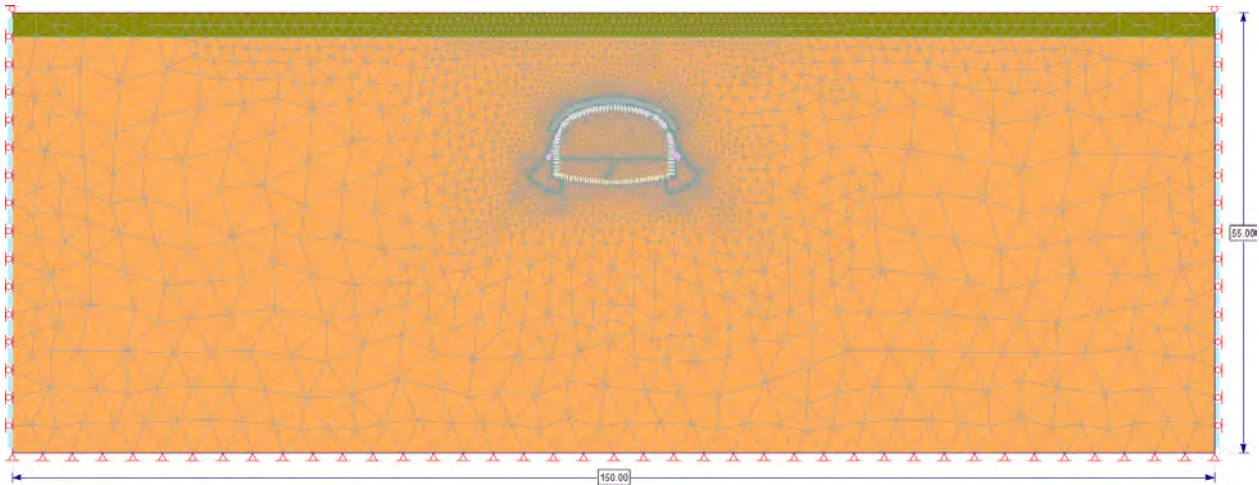
En los diferentes casos considerados, se procede de tal forma que el modelo geomecánico reproduce en la medida de lo posible la geometría del problema real, reproduciendo tanto la secuencia de excavación como los sostenimientos instalados.

### 3.7.2.2. Modelo de cálculo

La caja del modelo, creada para la comprobación de la ST-V tiene unas dimensiones de 150 m por 55 m, tal como se muestra en la Ilustración 38, con sección de excavación de 15m de ancho y 9m de altura. De forma similar se generó cajas modelo para cada sección tipo de sostenimiento.

#### **Ilustración 38:**

*Modelo de cálculo ST-V*



Fuente: Departamento de Ingeniería - Crec 10

### 3.7.3. Condiciones de contorno

En toda simulación numérica no basada en elementos infinitos, es necesario establecer unos límites al modelo. De esta manera se asegura que el efecto de los bordes del mismo no distorsione las zonas que son objeto de la modelización. El establecimiento de dichos límites en el modelo obliga a fijar unas condiciones en ellos, bien de desplazamiento, bien de presiones.

En este caso se han fijado los desplazamientos horizontales en los límites laterales del modelo y todos los desplazamientos en el límite inferior.

Frecuentemente, se realiza en primer lugar una pasada de asentamiento para establecer el estado de tensiones "in situ" en todos los elementos del modelo. Este estado suele aceptarse generalmente que está definido por:

$$\sigma_{yy} = \rho \cdot g \cdot h \dots\dots\dots Ec (3.1)$$

donde:

$\sigma_{yy}$  : Tensión vertical.

$\rho$ : Densidad del terreno.

$g$ : Aceleración de la gravedad.

$h$ : Altura de las tierras.

- $\sigma_{xx} = K_{yx} \cdot \sigma_{yy}$  : Tensión horizontal en la dirección contenida en el plano del modelo.
- $\sigma_{zz} = K_{yz} \cdot \sigma_{yy}$  : Tensión horizontal en la dirección del eje perpendicular al modelo.
- $K_{yx}, K_{yz}$ : Coeficientes de reparto de tensiones horizontales.

El valor del coeficiente de reparto se adopta un valor de cálculo para roca de 0,75 y de 0,45 para los suelos.

### **3.7.3.1. Propiedades mecánicas de los terrenos**

Las propiedades mecánicas de los diversos terrenos obtenidos son: tipo de formación, densidad, calidad de terreno, cohesión, ángulo de fricción, coeficiente de elasticidad y módulo de Poisson. Dichas propiedades se presentan en la Tabla 35.

**Tabla 35:***Propiedades de cálculo del macizo rocoso.*

Unidad	$\gamma_a$ (t/m <sup>3</sup> )	RMR medio	C (MPa)	$\phi$ (°)	E (MPa)	$\nu$
Ri (Intrusivo. Dioritas)	2,83	52	0,412	62	9219	0,26
K-chil.st (margocalizas y lutitas)	2,33	35	0,098	48	1685	0,24
K-chil-st (margocalizas y lutitas) Zona de falla	2,33	<30	0,098	37	472,7	0,24
Qe (depósitos eólicos)	1,86	-	0,005	36	E= 49 (para z<3) E=(z+11.9)/0.3 (para 3<z<50 m) E=230 (para z≥50 m)	0,33
Qmix (depósitos mixtos)	1,81	-	0,005	33	E= 11 (para z<3) E=(z+1,9)/0.1 ((para z>3 m)	0,33

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**3.7.3.2. Propiedades de los elementos estructurales**

En este apartado se recogen las propiedades de cálculo empleadas para modelar los elementos que conforman el sostenimiento de las diferentes secciones.

**3.7.3.2.1. Hormigón de sostenimiento shotcrete**

La simulación del hormigón proyectado se ha realizado mediante elementos volumétricos de malla. El parámetro más importante para representar el comportamiento del hormigón de sostenimiento es su módulo elástico, puesto que ha de reproducir el proceso de fraguado que se produce simultáneamente a su puesta en carga por el avance del túnel. Se han considerado los siguientes valores de módulo de elasticidad, mostrados en la Tabla 36.

**Tabla 36:***Propiedades del hormigón proyectado (shotcrete)*

TIPO DE ELEMENTO	E (MPa)	f'c (MPa)
Hormigón proyectado H-25	15000	25

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**3.7.3.2.2. Marcos metálicos cimbras**

Los marcos metálicos se han modelizado mediante elementos tipo “liner”, que son elementos bidimensionales con 3 grados de libertad por nodo (2 desplazamientos y 1 rotación).

Las propiedades asignadas a los marcos se resumen en la Tabla 37.

**Tabla 37:***Propiedades marcos metálicos*

TIPO DE ELEMENTO	E (MPa)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	fy (MPa)
W 6x6x15 lb/pie	200000	0.00286	1.21e-005	250
W 8x6.5x28 lb/pie	200000	0.00532	4.08e-005	250

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**3.7.3.2.3. Pernos helicoidales**

Los pernos se han modelado mediante elementos tipo “bolt”, cuyas propiedades se reflejan en la Tabla 38.

**Tabla 38:***Propiedades pernos helicoidales*

TIPO DE ELEMENTO	E (MPa)	Φ (")	σ <sub>t</sub> (MN)
Pernos de acero.	200.000	3/4	0,119

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### 3.7.4. Simulación del efecto de frente en 2d

La modelización de un túnel en una sección bidimensional está plenamente justificada salvo en las inmediaciones del frente de excavación, donde el efecto del núcleo de terreno que constituye el frente, ejerce un papel activo de sostenimiento que, en sentido estricto, sólo se puede cuantificar con total precisión con un modelo de tres dimensiones.

Sin embargo, la simulación del efecto frente cuando se modelizan problemas planos, puede realizarse suponiendo que, en las inmediaciones del frente, actúa una presión radial en el perímetro de la excavación que tiende a contrarrestar la ejercida por el terreno; o bien, suponer que el núcleo de roca varía su módulo de elasticidad con la distancia al frente.

En el presente proyecto se ha utilizado la fórmula de Panet para calcular la presión radial del núcleo. Panet propone que la presión radial ejercida por el núcleo, que hace el papel de sostenimiento transitorio, puede calcularse mediante las expresiones siguientes:

$$P_1 = (1 - \lambda) \cdot P_0 \dots\dots\dots Ec (3.2)$$

$$\lambda = \lambda_0 + (1 - \lambda_0) \cdot m \dots\dots\dots Ec (3.3)$$

$$m = 1 - e^{[-\frac{X}{0,7 \cdot r_i}]} \dots\dots\dots Ec (3.4)$$

donde:

$r_i$ : es el radio de la excavación

X: es la distancia al frente

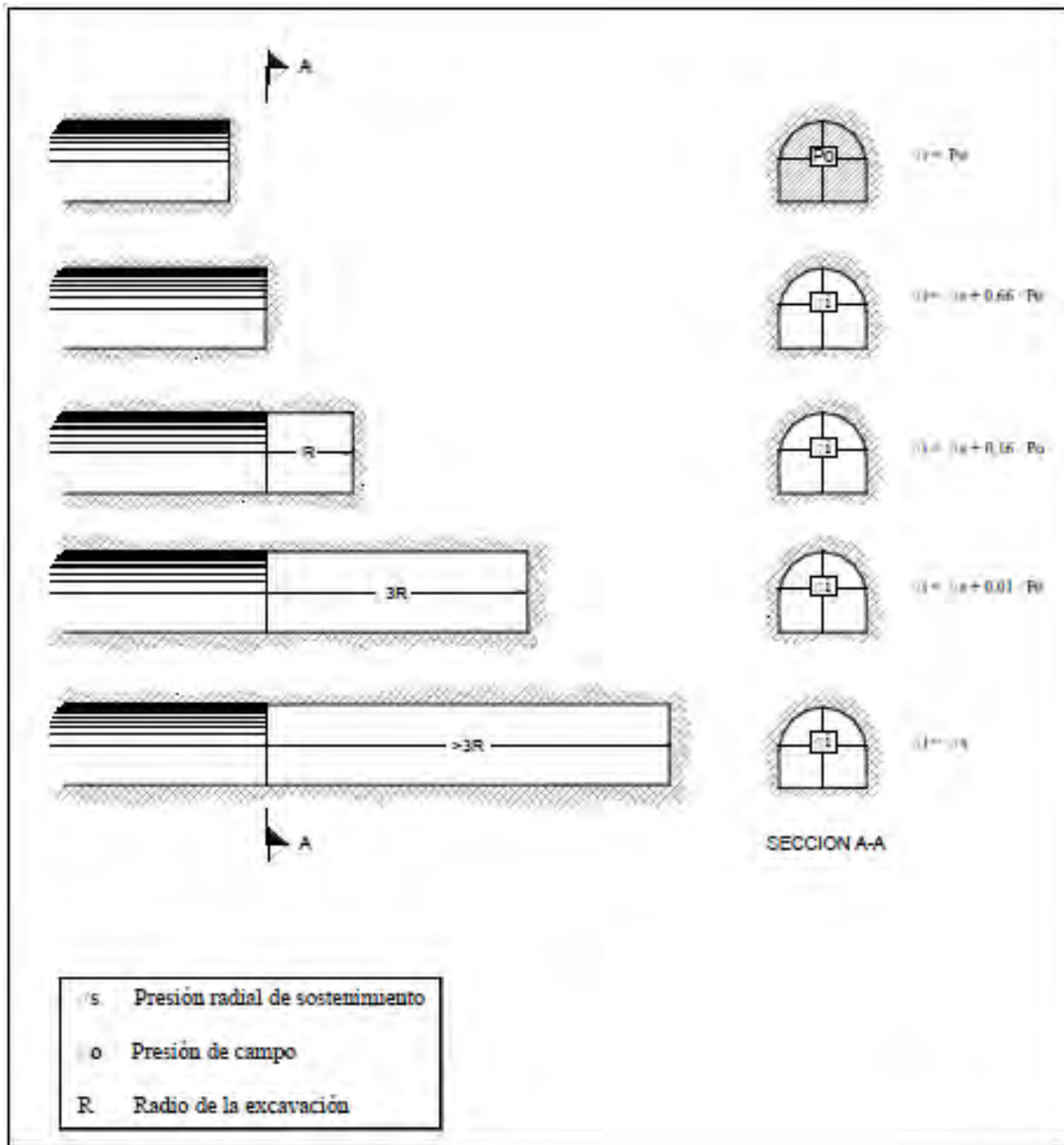
Y en caso de medios elásticos y excavaciones circulares

$$\lambda_0 \approx \frac{1}{3}$$

En la Ilustración 39 se ilustra el efecto de estabilización transitoria que el núcleo de la excavación ejerce sobre el túnel.

### Ilustración 39:

*Efecto de frente en la estabilidad de la excavación*



Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

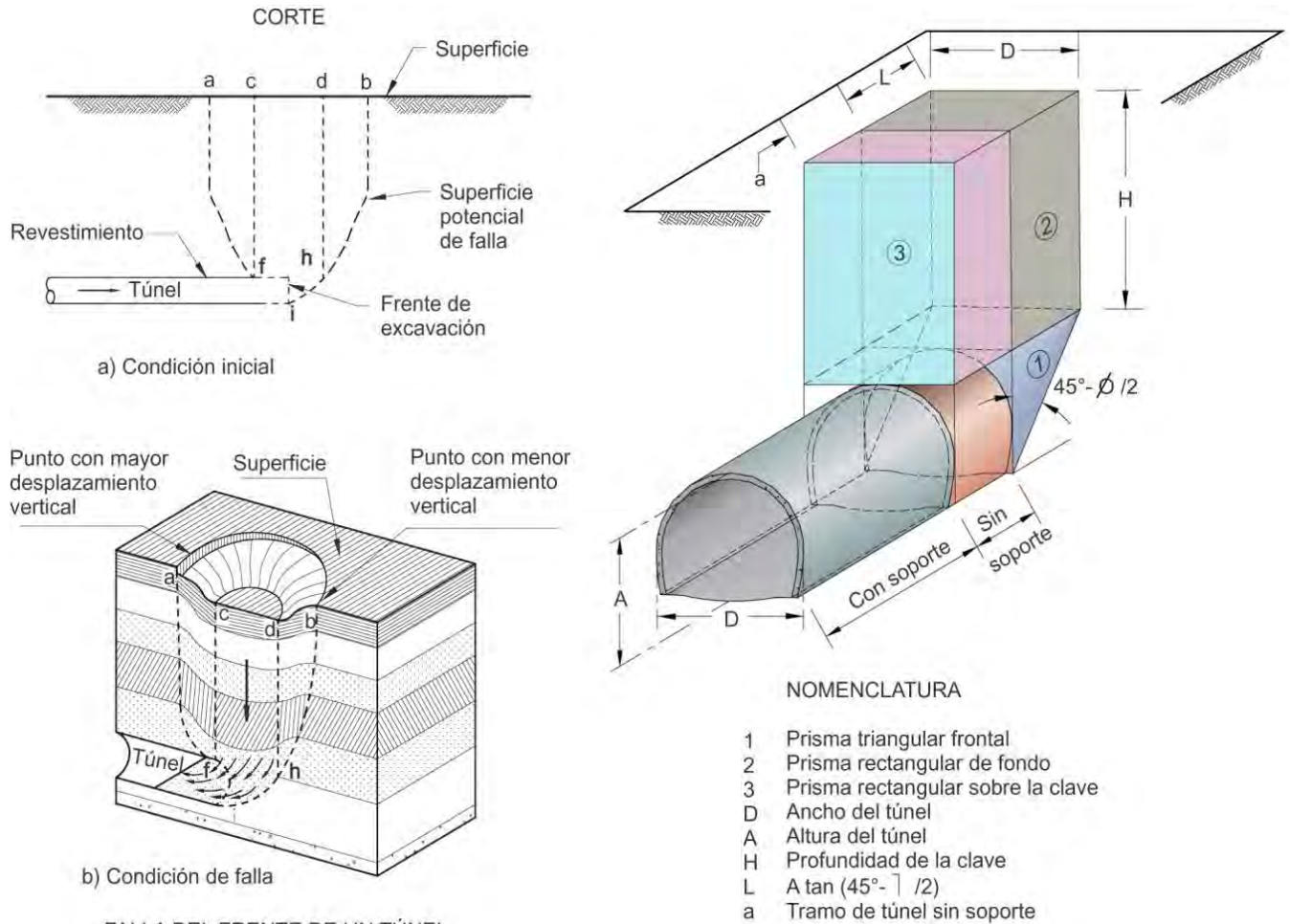
### ***3.7.5. Análisis de estabilidad del frente***

Para analizar la estabilidad del frente de excavación se ha seguido la metodología propuesta por Támez, Rangel y. Holguín ("Diseño Geotécnico de túneles", 1997), aplicándola a las Secciones Tipo IV y V, por ser estas las más desfavorables.

Antes de la construcción de un túnel, existe un estado inicial de esfuerzos en equilibrio, el cual se altera al hacer la excavación, generándose un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en el terreno que le rodea. Si el terreno no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos, se produce el colapso del frente, que puede propagarse hasta la superficie del terreno dando lugar a un hundimiento, como se muestra en la Ilustración 40.

**Ilustración 40:**

*Mecanismo simplificado del equilibrio del frente (Támez et al, 1997)*



FALLA DEL FRENTE DE UN TÚNEL

Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

El análisis de la seguridad del frente de la excavación en subterránea se realizó mediante la comparación de las fuerzas que actúan a favor de un deslizamiento del frente, que son básicamente el peso de tierras de la posible chimenea, con las fuerzas resistentes que vienen determinadas por los parámetros resistentes del terreno.

En la Ilustración 41 se muestra el esquema general del análisis de estabilidad del frente según un corte longitudinal en el que se identifican los tres prismas del mecanismo de rotura y todas las fuerzas que intervienen en su equilibrio. El Factor de Seguridad del frente se expresa

como la relación de los momentos de las fuerzas resistente y de las actuantes respecto a un eje horizontal que pasa por el punto 0 y es perpendicular al eje del túnel.

$$FS = \frac{\Sigma M_f}{\Sigma M_a} \dots\dots\dots Ec (3.5)$$

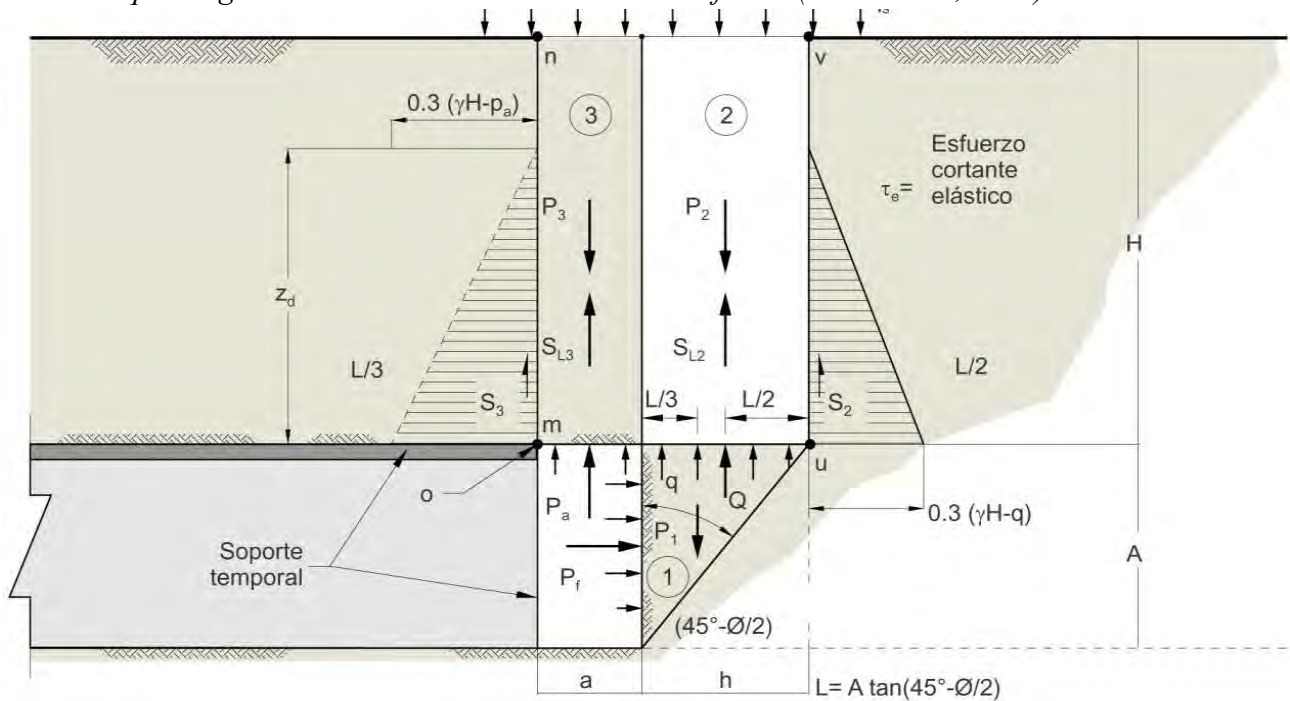
donde,

- FS: factor de seguridad
- $M_f$ : suma de los momentos de las fuerzas resistentes
- $M_a$ : suma de los momentos de las fuerzas actuantes

Las fuerzas actuantes se deben al peso de los tres prismas, la sobrecarga superficial, la presión radial interior y la presión aplicada al frente. Las fuerzas resistentes del terreno se desarrollan en la superficie lateral de los prismas 2 y 3, considerando que la interacción horizontal entre ellos es poco significativa.

**Ilustración 41:**

*Esquema general del análisis de estabilidad del frente (Támez et al, 1997)*



Fuente: Manual de carreteras y túneles, muros y obras complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14

El valor mínimo que se debe aceptar para el factor de seguridad del frente, según esta metodología, debe ser 2,0.

Por lo tanto, el factor de seguridad del frente, para túneles someros y profundos, viene dado por la siguiente expresión:

$$FS = \frac{N_1 + N_2 + N_3}{D_1 + D_2} \dots\dots\dots Ec (3.6)$$

Siendo los sumandos del numerador y denominador las siguientes expresiones:

$$N_1 = 2s_{m2} \left[ \frac{D}{L} + \left( 1 + \frac{a}{L} \right) + 1 + \frac{2a}{L} \right] \frac{Z_d}{D}$$

$$N_2 = 2s_{m3} \left( \frac{a}{L} \right)^2 \frac{Z_d}{D}$$

$$N_3 = 2,7c\sqrt{K_p} \left( 1 + \frac{2a}{L} \right) + p_f K_p \left( 1 + \frac{2a}{L} \right)$$

$$D_1 = \gamma H \left[ \frac{A}{H} \left( \frac{1}{3} + \frac{a}{L} \right) + \left( 1 + \frac{a}{L} \right)^2 \right]$$

$$D_2 = q_s \left( 1 + \frac{a}{L} \right)^2 - p_a \left( \frac{a}{L} \right)^2 - p_f K_p$$

Donde:

- D: anchura del túnel
- A: altura del túnel
- H: profundidad de la clave
- c: cohesión (t/m2)
- Ø: fricción (°)
- γ: peso específico (t/m3)
- a: pase de excavación (m)
- q<sub>s</sub>: magnitud de sobrecarga en la superficie (t/m2)

- $p_a$ : presión radial ejercida por el soporte temporal o un fluido a presión (t/m<sup>2</sup>)
- $p_f$ : presión horizontal que actúa sobre el frente de excavación (t/m<sup>2</sup>)
- $L$ : amplitud de la chimenea (m):  $L = A \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\phi}{2})$
- $Z_d$ : Altura de descarga (m):  $Z_d = 1,7D$
- $K_p$ : Coeficiente de empuje pasivo:  $K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \frac{1+\operatorname{sen}\phi}{1-\operatorname{sen}\phi}$
- $K_f$ :  $K_f = \frac{1+\operatorname{sen}^2\phi}{1-\operatorname{sen}^2\phi}$
- $Q$ : capacidad de carga del prisma:  $q = 2.7c\sqrt{K_p} - 0.5\gamma A \leq \gamma H$
- $S_{m^2}$ : resistencia media al cortante en la cara uv del prisma 2:

$$S_{m^2} = K_f c + 0.5[\gamma(H - Z_d) + q]K_f \operatorname{tg}\phi$$

- $S_{m^3}$ : Resistencia media a la cortante en la cara mn del prisma 3:

$$S_{m^3} = K_f c + 0.5\gamma(H - Z_d)K_f \operatorname{tg}\phi$$

En las siguientes figuras se muestran los coeficientes de seguridad del frente para la Sección Tipo V.

**Ilustración 42:**

*Resultados del análisis de estabilidad del frente. ST-V*

Anchura del túnel:	D =	16.19	m		
Altura del túnel:	A =	6.8	m		
Terreno sobre bóveda:	H =	11.35	m		
Cohesión:	c =	6.37	t/m <sup>2</sup>		
Fricción:	$\phi$ =	36	°		
Densidad:	$\gamma$ =	1.86	t/m <sup>3</sup>		
Pase de excavación:	a =	1	m		
Sobrecarga en superficie:	$q_s$ =	1.224	t/m <sup>2</sup>		
Presión de apoyo de la clave:	$p_a$ =	0	t/m <sup>2</sup>		
Presión del frente:	$p_f$ =	0	t/m <sup>2</sup>		
Consideración tipo de túnel (H/D)	<b>TÚNEL SUPERFICIAL</b>			$N_1$ =	67.95 t/m <sup>2</sup>
Amplitud de la chimenea:	L =	3.46	m	$N_2$ =	-0.63 t/m <sup>2</sup>
Altura de la chimenea:	$Z_d$ =	27.52	m	$N_3$ =	53.24 t/m <sup>2</sup>
Coefficiente de empuje pasivo:	$K_p$ =	3.85		$D_1$ =	42.92 t/m <sup>2</sup>
$K_f = (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)$	$K_f$ =	0.49		$D_2$ =	2.03 t/m <sup>2</sup>
Capacidad de carga del prisma 1:	$q$ =	27.43	t/m <sup>2</sup>	<b>FS<sub>F</sub> = 2.68</b>	
Resistencia al corte del prisma 2:	$s_{m2}$ =	2.63	t/m <sup>2</sup>		
Resistencia al corte del prisma 3:	$s_{m3}$ =	-2.22	t/m <sup>2</sup>		

Fuente: Elaboración Propia

Fases de cálculo

Para la resolución del modelo numérico, se han seguido una serie de pasos que simulan las fases que resultan representativas de la excavación y sostenimiento del túnel. En las siguientes tablas se muestran las fases de cálculo que simulan el procedimiento constructivo.

**Tabla 39:***Fases de cálculo. ST-I, ST-II y ST-III.*

Fase	Descripción
1	Inicialización del estado tensional
2	Excavación del avance con su pase correspondiente
3	Sostenimiento del avance
4	Excavación de la destroza con su pase correspondiente
5	Sostenimiento de la destroza

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Tabla 40:***Fases de cálculo. ST-V.*

Fase	Descripción
1	Inicialización del estado tensional
2	Mejora del terreno en bóveda mediante "jet grouting" e inyecciones de lechada en el frente de excavación
3	Excavación del avance con pases de 1 m
4	Sostenimiento del avance
5	Mejora del terreno debajo de las patas de elefante mediante "jet grouting"
6	Excavación de la destroza (IIa) con pases de 2 m
7	Sostenimiento de la destroza (IIa)
8	Excavación de la destroza (IIb) con pases de 2 m
9	Sostenimiento de la destroza (IIb)

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Tabla 41:**

*Fases de cálculo. ST-VI.*

Fase	Descripción
1	Inicialización del estado tensional
2	Mejora del terreno en bóveda mediante instalación de tubos de acero
3	Excavación del avance con pases de 1 m
4	Sostenimiento del avance
5	Excavación de la destroza (IIa) con pases de 2 m
6	Sostenimiento de la destroza (IIa)
7	Excavación de la destroza (IIb) con pases de 2 m
8	Sostenimiento de la destroza (IIb)

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### **3.7.6. Resultados del análisis tensodeformacional para cada tipo de sección**

En los siguientes apartados se muestran los resultados obtenidos en los modelos tenso deformacionales desarrollados. De los análisis efectuados, se puede concluir lo siguiente:

- Para todas las secciones, los niveles de deformación obtenidos son bajos, inferiores al 0,7%.
- Los niveles de carga en los diferentes tipos de sostenimientos (tanto shotcrete como elementos estructurales) son admisibles en todas las secciones.
- La distribución de pernos propuesta y los marcos metálicos de refuerzo, permiten alcanzar factores de seguridad holgadamente superiores a 1,5.

#### **3.7.6.1. Sección tipo I (ST-I)**

A continuación, se muestran los resultados obtenidos una vez excavadas y sostenidas todas las fases de la ST-I.

**Tabla 42:***Resumen resultados. ST-I*

Magnitud		Máximo Valor	
Terreno	Desplazamiento vertical en zona de clave (mm)	0.90	
	Desplazamiento horizontal de cada hastial (mm)	0.30	
	Plastificación (m)	0.35	
Sostenimiento	Hormigón	Desplazamiento vertical de la clave (mm)	0.10
		Convergencias (mm)	0.60
		Compresión (MPa)	0.60
		Tracción (MPa)	0
	Pernos	Axiles (MN)	0.001

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**3.7.6.2. Sección tipo II (ST-II)**

A continuación, se muestran los resultados obtenidos una vez excavadas y sostenidas todas las fases de la ST-II.

**Tabla 43:***Resumen resultados. ST-II*

Magnitud		Máximo Valor	
Terreno	Desplazamiento vertical de la clave (mm)	3.10	
	Desplazamiento horizontal de cada hastial (mm)	0.90	
	Plastificación (m)	1.50	
Sostenimiento	Hormigón	Desplazamiento vertical de la clave (mm)	0.80
		Convergencias (mm)	2.00
		Compresión (MPa)	1.14
		Tracción (MPa)	0
	Pernos	Axiles (MN)	0.006

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### 3.7.6.3. Sección tipo III (ST-III)

A continuación, se muestran los resultados obtenidos una vez excavadas y sostenidas todas las fases de la ST-III.

**Tabla 44:**

*Resumen resultados. ST-III*

Magnitud		Máximo Valor	
Terreno	Desplazamiento vertical de la clave (mm)	18.80	
	Desplazamiento horizontal de cada hastial (mm)	13.00	
	Plastificación (m)	5.50	
Sostenimiento	Hormigón	Desplazamiento vertical de la clave (mm)	7.80
		Convergencias (mm)	36.60
		Compresión (MPa)	3.52
		Tracción (MPa)	0.02
	Pernos	Axiles (MN)	0.031
		Momentos (MNm)	0.003

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### 3.7.6.4. Sección tipo IV (ST-IV)

En la siguiente tabla se resumen los resultados obtenidos una vez que todas las fases han sido excavadas y sostenidas.

**Tabla 45:**

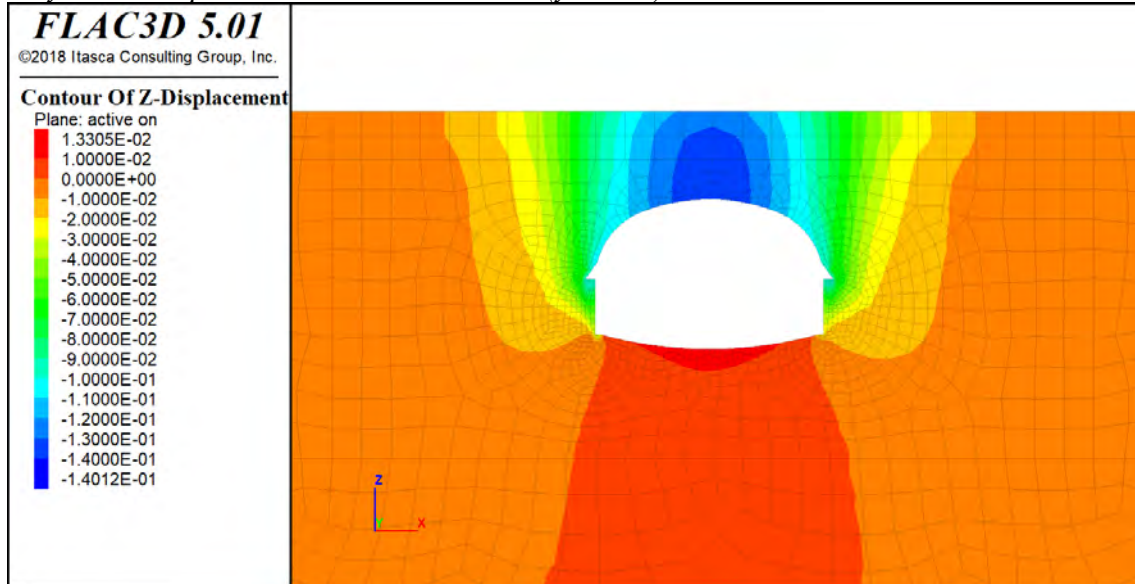
*Resultados ST IV*

Magnitud		Máximo Valor
Terreno	Desplazamiento vertical de la clave (mm).	140.1
	Desplazamiento horizontal de los hastiales (mm).	7.0
	Plastificación (m).	24.0
	Desplazamiento vertical en superficie (mm).	180.0
Sostenimiento	Desplazamiento vertical de la clave (mm).	115.0
	Convergencias (mm).	27.0
	Compresión (MPa).	4.0
	Tracción (MPa).	4.2

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Ilustración 43:**

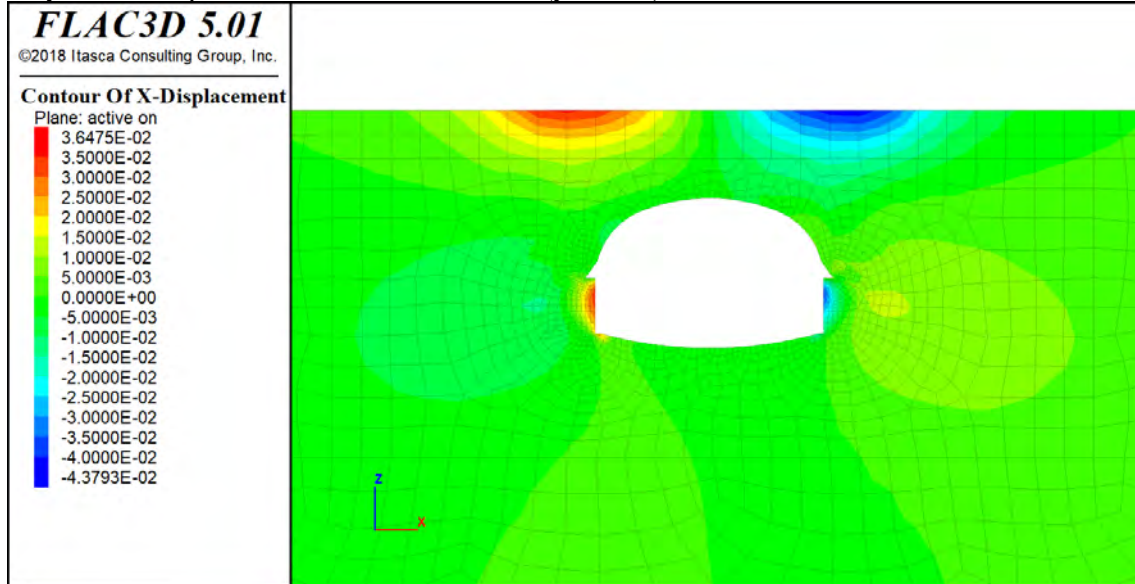
*Desplazamientos verticales, en m, en terreno una vez finalizadas las excavaciones del Túnel Chancay. Para un plano en medio del modelo (y=30 m).*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Ilustración 44:**

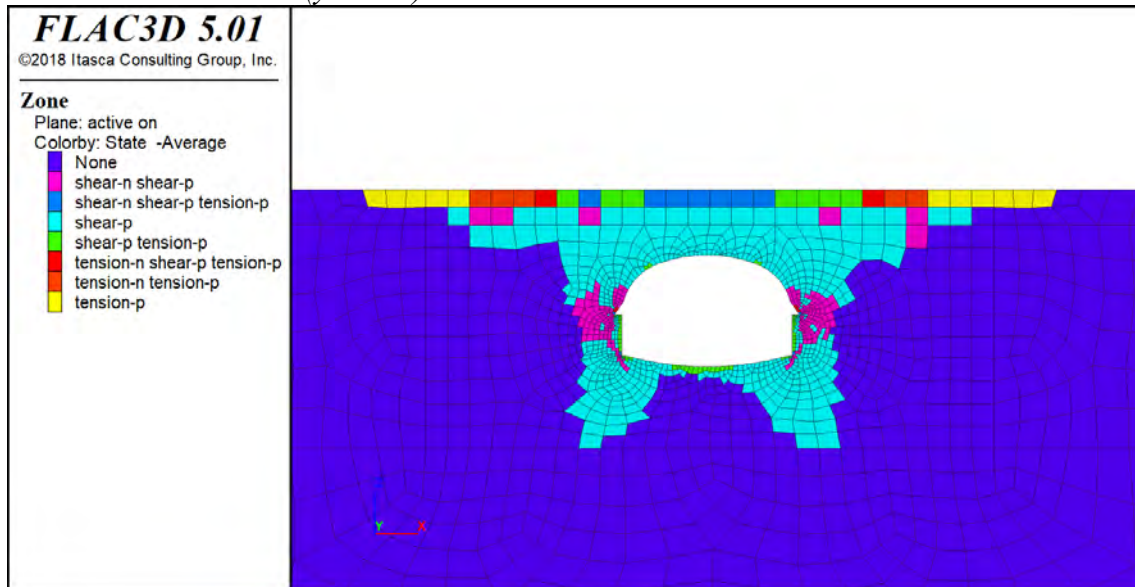
*Desplazamientos horizontales, en m, en terreno una vez finalizadas las excavaciones del Túnel Chancay. Para un plano en medio del modelo (y=30 m).*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Ilustración 45:**

*Plastificaciones en terreno una vez finalizadas las excavaciones en el Túnel Chancay. Para un plano en medio del modelo (y=30 m).*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### 3.7.6.5. Sección tipo V (ST-V)

A continuación, se muestran los resultados obtenidos una vez excavadas y sostenidas todas las fases de la ST-V.

**Tabla 46:**

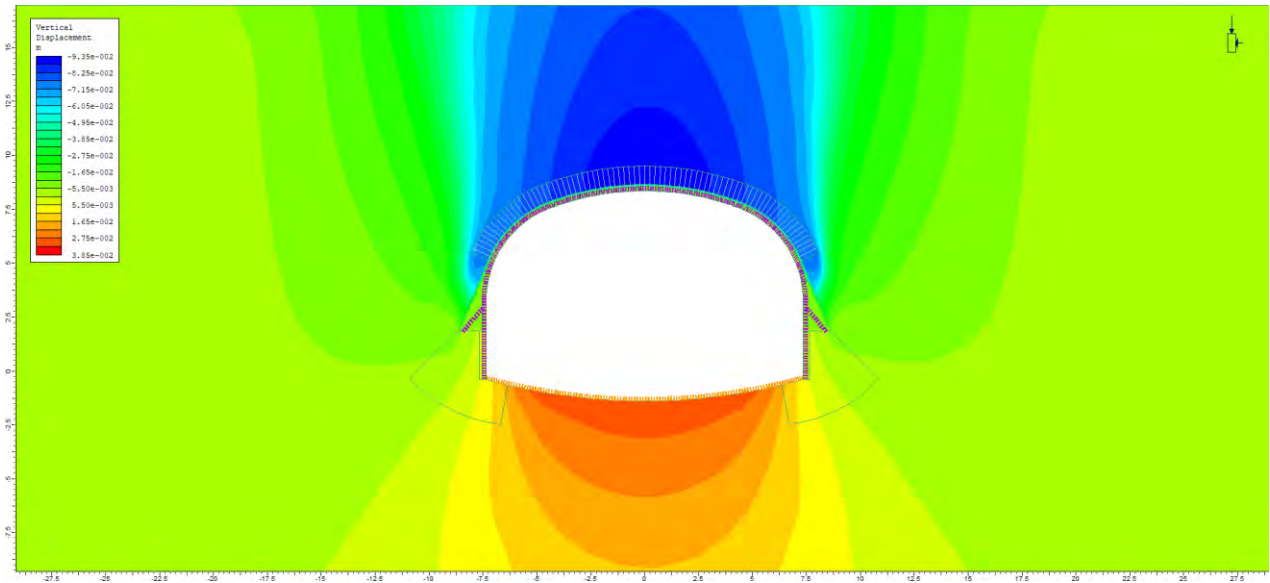
*Resumen resultados. ST-V*

Magnitud		Máximo Valor	
Terreno		Desplazamiento vertical de la clave (mm)	92.50
		Desplazamiento horizontal de cada hastial (mm)	45.00
		Plastificación (m)	6.50
		Desplazamiento vertical en superficie (mm)	77.70
Sostenimiento	Hormigón	Desplazamiento vertical de la clave (mm)	13.70
		Convergencias (mm)	0.90
		Compresión (MPa)	4.19
		Tracción (MPa)	1.39
	Marcos	Axiles (MN)	0.144
Momentos (MNm)		0.008	

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Ilustración 46:**

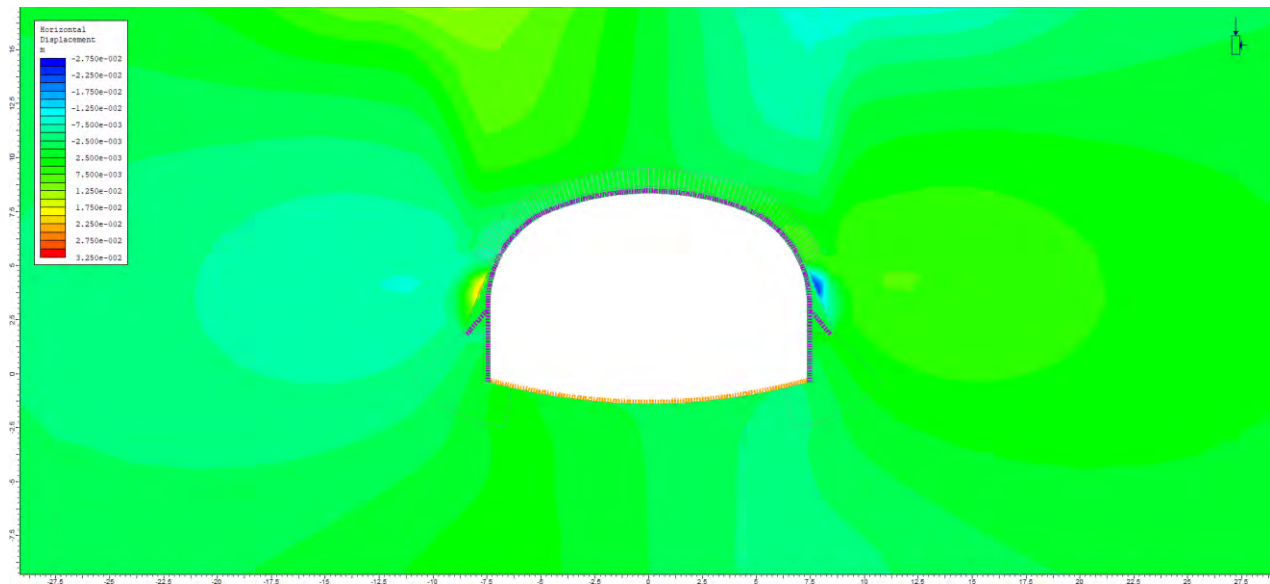
*Desplazamientos horizontales. ST-V*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Ilustración 47:**

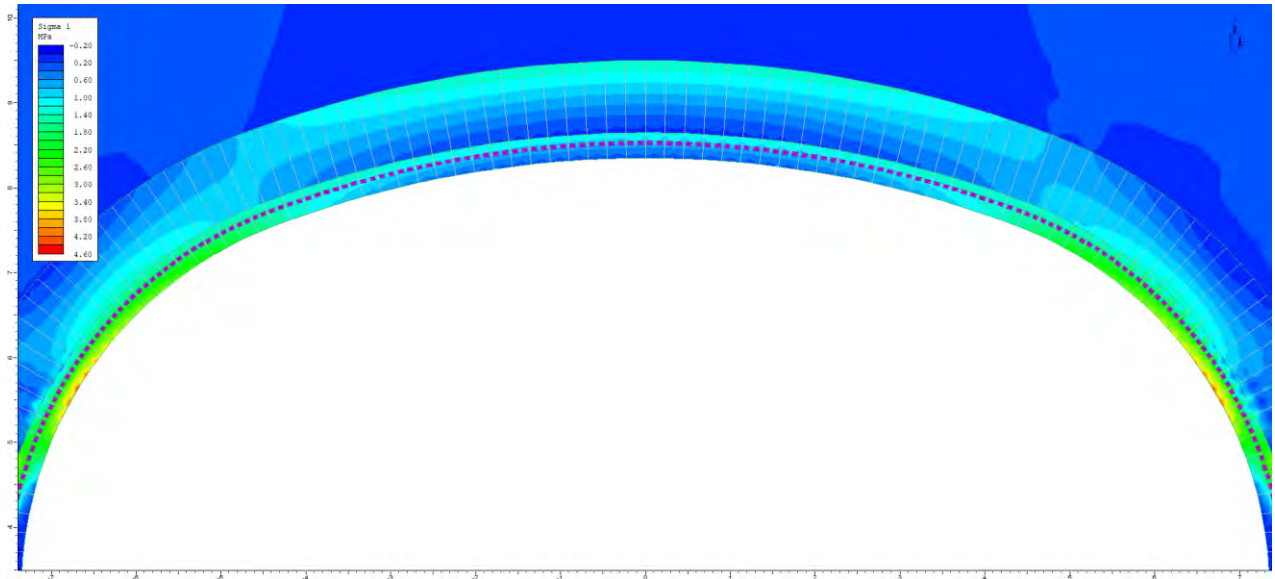
*Tensiones de compresión en el sostenimiento. Detalle 2. ST-V*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Ilustración 48:**

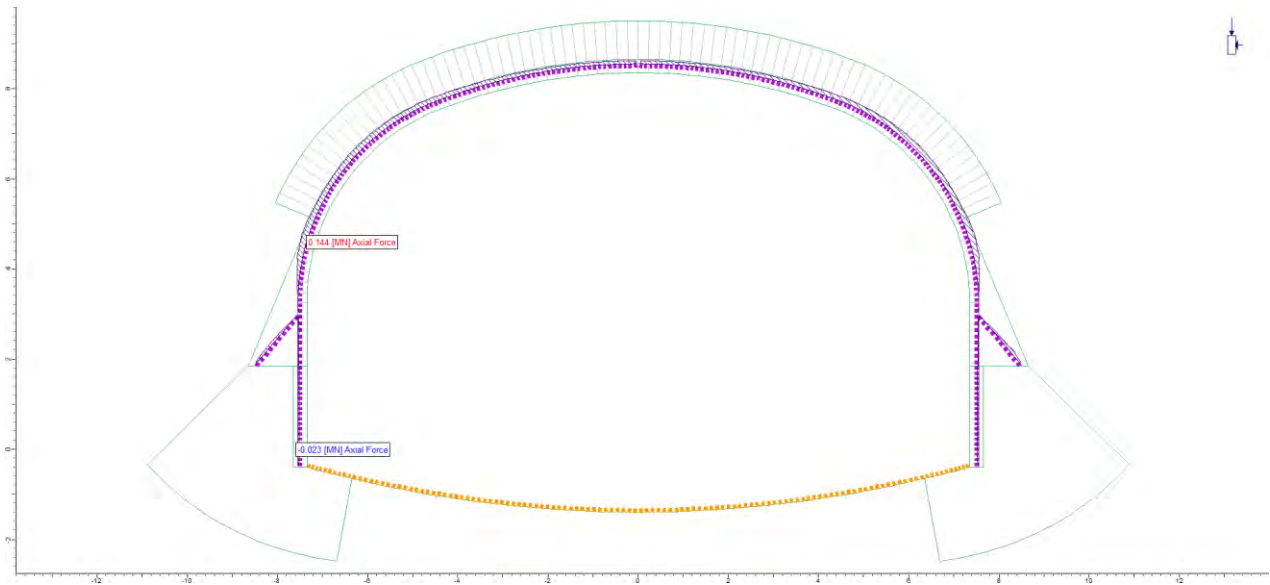
*Tensiones de tracción en el sostenimiento. Detalle 2. ST-V*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Ilustración 49:**

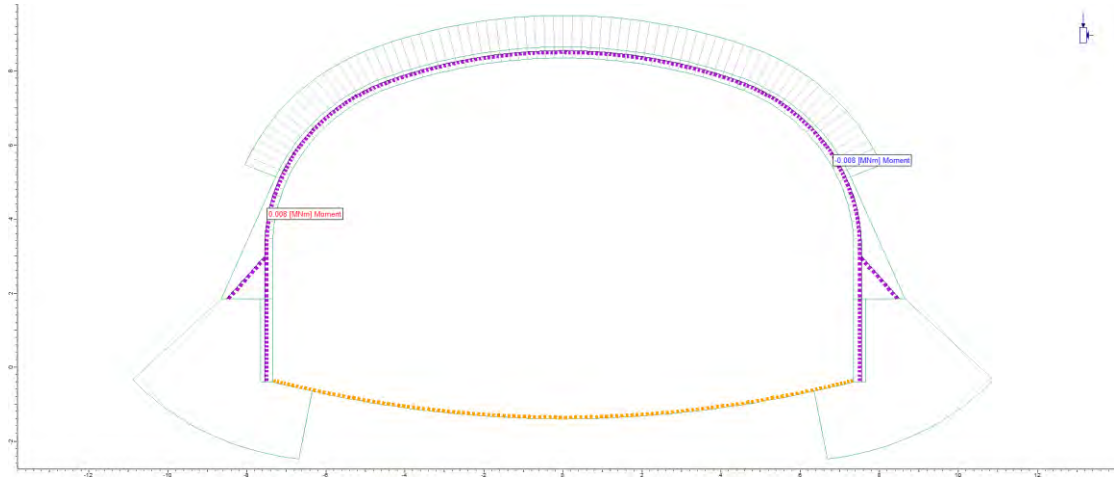
*Esfuerzos axiales en marcos. ST-V*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### Ilustración 50:

*Momentos flectores en marcos. ST-V*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

#### 3.7.6.6. Sección tipo VI (ST-VI)

A continuación, se muestran los resultados obtenidos una vez excavadas y sostenidas todas las fases de la ST-VI.

**Tabla 47:**

*Resumen resultados. ST-VI*

Magnitud		Máximo Valor	
Terreno	Desplazamiento vertical de la clave (mm)	90.5	
	Desplazamiento horizontal de cada hastial (mm)	49.6	
	Plastificación (m)	6.75	
	Desplazamiento vertical en superficie (mm)	40.00	
Sostenimiento	Hormigón	Desplazamiento vertical de la clave (mm)	8.64
		Convergencias (mm)	21.30
		Compresión (MPa)	4.77
		Tracción (MPa)	1.31
	Marcos	Axiles (MN)	0.22
		Momentos (MNm)	0.015

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### ***3.7.7. Tratamientos especiales***

En ocasiones, debido al contexto geotécnico de un túnel o a la presencia de infraestructuras muy cercanas, los mecanismos de sostenimiento de un túnel pueden resultar insuficientes resultando necesarios tratamientos de refuerzo complementarios, denominados con el nombre genérico de tratamientos especiales.

En el presente proyecto se establecen una serie de tratamientos especiales según el tipo de sostenimiento que se ejecute:

- Protección del frente de avance mediante paraguas de micropilotes.
- Mejora del frente mediante inyecciones de lechada de cemento de entre 12 y 16 m de longitud.
- Protección del frente de avance mediante paraguas de Jet Grouting horizontal y vertical o inclinado.
- Sellado del frente mediante hormigón proyectado.

Como se muestra en el apartado de los SOSTENIMIENTOS PROPUESTOS, en el caso de las Secciones Tipo IV, V y VI, es necesario efectuar tratamientos del terreno en el frente de avance de manera que se mejoren las condiciones de estabilidad del frente de avance en excavación.

### **3.8. Mejoramiento de terreno en depósitos mixtos Qmix mediante inyecciones de micropilotes**

#### **3.8.1. Análisis estructural de los paraguas de micropilotes**

A continuación, se desarrolla el análisis estructural del paraguas de micropilotes de refuerzo del frente de excavación.

##### **3.8.1.1. Metodología de cálculo**

Para el dimensionamiento del paraguas de micropilotes se tomó como referencia la Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera. A continuación, se procede a exponer la metodología de cálculo contenida en los apartados 3.10.2 y 3.6 del citado documento.

En un paraguas de sostenimiento, los esfuerzos a los que se encuentran sometidos los micropilotes serán, principalmente, de flexión y cortante. El modo de fallo más típico en esta aplicación es el de fallo estructural de los micropilotes.

El análisis estructural propuesto en el artículo 3.10.2, a los efectos de un prediseño, considera los micropilotes sometidos al peso del terreno que soportan aplicándoles los principios de resistencia de materiales considerando algunos matices que se detallarán a continuación.

La longitud de cálculo de las vigas  $L_d$  es un valor ficticio que resulta de la agregación de tres magnitudes:

$$L_d = L_a + L_f + 1,2 \cdot L_e \dots\dots\dots Ec (3.7)$$

Donde:

$L_d$ : Longitud de cálculo de cada micropilote, considerado como viga

$L_a$ : Longitud de avance de excavación, que se corresponderá con la separación entre cerchas de sostenimiento

$L_f$ : Longitud del frente de excavación. Se determina mediante la siguiente expresión

$$L_f = H_f \cdot \text{ctg}(\alpha_f) \dots\dots\dots Ec (3.8)$$

Donde:

$L_f$ : Longitud del frente de excavación

$H_f$ : Altura del frente de excavación

$\alpha_f$ : Angulo de inclinación del frente de excavación

$L_e$ : Longitud elástica del micropilote considerándolo empotrado en el terreno. Puede calcularse según la siguiente expresión:

$$L_e = \left( \frac{3E_p I_p}{E} \right)^{1/4} \dots\dots\dots Ec (3.9)$$

Donde:

$E$ : módulo de elasticidad del terreno

$E_{pIp}$ : Rigidez a flexión del micropilote. Equivale a la suma de las rigideces a flexión de la lechada o mortero y del tubo de acero.

$$E_p I_p = E_c I_c + E_a I_a \dots\dots\dots Ec (3.10)$$

Donde:

$E_c$ : Módulo de elasticidad de la lechada o mortero

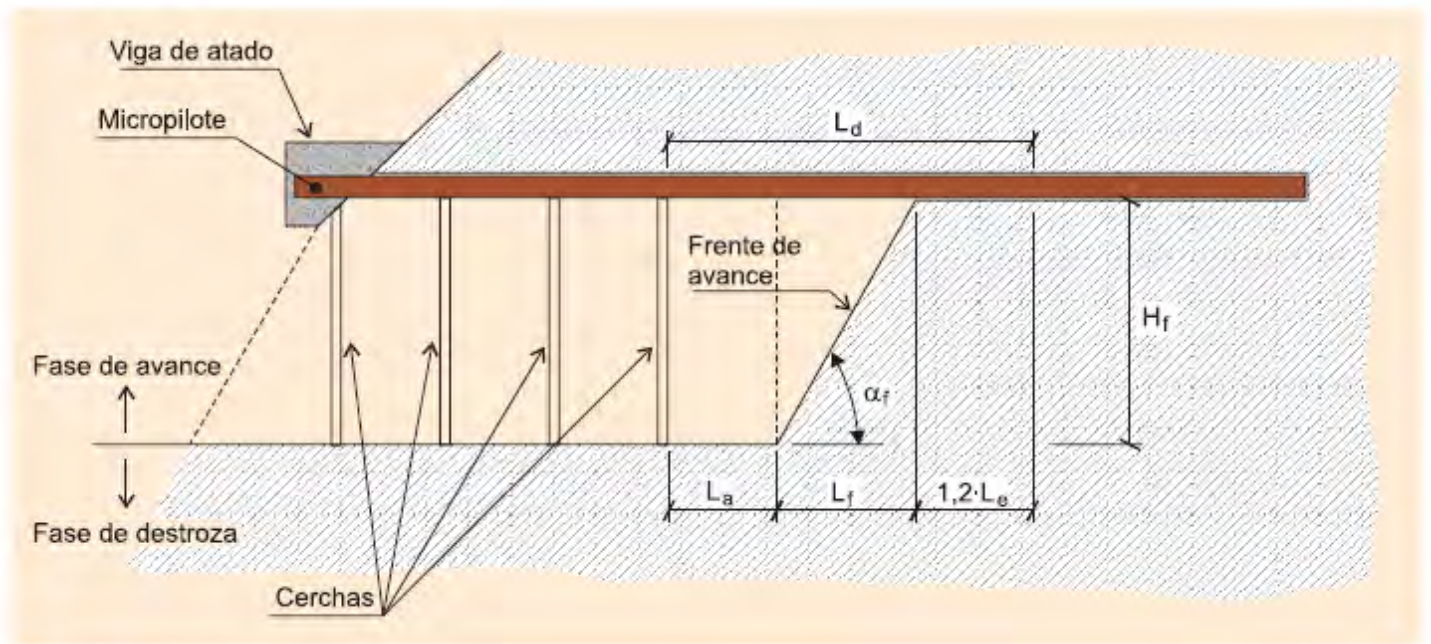
$I_c$ : Momento de inercia de la sección de lechada o mortero (interior)

$E_a$ : Módulo de elasticidad del acero

$I_a$ : Momento de inercia de la sección de acero

**Ilustración 51:**

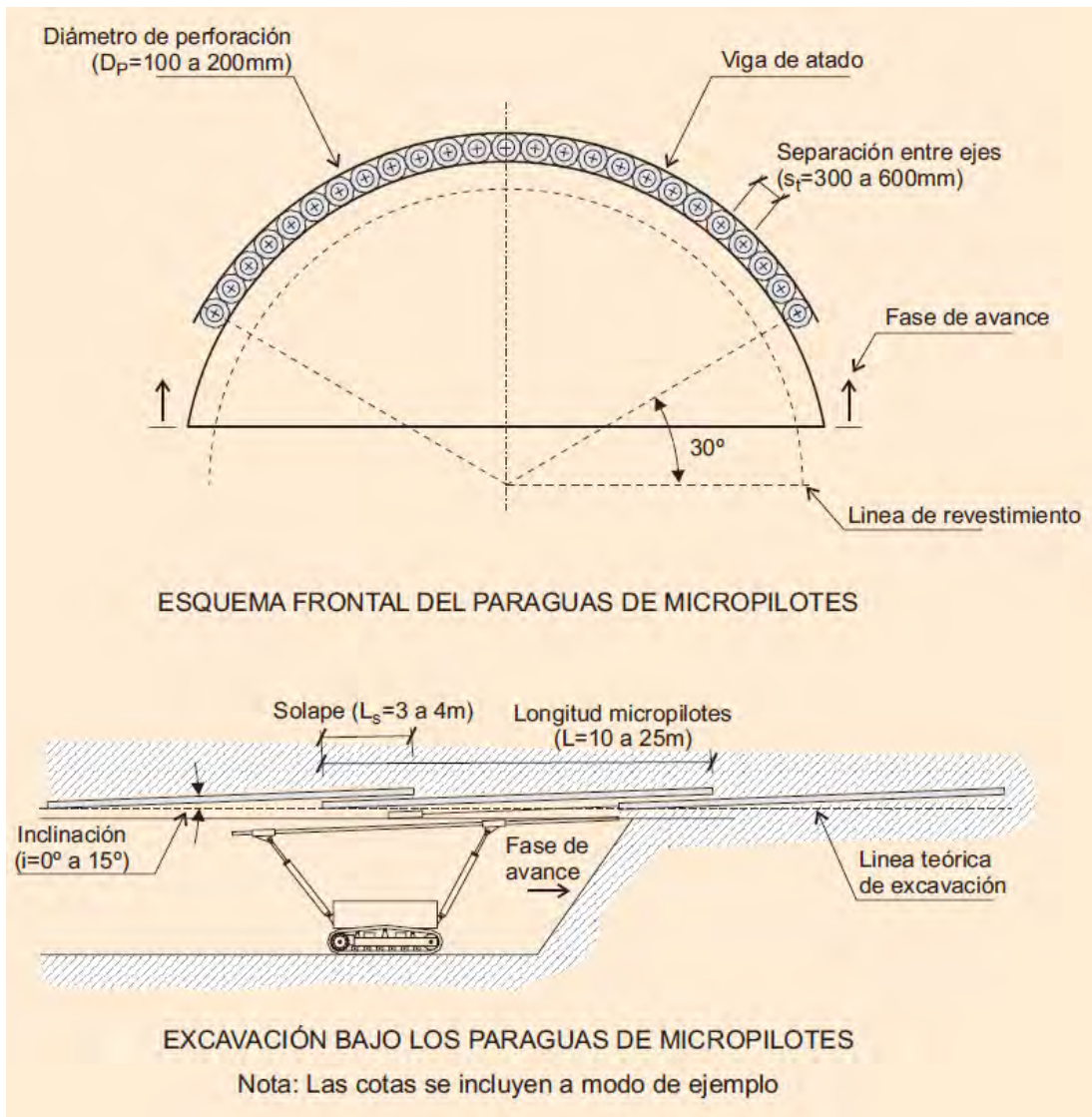
*Esquema geométrico de un tubo del paraguas de micropilotes.*



Fuente: Guía para el proyecto y ejecución de Micropilotes en obras de carretera; España - 2005

**Ilustración 52:**

*Ejemplo de ejecución de un paraguas de micropilotes*



Fuente: Guía para el proyecto y ejecución de Micropilotes en obras de carretera; España - 2005

El peso del terreno que recae sobre cada micropilote puede determinarse, a modo de primera aproximación, mediante la siguiente expresión:

$$q = \gamma_{ap} \cdot h \cdot S \dots\dots\dots Ec (3.11)$$

Donde:

q: Carga de terreno en la zona de influencia de cada micropilote

$\gamma_{ap}$ : Peso específico aparente del terreno

h: Altura del terreno que se considera que gravita sobre el sostenimiento a corto plazo ( $0,5D_t \leq h \leq D_t$ ).

S: Separación entre ejes de micropilotes contiguos

Para la determinación de solicitaciones, resulta habitual la consideración intermedia entre una viga biarticulada y una bien potrada, por lo que los esfuerzos de cálculo se pueden estimar de forma aproximada según las siguientes formulaciones:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot L_d^2}{10} \dots\dots\dots Ec (3.12)$$

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot L_d}{2} \dots\dots\dots Ec (3.13)$$

Donde:

$M_{Ed}$ : Momento flector de cálculo

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante de cálculo

Los valores obtenidos se compararon con las resistencias estructurales definidas en el epígrafe 3.6 de la Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera

Para calcular la resistencia estructural del micropilote a flexión, a cortante o a esfuerzos combinados, consideró únicamente los esfuerzos sobre la armadura tubular del micropilote y se aplicaron los métodos de cálculo de estructuras metálicas.

La resistencia de cálculo de la sección a flexión se determinará de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Si \quad \frac{d_e}{t} \leq \frac{16450}{f_y} \quad \rightarrow \quad M_{c,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_a} F_{u,f}$$

$$Si \quad \frac{16450}{f_y} < \frac{d_e}{t} \leq \frac{21150}{f_y} \quad \rightarrow \quad M_{c,Rd} = W_{el} \frac{f_y}{\gamma_a} F_{u,f}$$

$$W_{pl} = \frac{d_e^3 - d_i^3}{6} \quad ; \quad W_{el} = \frac{\pi [d_e^4 - d_i^4]}{32(d_e)}$$

Siendo:

$d_e$ : Diámetro exterior nominal del tubo

$t$ : espesor de la armadura tubular

$f_y$ : Límite elástico del acero de la armadura tubular

$\gamma_a$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero

$W_{pl}$ : Módulo plástico de la sección

$W_{el}$ : Módulo elástico de la sección

$d_i$ : Diámetro interior nominal del tubo

$F_{u,f}$ , coeficiente de minoración del módulo resistente de la armadura tubular

La resistencia de cálculo de la sección a cortante se determinará de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V_{pl,Rd} = \frac{2A_{Pr}}{\pi} \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{f_y}{\gamma_a} \dots \dots \dots Ec \quad (3.14)$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico del acero de la armadura tubular

$\gamma_a$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero

$A_{Pr}$ : Sección reducida de la armadura tubular de acero

$$A_{Pr} = \frac{\pi}{4} [d_e^2 - d_i^2] \dots \dots \dots Ec \quad (3.15)$$

También se deberá de comprobar la resistencia estructural frente a esfuerzos combinados. La resistencia estructural en secciones sometidas a esfuerzos de flexión y cortante se ve reducida. Para valores pequeños del esfuerzo cortante esta reducción se compensa por el endurecimiento del material por deformación y se puede despreciar. Cuando el esfuerzo cortante sea mayor que la mitad de la resistencia plástica a esfuerzo cortante, se deberá considerar su efecto en el valor de la resistencia de cálculo a flexión.

En tales circunstancias, el valor de cálculo de la resistencia a flexión de la sección, teniendo en cuenta el esfuerzo cortante  $M_{v,Rd}$ , se determinará aplicando un factor de reducción,  $\rho$ . Es decir:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,RD} \quad \rightarrow \quad M_{v,Rd} = M_{c,Rd}$$

$$V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,RD} \quad \rightarrow \quad M_{v,Rd} = (1 - \rho)M_{c,Rd}$$

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \dots\dots\dots Ec (3.16)$$

Siendo:

$M_{v,Rd}$ : Resistencia de cálculo de la sección a flexión, teniendo en cuenta la interacción del esfuerzo cortante.

$M_{c,Rd}$ : Resistencia de cálculo de la sección a flexión (flexión pura).

$\rho$ : Factor de reducción debido a la combinación de esfuerzos.

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido a partir de acciones mayoradas.

$V_{pl,Rd}$ : Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección a esfuerzo cortante.

### **3.8.1.1. Resultados obtenidos en el paraguas del sostenimiento tipo ST-IV en Qmix**

De acuerdo a la aplicación de la metodología de cálculo anteriormente expuesta se deduce que los esfuerzos de flexión y cortante máximos actuantes son de  $M_{ED}= 2,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$  y  $V_{ED}=40,37 \text{ kN}$ .

Se ha considerado una altura representativa de terreno gravitando sobre el paraguas de 10 m y un coeficiente de minoración de la resistencia de los tubos en sus conexiones de 0,75.

El factor de seguridad mínimo obtenido será de 1,84. En una situación de cálculo a corto plazo, un factor de seguridad superior a 1,2 es admisible por lo que queda verificado que el paraguas de micropilotes propuesto tiene una capacidad estructural suficiente para resistir la configuración de esfuerzos a que se encuentra sometido.

A continuación, en la Tabla 47 se resumen los parámetros empleados en el análisis estructural del paraguas y un resumen obtenidos. En la Tabla 48 se muestran los resultados obtenidos en el análisis desarrollado.

**Tabla 48:**

*Resumen de los parámetros empleados en el análisis del paraguas y resultados del paraguas del*

*Sostenimiento Tipo IV*

Parámetros de entrada			Resultados obtenidos		
<b>Micropilotes</b>					
Calidad del acero	ASTM A 53/A 53M o similar				
Límite elástico acero	fy	240 MPa	<b>Longitud de cálculo</b>	1,35	m
Coef. minoración del ace	γa	1,1			
Diámetro exterior armad	de	0,073 m	<b>Carga de cálculo</b>	14,93	KN/m
Diámetro interior armadu	di	0,059 m			
Separación micropilotes	S	0,2 m	<b>Momento de cálculo</b>	2,73	KN·m
Módulo el. Acero	Ea	210000 MPa			
Módulo el. Lechada	Ec	20000 MPa	<b>Cortante de cálculo</b>	40,37	KN
Coef. Minoración conexió	Fu,f	0,75			
<b>Túnel</b>			<b>Resistencia estructural a flexión</b>	5,01	KN·m
Diámetro del túnel	Dt	5,5 m			
Altura frente excavación	Hf	8,79 m	<b>Resistencia a cortante</b>	116,39	KN
Ángulo frente exc.	αf	90 °			
Longitud de avance de ex	La	1 m	<b>F.S.</b>	1,84	
Módulo el. Terreno	E	73 MPa			
Peso esp. Aparente	γap	18,1 KN/m3			

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Tabla 49:**

*Resumen de los resultados obtenidos en el análisis del paraguas del Sosténimiento Tipo IV*

SECCIÓN: ST-IV

<p><b>Parámetros de entrada</b></p> <p><b>Micropilotes</b></p> <p>Calidad del acero <b>ASTM A 53/A 53M</b> o similar</p> <table border="1"> <tr><td>Límite elástico acero</td><td><math>f_y</math></td><td>240 MPa</td></tr> <tr><td>Coef. minoración del acero</td><td><math>\gamma_a</math></td><td>1,1</td></tr> <tr><td>Diámetro exterior armadura</td><td><math>d_e</math></td><td>0,073 m</td></tr> <tr><td>Diámetro interior armadura</td><td><math>d_i</math></td><td>0,059 m</td></tr> <tr><td>Separación micropilotes</td><td><math>S</math></td><td>0,2 m</td></tr> <tr><td>Espesor de la armadura</td><td><math>t</math></td><td>0,007 m</td></tr> <tr><td>Inercia acero micropilote</td><td><math>I_a</math></td><td>7,99186E-07 m<sup>4</sup></td></tr> <tr><td>Inercia lechada micropilote</td><td><math>I_c</math></td><td>5,9481E-07 m<sup>4</sup></td></tr> <tr><td>Módulo el. Acero</td><td><math>E_a</math></td><td>210000 MPa</td></tr> <tr><td>Módulo el. Lechada</td><td><math>E_c</math></td><td>20000 MPa</td></tr> <tr><td>Coef. Minoración conexión</td><td><math>F_{u,f}</math></td><td>0,75</td></tr> </table>	Límite elástico acero	$f_y$	240 MPa	Coef. minoración del acero	$\gamma_a$	1,1	Diámetro exterior armadura	$d_e$	0,073 m	Diámetro interior armadura	$d_i$	0,059 m	Separación micropilotes	$S$	0,2 m	Espesor de la armadura	$t$	0,007 m	Inercia acero micropilote	$I_a$	7,99186E-07 m <sup>4</sup>	Inercia lechada micropilote	$I_c$	5,9481E-07 m <sup>4</sup>	Módulo el. Acero	$E_a$	210000 MPa	Módulo el. Lechada	$E_c$	20000 MPa	Coef. Minoración conexión	$F_{u,f}$	0,75	<p><b>Longitud de cálculo</b></p> $L_d = L_a + L_f + 1,2 \cdot L_e$ $L_f = H_f \cdot ctg(\alpha_f)$ $L_e = \left( \frac{3E_{pl}I_p}{E} \right)^{1/4}$ $E_{pl}I_p = E_c I_c + E_a I_a$ <table border="1"> <tr><td><math>L_f</math></td><td>0,00 m</td></tr> <tr><td><math>L_e</math></td><td>0,29 m</td></tr> <tr><td><math>L_d</math></td><td>1,35 m</td></tr> </table>	$L_f$	0,00 m	$L_e$	0,29 m	$L_d$	1,35 m	<p><b>Resistencia estructural a flexión</b></p> $\frac{d_e}{t} \leq \frac{16450}{f_y} \rightarrow M_{c,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_a} F_{u,f}$ $\frac{16450}{f_y} < \frac{d_e}{t} \leq \frac{21150}{f_y} \rightarrow M_{c,Rd} = W_{el} \frac{f_y}{\gamma_a} F_{u,f}$ $W_{pl} = \frac{d_e^3 - d_i^3}{6}$ $W_{el} = \frac{\pi [d_e^4 - d_i^4]}{32(d_e)}$ <table border="1"> <tr><td><math>W_{pl}</math></td><td>30606,33 mm<sup>3</sup></td></tr> <tr><td><math>W_{el}</math></td><td>21895,50 mm<sup>3</sup></td></tr> <tr><td><math>M_{c,Rd}</math></td><td>5,01 kNm</td></tr> </table>	$W_{pl}$	30606,33 mm <sup>3</sup>	$W_{el}$	21895,50 mm <sup>3</sup>	$M_{c,Rd}$	5,01 kNm	<p><b>Resistencia frente a esfuerzos combinados</b></p> $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow M_{v,Rd} = M_{c,Rd}$ $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow M_{v,Rd} = (1 - \rho) M_{c,Rd}$ $\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$ <p><math>M_{v,Rd}</math> = 5,01 kNm</p>
Límite elástico acero	$f_y$	240 MPa																																														
Coef. minoración del acero	$\gamma_a$	1,1																																														
Diámetro exterior armadura	$d_e$	0,073 m																																														
Diámetro interior armadura	$d_i$	0,059 m																																														
Separación micropilotes	$S$	0,2 m																																														
Espesor de la armadura	$t$	0,007 m																																														
Inercia acero micropilote	$I_a$	7,99186E-07 m <sup>4</sup>																																														
Inercia lechada micropilote	$I_c$	5,9481E-07 m <sup>4</sup>																																														
Módulo el. Acero	$E_a$	210000 MPa																																														
Módulo el. Lechada	$E_c$	20000 MPa																																														
Coef. Minoración conexión	$F_{u,f}$	0,75																																														
$L_f$	0,00 m																																															
$L_e$	0,29 m																																															
$L_d$	1,35 m																																															
$W_{pl}$	30606,33 mm <sup>3</sup>																																															
$W_{el}$	21895,50 mm <sup>3</sup>																																															
$M_{c,Rd}$	5,01 kNm																																															
<p><b>Túnel</b></p> <table border="1"> <tr><td>Diámetro del túnel</td><td><math>D_t</math></td><td>5,5 m</td></tr> <tr><td>Altura frente excavación</td><td><math>H_f</math></td><td>8,79 m</td></tr> <tr><td>Ángulo frente exc.</td><td><math>\alpha_f</math></td><td>90 °</td></tr> <tr><td>Longitud de avance de exc.</td><td><math>L_a</math></td><td>1 m</td></tr> <tr><td>Módulo el. Terreno</td><td><math>E</math></td><td>73 MPa</td></tr> <tr><td>Peso esp. Aparente</td><td><math>\gamma_{ap}</math></td><td>18,1 KN/m<sup>3</sup></td></tr> </table>	Diámetro del túnel	$D_t$	5,5 m	Altura frente excavación	$H_f$	8,79 m	Ángulo frente exc.	$\alpha_f$	90 °	Longitud de avance de exc.	$L_a$	1 m	Módulo el. Terreno	$E$	73 MPa	Peso esp. Aparente	$\gamma_{ap}$	18,1 KN/m <sup>3</sup>	<p><b>Carga de cálculo</b></p> $q = \gamma_{ap} \cdot h \cdot S$ $0,5Dt \leq h \leq Dt$ <table border="1"> <tr><td><math>h</math></td><td>4,13 m</td></tr> <tr><td><math>q</math></td><td>14,93 KN/m</td></tr> </table>	$h$	4,13 m	$q$	14,93 KN/m	<p><b>Resistencia a cortante</b></p> $V_{pl,Rd} = \frac{2A_{pr}}{\pi} \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{f_y}{\gamma_a}$ $A_{pr} = \frac{\pi}{4} [d_e^2 - d_i^2]$ <table border="1"> <tr><td><math>A_{pr}</math></td><td>1451,42 mm<sup>2</sup></td></tr> <tr><td><math>V_{pl,Rd}</math></td><td>116,39 kN</td></tr> </table>	$A_{pr}$	1451,42 mm <sup>2</sup>	$V_{pl,Rd}$	116,39 kN	<p><b>Resultados</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Solicitaciones</th> <th>Resistencias</th> <th>F.S.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>MEd</td> <td>2,73 kNm</td> <td><math>M_{c,Rd}</math> 5,01 kNm</td> <td>1,84</td> </tr> <tr> <td>VEd</td> <td>40,37 kN</td> <td><math>V_{pl,Rd}</math> 116,39 kN</td> <td>2,88</td> </tr> </tbody> </table>		Solicitaciones	Resistencias	F.S.	MEd	2,73 kNm	$M_{c,Rd}$ 5,01 kNm	1,84	VEd	40,37 kN	$V_{pl,Rd}$ 116,39 kN	2,88							
Diámetro del túnel	$D_t$	5,5 m																																														
Altura frente excavación	$H_f$	8,79 m																																														
Ángulo frente exc.	$\alpha_f$	90 °																																														
Longitud de avance de exc.	$L_a$	1 m																																														
Módulo el. Terreno	$E$	73 MPa																																														
Peso esp. Aparente	$\gamma_{ap}$	18,1 KN/m <sup>3</sup>																																														
$h$	4,13 m																																															
$q$	14,93 KN/m																																															
$A_{pr}$	1451,42 mm <sup>2</sup>																																															
$V_{pl,Rd}$	116,39 kN																																															
	Solicitaciones	Resistencias	F.S.																																													
MEd	2,73 kNm	$M_{c,Rd}$ 5,01 kNm	1,84																																													
VEd	40,37 kN	$V_{pl,Rd}$ 116,39 kN	2,88																																													

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

Con estos resultados obtenidos se valida la propuesta, alternativa de paraguas de micropilotes para la sección con Sostenimiento Tipo IV. Se propone un acero que cumpla con la Norma Técnica ASTM 53/A 53 M o similar, con micropilotes de 73 mm de diámetro exterior y 7 mm de espesor, espaciado de 20 cm entre micropilotes y un límite de fluencia de 240 MPa.

También se verifico que la propuesta de paraguas de micropilotes para el Sostenimiento Tipo IV presenta coeficientes de seguridad admisibles, considerablemente superiores a 1,2. Por lo tanto, se da validez a la propuesta.

### **3.8.1.2. Procedimiento de mejora del terreno a través de inyección de paraguas de micropilotes**

Una vez finalizada la perforación del micropilote se procederá a la inyección de lechada de cemento conforme al siguiente procedimiento.

Se efectuaron inyecciones en los taladros de perforación de micropilotes a través de tubos Schedule 40 de 2.5" con válvulas cada metro, empleando un manguito y doble packer para inyectar cada metro de perforación de manera selectiva. Los tubos que conforman el paraguas serán de acero ST-52 o TM-80.

El hueco anular se rellenó previamente con una presión de 0,1 bar. Las presiones efectivas de inyección serán de 2 bares y se mantendrán durante 5 minutos, finalizando con un incremento de presión de 0,5 bares durante 20 segundos. En el caso de no alcanzarse estas presiones, se detendrá la inyección en cada tramo al llegar a 200 kg de materia seca inyectada por metro. Se suspenderá la sesión durante 6 horas para someter de nuevo al taladro a una sesión de inyección.

La lechada de inyección tendrá las siguientes características:

- Cemento Melón Extra o equivalente (finura Blaine mínima 5000 cm<sup>2</sup>/g).

- Superplastificante GLENIUM TC 1301 o equivalente: 1,3% del peso de cemento.
- Relación agua cemento a/c 0,60.
- Viscosidad (medida en cono de Marsh de diámetro 4.76 mm): 33 a 40 segundos.
- Resistencia a compresión simple  $f'_c = 25$  MPa.

### ***3.8.2. Excavación y avance del túnel con inyecciones de micropilotes en depósitos mixtos (Q<sub>mix</sub>)***

#### **3.8.2.1. Descripción del proceso**

La excavación se realizó en el túnel de salida - ZOP (Zona de Operación Portuaria), según la caracterización geomecánica y los estudios geológicos de este tramo del Túnel, la excavación se desarrolló en materiales mixtos - Q<sub>mix</sub> (Arenas, Gravas, Limos, Areniscas Arenosas). Mediante el Nuevo Método Austriaco y métodos convencionales de excavación mecánica; para la sección tipo ST – IV.

Dependiendo de la sección a excavar, las características geotécnicas del terreno y por el método constructivo empleado, la excavación se efectuará con una excavación multifase (6 fases de excavación). Aunque durante el proceso de excavación se podrían subdividir estas fases en secciones parciales, cuando las características del terreno así lo exigieran para garantizar la estabilidad de las secciones excavadas.

Previa al proceso de excavación mecánica, se realizará un tratamiento al frente de excavación el cual incluye, la perforación para inyección de grout o instalación de pernos de fibra de vidrio en el frente; así mismo la instalación de un paraguas de micropilotes, en bóveda de sección, para formar una pre -bóveda de avance de túnel. Posteriormente se procederá a excavar con equipo mecánico (excavadora); siguiendo el seccionamiento de las fases de excavación, definida en el frente de avance (I, II, III, IV, V, VI). Conforme se complete la

excavación de cada fase, se ira evacuando el material de excavación (Qmix), hacia un DME (depósito de materiales excedentes) definido y establecido dentro del proyecto.

### 3.8.2.2. Actividades a ejecutar

El Proceso Constructivo incluye la ejecución de una serie de actividades, que nos aseguren una secuencia constructiva adecuada, minimizando cualquier posible interferencia. Para ello se considera la ejecución de las siguientes actividades:

- Topografía.
- Perforación, instalación e inyección de micropilotes.
- Perforación e inyecciones de Grout en el frente, o Instalación de pernos de fibra de vidrio
- Excavación Mecánica (excavadora), y Evacuación de escombros (Qmix).
- Sostenimiento de avance.



Secuencia de Actividades a ejecutar

### 3.8.2.3. Movilización Interna

La movilización interna del personal se realizará mediante el empleo de camionetas y/o minivan, u otro vehículo previamente aprobado por el Cliente y que cumplirán con los estándares de seguridad de la Obra (revisiones técnicas, certificados de operatividad, etc.), respetando el distanciamiento social obligatorio, y la capacidad de aforo de los vehículos. Principalmente, el

transporte se realizará desde el campamento hacia el frente de trabajo, Zona de Operación Portuaria, lugar donde se ubica el túnel de salida.

#### **3.8.2.4. Instalaciones Temporales**

Para la ejecución del túnel, se tienen instalación de facilidades, que permiten brindar el soporte necesario para la correcta ejecución de las actividades de excavación, siendo estas:

- Módulos o contenedores de oficinas y reuniones.
- Módulos o contenedores para almacén de materiales.
- Carpas industriales para vestíbulos.
- Carpas industriales para comedores.
- Estacionamiento de vehículos.
- Servicios higiénicos, y lavamanos.

#### **3.8.2.5. Proceso Constructivo**

Este tramo de excavación de túnel, para soporte tipo ST-IV, se ha de realizar en depósitos mixtos (Qmix), en la sección completa del túnel; para el cual se ha previsto realizar, el avance del frente mediante una metodología de excavación mecánica multifase, con 04 fases de excavación secuencial. Metodología que nos permite realizar un adecuado control de la excavación, así mismo un seguimiento y control geotécnico de la excavación, en cada fase. Adicionalmente para este proceso constructivo tipo ST-IV, se ejecutará la contraboveda (invert) para cada fase de excavación; teniendo en consideración que en su ejecución se cuente con una distancia de 10m, desde el frente de avance, y su ejecución (colocado de concreto), se realice en pases de 6m.

En esta etapa de proceso de excavación se dispondrá de excavadora hidráulica, como equipo principal para la excavación del frente. Así mismos equipos utilitarios de colocado de

cimbras (camión cimbrero), lanzado de shotcrete (robot), Perforadora Jumbo electro hidráulico y/o Casagrande (C6-2) para colocado e instalación de micropilotes, bombas de inyección. Y equipos para traslado de material eólico hacia DME (volquetes y cargador frontal).

### 3.8.2.6. Longitudes y Tramos de Excavación del Túnel Tipo ST - IV

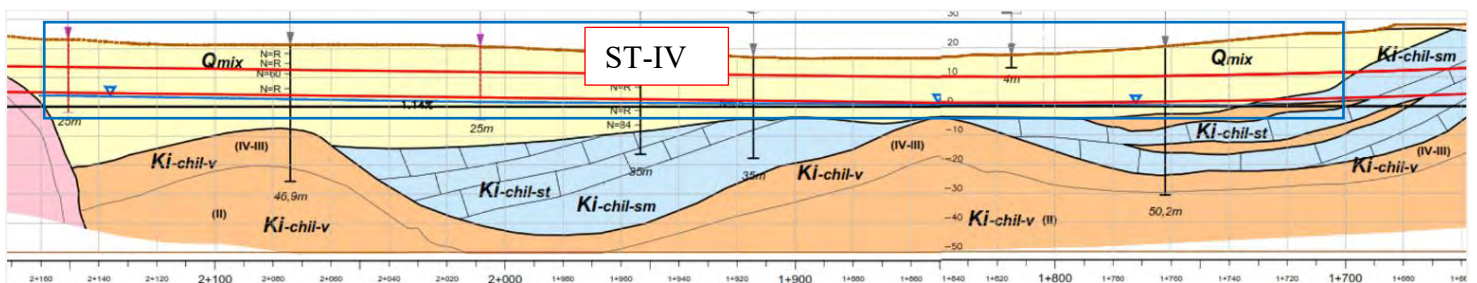
El tramo de túnel tipo ST – IV, que corresponden a una excavación multifase de 04 fases (I, II, III, IV), para depósitos mixtos (Qmix), se visualizan en el siguiente cuadro, así mismo se muestra la sección, y vista en planta:

**Tabla 50:**  
*Tramo ST-IV*

ZONA	Pk inicio	Pk Fin	Longitud (m)
IV	1+720.00	2+163.64	443.64

Fuente: Elaboración Propia

**Ilustración 53:**  
*Sección Longitudinal Tramo ST-IV.*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Ilustración 54:**

*Vista planta, Tramo ST-IV.*



Fuente: Elaboración Propia

**Ilustración 55:**

*Frente de excavación túnel de salida – ZOP (Qmix-Ri).*



Fuente: Elaboración Propia

### 3.8.2.7. Aplicación Metodología de Excavación para Sección Tipo ST - IV

El proceso de excavación, para sección de tipo ST-IV, implica seguir una metodología secuencial y detallada durante su ejecución, es por ello que cuando se alcance la progresiva estimada de cambio a **material mixto – Qmix, PK: 2+164**; el frente se encontrara en toda su sección cubierta de materia mixto (al 100%).

A partir de esa progresiva, se ejecutará una secuencia constructiva de VI fases de excavación, que implica ejecutar 2 galerías superiores en ROOF y 02 fases de banco inferiores para completar la sección de excavación de túnel, y finalmente ejecutar la última fase de ejecución de contra-bóveda de túnel. Estas fases se complementan con una fase intermedia de demolición de cimbra temporal en zona de ROOF, para la excavación entre bóveda y banco de túnel.

Cabe mencionar que, bajo ciertas consideraciones y evaluaciones in situ de campo, se puede reevaluar las progresiva de intercambio, siendo estas:

- El frente de avance se encuentre cubierto parcialmente por material mixto.
- La seccion de la fase II, se encuentre cubierta en su parte superior y parte del hastial por material mixto.
- La seccion de la fase II, se encuentre parcialmente o en su totalidad cubierta por roca.
- El piso de la seccion del tunel se encuentre litologia rocosa en toda su base.

### **Ilustración 56:**

#### *Excavación mecánica de sección tipo ST IV*

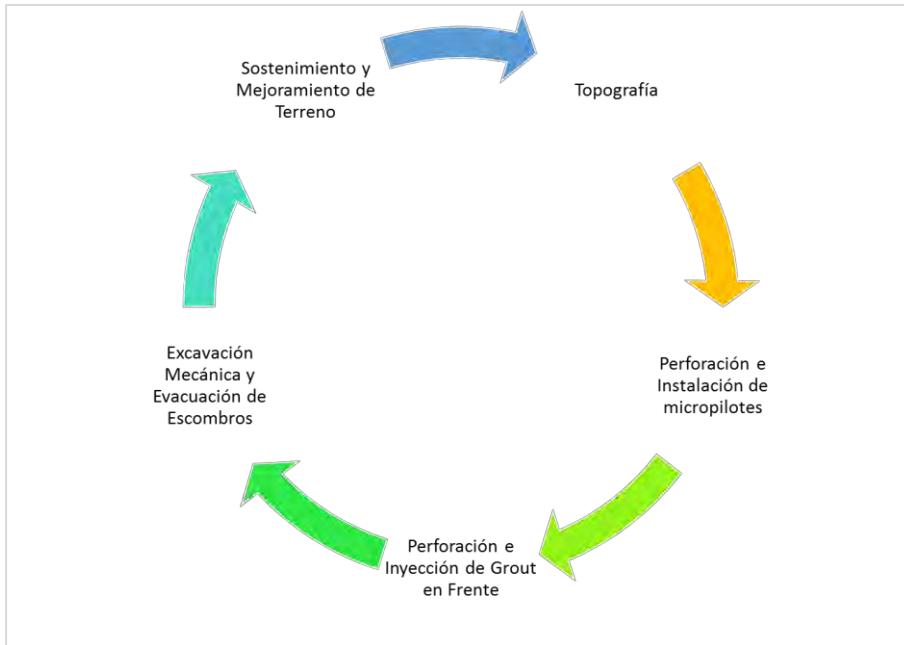


Fuente: Elaboración Propia

### **3.8.3. Ciclo de excavación**

Atendiendo al diseño de ingeniería para este tramo de excavación, se ha definido la excavación del frente de avance, con una metodología de excavación mecánica multifase, con 06 fases de excavación secuencial, con longitudes de avance de 1.0 m para fase I, II; 2.0 m para fase III, IV, V y 6 m para fase VI. Para ello se tendrá en consideración la siguiente secuencia de actividades, que forman el ciclo de excavación del túnel:

- Topografía.
- Perforación, instalación e inyección de micropilotes.
- Perforación e inyección de grout en el frente.
- Excavación Mecánica y evacuación de escombros.
- Sostenimiento y mejoramiento de terreno.



## Ciclo de Excavación

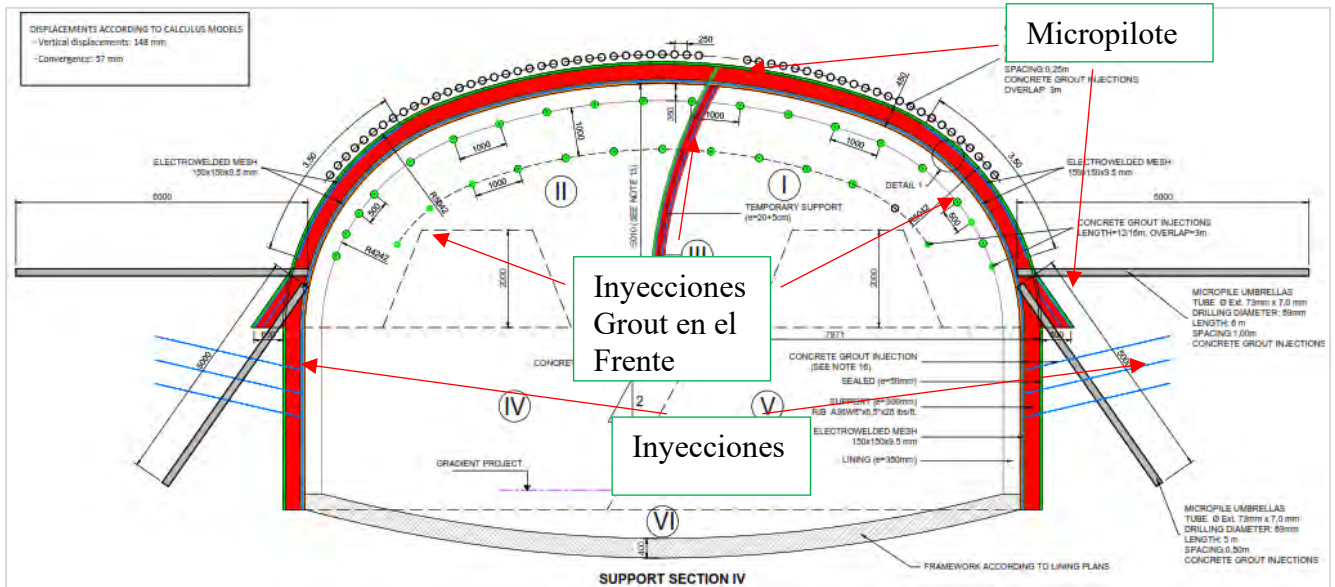
### 3.8.3.1. Topografía y marcado de sección

Esta actividad comprende todos los trabajos necesarios, para el replanteo y marcado de la sección del túnel. Para lo cual se tuvo en cuenta los puntos de control topográfico (BM, Estaciones libres) preestablecidos e identificados en campo, los cuales han de tener coordenadas UTM, en el datum especificado del proyecto. Para ello se contó en campo con una cuadrilla de topografía permanente, quienes están encargados de verificar los controles topográficos de excavación, azimut, verticalidades, y perforaciones.

Para el marcado topográfico de la sección a excavar se tendrá en cuenta las 04 áreas que definen las fases de excavación, así también como el marcado de la distribución de los micropilotes ubicados en bóveda de sección; los taladros de inyección de frente, y el seccionamiento de las paredes del túnel, tal como se muestra en la Ilustración 57.

## Ilustración 57:

Sección típica de marcado topográfico – ST – IV (fases excavación, I, II, III, IV, V, VI)



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### 3.8.3.2. Límites de Excavación

Durante el proceso de excavación no se excavará más allá de las líneas y pendientes mostradas en los planos. Se deberán tomar todas las precauciones necesarias para preservar, en condiciones inalteradas, todo el material localizado fuera de los límites de excavación. Si en la sección de túnel, el material sea susceptibles de caer o deslizarse, estos se deberán remover, teniendo en cuenta la indicación de especialista, para luego ser depositado en los DME.

### *Tolerancias*

Las tolerancias que se consideró, para la excavación y sus elementos dentro de proceso constructivo, fueron:

**Tabla 51:**

*Tolerancias en excavación*

<b>ELEMENTO</b>	<b>RANGO TOLERANCIA</b>
Desplazamiento vertical	16.50 mm
Convergencia	9.32 mm
Instalación de cimbras (exterior a sección teórica)	100 mm
Sobre excavación	0.20 m (roca) 0.50 – 0.70 cm (eólico). 0.30 – 0.50 cm (mixto)
Avance en el frente (span)	0.80 m

Fuente: Elaboración Propia

#### **3.8.4. Perforación e instalación de micropilotes.**

##### **3.8.4.1. Perforación de Micropilotes.**

Para la perforación e instalación de micropilotes, se realizó mediante el empleo de la perforadora CASAGRANDE C6 (ficha técnica en Anexo 4), o la perforadora JUMBO, para lo cual se tendrá en consideración lo siguiente:

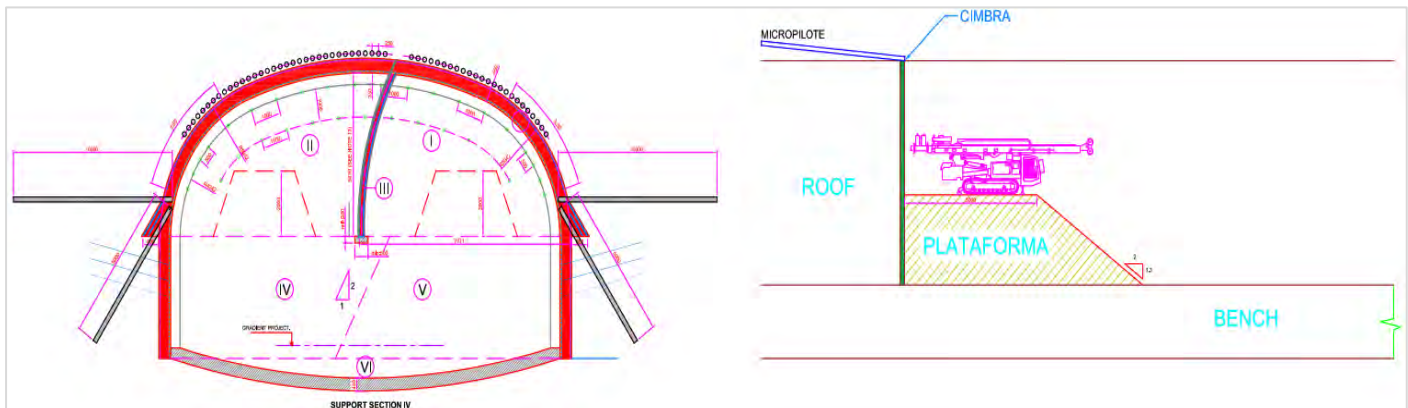
**CASAGRANDE C6:** para el uso de la perforadora, se acondiciono una plataforma de 3.0 m a 5.0 m, desde la cara del frente del túnel hacia la salida del túnel, cuya altura de la plataforma respecto al eje de la bóveda del túnel sea entre 4.0 m a 6.0 m, y según la necesidad del posicionamiento del equipo. Esta área será para la maniobra y posicionamiento del equipo de perforación CASAGRANDE C6; para realizar la perforación de taladros para los micropilotes.

Conformada la plataforma y realizado el marcado de la ubicación de los micropilotes, el equipo Casagrande se encargará de ejecutar la perforación del taladro a la longitud requerida para la instalación del micropilote.

La instalación de los micropilotes se realizará de manera independiente a la perforación; una vez culminado la perforación del taladro se ejecutará la instalación del micropilote, introduciendo la tubería en el taladro realizado. Durante el proceso de instalación de los micropilotes, se empleará el uso de equipo manipulador de cimbras, y/u otro equipo sobre el cual se pueda permitir el manipuleo y soldadura de la tubería del micropilote en la bóveda del túnel.

### **Ilustración 58:**

#### *Acondicionamiento plataforma para CASAGRANDE C6*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**JUMBO DJ2A:** Para la perforación e instalación de micropilotes con el equipo jumbo se realizará a nivel de piso de la sección **ROOF**. Teniendo en consideración la marcación y ubicación de los micropilotes en bóveda a ser perforados y posteriormente instalados. La perforación y colocado de micropilote con este equipo se realizará de manera simultánea con la tubería del micropilote. Teniendo en consideración las longitudes mínimas de traslape de 3.0 m. para el siguiente pase del paraguas de micropilotes.

La disposición de micropilotes,  $\varnothing$  ext: 73 mm x 7.0 mm se han de perforar con una inclinación de 5° máxima sobre el eje de la perforación del micropilote, espaciados a 0.25 m y un diámetro de perforación de 89 mm. teniendo una distribución en bóveda para la **fase I**: 24 unidades, **fase II**: 34 unidades. Sin embargo, si las condiciones del terreno y la excavación lo ameriten el espaciamiento y distribución entre pilotes puede variar (incrementar), previa validación e indicación del especialista.

### **Ilustración 59:**

#### *Perforación e Instalación de Micropilotes*



Fuente: Elaboración Propia

#### **3.8.4.2. Inyección de Micropilotes.**

Una vez finalizada la perforación del paraguas e instalados los micropilotes; se procederá a su inyección teniendo como principio que la inyección de la lechada de cemento (grout) solo busca el relleno de cavidad del micropilote y el espacio anular entre la barra de acero y las paredes de la perforación, por tanto, será una inyección única (IU), por ser un micropilote de

acero sólido. Para ello y de acuerdo al **Procedimiento de Inyección de Micropilote**, se ha de ejecutar y verificar lo siguiente para la inyección:

- La correcta instalación del micropilote, segmento / espiga sobresaliente (5 – 10 cm).
- Correcta obturación del extremo exterior del micropilote; con uso de packer mecánico u otro medio que permita el sellado del micropilote, punto por donde ha de ingresar la lechada de cemento (grout).
- Presiones de inyección efectivas de 2 Kg/cm<sup>2</sup> (2 bar), dicha presión se mantendrá durante 5 minutos, o se visualice el rechazo de grout por la tubería, y elevando la presión a 0.5 Kg/cm<sup>2</sup>, durante los últimos 20 seg; para finalizar la inyección del micropilote.
- La lechada de inyección tendrá las siguientes características:
  - Cemento V o HS Extra o equivalente (finura Blaine mínima 5000 cm<sup>2</sup>/g).
  - Superplastificante Plastol 20+, 0.35%.
  - Relación agua cemento a/c 0,60.
  - Viscosidad cono de marsh 33 – 40 seg
  - Resistencia a compresión simple  $f'c = 25$  MPa.

## **Ilustración 60:**

### *Inyección de Micropilotes*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

#### **3.8.4.3. Perforación, inyección de grout en el frente.**

Con la finalidad de mejorar las características geotécnicas del terreno a excavar, en este tramo de depósitos mixtos -Qmix; la presente metodología de excavación multifase, considera realizar la inyección de grout (lechada de cemento), en el frente de túnel, como tratamiento previo al inicio de la excavación y durante la excavación del frente de avance.

Para ello se realizarán perforaciones horizontales en el frente de avance, de longitudes variables de (L:20m / 12 m), según indicación; la cantidad y la ubicación variarán dependiendo de la sección a excavar, siendo estas, para la **fase I**: 15 taladros de inyección, **fase II**: 18 taladros de inyección.

Las perforaciones de los taladros de inyección, se realizarán con perforadora Casagrande C6 o Jumbo DJ2A, siguiendo los criterios operativos y técnicos ya mencionados para la perforación de micropilotes.

### ***Inyecciones de Grout en el frente.***

Una vez finalizada la perforación de taladros en el frente de túnel; se procederá a la respectiva inyección de lecha de cemento (Grout) en los taladros ejecutados; para ello se tendrá en consideración que la inyección será única (IU), que se realizara mediante el empleo de tubos de PVC de 2.5” de diámetro, los cuales están perforadas, en forma de cruz, espaciadas a cada 0.50 – 0.75 cm; cuyo diámetro de agujero será 10 – 15 mm; por dichas perforaciones ingresara la lechada de cemento hacia el terreno a mejorar. Sin embargo, se optará el empleo de la inyección continúa y de relleno del taladro de perforación mediante el empleo de la perforadora C6, que una vez se encuentre perforado el taladro a consolidar, se inyectará lechada de cemento en retirada, rellenando el taladro en su totalidad.

Para la inyección, el hueco anular se rellenará previamente con una presión de 0.1 bar. Las presiones efectivas de inyección serán de 2 bares y se mantendrán durante 5 minutos, finalizando con un incremento de presión de 0,5 bares durante 20 segundos. En el caso de no alcanzarse estas presiones, se detendrá la inyección en cada tramo al llegar a 200 kg de mezcla seca inyectada por metro Durante el proceso de inyección se tendrá en consideración:

- La correcta instalación de la tubería de PVC.
- Correcta obturación dentro de la tubería de PVC; con uso de packer mecánico u otro medio que permita el sellado de la tubería en el punto por donde ha de ingresar la lechada de cemento (grout).
- Presiones de inyección de 0.1 bar. Para relleno de cavidad tubular (espacio anular - espacio vacío entre la tubería de PVC y la pared del taladro).
- La lechada de inyección tendrá las siguientes características:
  - Cemento V o HS Extra o equivalente (finura Blaine mínima 5000 cm<sup>2</sup>/g).

- Superplastificante Plastol 20+, 0.35%.
- Relación agua cemento a/c 0,60.
- Resistencia a compresión simple  $f^c = 25$  MPa.

**Ilustración 61:**

*Imagen referencial tubería perforada PVC*



Fuente: Elaboración Propia

**3.8.4.4. Excavación mecánica, evacuación de escombros.**

Esta actividad comprende la ejecución del avance del túnel, aplicando la metodología; excavación mecánica, con 6 fases de excavación secuencial, con el uso de la excavadora y retroexcavadora como primer paso se realizará la excavación de la fase I. Las fases II, III, IV, V, VI; se ejecutarán conforme se realice el avance del frente y se tenga la distancia mínima entre cada fase de excavación.

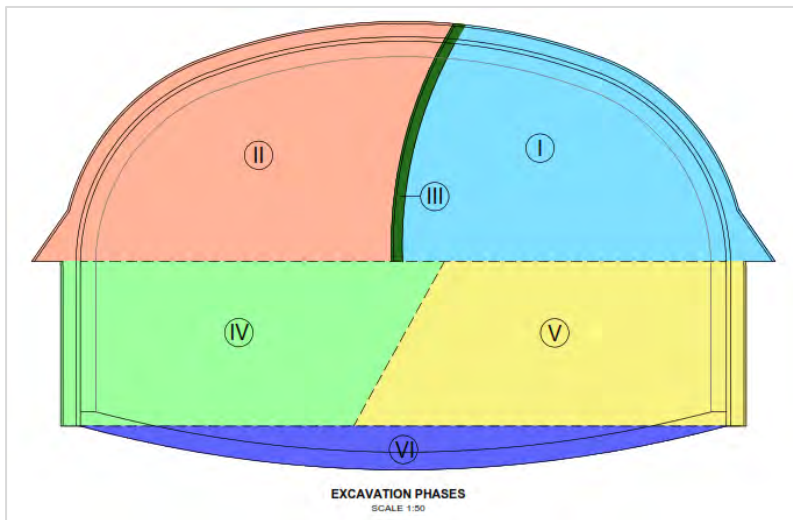
La excavación multifase mantiene un orden, secuencia de construcción y excavación, donde se tiene un control de distancia entre fase y fase, teniendo un pase máximo (avance) de excavación de 1.0 m en las fases I, II; y 2.0 m para la fase III, IV, V, y 6.0 m para la fase VI. Durante la excavación del frente, se consideran realizar avances de 1 m, para la instalación de las

cimbras parciales de la sección I, II, del ROOF, adicionalmente se mantendrá un rango de sobre - excavación en dirección del avance de 0.50 m, como tolerancia de excavación para maniobras de colocado de cimbra en el frente.

Para ello se tuvo las siguientes fases de construcción para ST-IV:

**Ilustración 62:**

*Fases de Excavación de Túnel – Tipo ST-IV*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

Del esquema mostrado, la presente metodología, considera la construcción de 02 galerías de excavación para cada fase respectivamente. En primer lugar, se realiza la apertura de la galería derecha (fase I) colocando un soporte temporal intermedio con la fase subsecuente; cuando se tenga un avance de 10 m, se iniciará con la excavación de la galería izquierda (fase II); la fase III consiste en el retiro y demolición de la cimbra temporal; cuando se tenga un diferencia en el avance entre la fase III, hacia la fase IV de 20 m, se podrá iniciar con la excavación del banco izquierdo correspondiente a la fase IV; y con un desfase de 10 m, con la fase IV, se iniciara con la excavación del banco derecho de la fase V; finalmente se procederá a ejecutar la fase VI de contrabóveda (invert), con un desfase de 10m con la fase V.

**Fase I:** excavación y soporte de galería lado derecho y soporte temporal según tramo de apoyo; el pase será de 1 m; 5 cm de shotcrete de sellado; se colocará malla electrosoldada según esquema de soporte; luego se colocará el marco de acero (cimbra) y se proyectará shotcrete de 30 cm de espesor.

**Fase II:** con un desfase mínimo de 10 m respecto a la fase anterior; excavación y soporte de galería lado izquierdo según esquema de soporte; el pase será de 1 m; 5 cm de shotcrete de sellado; se colocará malla electrosoldada según esquema de soporte; luego se colocará el marco de acero y se proyectará shotcrete de 30 cm de espesor.

**Fase III:** demolición de soporte temporal. el pase será de 2 m; la distancia desde la fase II será de 2 m y se deberá colocar la segunda capa del soporte, con refuerzo de malla electrosoldada.

**Fase IV:** con un desfase mínimo de 20 m respecto a la fase anterior, la excavación y soporte de banco izquierdo según esquema de soporte, el pase será de 2 m, 5 cm de shotcrete de sellado, luego se colocará marco de acero y se proyectará shotcrete de 40 cm de espesor y se deberá colocar refuerzos mediante malla electrosoldada. antes del próximo pase de excavación deben realizarse inyecciones en los hastiales.

**Fase V:** con un desfase mínimo de 10 m respecto a la fase anterior, la excavación y soporte del banco derecho según esquema de soporte, el pase será de 2 m, 5 cm de shotcrete de sellado, luego se colocará marco de acero y se proyectará shotcrete de 40 cm de espesor y se deberá colocar refuerzos mediante malla electrosoldada, antes del próximo pase de excavación deben realizarse inyecciones en los hastiales.

**Fase VI:** el INVERT de la galería debe ser ejecutado a una distancia máxima de 10 m de la fase anterior en pases de 6 metros.

La instalación del revestimiento (LINING) con el soporte completo y una vez estabilizados los tramos de excavación con velocidades de convergencia inferiores a 0,1 mm en 30 días.

#### **3.8.4.5. Fases de excavación**

##### **1) Fase I - Excavación Galería Derecha**

Previo al inicio de la excavación se delimitará topográficamente los límites de sección a excavar de la galería derecha.

Para ejecutar esta fase de excavación, previamente se debe tener instalado el paraguas de micropilotes, y la inyección de tubos de PVC en el frente de avance. Completada la verificación de los elementos de pre soporte de avance, se iniciará con la excavación de la galería derecha en bóveda, en avance de 1.0 m, por pase de excavación; durante el proceso de avance de excavación se acondicionará un machón central de altura 2.0 m, y base de 3.8 m aprox, para control de posibles empujes del frente de excavación. Culminada la excavación de la galería se procederá a colocar el sostenimiento indicado en los planos de construcción, considerando que en el hastial derecho el soporte instalado será parte del definitivo, y en el lado opuesto del hastial de la galería (parte central), será un soporte temporal el cual se ira retirando conforme se complete la excavación total de la bóveda del túnel.

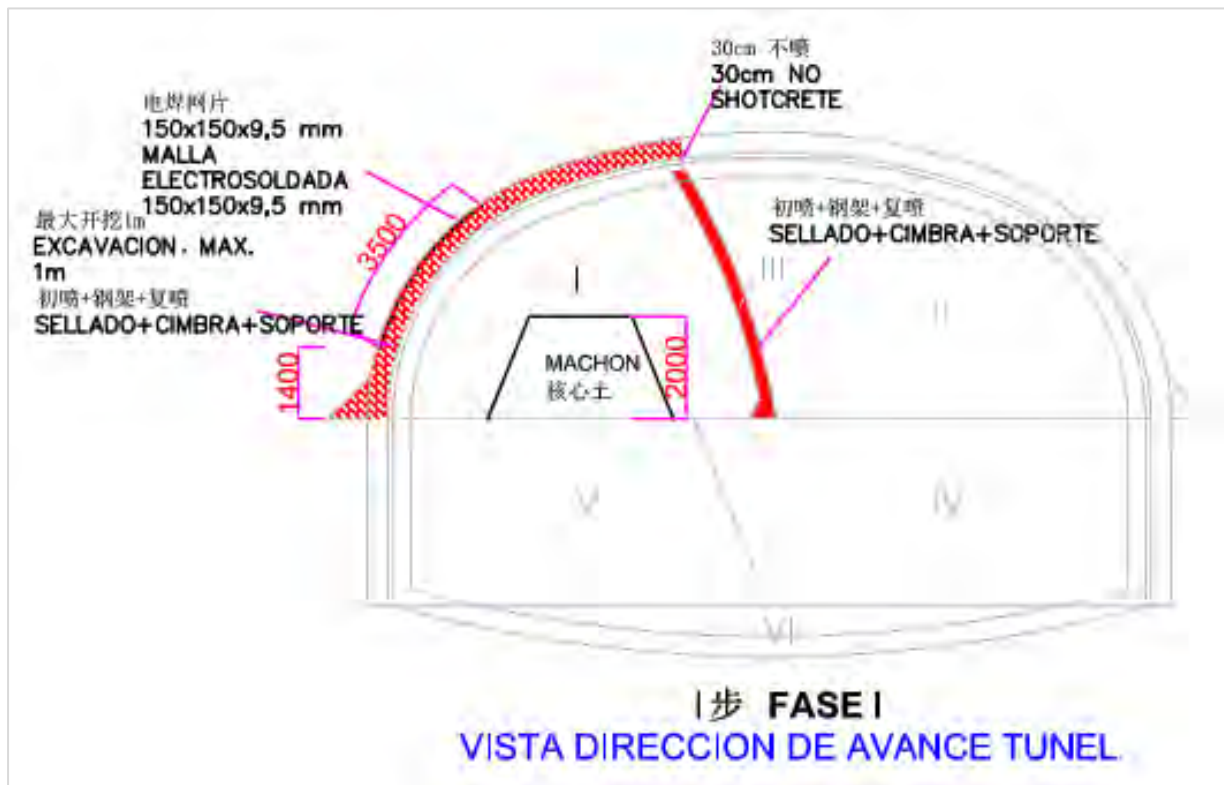
La ejecución de esta galería contempla realizar una sobre abertura o sobre ancho de excavación en la base inferior del hastial derecho, para la instalación de la cimbra con pata de elefante. En la parte superior de la cimbra temporal se considera dejar una abertura de 30 cm, sin shotcrete de modo esta abertura permita que la cimbra de empalme de bóveda quede libre para su instalación.

Completada la excavación de la galería derecha, se procederá con la instalación del soporte indicado, de la siguiente manera:

- Shotcrete preventivo con fibra, metálica o sintética de 35 Mpa, espesor de 5 cm en sección de excavación.
- Instalación de cimbra metálica en hastial derecho (A36W8"x6.5"x 28 lb/ft); cimbra temporal (parte central; A36W6"x6"x15 lb/ft). Y colocado de malla electrosoldada de 3.50 m de longitud, a 1.4 m del piso de excavación en hastial derecho.
- Shotcrete con fibra metálica o sintética de 35 Mpa, de recubrimiento sobre cimbra, espesor de 30 cm; en hastial derecho y bóveda; 20 cm, sobre cimbra temporal.
- Shotcrete con absorción de energía promedio de 700 J.

### Ilustración 63:

*Fases de Excavación Galería Derecha.*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

## 2) Fase II – Excavación Galería Izquierda

Para ejecutar esta fase de excavación, previamente se debe tener instalado el paraguas de micropilotes, y la inyección de tubos de PVC en el frente de avance. Completada la verificación de los elementos de pre soporte de avance, se iniciará con la excavación de la galería Izquierda en bóveda, en **avance de 1.0 m**, por pase de excavación; durante el proceso de avance de excavación se acondicionará un machón central de altura 2.0 m, y base de 3.8 m aprox, para control de posibles empujes del frente de excavación. Culminada la excavación de la galería se procederá a colocar el sostenimiento indicado en los planos de construcción, considerando que en el hastial izquierdo el soporte instalado será parte del definitivo.

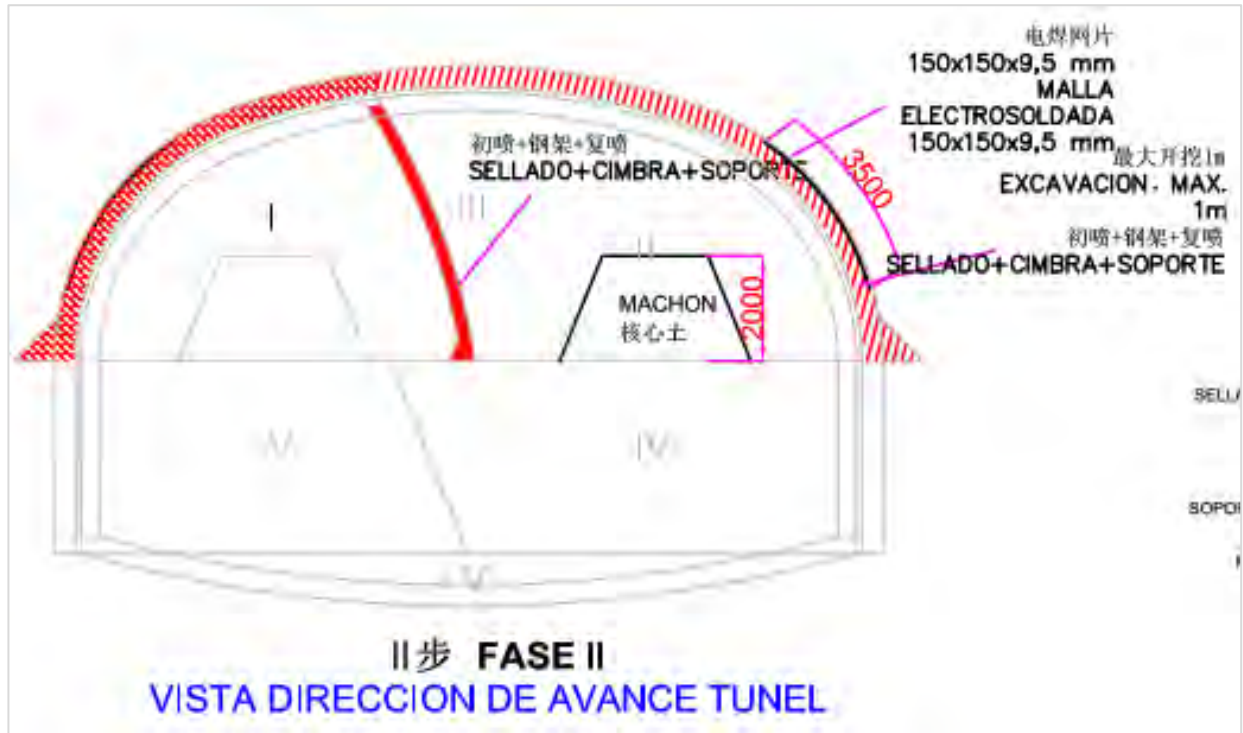
La ejecución de esta galería contempla ejecutar una sobre abertura o sobre ancho de excavación en la base inferior del hastial izquierdo, para la instalación de la cimbra con pata de elefante; completándose así en esta fase el colocado de la cimbra correspondiente a la bóveda del túnel.

Completada la excavación de la galería izquierda, se procederá con la instalación del soporte indicado, de la siguiente manera:

- Shotcrete preventivo con fibra, metálica o sintética de 35 Mpa, espesor de 5 cm en sección de excavación.
- Instalación de cimbra metálica en hastial izquierdo (A36W8"x6.5"x 28 lb/ft); colocado de malla electrosoldada de 3.50 m de longitud, a 1.4 m del piso de excavación, en hastial izquierdo.
- Shotcrete con fibra metálica o sintética de 35 Mpa, de recubrimiento sobre cimbra, espesor de 30 cm; en hastial izquierdo y bóveda.
- Shotcrete con absorción de energía promedio de 700 J.

## Ilustración 64:

### Fases de Excavación Galería Izquierda



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### 3) Fase III – Demolición, Retiro de Cimbra Temporal y Reforzamiento de Hastiales

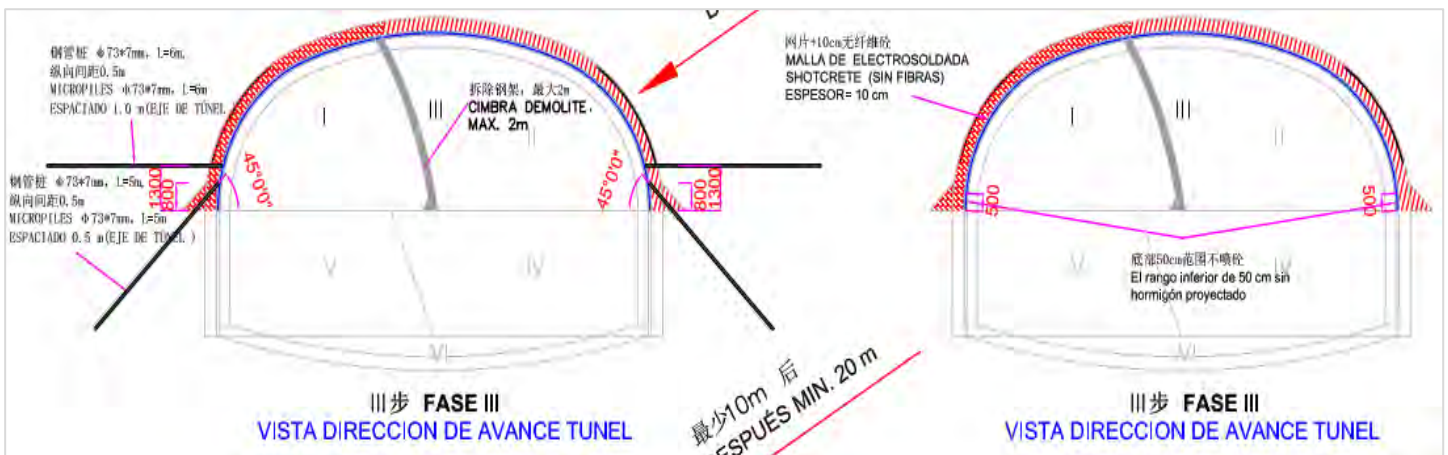
Para esta fase se considera la demolición de la cimbra temporal entre la fase I y II; con un desfase entre la fase II y III, de 2 m, esta actividad consiste en el retiro del soporte temporal mediante el uso martillo hidráulico para demolición del shotcrete temporal, y empleo de martillos eléctrico manuales, para trabajos puntuales de percutado de uniones y empalmes de cimbra, con uso de camión cimbrero.

En esta etapa se instalarán micropilotes de refuerzo para los hastiales de túnel, **Ø ext: 73 mm x 7.0 mm**, longitudes de 6m, espaciados a 1m en dirección perpendicular a la pared de túnel a una altura de 1.3 m del piso de excavación; y micropilotes de longitud de 5m espaciados a

0.5m, con un ángulo de inclinación de 45° en negativo, con respecto al hastial de túnel, a una altura de 0.8m del piso de excavación.

Adicionalmente en esta fase se colocará malla electrosoldada de refuerzo de 150x150x9.5mm, en la sección; sobre la pared de shotcrete existente, dejando 01 cocada de traslape mínimo entre malla (0.15 – 0.20 m), una vez colocada la malla electrosoldada se proyectará shotcrete sin fibra, espesor de 10 cm, como recubrimiento final de soporte sobre malla.

**Ilustración 65:**  
*Demolición de Cimbra Temporal – Reforzamiento Hastiales*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

#### 4) Fase IV – Excavación Banco Izquierdo

Completada la excavación de la bóveda (fase I, II) y ejecutadas las mejoras del terreno (fase III); se realizará la excavación del banco izquierdo de la fase IV, con un desfase de 20 m, con la fase III; mediante el empleo de equipo mecánico, excavadora, y retroexcavadora Esta etapa comprende llevar la excavación a piso de rasante de sección. Así mismo previo a la excavación se realizarán inyecciones de mejoras en el terreno con tubería de PVC de 2.5”, longitud 5.0 m, dispuestos adyacentemente al hastial de excavación formando un ángulo de 30°;

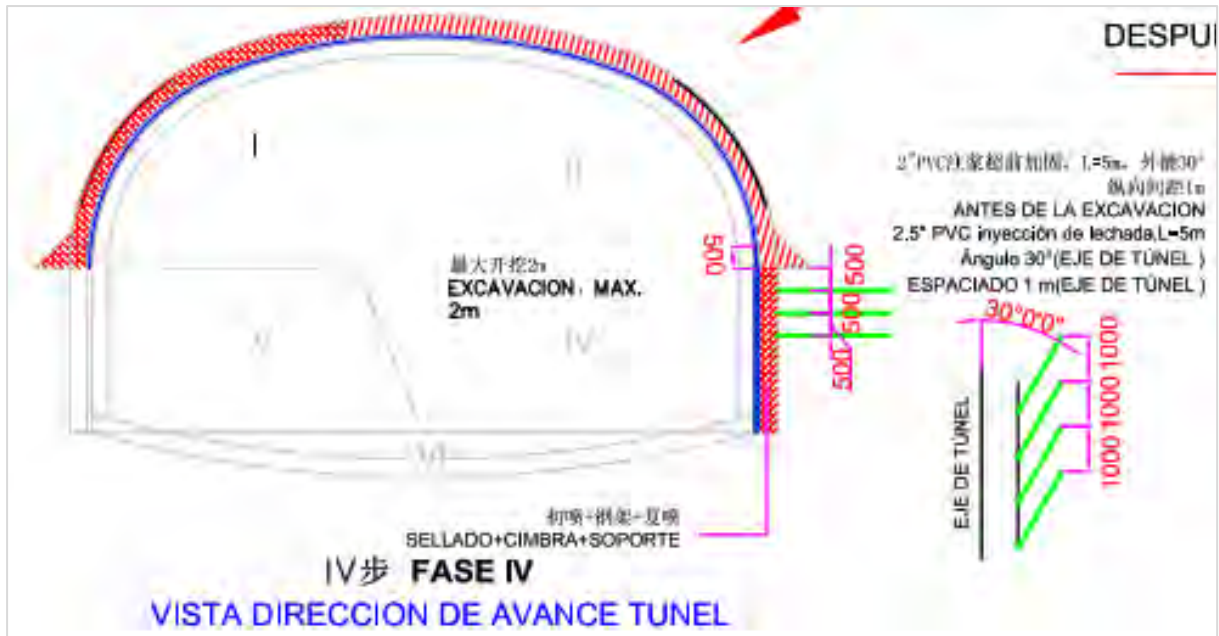
espaciados verticalmente a 0.50 m, desde la pata de elefante, y 1.0 m en dirección del avance, considerando 03 taladros de inyección por metro.

Completada la excavación del banco izquierdo, se procederá con la instalación del soporte indicado, de la siguiente manera:

- Shotcrete preventivo con fibra, metálica o sintética de 35 Mpa, espesor de 5 cm en sección de excavación.
- Instalación de cimbra metálica en hastial izquierdo (A36W8"x6.5"x 28 lb/ft).
- Shotcrete con fibra metálica o sintética de 35 Mpa, de recubrimiento sobre cimbra, espesor de 30 cm; en hastial izquierdo y bóveda.

#### Ilustración 66:

##### *Fases de Excavación IV – Excavación Banco Izquierdo*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

5) Fase V – Excavación Banco Derecho

Completada la excavación del hastial izquierdo, y teniendo un desfase de 10 m, con la fase IV; se procederá a la excavación del banco derecho de la fase V, mediante el empleo de equipo mecánico, excavadora, y retroexcavadora. Esta etapa comprende completar la excavación del túnel a sección completa. Así mismo previo a la excavación se realizarán inyecciones de mejoras en el terreno con tubería de PVC de 2.5", longitud 5.0 m, dispuestos adyacentemente al hastial de excavación formando un ángulo de 30°; espaciados verticalmente a 0.50 m, desde la pata de elefante, y 1.0 m en dirección del avance, considerando 03 taladros de inyección por metro.

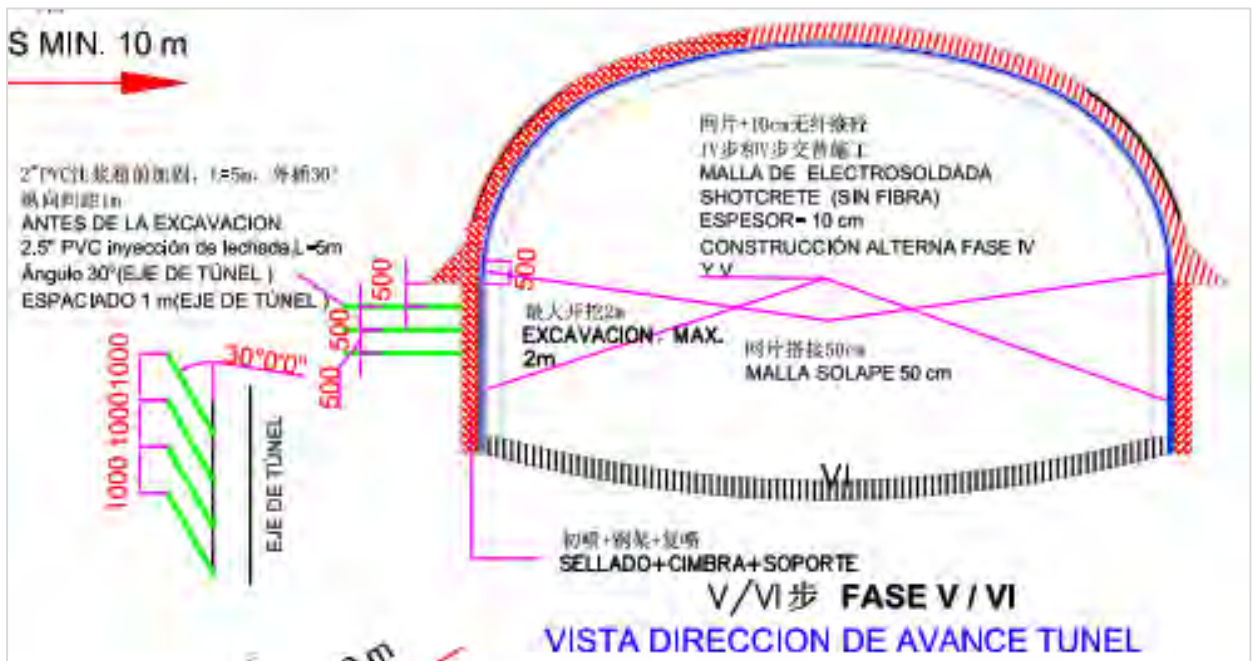
En esta fase se realiza el colocado de la malla electrosoldada, en ambos hastiales de túnel, completándose así la instalación de la malla en sección completa.

Completada la excavación del banco derecho, se procederá con la instalación del soporte indicado, de la siguiente manera:

- Shotcrete preventivo con fibra, metálica o sintética de 35 Mpa, espesor de 5 cm en sección de excavación.
- Instalación de cimbra metálica en hastial izquierdo (A36W8"x6.5"x 28 lb/ft).
- Shotcrete con fibra metálica o sintética de 35 Mpa, de recubrimiento sobre cimbra, espesor de 30 cm; en hastial izquierdo y bóveda.
- Colocado de malla electrosoldada en hastiales.
- Shotcrete sin fibra, sobre malla electrosoldada, espesor 10 cm.

### Ilustración 67:

#### Fases de Excavación IV – Excavación Banco Derecho



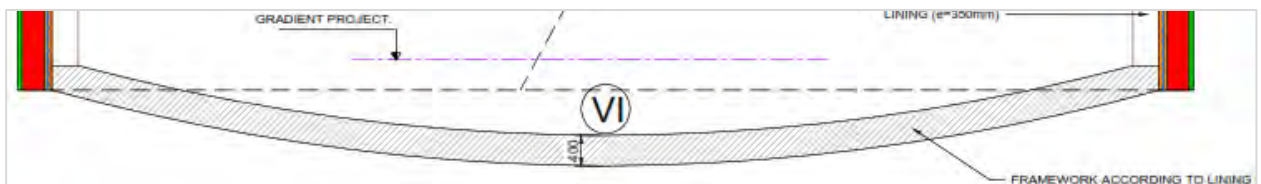
Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

#### 6) Fase VI – Contraboveda; INVERT

Completada la excavación de las fases I, II, III, IV; teniendo un desfase de 10 m, se iniciará con la ejecución de la contrabóveda o INVERT de sección, la cual consiste en realizar la excavación de 1.0 m, debajo del nivel de rasante de túnel, y el colocado de una armadura de refuerzo, y vaciado de concreto con un espesor de 0.40 m, en pases máximos de 6m.

### Ilustración 68:

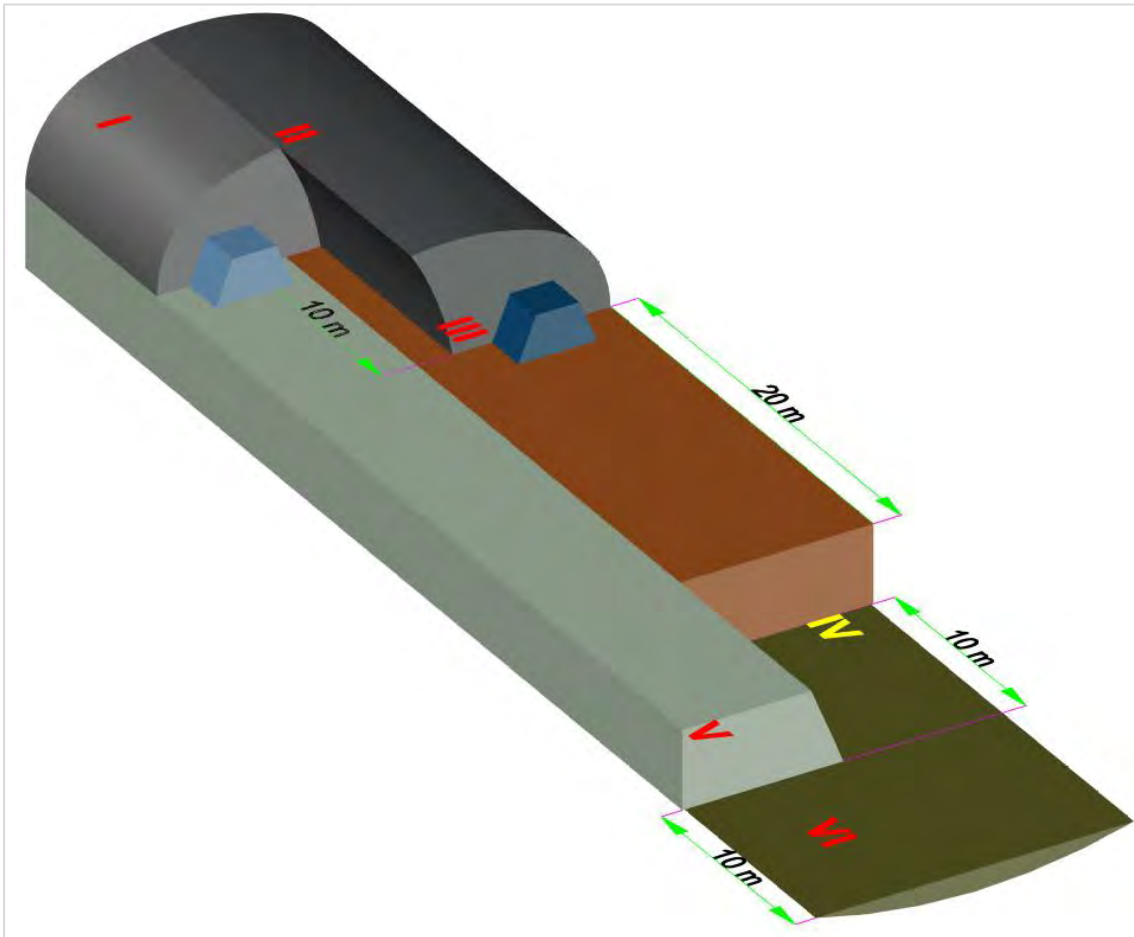
#### Fases de Excavación VI – INVERT



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### **Ilustración 69:**

*Proceso constructivo ST-IV*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

#### **3.8.4.6. Evacuación de Material Suelto**

Conforme se realice la excavación de cada una de las fases, el material suelto removido del frente de avance se ira evacuando o trasladando a una escombrera o DME, autorizado para tal fin en el área. Esta actividad se realizará con equipos de línea amarilla, volquetes (02) y excavadora (01), retroexcavadora (01) cargador frontal (01).

### **3.8.4.7. Sostenimiento de avance**

Esta actividad, comprende la instalación de sostenimiento indicado en el plano de construcción para ST – IV detallado en el ANEXO 5, el cual considera la aplicación de 02 tipos de soporte a instalar, en los tramos que involucra la excavación tipo ST-IV, siendo estas:

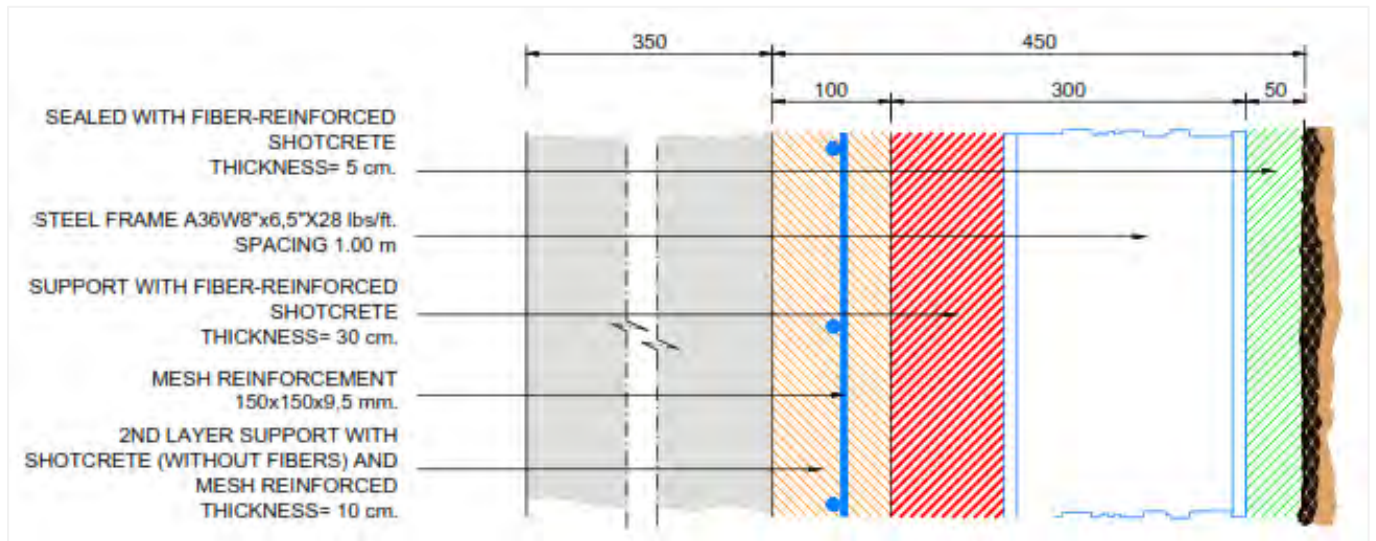
#### ***3.8.4.7.1. Soporte Definitivo.***

Este soporte se instalará en la sección de excavación final de túnel, siendo de la siguiente manera:

- Lanzado de shotcrete de sellado (preventivo) 35 Mpa. con fibra, en la sección completa espesor e:5 cm.
- Instalación de malla electrosoldada en hombro de sección 150x150x9.5mm. (longitud 3.5m)
- Instalación y colocado de cimbra (Stell Frame A36W8"x6.5"x28 lbs/ft). Espaciados de 0.75m a 1.0m, dependiendo a la evaluación geomecánica insitu.
- Lanzado de shotcrete de recubrimiento sobre cimbra, 35 Mpa. con fibra, espesor e:30 cm.
- Instalación de malla electrosoldada 150x150x9.5mm, en sección completa.
- Lanzado de shotcrete sin fibra de recubrimiento final (2° capa) sobre malla electrosoldada, espesor, e:10 cm.

### Ilustración 70:

#### *Soporte Definitivo –Sección Final*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

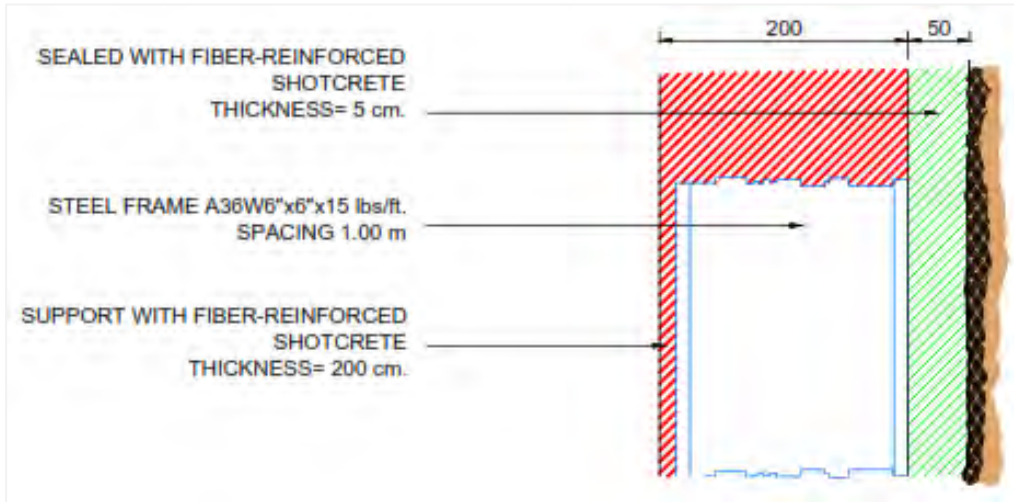
#### **3.8.4.7.2. Soporte Temporal.**

Este soporte se instalará de manera temporal en las paredes centrales de las galerías izquierda y derecha conforme se realice el avance de la excavación, siendo de la siguiente manera:

- Lanzado de shotcrete de sellado (preventivo) 35 Mpa. con fibra, en paredes centrales.
- Instalación y colocado de cimbra (Stell Frame A36W6"x6"x15 lbs/ft). Espaciados a 1.0m.
- Lanzado de shotcrete de recubrimiento sobre cimbra, 35 Mpa. con fibra, espesor e:20 cm.

**Ilustración 71:**

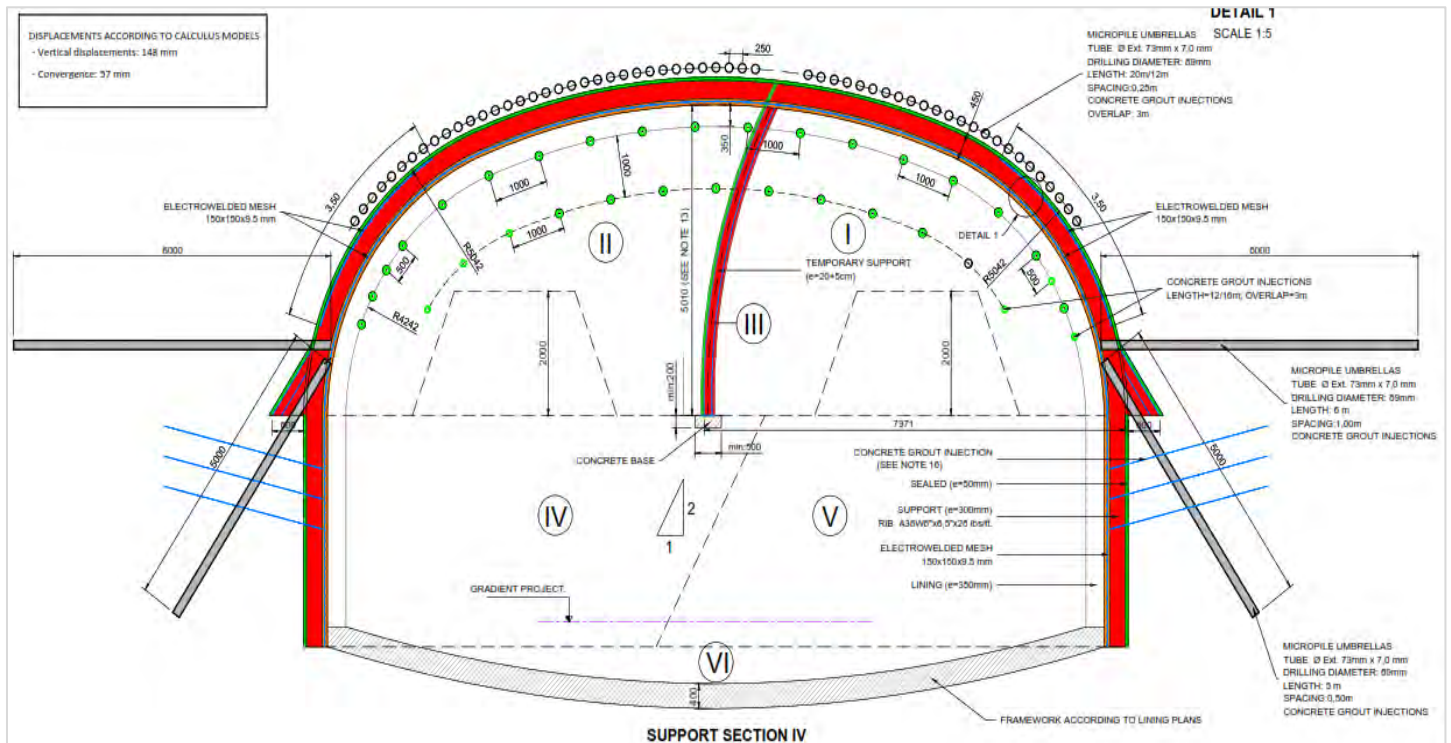
*Soporte Temporal – Cimbra Temporal.*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Ilustración 72:**

*Soporte Tipo ST-IV*



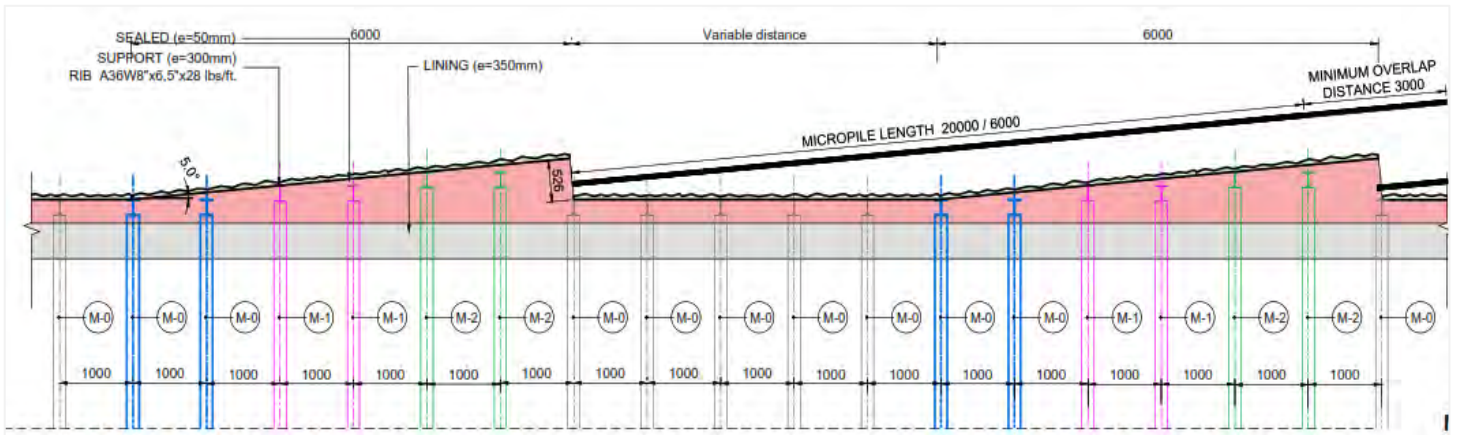
Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### Instalación de Cimbras, y Tolerancias

- Se deberá respetar el espesor de las capas de shotcrete preventivo indicado en los planos, así como el espesor del concreto convencional.
- Las cimbras deberán ubicarse fuera del área del concreto convencional.
- Las tolerancias permitidas en la instalación de cimbras que no afectarán estructuralmente la función de la cimbra han de ser mínimas y si hubiese algún desfase en dicha colocación se conciliaría con la supervisión en campo. el sentido longitudinal será de tal manera que siempre se lleve una progresiva entera. Se tendrá en consideración tolerancias de 100 mm, para la ejecución de las cimbras, e instalación.
- En la instalación de cimbras se usarán equipos utilitarios (camión cimbrero) que permitan un manipuleo seguro de la cimbra en su instalación, así mismo contarán con dispositivos que permitan su aseguramiento en el momento del traslado, minimizando el uso de mano de obra durante la actividad.
- Previo a la instalación de la cimbra se ha de verificar el estado de conservación de la cimbra y sus elementos estructurales, así como el seccionamiento y la progresiva de instalación.
- El diseño de cimbras para esta sección obedece a tres tipologías de fabricación, (M-0 / M-1 / M-2), y especificadas en los planos de construcción, variando estas en la medida vertical, cuyo punto de instalación será espaciada a 1.0 m. Conforme se vaya alejando del PK de inicio de instalación de los micropilotes estas cimbras aumentaran en su dimensión vertical. Tal como se muestra en la figura.

**Ilustración 73:**

*Esquema Instalación de Cimbras.*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**3.8.4.7.3. Análisis de ciclo excavación y sostenimiento tipo ST-IV**

Durante la ejecución del presente plan se tiene contemplado el siguiente análisis de tiempos para el ciclo de excavación y sostenimiento, tipo ST-IV:

**Tabla 52:**

*Ciclo Excavación ST-IV*

ACTIVIDADES	TIEMPO
Charla Seguridad - Reparto Guardia	15 min
Orden y Limpieza	15 min
Almuerzo / Refrigerio	60 min
Excavación Mecánica / Excavadora, Retroexcavadora / Martillo Hidra.	60 min
Topografía, Seccionamiento, Liberación	30 min
Lanzado Shotcrete Preventivo	45 min
Topografía, Instalación y Colocado de Cimbras	60 min
Lanzado de shotcrete sobre Cimbra	120 min
Limpieza y Evacuación de Escombros	45 min
Demoras y Retrasos	30 min
Total, Ciclo	8.0 Hrs

Fuente: Elaboración Propia

### 3.9. Mejoramiento de terreno en depósitos eólicos (arena) mediante inyecciones de Jet Grouting

#### 3.9.1. Análisis estructural de los paraguas de jet grouting

A continuación, se desarrolla el análisis estructural del mejoramiento de terreno con paraguas de Jet Grouting de refuerzo del frente de excavación. Los parámetros más importantes a controlar en las inyecciones de jet grouting son el diámetro de la columna y la resistencia a la compresión de la columna.

##### 3.9.1.1. Cálculo del diámetro de la columna de jet grouting suelo - cemento

Para determinar el diámetro de la columna de jet grouting se tiene algunos métodos empíricos y métodos teóricos, que implican una mayor complejidad en cuanto a su resolución. De acuerdo a cada autor de estos métodos consideran diferentes parámetros relacionados con el tipo de suelo, la cantidad de agua, la cantidad de cemento, etc. que tenemos que determinar.

###### 3.9.1.1.1. Método de Carnevale

Este método de cálculo de diámetro de columna, se puede usar para los sistemas de inyección Jet-1, Jet-2 y Jet-3, pero está recomendado para Jet-1 y Jet-2. En nuestro caso de estudio se desarrolló en referente al Jet-1.

La presión de fracturación hidráulica ( $u_f$ ), la podemos hallar a través de la siguiente expresión:

$$u_f = 2.5\sigma_v \dots\dots\dots Ec \quad (3.17)$$

donde:

$\sigma_v$  es la tensión vertical total a una profundidad  $z$  debajo de nivel del suelo en kPa.

Para las arenas, los coeficientes, se aplican a la cohesión efectiva del suelo ( $c'$ ), a la

tangente del ángulo de rozamiento interno ( $\tan(\theta)$ ) y al módulo de elasticidad del suelo ( $E$ ).

Para los suelos no cohesivos como las arenas se consideró que:

- $q_u = 3 \cdot K_p \cdot \sigma'_v$
- $\alpha = 5$
- $E = 0.5 \cdot E_{01}$

Donde:

$q_u$  es la resistencia del suelo

$c_u$  es la resistencia al corte sin drenaje

$\alpha$  es un coeficiente adimensional que tiene en cuenta la distribución de pérdidas locales

$K_p$  es el coeficiente de empuje pasivo

$\sigma'_v$  es la tensión vertical efectiva a una profundidad  $z$

$E$  el módulo de elasticidad del suelo.

$\eta$  diámetro de las boquillas, si el diámetro es  $\leq 5\text{mm}$ ,  $\eta = 0.8$  y si es  $> 5\text{mm}$ ,  $\eta = 0.5$ .

A continuación, evaluamos si existe o no fracturación hidráulica:

Si  $q_u < u_f$ , no hay fracturación hidráulica. Entonces pasamos a evaluar el radio de erosión  $R_e$ .

$$R_e = -\ln\left[\frac{q_u}{\eta \cdot P_m}\right] \cdot \frac{1}{\alpha} \dots\dots\dots Ec \quad (3.18)$$

siendo  $q_u$  la resistencia del suelo en kPa,  $P_m$  la presión de inyección en kPa y  $\alpha$ ,  $\eta$  los coeficientes adimensionales.

Y evaluamos también el desplazamiento lateral  $\delta$ :

$$\delta = \frac{(1 + \nu)}{E} \cdot q_u \cdot R_e \dots\dots\dots Ec \quad (3.19)$$

donde  $q_u$  es la resistencia del suelo,  $R_e$  es el radio de erosión,  $E$  es el módulo de elasticidad del suelo y  $\nu$  es el coeficiente de Poisson.

Entonces, el diámetro de las columnas de jet grouting lo estimamos a partir de la siguiente expresión:

$$D_c = 2(R_e + \delta) \dots \dots \dots Ec \quad (3.20)$$

donde  $D_c$  es el diámetro de las columnas,  $R_e$  es el radio de erosión y  $\delta$  es el desplazamiento lateral.

Si por el contrario  $q_u > u_f$ , hay fracturación hidráulica. Entonces, en este caso, evaluamos el radio de fracturación hidráulica:

$$R_f = -\ln\left[\frac{u_f}{\eta \cdot P_m}\right] \cdot \frac{1}{\alpha} \dots \dots \dots Ec \quad (3.21)$$

donde  $u_f$  es la presión de fracturación hidráulica y los parámetros  $\eta$ ,  $P_m$  y  $\alpha$  son los mismos que los definidos para el radio de erosión  $R_e$ .

Desplazamiento lateral con fracturación hidráulica  $\delta_f$ :

$$\delta_f = \frac{(1 + \nu)}{E} \cdot u_f \cdot R_f \dots \dots \dots Ec \quad (3.22)$$

donde  $u_f$  es la presión de fracturación hidráulica,  $R_f$  es el radio de fracturación hidráulica,  $E$  el módulo de elasticidad del suelo y  $\nu$  el coeficiente de Poisson.

El diámetro de las columnas de jet grouting estimaremos a partir de la siguiente expresión:

$$D_{c,f} = 2(R_f + \delta_f) \dots \dots \dots Ec \quad (3.23)$$

Donde:  $D_{c,f}$  es el diámetro de la columna con fracturación hidráulica,  $R_f$  es el radio de fracturación hidráulica y  $\delta_f$  es el desplazamiento lateral con fracturación hidráulica.

Aplicando este método de Carnevale para la determinación del diámetro de la columna de Jet Grouting a utilizar en la construcción del túnel Chancay resulta lo siguiente:

Condiciones de terreno obtenidos mediante ensayos de laboratorio y campo:

- Según el SUCS se tiene arena (suelo no cohesivo)
- Muy densa
- Diámetro de tobera 2mm
- Angulo de rozamiento interno  $\phi = 41^\circ$
- Coeficiente de elasticidad  $E = 49\text{Mpa}$
- Coeficiente de Poisson  $\nu: 0.33$
- Densidad de la arena  $2.7\text{gr/cm}^3$
- Resistencia al corte sin drenaje  $C_u = 0.05 \text{ kg/cm}^2$

- Cálculo de la presión de Fracturación Hidráulica  $u_f$

$$\sigma_v = 2.7 \text{ gr/cm}^3 \times 20\text{m}$$

$$\sigma_v = 54000 \text{ kg/m}^2 = 529.55 \text{ kPa}$$

Entonces:

$$u_f = 2.5\sigma_v$$

$$u_f = 2.5 \times 529.55 \text{ kPa}$$

$$u_f = 1323.89 \text{ kPa}$$

- Para suelos no cohesivos consideramos:

$$q_u = 3 \cdot k_p \cdot \sigma'_v$$

Donde  $K_p$  es el coeficiente de empuje pasivo:

$$K_p = \text{Tan}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right); \phi = 41^\circ$$

$$K_p = \text{Tan}^2\left(45^\circ + \frac{41^\circ}{2}\right)$$

$$K_p = 4.81$$

Entonces:

$$q_u = 3 \times 4.81 \times 529.55 \text{ kPa}$$

$$q_u = 7641.40 \text{ kPa}$$

Luego  $q_u < u_f$ ; no hay fracturación hidráulica, calculamos el radio de erosión.

- Radio de Erosión  $R_e$

$$R_e = -\ln\left[\frac{q_u}{\eta \cdot P_m}\right] \cdot \frac{1}{\alpha}$$

$$R_e = -\ln\left[\frac{7641.40}{0.8 \times 35000 \text{ kpa}}\right] \cdot \frac{1}{5}$$

$$R_e = 0.25m$$

- Cálculo de Desplazamiento Lateral  $\delta$ :

$$\delta = \frac{(1 + \nu)}{E} \cdot q_u \cdot R_e$$

$$\delta = \frac{(1 + 0.33)}{49000 \text{ kpa}} \times 7641.40 \text{ kpa} \times 0.25m$$

$$\delta = 0.051m$$

- Diámetro de Columna de Jet Grouting  $D_c$ :

$$D_c = 2(R_e + \delta)$$

$$D_c = 2(0.25 + 0.051)$$

$$D_c = 0.602m$$

### 3.9.1.1.2. Método propuesto por S. O. Zege, I. I. Broid, D. V. Antonov, y S. S. Sin'ko

Es un método completamente empírico, desarrollado a partir de las experiencias y resultados de los autores. Proporcionando expresiones matemáticas para calcular el diámetro.

Este método general falta de una base teórica.

- Diámetro de columna de jet grouting en suelos cohesivos es:

$$D_0 = \sqrt{\frac{\pi}{8} \cdot \left[ Q_g \cdot \frac{1}{v_y} \cdot \frac{(\rho - \rho_g)}{(\rho_{ro} - \rho_g)} + \frac{\pi}{4} d^2 \left( 2 - \frac{(\rho - \rho_g)}{(\rho_{ro} - \rho_g)} \right) \right]}, \text{ m} \dots\dots\dots \text{Ec (3.24)}$$

- Diámetro de columna de jet grouting para suelos no cohesivos es:

$$D_0 = \sqrt{\frac{[Q_g \frac{1}{v_y} - \frac{\pi}{4} d^2 (1 - n + \frac{w_0}{\rho_w})] \cdot (\rho - \rho_g)}{\frac{\pi}{8} \cdot (1 - n + \frac{w_0}{\rho_w}) (\rho_{r0} - 2\rho + \rho_g) + 2(\rho - \rho_g)}}, m \dots\dots\dots Ec (3.25)$$

Donde  $D_0$  es el diámetro de la columna en metros,  $Q_g$  es el flujo de la lechada en la tobera en  $m^3/s$ ,  $v_y$  es el ratio de ascenso efectivo del jet hidráulico en  $m/s$ ,  $d$  es el diámetro del taladro en  $m$ ,  $n$  es la porosidad del suelo tratado,  $w_0$  es la masa de agua en los poros del suelo en  $kg/m^3$ ,  $\rho_w$  es la densidad del agua en  $kg/m^3$ ,  $\rho_g$  es la densidad de la lechada en  $kg/m^3$ ,  $\rho$  es la densidad del rechazo en  $kg/m^3$ ,  $\rho_{r0}$  es la densidad de suelo erosionado y agua contenida en sus poros según:

$$\rho_{r0} = \rho_p(1 - n) + w_0, \quad kg/m^3 \dots\dots\dots Ec (3.26)$$

donde  $\rho_p$  es la densidad de las partículas del suelo en  $kg/m^3$  y  $n$  y  $w_0$  ya los hemos definido anteriormente.

A partir de las expresiones anteriores, podemos observar que para determinar el diámetro de las columnas de suelo-cemento, se debe de conocer la densidad del rechazo.

Aplicando este método a nuestra investigación para suelos NO cohesivos se tiene:

- Ratio de ascenso efectivo del jet:  $V_y = 2.5 \times 10^{-3} m/s$
- Diámetro de taladro:  $d=0.002m$
- Porosidad del suelo  $n$ , varia del 35% al 45%
- Masa de agua en los poros del suelo  $w_0 = 45 kg/m^3$ ; para una humedad de 3%.
- Densidad de la lechada:  $\rho_g = 1500 kg/m^3$ , si a/c es 1:1
- Densidad del rechazo:  $\rho = 1600 kg/m^3$ , para asegurar la estabilidad del frente.
- Densidad del suelo erosionado:  $\rho_{r0} = 2700(1 - 0.40) + 45 kg/m^3 = 1665$

- Cálculo de flujo de lechada en la tobera  $Q_g$ :

$$Q_g = n \cdot Cd \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P}{\rho}}$$

Donde:

Cd: coeficiente de descarga (varía entre 0.8 y 0.95)

P: presión de inyección en Pa o N/m<sup>2</sup>

n: Numero de toberas

$$Q_g = 2 \times 0.87 \times \frac{\pi \cdot 0.002^2}{4} \cdot \sqrt{\frac{2 \times 4 \times 10^7}{1500}}$$

$$Q_g = 1.2624 \times 10^{-3}$$

Reemplazando en la ecuación (3.25):

$$D_0 = \sqrt{\frac{[1.262 \times 10^{-3} \cdot \frac{1}{2.5 \times 10^{-3}} - \frac{\pi}{4} (0.002)^2 (1 - 0.4 + \frac{45}{1000})] \cdot (1600 - 1500)}{\frac{\pi}{8} \cdot (1 - 0.4 + \frac{45}{1000}) (990 - 2 \times 1600 + 1500) + 2(1600 - 1500)}}$$

$$D_0 = 0.0287m$$

### 3.9.1.2. Cálculo de resistencia de la columna de jet grouting a gran escala

Para obtener datos más fiables, se hacen pruebas de resistencia en las columnas de suelo-cemento a gran escala. La relación entre la resistencia a compresión de la columna a gran escala  $q_u$  y la resistencia a compresión confinada  $q_{uf}$  en el núcleo obtenido a partir de las columnas es la siguiente:

-Para suelos cohesivos:  $q_u = 0.62 \cdot q_{uf}$

-Para suelos no cohesivos:  $q_u = 0.80 \cdot q_{uf}$

La resistencia en el núcleo también se puede expresar usando la desviación estándar ( $\sigma$ ) en

la resistencia en el núcleo:

-Para suelos cohesivos:  $q_u = q_{uf} - 1.45 \times \sigma$

-Para suelos no cohesivos:  $q_u = q_{uf} - 1.1 \times \sigma$

En este caso nos encontramos con el inconveniente de que estas fórmulas no se pueden aplicar por igual a cualquier método de Deep Soil Mixing y menos a los de Jet Grouting, debido a las diferencias de los procedimientos. Por tanto, su aplicación simplemente nos permite hacer una interpretación general de la relación de resistencia del suelo.

### 3.9.1.3. Diseño de la resistencia de las columnas de suelo-cemento

Para obtener la mayor seguridad en el diseño de la resistencia de los núcleos de las columnas de suelo-cemento se debe de aplicar un coeficiente de seguridad a la resistencia a compresión de las columnas de suelo-cemento a gran escala, donde tenemos que:

$$q_u = F_c$$

Donde:  $F_c$  es la resistencia de diseño.

Para obras donde el suelo-cemento puede ser usado como mejora para una cimentación de un edificio o una estructura se debería emplear un coeficiente de seguridad  $f_c$ , de 3:

$$f_c = F_c \cdot \frac{1}{3} \dots\dots\dots Ec \quad (3.27)$$

Con unos valores de desviación estándar de la resistencia de:

$$\sigma = COV \cdot q_{uf}$$

donde  $COV = 0.4 \sim 0.45$  para suelos cohesivos y  $COV = 0.3 \sim 0.35$  para suelos no cohesivos.

-Para suelos cohesivos:  $q_u = 0.50 \cdot q_{uf}$

-Para suelos no cohesivos:  $q_u = 0.64 \cdot q_{uf}$

Estas expresiones me permiten hacer una estimación más conservadora de la resistencia de las columnas a gran escala. Por tanto, tanto estas expresiones como las definidas en el apartado anterior son válidas para estimar la resistencia de las columnas, pero estas últimas son más conservadoras.

Antes de iniciar con los trabajos del paraguas de Jet Grouting, se hizo un programa de ensayos específicos para determinar los parámetros de la columna del jet grouting como son: presión de lechada, caudal, Velocidad de retiro, rotaciones del monitor por minuto, la relación agua/cemento, el diámetro de la columna y resistencia requerida.

### **3.9.2. Procedimiento de mejora del terreno a través de jet grouting**

El Jet Grouting poseerá una resistencia a compresión simple  $f'c > 2$  MPa. La normativa de referencia será la UNE EN 12716. El procedimiento de ejecución fue fijado mediante columnas de prueba.

A continuación, se indican los parámetros de ejecución de referencia:

- Contenido de cemento: 400 kg/m<sup>3</sup>.
- Relación a/c de la lechada 1:1.
- Velocidad angular 30 rpm.
- Velocidad de extracción 2.0 min/m.
- Presión 460 bares.

#### **3.9.2.1. Materiales y equipos utilizados**

##### **EQUIPOS**

- Perforadora multifuncional PG 185
- Bomba de lechada de alta presión
- Bomba de inyección TecniWell TW 4002

- Retroexcavadora
- Generador Eléctrico de 500 Kv

## **MATERIALES**

- Cemento en bolsas x 42.5 kg
- Agua industrial
- Escalera
- Epp's personales y específico (arnés con línea de vida)

### **3.9.2.2. Actividades a ejecutar**

Durante la ejecución de las pruebas se realizaron las siguientes actividades:

- a. Adecuación y señalización de área para instalación de equipos.
- b. Instalación de equipos en el área indicada.
- c. Ubicación y marcación de los puntos de prueba.
- d. Prueba de equipos antes de realizar la perforación e inyección.
- e. Realización de la perforación e inyección de jet grouting.
- f. Excavación mecánica de jet grouting conformados.
- g. Excavación manual de jet grouting conformados.
- h. Limpieza de los jets grouting.
- i. Rellenado de excavaciones donde se realizó la prueba.
- j. Limpieza y conformación de taludes.

### **3.9.2.3. Parámetros iniciales de la prueba**

Los parámetros iniciales de prueba fueron obtenidos a partir de la tabla 52 presentada por Yiu Choi, 2005 y siguiendo los alcances de los manuales de operación y recomendaciones de otras obras ejecutadas.

**Tabla 53:***Rango de Valores de los parámetros comúnmente empleados en el diseño de jet grouting*

Parametros de Inyeccion	unidades	Sistema de Fluido Unico	Sistema de Doble Fluido	Sistema de Triple Fluido
<b>Presión de Inyección</b>				
chorro de agua	(Mpa)	-	-	30 - 55
chorro de lechada	(Mpa)	30 - 55	30 - 55	1 - 4
aire comprimido	(Mpa)	-	0.7 - 1.7	0.7 - 1.7
<b>Velocidad de Flujo</b>				
chorro de agua	(l/min)	-	-	70 - 100
chorro de lechada	(l/min)	60 - 150	100 - 150	150 - 250
aire comprimido	(m <sup>3</sup> /min)	-	1 - 3	1 - 3
<b>Tamaños de Boquilla</b>				
chorro de agua	(mm)	-	-	1.8 - 2.6
chorro de lechada	(mm)	1.8 - 3.0	2.4 - 3.4	3.5 - 6.0
# de boquillas de agua		-	-	1 - 2
# de boquillas de lechada		2 - 6	1 - 2	1
<b>Cemento</b>				
relación agua/cemento del suelo		0.8 - 2.0	0.8 - 2.0	0.8 - 2.0
consumo	(kg/m)	200 - 500	300 - 1000	500 - 2000
	(kg/m <sup>3</sup> )	400 - 1000	150 - 550	150 - 650
<b>Retorno</b>				
Velocidad de Retiro	(min/m)	3 - 8	3 - 10	10 - 25
Rotacion	(rpm)	10 - 30	10 - 30	3 - 8
<b>Diámetro de la Columna</b>				
suelos de grano grueso	(m)	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	1.5 - 3.0
suelos de grano fino	(m)	0.4 - 0.8	1.0 - 1.5	1.0 - 2.0
<b>Resistencia del Suelo</b>				
suelos arenosos	(Mpa)	10 - 30	7.5 - 15	10 - 20
suelos arcillosos	(Mpa)	1.5 - 10	1.5 - 5	1.5 - 7.5

Fuente: Yiu Choi, 2005

**Tabla 54:***Parámetros Iniciales de Prueba*

P.NO	LOP (m)	Tramo	PD (m)	a:c	Pressure (bar)	flow (L/min)	rotate (r/min) rpm	speed (min/m)	C.C (kg/m3)	Type	Remark
1	4.0	4 - 2	0.8	1:1	460	120	30	2	400	Horizontal Continuo	Test CO.S
		2 - 0	0.8	1:1	400	110	30	3	370	Horizontal Continuo	Test CO.S
2	4.0	4 - 2	0.8	1:1	360	100	40	2	310	Horizontal Continuo	Test CO.S
		2 - 0	0.8	1:1	350	100	30	3	300	Horizontal Continuo	Test CO.S
3	2.0	2 - 0	0.8	1:1	460	120	30	2	400	Horizontal P-S	Test CO.S
4	2.0	2 - 0	0.8	1:1	350	100	40	4	340	Horizontal P-S	Test CO.S

Fuente: Elaboración Propia

Durante el transcurso de la operación se tuvieron ajustes por parte del personal especializado puesto que el área donde se realizaba la prueba presentaba consideraciones de difícil ajuste a lo propuesto en el cuadro anterior previsto, por lo que durante la prueba se ajustan parámetros operativos.

### 3.9.2.4. Toma de datos durante la realización de las pruebas

De las observaciones presentadas en el cuadro principal se ajustan los parámetros durante la realización de las pruebas y se realiza la toma de datos, los cuales se presentan en el siguiente cuadro:

**Tabla 55:***Toma de Datos Durante la Prueba*

Fecha	Perforación		INYECCION JET GROUTIG PARAMETROS OPERATIVOS													
	Taladro	Longitud Perforación (mm)	Taladro	Tramo Inicio (mm)	Tramo Final (mm)	Longitud Total (mm)	RPM	Velocidad Extracción (min/m)	Presión (Bar)	Tiempo Inyección (min)	Caudal	Relación A:C	Diametro de Tobera	Sistema	Consumo Cemento (Bl)	Longitud Efectiva Columna (fotos)
8-Nov	1	7649	1	7649	5648	4029	31.5	5.80	460	8		1:1	2.0 mm	Continuo	10	4.00
				5648	3620		10.0	6.40	460	7		1:1	2.0 mm			
8-Nov	2	7621	2	7621	5620	3933	10.0	3.50	400	7		1:1	2.0 mm	Continuo	20	4.50
				5620	3688		10.0	3.60	400	7		1:1	2.0 mm			
8-Nov	3	7632	3	7632	4978	2654	10.0	6.50	360	15		1:1	2.0 mm	P-S Alterno	10	4.90
9-Nov	4	7717	4	7717	2664	5053	10.0	6.40	350	14		1:1	2.0 mm	P-S Alterno	45	4.80
9-Nov	5	7620	5	7620	5022	4949	10.0	3.80	350	7		1:1	2.0 mm	P-S Alterno	60	4.90
				5022	2671		10.0	3.90	400	7		1:1	2.0 mm			
11-Nov	1	6046	1	6046	2983	3063	10.0	7.00	500	22		1:1	2.0 mm	Continuo	49	3.30
11-Nov	2	6305	2	6305	3295	3010	10.0	4.50	470	18		1:1	2.0 mm	Continuo	35	3.40
11-Nov	3	6917	3	6917	2892	4025	10.0	1.80	450	6		1:1	2.0 mm	Continuo	14	4.10

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

Pasado el tiempo de fragua se procede a descubrir los Jets Grouting consolidados

pudiendo encontrarlos y tomar los siguientes datos:

**Tabla 56:***Medición de Diámetro de Jet Grouting en las Pruebas*

Tramo (cm)	Prueba 1					Prueba 2		
	Diametro JG 1 (cm)	Diametro JG 2 (cm)	Diametro JG 3 (cm)	Diametro JG 4 (cm)	Diametro JG 5 (cm)	Diametro JG 1 (cm)	Diametro JG 2 (cm)	Diametro JG 3 (cm)
0.00	55	50	67	49	49	70	75	65
0.30	55	40	69		50	75		65
0.60	53	38	48		50	78		62
0.90	54	68	43		47	85		58
1.20	55	57	44		53	82		58
1.50	50	60	50		52	81		62
1.80	40	44	48		52	71		60
2.10	55	40	46		60	66		62
2.40	60	59	42		60	70		60
2.70	55	56	47		56	70		59
3.00	62	52	54		54	72		55
3.30	74	50	42		50	66		52
3.60	74	55	47		50			51
3.90	74	57	42		51			58
4.20		50			50			
4.50		32			59			
4.80					53			
5.10								
5.40								
5.70								
6.00								
6.30								
6.60								
Promedio	58.29	50.50	49.21	49.00	52.71	73.83	75.00	59.07
Longitud Promedio (m)	4.00	4.50	4.90	4.80	4.90	3.30	3.40	4.10

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

RESUMEN FOTOGRAFICO DURANTE LA PRUEBA:

**Ilustración 74:**

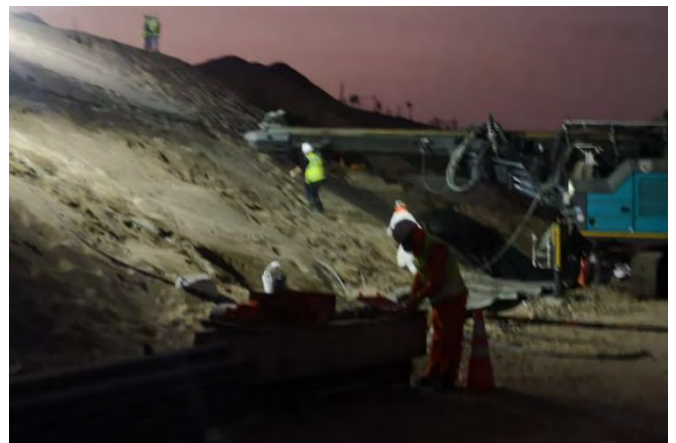
*Marcación y ubicación de los Jets Grouting de prueba*



Fuente: Elaboración Propia

**Ilustración 75:**

*Perforación e Inyección de Jet Grouting de Prueba*



Fuente: Elaboración Propia

**Ilustración 76:**

*Limpieza para descubrir los Jet Grouting en prueba*



Fuente: Elaboración Propia

**Ilustración 77:**

*Limpieza y medición de los resultados de la primera prueba*



Fuente: Elaboración Propia

## **Ilustración 78:**

*Limpieza y medición de resultados de la segunda prueba*



Fuente: Elaboración Propia

### **3.9.3. *Excavación y avance del túnel con inyecciones de Jet grouting en depósitos eólicos*** **(Qe)**

#### **3.9.3.1. Actividades por ejecutar**

Para el inicio de la excavación involucra una serie de actividades, que nos permitirá definir un adecuado proceso constructivo, acorde a las características del terreno y las técnicas de excavación a emplear como la aplicación de Jet Grouting, para el avance de túnel; de modo que nos permita minimizar las interferencias dentro del proceso constructivo. Para ello se ha determinado la ejecución de las siguientes actividades a considerar en el proceso constructivo:

- Topografía.
- Jet Grouting
  - Traslado, acondicionamiento equipos
  - Jet Grouting – inyección de columnas paraguas bóveda.
  - Jet Grouting – inyección de columnas frente de avance.

- Jet Grouting – Inyección columnas inclinados, soporte de base de patas intermedias y soporte base de cimbras.
- Retiro de equipos.
- Excavación Mecánica (excavadora).
- Evacuación de material suelto.
- Sostenimiento de avance, tipo ST – V (Shotcrete (previa evaluación) + Cimbra + Shotcrete)

Actividades a ejecutar



### 3.9.3.2. Instalaciones temporales

Para la ejecución del túnel, se prevé la instalación de facilidades para la excavación de frente de avance; centrándose en dotar instalaciones básicas necesarias que permitan brindar el soporte necesario para la correcta ejecución de las actividades de excavación, siendo estas:

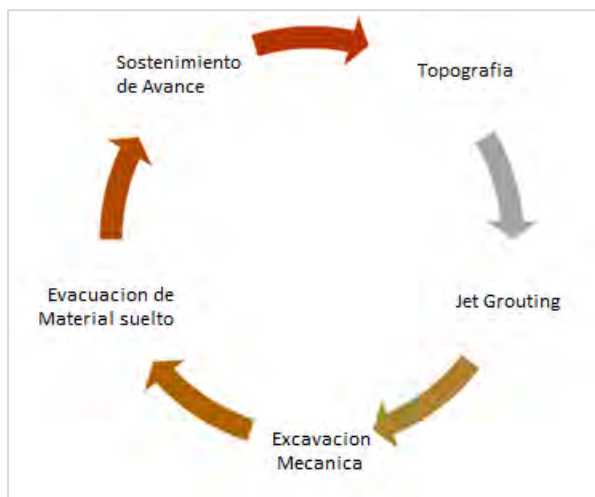
- Módulos o contenedores de oficinas y reuniones.
- Módulos o contenedores para almacén de materiales.
- Carpas industriales para vestíbulos, dotados de lockers.
- Carpas industriales para comedores.
- Estacionamiento de vehículos.
- Puntos de hidratación.
- Servicios higiénicos.



Para esta unidad litológica se ha definido un tratamiento y soporte de excavación **ST-V**.  
Manteniendo una excavación multifase secuencial.

Bajo las consideraciones mencionadas, y por las características geotécnicas del suelo, se ha definido la excavación del frente de avance, con una metodología de excavación mecánica multifase, con 3 fases de excavación secuencial y 2 fases de excavación adicionales, cuando las condiciones del terreno, y el área de operatividad de los equipos lo exijan. Para ello se tuvo en consideración la siguiente secuencia de actividades, para el ciclo de avance de túnel:

- Topografía (marcación de frente).
- Perforación e inyección de Jet Grouting
- Excavación Mecánica en frente de avance (perfilado de columnas de jet en las paraguas y corte controlado de columnas de jet del frente de avance).
- Evacuación de Material excedente.
- Sostenimiento de avance, tipo ST – V (shotcrete Previa evaluación + cimbra + shotcrete)



Proceso Constructivo

#### **3.9.4.2. Topografía y marcado de sección**

Esta actividad comprende todos los trabajos necesarios, para el replanteo y marcado de la sección del túnel. Para lo cual se tendrá en cuenta los puntos de control topográfico (BM, Estaciones libres) preestablecidos e identificados en campo, los cuales han de tener coordenadas UTM, en el datum especificado del proyecto. Para el marcado topográfico de la sección a excavar se tendrá en cuenta las 05 áreas que definen las fases de excavación secuencial del túnel (I, IIa, IIb, IIIa y IIIb). Así también el marcado de la distribución de las inyecciones de jet grouting, para el paraguas en bóveda, frontón y hastiales – refuerzo para colocado de patas de cimbra. Marcado y nivelado de cimbra. Marcado y delimitación de las fases de excavación.

Los Límites de Excavación durante el proceso de excavación no se excavará más allá de las líneas y pendientes mostradas en los planos. Si en la sección de túnel, el material sea susceptibles de caer o deslizarse, estos se deberán remover, teniendo en cuenta la indicación de especialista, para luego ser depositado en los DME.

Las tolerancias que se consideró, para la excavación y sus elementos dentro de proceso constructivo, fueron:

**Tabla 57:***Tolerancias de excavación y sus elementos dentro del proceso constructivo.*

<b>ELEMENTO</b>	<b>RANGO - TOLERANCIA</b>
Desplazamiento vertical	16.50 mm
Convergencia	9.32 mm
Instalación de cimbras (exterior a sección teórica)	100 mm
Sobre excavación	0.20 m (roca) 0.50 – 0.70 cm (eólico). 0.30 – 0.50 cm (mixto)
Avance en el frente (span)	0.80 m

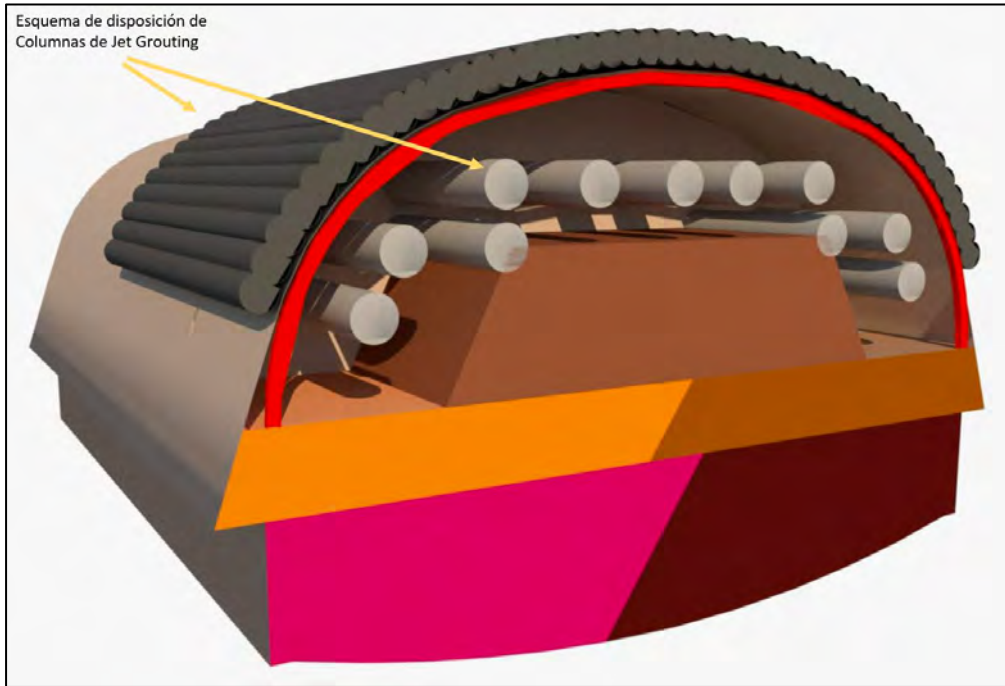
Fuente: Elaboración Propia

### **3.9.4.3. Perforación e Inyección del Jet Grouting en el frente y en la corona de la sección**

Posterior al marcado topográfico con un piso nivelado para el posicionamiento de la perforadora Casagrande PG185, se realizarán primeramente 10 columnas de jet grouting de 14 m aproximadamente en frente de la sección, la ubicación e inclinación de las columnas podrán ser modificadas previa evaluación del especialista y aprobada por el diseñador; posteriormente se procederá con la ejecución de 45 columnas de Jet Grouting que se ubican en la corona o cúpula, la ubicación e inclinación de las columnas podrán ser modificadas previa evaluación del especialista y aprobada por el diseñador, una vez finalizado las columnas de jet grouting de la corona y alcanzado las resistencia requerida, se procederá a la excavación mecánica hasta un avance de 10 m.

### Ilustración 80:

#### *Secuencia Jet Grouting*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

Para la perforación e inyección del jet grouting se tendrá en consideración las longitudes y distancias de traslapes expresadas en el siguiente cuadro:

JET GROUTING	FRENTE	CORONA
LONGITUD	14 m Aprox.	14 m Aprox.
TRASLAPE	4m	4m

Longitudes Jet Grouting y Traslapes de pase.

**Ilustración 81:**  
*Perforación e inyección de Jet Grouting*



Fuente: Elaboración Propia

El primer Paraguas de 43 perforaciones de jet grouting en la corona tendrán una longitud de 10 m, y un ángulo que puede variar de  $20^{\circ}$  -  $30^{\circ}$  como máximo, con un diámetro de 0.8 a 1.1 m. posterior al primer paraguas, la ejecución de las columnas de jet grouting en zona de la corona, serán de longitud 14 m, 0.6 m diámetro y con  $3^{\circ}$  a  $6^{\circ}$  en ángulo positivo sobre el eje de la columna de perforación, la separación entre eje de cada columna es de 0.4m y 0.45m.

Para la ejecución de las columnas de jet grouting en el frente, serán de Longitud 14 m horizontales, diámetro 0.6 m, espaciado a 1.8 m, entre centro y centro de cada columna, considerando un traslape de 4 m, con el siguiente pase de excavación.

Para la ejecución de Jet Grouting, se tomará en consideración los parámetros de inyección óptimos y validados, en el campo de pruebas de Jet Grouting, adicionalmente se realizó el seguimiento de control de calidad, respectivo para la verificación del diámetro de las columnas de jet grouting, tanto para el paraguas de avance en bóveda y las columnas verticales en hastiales para la cimentación de las bases de la cimbra.

#### **3.9.4.4. Excavación mecánica.**

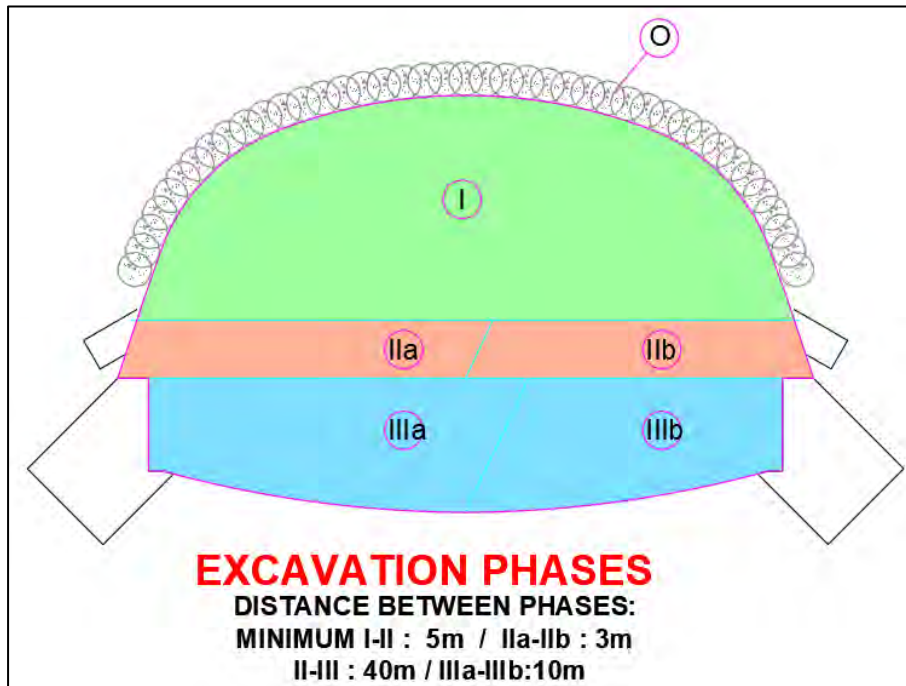
Esta actividad comprende la ejecución del avance del túnel, aplicando la metodología; excavación mecánica multifase, con 03 fases de excavación principal y 2 fases de excavación secundaria secuencial, con el empleo de la excavadora y retroexcavadora. En esta primera etapa se realizará la excavación mecánica de la fase I del frente de avance, que previamente fue consolidada y tratada con la formación e inyección de columnas de Jet Grouting en la zona de bóveda para crear el paraguas de avance del túnel (14m aprox.), y también columnas horizontales de Jet Grouting en el frente (14m), para consolidación del material del frente de avance.

Las fases IIa y IIb, se realizarán posteriormente, previo tratamiento del área, donde se ha de colocar un punto de apoyo sobre las patas de la cimbra (Jet Grouting). Previa verificación y control de diseño validado por la ingeniería, y el especialista de campo.

Las fases IIIa y IIIb, se realizarán posteriormente, previo tratamiento del área, donde se ha de colocar los puntos de apoyos debajo de la patas de cimbra (Jet Grouting),

## Ilustración 82:

### Fases de Excavación Túnel – Multifase



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

#### A) Fase I – Excavación Mecánica Bóveda:

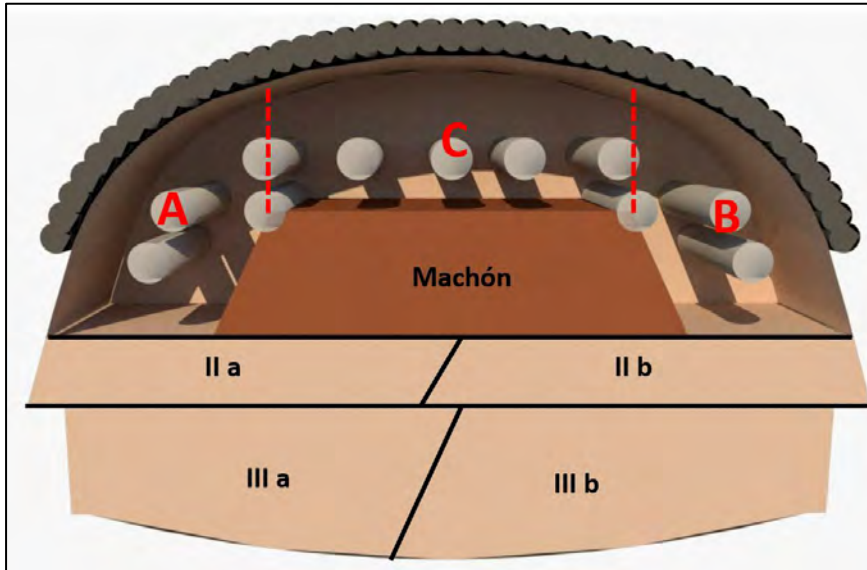
Previa a esta fase se realizará un marcado visual de tres áreas equidistantes en el frente de avance, (A, B, C) equidistantes entre sí, los cuales servirán para direccionar el sentido de la excavación mecánica a realizar por la excavadora; que en todo momento será de manera controlada.

Esta fase se centra en la ejecución de avances mecánicos controlados con cortes de 0.5m – 1.0m, en zona de bóveda, iniciando la excavación desde uno de los hastiales en dirección central. Conforme se realice los primeros cortes con la cuchara de la excavadora, se evaluará las condiciones geotécnicas y el comportamiento del suelo (material eólico); y se evaluará la necesidad de colocar shotcrete preventivo en el frente de avance excavado, según se realice el avance paulatinamente hacia el centro del frente.

Completada la excavación de la fase I, se evaluará el lanzamiento de shotcrete preventivo (35Mpa), con fibra, espesor de 5cm, en sección completa.

**Ilustración 83:**

*Fase I - Excavación Mecánica Bóveda*



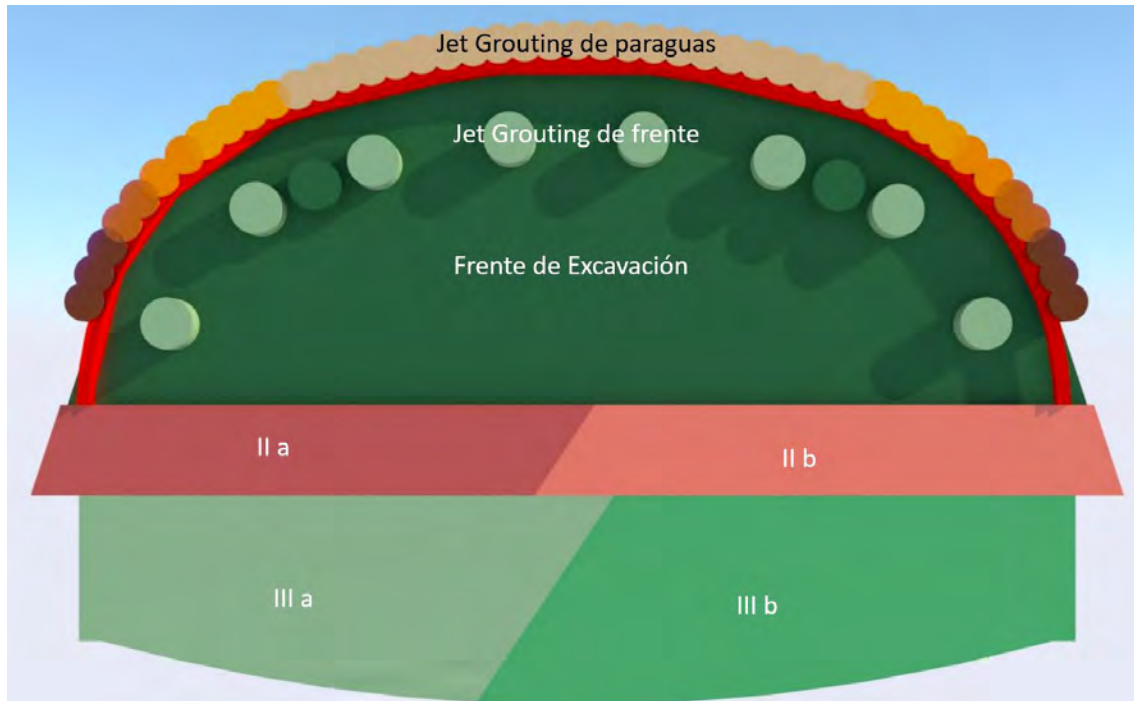
Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

Esta fase se centra en realizar una excavación mecánica controlada y progresiva hacia el centro del frente, que permita realizar un correcto colocado del soporte definido para esa sección de la bóveda del túnel.

Culminada la excavación progresiva de la parte A, B, C se procederá con el soporte establecido para dicha sección, colocado de shotcrete 35MPa, Espesor de 5cm (previa evaluación) + Cimbra en sección y shotcrete de recubrimiento espesor de 30 cm.

### **Ilustración 84:**

#### *Excavación mecánica*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

#### **B) Fase II – Excavación Mecánica Banco:**

Este proceso de excavación consiste en la excavación del primer banco y avance de los sectores secundarios IIa y IIb, el cual se ha de realizar cuando se tenga un avance mínimo de 5 m (recomendación del diseñador); esta distancia se debe mantener durante el avance de la excavación bajo la Carretera de la Panamericana (recomendación del constructor).

En esta etapa se mantendrá una distancia entre fases de banco IIa y IIb, de 3m. con pases máximos de 2m. para inicio del siguiente avance.

### C) Fase III – Excavación Mecánica Banco:

Este proceso de excavación consiste en la excavación del segundo banco y avance de los sectores IIIa, IIIb, el cual se ha de realizar cuando se tenga un avance de 40 m, con respecto a la fase 2 del primer banco

En esta etapa se mantendrá una distancia entre fases de banco IIIa y IIIb, de 10m. con pases máximos de 2m. para inicio del siguiente avance.

#### **3.9.5. Avance de excavación y colocado de cimbras**

##### **3.9.5.1. Machón o Pechuga de frente**

Estructura central en sección de túnel, que cumple función de retenida y contención de desplazamientos del frente de túnel, comúnmente su ejecución se realiza en materiales sueltos y suelos.

#### **Ilustración 85:**

*Machón o pechuga de frente*



Fuente: Elaboración Propia

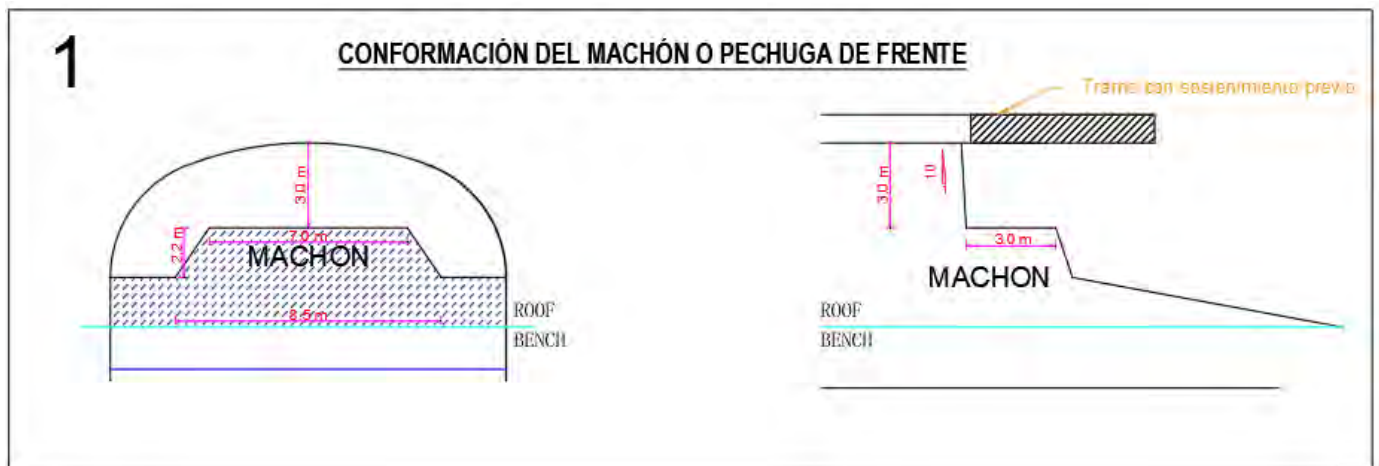
### 3.9.5.2. Construcción del machón o pechuga de frente.

Previo a la excavación del frente de trabajo se realizará la conformación de una estructura, que servirá como muro de retenida o contención de posibles desplazamientos del frente de avance, esta estructura será denominada “machón o pechuga de frente”.

El machón será una estructura trapezoidal del mismo material de frente de avance, cuya base mayor será de 9.40 m (aprox), y la base menor de 7.0 m (aprox), una altura promedio de 2.5 m, en la base menor (parte superior), se ubicará una plataforma de 2.5 m. que será usada de manera temporal para trabajos puntuales de excavación en bóveda. tal como se indica en la Ilustración 86.

#### Ilustración 86:

*Diseño de Conformación de Machón o Pechuga de Frente.*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### 3.9.5.3. Excavación de frente, perfilado de sección para cimbra y lanzamiento de shotcrete preventivo.

Se procederá a la excavación mecánica, para ello se hará uso del camión manipulador de cimbras o excavadora implementada con un dispositivo de corte en la cuchara.

El punto de inicio de la excavación mecánica será desde la parte central de bóveda, en dirección hacia los hastiales del túnel.

El avance del frente de excavación será planificado para el colocado de 01 cimbra, equivalente a 1.0 m (según diseño).

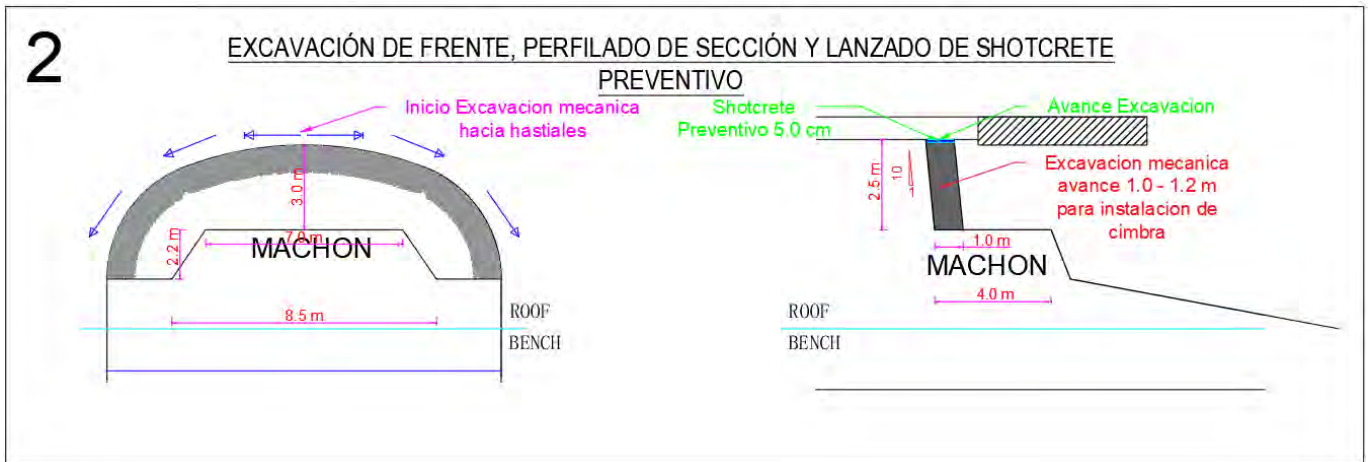
Completado la excavación mecánica y perfilado se procederá al lanzado de shotcrete preventivo en el tramo de avance realizado. Previamente se ha de realizar la evaluación y liberación geológica, del tramo excavado, la cual ha de estar registrado en el respectivo cuaderno de recomendaciones geológicas.

Adicionalmente al shotcrete preventivo, se podrá realizar el colocado de malla electrosoldada para mejorar la adherencia del shotcrete, previa recomendación e instrucción en el cuaderno de recomendaciones geológicas.

Conforme se avance la excavación mecánica en frente de avance, el machón se ira retirando con cortes controlados con el cucharón de la excavadora, en dirección de avance. toda actividad relacionada al proceso de excavación mecánica se realizará sin la participación de personal de piso que ingrese al frente de avance.

## Ilustración 87:

*Excavación de frente, perfilado de sección y lanzado de shotcrete preventivo.*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### 3.9.5.4. Colocado e instalación de cimbra y lanzado de shotcrete sobre cimbra

Completado el lanzado de shotcrete preventivo, se procederá al ingreso de la cimbra para su respectivo colocado en la sección avanzada de túnel, teniendo en consideración lo siguiente:

Se realizará el armado de 02 cuerpos en el exterior del túnel (hombro izquierdo y corona).

Se ingresará el cuerpo previamente armado (hombro izquierdo y corona), con ayuda del camión manipulador de cimbra o excavadora. Posteriormente se ingresará la pieza restante (hombro derecho), con excavadora.

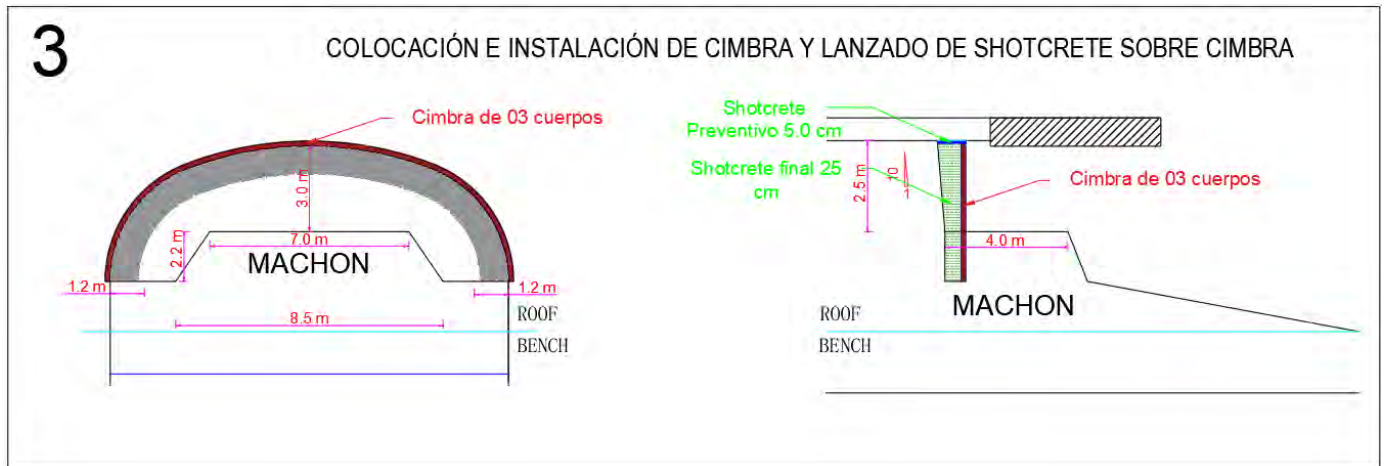
Ingresado la tercera pieza de la cimbra, se procede a completar el armado de los tres cuerpos de la cimbra a ser instalada en el frente de avance.

Culminado el armado de los 03 cuerpos de la cimbra, y con ayuda del camión manipulador de cimbra, se coloca la cimbra en el avance realizado (1 m).

Completado el colocado de la cimbra (03 cuerpos), y previa liberación de controles topográficos, se procederá al lanzado de shotcrete de recubrimiento o sellado sobre cimbra, de espesor 30 cm.

### Ilustración 88:

Colocado e instalación de cimbra, lanzado de shotcrete sobre cimbra.



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

#### 3.9.5.5. Excavación para colocado de patas elefante

Completado el lanzamiento de shotcrete sobre cimbra de los primeros 03 cuerpos (hombro izquierdo, corona, hombro derecho), se procede a la excavación mecánica del área donde se ubicarán las patas de elefante; por recomendación de diseñador se indica una distancia mínima del frente de 5 m.

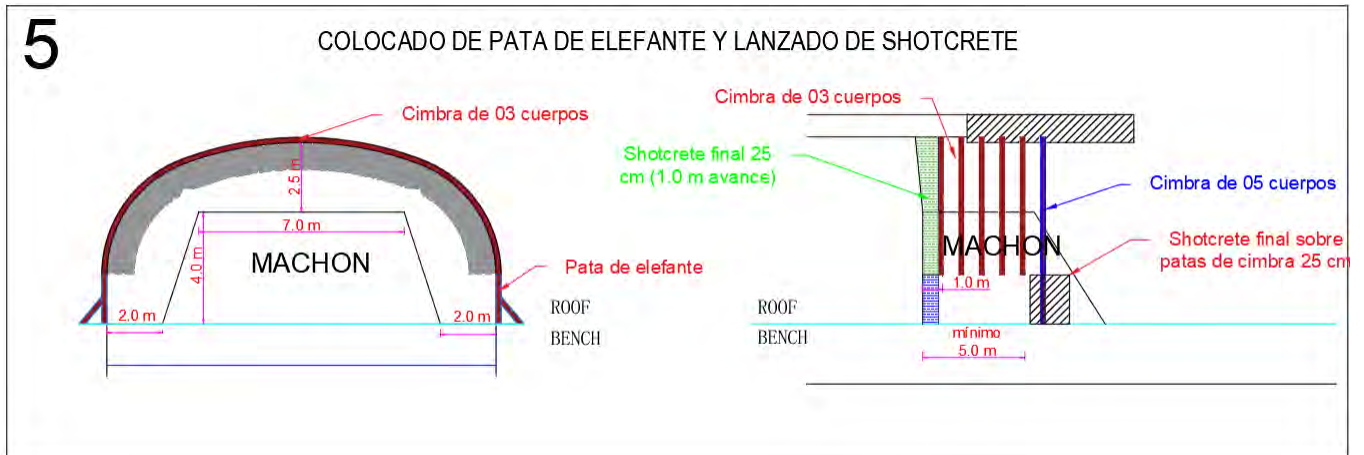
La excavación mecánica se realizará para reducir las dimensiones del machón, y profundizar el área donde se ha de colocar la patas de elefante, buscando en todo momento tener un espacio y área adecuada para realizar la excavación manual donde se ubica la pata de elefante.

La dirección de la excavación será de arriba hacia abajo; el área ha de contar con un borde libre de 2.0 m del hastial hacia la cara lateral del machón.



## Ilustración 90:

Colocado de patas de elefante y lanzamiento de shotcrete de recubrimiento.



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

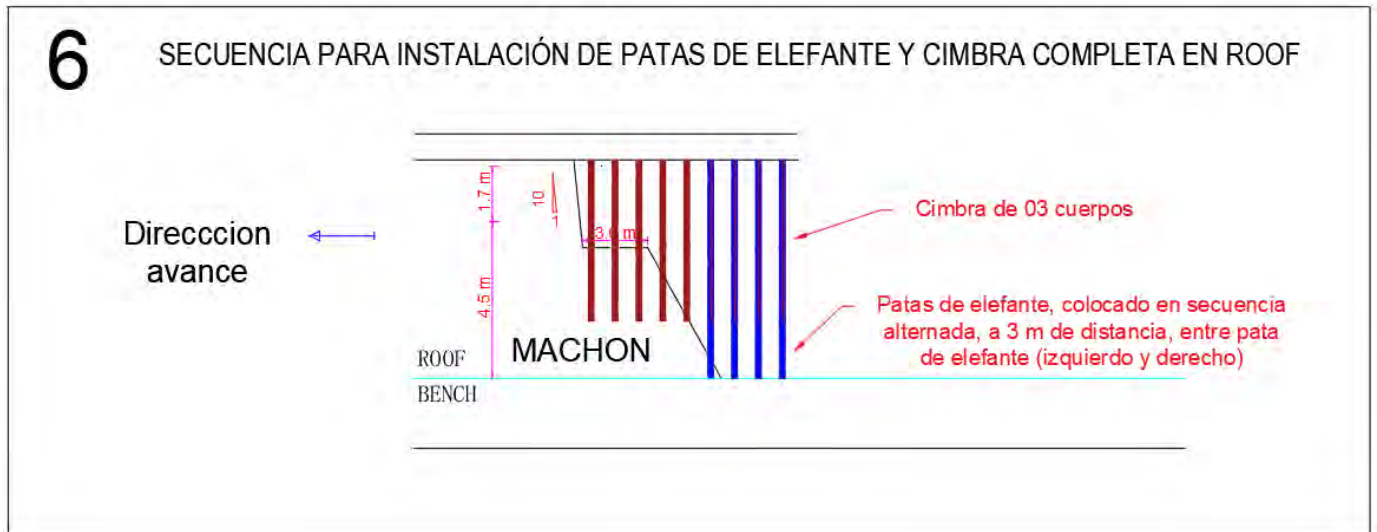
### 3.9.5.7. Secuencia para instalación de patas de elefante y cimbra completa en

#### ROOF

Completada la instalación y colocado de la 5° cimbra (solo tres cuerpos) en el avance; se procederá con la instalación de la primera pata de elefante en cualquiera de los hastiales, debiendo mantener un pase de 5 m, entre la pata y la primera cimbra en el frente de avance. no se colocarán ambas patas de elefante de una misma progresiva a la vez, deberá mantenerse un pase de 3 m, entre el colocado de la pata de izquierda y derecha en dirección de avance de túnel.

### Ilustración 91:

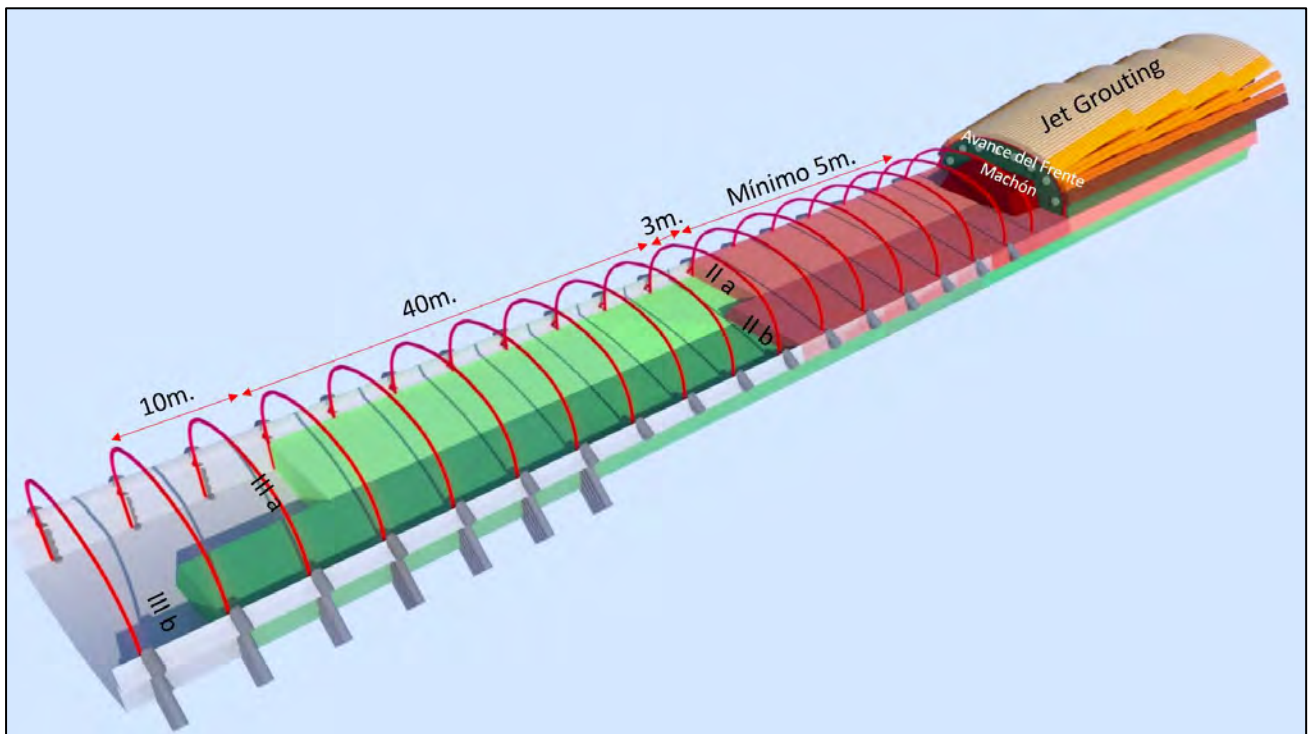
*Secuencia para colocado de patas de elefante y cimbras.*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### Ilustración 92:

*Secuencia de avance de excavación.*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### **3.9.5.8. Evacuación de Material Suelto**

Conforme se realice la excavación de cada una de las fases, el material suelto removido del frente de avance se ira evacuando o trasladando a una escombrera o un DME, autorizado para tal fin en al área. Esta actividad se realizará con equipos de línea amarilla, volquetes (03), excavadora (01) y cargador frontal (1).

### **3.9.5.9. Sostenimiento**

Esta actividad, comprende la instalación de sostenimiento según especificaciones del plano de construcción para el tipo de sostenimiento ST – V detallada en el ANEXO N° 6, teniendo en cuenta la presente secuencia de actividades para el sostenimiento:

#### ***3.9.5.9.1. Sostenimiento ST – V***

Este sostenimiento aplica a los depósitos de material eólico (Qe), que inicia en el PK: 0+425.20 al PK: 0+851.00 sostenimiento ST-V. Está definido en el ANEXO N°6. El sostenimiento a aplicar fue definido por cada sección de avance realizada en su correspondiente fase de excavación (I, IIa, IIb, IIIa y IIIb). Fase I: Bóveda; Fase IIa: Pata de elefante Izquierdo, Fase IIb: pata de elefante Derecho, Fase IIIa: Pata inferior Izquierdo, Fase IIIb: Pata inferior Derecho, y sellado de frente de avance. Para ello se tendrá en cuenta lo siguiente:

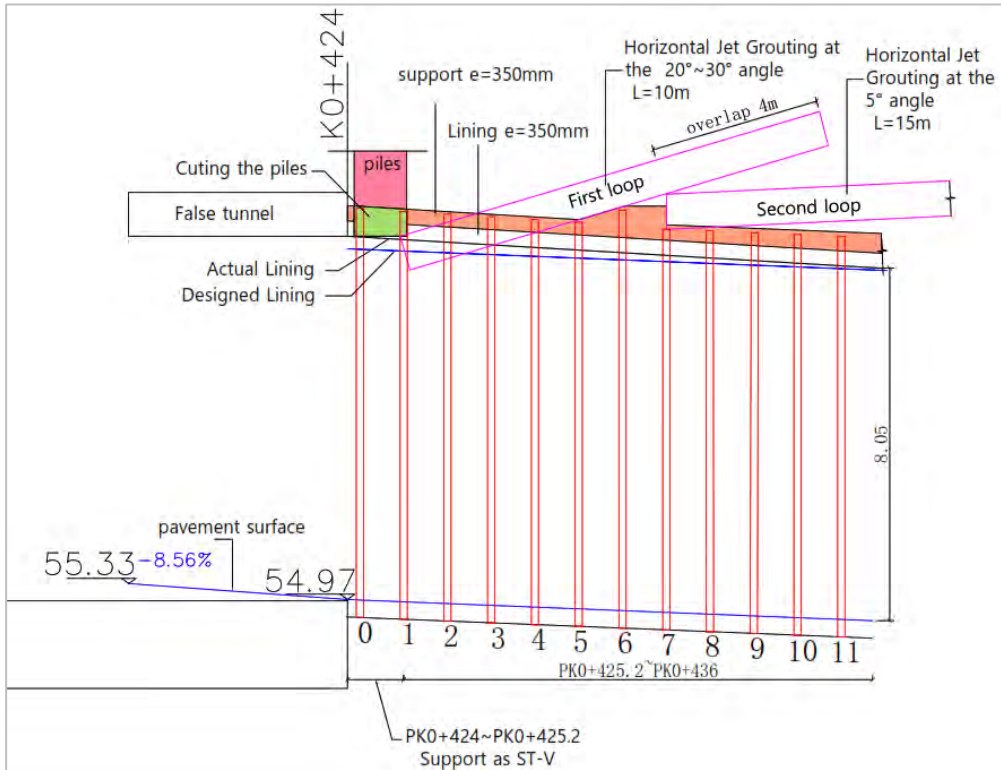
Lanzado de shotcrete 35 Mpa con fibra, en sección completa espesor e:5cm (sello), conforme se realice cada fase de excavación y avance del frente.

Instalación y colocado de cimbra (Stell Frame A36W8"x6"x28lbs/ft). Espaciados de 1.0m – 0.5m, según evaluación del avance en campo. Y siguiendo el despiece de la cimbra.

Lanzado de shotcrete 35 Mpa con fibra de recubrimiento final, espesor e:30cm. Instalación de malla, según fase de excavación y recomendación geomecánica.

### Ilustración 93:

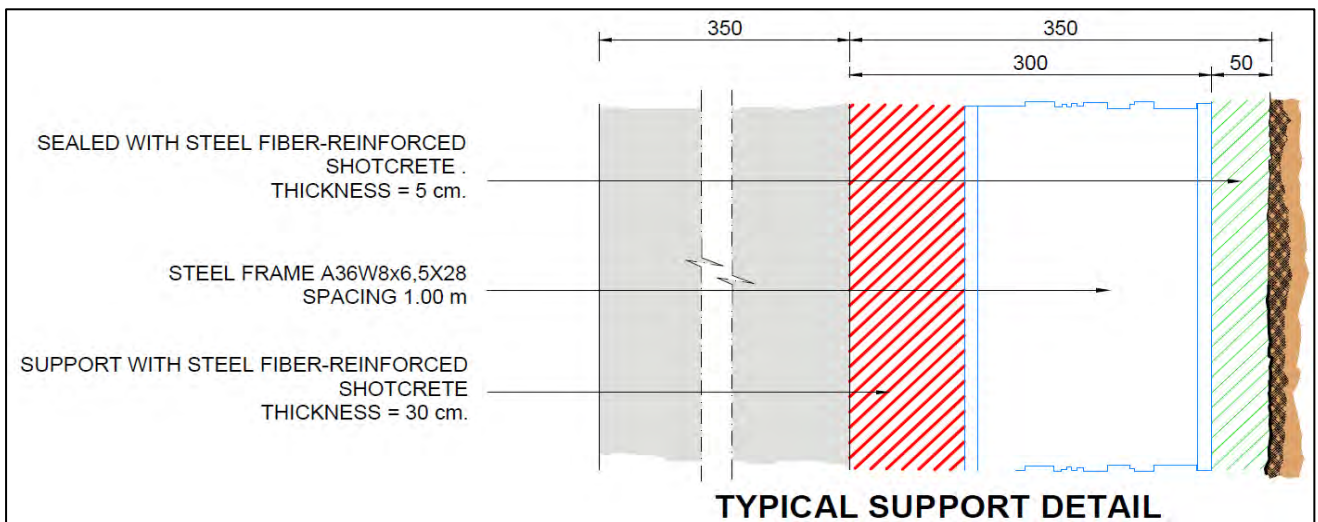
#### *Sostenimiento en la Portada del Túnel CI*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### Ilustración 94:

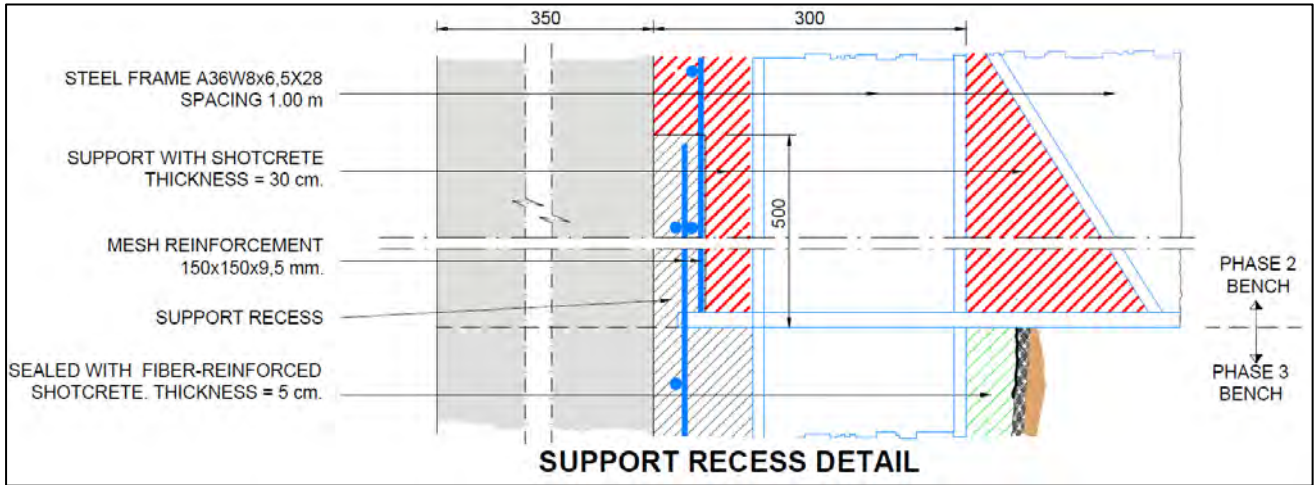
#### *Soporte Definitivo BOVEDA –Sección Final*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Ilustración 95:**

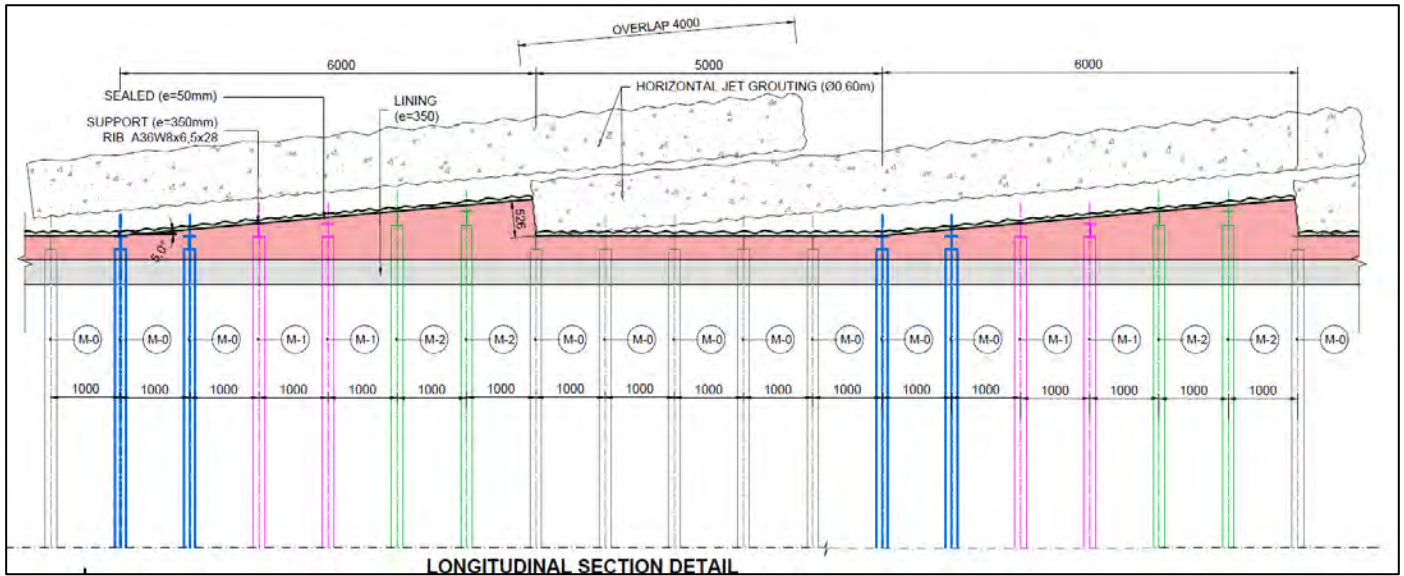
*Soporte Definitivo BANCOS – Sección Final*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**Ilustración 96:**

*Detalle de la Sección Longitudinal.*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10



#### **3.9.5.9.2. *Instalación de Cimbras, y Tolerancias***

- Se deberá respetar el espesor de los paquetes de shotcrete preventivo indicado en los planos, así como el espesor del concreto convencional.
- Las cimbras deberán ubicarse fuera del área del concreto convencional.
- Las tolerancias permitidas en la instalación de cimbras que no afectarán estructuralmente la función de la cimbra han de ser mínimas y si hubiese algún desfase en dicha colocación se conciliara con la supervisión en campo. El sentido longitudinal será de tal manera que siempre se lleve una progresiva entera.
- En la instalación de cimbras se usarán equipos como: Camión Cimbrero, Telehandler y Excavadora, que permitirá un manipuleo seguro de la cimbra desde su traslado hasta su instalación en frente. Así mismo contarán con dispositivos que permitan su aseguramiento en el momento del traslado. Tal como se refleja en el procedimiento de instalación de cimbras de acero.
- Previo a la instalación de la cimbra se ha de verificar el estado de conservación de la cimbra y sus elementos estructurales.

#### **3.9.5.9.3. *Corte de remanente de pilotes en bóveda***

En los primeros tramos de túnel (**PK: 0+424 – 0+425.2**) se tiene la presencia de remanente de pilotes sobresalientes en la bóveda de la sección entre 0.25 – 0.35 m, que impiden el correcto colocado de las cimbras, en ese tramo. Para realizar la corrección de esta restricción y realizar el soporte indicado en este tramo, se ejecutará un avance de 5m, en el frente de excavación, culminado el metraje de avance establecido, se procederá al corte de los remanentes de los pilotes, en dirección opuesta al avance del frente.

### **Ilustración 98:**

#### *Remanente de pilote en bóveda*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

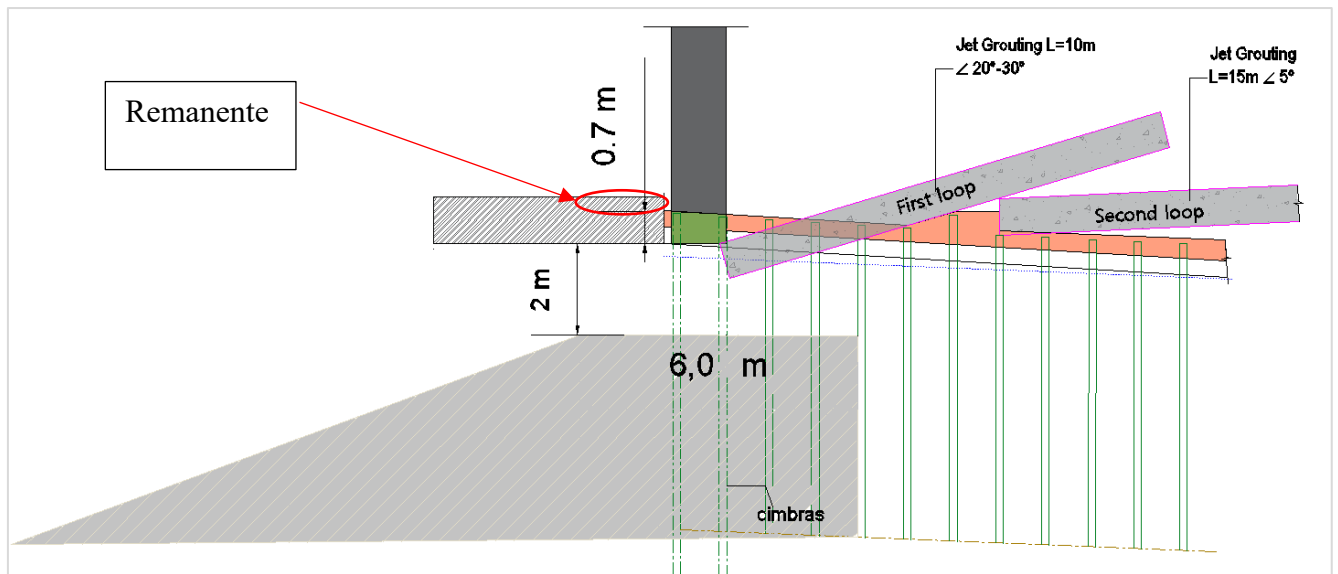
El esquema de corte a realizar será el de corte con hilo diamantado, para ello se tendrá en cuenta lo siguiente:

- **Monitoreo de túnel:** se realiza periódicamente lecturas de hitos superficiales y dianas de interior túnel para verificar desplazamientos y aceleraciones, con esta información se precisa el comportamiento real del material circundante del túnel y posibles desplazamientos de los pilotes sobre la bóveda del túnel. Esta información sirve para evaluar a priori los trabajos que han de realizarse antes de ingresar al túnel y poder ejecutar cualquier actividad.
- **Acondicionamiento de plataforma de corte:** se ejecutará una plataforma para realizar el corte de los remanentes de pilotes, cuya altura estará 2 a 3 metros por debajo de la corona, en todo el ancho de la sección del túnel (de hastial a hastial).

- **Corte pilotes:** el corte de los remantes de pilotes fue realizado por una empresa subcontratista (POSADA). Para ello la cortadora se posicionará e instalará pasado los pilotes para realizar el corte respectivo.
- **Seguimiento y control:** esta actividad deberá realizarse en estricto seguimiento y control del terreno, ante posibles desplazamientos repentinos, y en caso se produjese se paraliza inmediatamente la actividad, retirando al personal, para la evaluación respectiva del terreno e implementación de medidas de control y estabilización del terreno, inmediatamente.

**Ilustración 99:**

*Esquema corte remanente de pilotes*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

**3.10. Descripción de operaciones de construcción del túnel chancay**

**Ciclos constructivos**

De acuerdo con el estudio Geotécnico, geológico e hidrológico y diseño del túnel, para la construcción del mismo se optó por la aplicación del Método de Excavación el Nuevo Método

Austriaco NATM, la excavación se realizó con explosivos y mediante medios mecánicos en los tramos de menor calidad geomecánica.

Las ideas fundamentales del método constructivo seleccionado son las siguientes:

- La zona de roca que circunda al túnel interviene en la estabilidad de la excavación y es el principal elemento del que depende. Es decir, es la propia roca la que se auto-sostiene, ya que forma un arco de descarga en torno al túnel que transmite las tensiones a ambos lados de éste.
- Para facilitar la distribución de tensiones en el anillo de roca que rodea al túnel, se definen las secciones tipo con formas redondeadas, evitando los puntos angulosos.
- El sostenimiento se colocará de forma que deje deformarse al terreno, siempre dentro de la estabilidad del túnel, con objeto de que la roca desarrolle su capacidad autoportante. La carga que va a soportar el sostenimiento dependerá pues, del momento en que se coloque tras la excavación.
- En la etapa de proyecto se diseñan varios tipos de sostenimiento a aplicar, según sea la calidad de la roca.

### ***3.10.1. Excavación del Túnel***

La excavación en una obra subterránea, viene asociada a la naturaleza del terreno y en su conjunto al macizo rocoso. El sistema de excavación también está asociada al método constructivo.

Generalmente los sistemas de excavación se dividen en: excavación en rocas, excavación de suelos y rocas de baja calidad.

Durante la construcción del túnel Chancay se utilizó dos sistemas de excavación:

- ✓ Excavación mediante perforación y voladura.

- ✓ Excavación mecánica.

### **3.10.1.1. Excavación mediante perforación y voladura**

El esquema de voladura 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 taladro.

Para el plan de voladura se deberá analizar en particular:

- Tipos y características técnicas de los explosivos previstos.
- Esquema del cuele y contracuele empleado.
- Reparto de las cargas de los taladros.
- Diámetro y longitud de los taladros.
- Espaciamiento o distancia entre taladros.
- Retardos y micro-retardos previstos.
- Medidas de seguridad adoptadas.
- Cargas instantáneas y cargas totales.

Actualmente se fabrica una amplia gama de explosivos y accesorios de voladuras que permiten la realización de una elección adaptada acorde a las necesidades de cada proyecto. La elección de un explosivo determinado se basa en los siguientes parámetros: Potencia explosiva, velocidad de detonación, densidad de encartuchado, resistencia al agua, sensibilidad/aptitud a la propagación y humos.

Las voladuras en túneles y galerías se caracterizan por no disponer inicialmente de ninguna superficie libre de salida, salvo el propio frente de ataque.

El principio se basa en crear un hueco libre con los taladros del cuele y contracuele hacia el cual rompen las cargas restantes de la sección.

Posteriormente se efectuarán las voladuras de destroza, para finalmente ejecutar los taladros de contorno que son los que establecen la forma final de la perforación del túnel y se disponen con un reducido espaciamiento y orientados hacia el interior del macizo para dejar hueco a los taladros en el emboquille y avance de cada voladura. En cuanto a la posición del cuele ésta influye en la proyección y fragmentación del escombros y también en el número de taladros.

Actualmente el tipo de cuele que se utiliza con mayor frecuencia es el cuele cilíndrico de taladros paralelos. Este tipo de cuele consta de uno o más taladros de mayor diámetro vacíos hacia los que rompen escalonadamente los taladros cargados.

Cuando se efectúan cueles de taladros paralelos las primeras cargas detonadas son las que se encuentran más próximas a los taladros vacíos. El valor de la piedra o burden aumenta a medida que progresa la secuencia de encendido. La roca fragmentada por la acción de los primeros taladros se proyecta lateralmente hacia el pequeño volumen de hueco disponible. El tiempo de retardo entre taladros consecutivos debe ser tal que permita que los fragmentos de roca procedentes de la acción de los taladros precedentes sean expulsados de las zonas de cuele. Para el empleo de secuencias de retardo con tiempos mayores a 100ms en túneles con secciones medias y grandes es necesaria la utilización de detonadores de microretardo en el cuele y de retardo en el resto de secciones.

#### Recomendaciones de ejecución:

La carga de explosivo se debe realizar con cargas preformadas.

Como precaución a la posible generación de algún tipo de corriente errática se recomienda el uso de detonadores no eléctricos.

Para las labores de recorte en las cuales se requiere una concentración de carga no excesiva con el objeto de no dañar la roca se utilizará como explosivo el cordón detonante.

Las cargas preformadas, se harán por personal especializado, en los lugares previstos para ello. De esta forma, se asegura que el plan de disparo se cumple según el croquis de cada voladura proyectada, el cual será supervisado por el responsable del frente en ese momento. Con esta forma de actuación, se consigue mayor seguridad en el manejo de los explosivos, pues los tiempos de carga se reducen, al precisarse únicamente la introducción de los tubos de plástico con la carga y cebada en fondo para cada taladro.

Para conseguir un buen resultado de las voladuras se precisa un correcto retacado de los taladros para lo cual se emplearán tacos de arcilla.

Las voladuras se cargaron según el plan de disparo en cada zona. En él se reflejará la secuencia de los tiros y la carga de cada uno de ellos.

Replanteo y perforación de los taladros:

Siguiendo la malla de perforación establecido en el proyecto, el topógrafo sitúa el contorno de los puntos a perforar y la posición de los taladros más importantes como son los de contorno, los de cuele y los de contracuele.

### **Ilustración 100:**

*Replanteo de malla de perforación con tecnología laser.*



Fuente: Elaboración Propia

Con un equipo Jumbo se perforan los taladros en el frente del túnel siguiendo los puntos marcados por el topógrafo. Los taladros de contorno o de perfil deberán ser paralelos y equidistantes.

La perforación en el Túnel Chancay se realizó con jumbo hidráulico con dos brazos y/o tres brazos. Estas máquinas tienen en cada brazo con un sistema de paralelismo automático de perforación, lo que permite una buena ejecución de los taladros, asegurando la correcta dirección de los taladros, parámetro muy importante para el correcto resultado de las voladuras y sobre todo para el acabado de la galería, obteniéndose un buen perfilado de la sección a través de los tiros de recorte. Cada brazo de perforación tendrá instalado un martillo perforador.

### Ilustración 101:

*Perforación de barrenos mediante jumbo hidráulico.*



Fuente: Elaboración Propia

Los martillos hidráulicos se clasifican de acuerdo con la potencia generada por su mecanismo de impacto: Esta potencia da una idea del rendimiento del equipo, a mayor número de kW le corresponde normalmente mayor velocidad de penetración.

**Tabla 58:**  
*Características medias de los martillos hidráulicos*

Presión hidráulica (MPa)	14-25
Potencia de impacto (kW)	6-40
Frecuencia de golpeo (golpes/min)	2.000-6.000
Velocidad de rotación (r/min)	0-500
Par máximo (Nm)	100-2000

Fuente: Elaboración Propia

Por otro lado, cada perforadora hidráulica está vinculada a un varillaje de una dimensión específica. La relación entre perforadora y varillaje proporciona una optimización de la velocidad de perforación, junto con una vida de servicio más prolongada del varillaje. En este caso se recomienda el empleo de martillos de tipo pesado, con potencias de impacto de 15 a 20 kW, para varillaje de R38 y diámetro normal de perforación de 45mm.

Carga de los taladros con explosivo y detonación:

Para el carguío de los taladros en el frente se utilizó equipos como el telehandler y el camión cimbrero que tienen plataformas elevadoras.

Los cebos deben estar al fondo del taladro, los taladros que utilizan cañas introducirlos hasta el fondo o se facilita su inserción con ayuda de un atacador de madera o plástico auxiliar. Finalmente se proceda a su retacado.

Culminado el carguío de los taladros con explosivos, se conectan todos los Fametronic usando el cable yumper y la unidad de registro UR y finalmente se conectan a la unidad de disparo UD.

Los detonadores electrónicos generan distintos retardos en la explosión consiguiendo así la correcta secuencia de disparo y un control estricto en la vibración. En la Ilustración 102 se muestra la carga de un plan de voladura ya perforado y cargado.

### **Ilustración 102:**

*Carga de un plan de tiro ya perforado.*



Fuente: Elaboración Propia

#### **Ventilación:**

Debido a las explosiones ejecutadas en el interior del túnel, tras la detonación habrá una gran presencia de polvo, debido a la roca, y de gases tóxicos producidos por los explosivos, por lo que es preciso ventilar y esperar a que esta presencia de gases y polvo disminuya para poder reanudar los trabajos en el frente del túnel. La ventilación durante la construcción tiene por objeto poner en el frente aire limpio que asegure unas condiciones de salubridad aceptables.

La ventilación se realizó con un ventilador de 150000 cfm y a través de la manga de ventilación de 1.60m de diámetro.

### **Ilustración 103:**

*Ventilación de un túnel mediante manga de ventilación.*



Fuente: Elaboración Propia

#### **3.10.1.2. Excavación mecánica.**

Una vez que la presencia de polvo y gases es tal que no hace peligrosa la entrada en el túnel, se procede a un ajuste de la sección materializada mediante la voladura a la sección proyectada. Esta operación se realiza mediante una máquina excavadora mediante el empleo del martillo hidráulico.

Esta actividad comprende la ejecución del avance del túnel, aplicando la metodología; excavación mecánica multifase, con 6 fases de excavación secuencial, con el empleo de la excavadora. En esta primera etapa se realizará la excavación de las fases I, II, III, IV. Las fases V, VI, se realizarán posteriormente, previo tratamiento del área, donde se han de colocar los puntos de apoyo de las patas de la cimbra (Jet Grouting).

La excavación multifase obedece a un orden, secuencia de construcción y excavación, donde se tendrá un control en la distancia entre fase y fase, siendo esta de 3m (mínimo), y máximo de 5m (máximo), debido a las características geotécnicas del suelo, donde se ha de excavar el túnel.

## **Ilustración 104:**

### *Excavación Mecánica de Túnel*



Fuente: Elaboración Propia

### **3.10.2. Carga y transporte de desescombro**

La retirada del material excavado se realizó mediante cargador frontal y volquetes. Las operaciones de desescombro se componen de un ciclo que se puede dividir en tres fases:

- Acopio y carga
- Retirada del material del frente
- Transporte definitivo a vertedero

En la Ilustración 105 se representan las operaciones de carga y desescombro en el interior del túnel.

### **Ilustración 105:**

*Representación de las operaciones de los equipos de desescombro*



Fuente: Elaboración Propia

#### ***3.10.3. Ejecución de los sostenimientos***

Una vez terminado el ciclo de excavación se procede a aplicar el sostenimiento diseñado.

Los distintos sostenimientos propuestos para el túnel están formados los siguientes elementos:

a) Hormigón proyectado: La colocación del hormigón proyectado se realizará con Robots de gunitado, con el objeto de conseguir una mayor regularización a la capa de hormigón y mucha más seguridad y limpieza durante la operación.

El hormigón se proyectó por vía húmeda y se realizó con personal especializado en esta labor, ya que factores como la distancia de la boquilla al terreno, la uniformidad de la capa, etc., tienen gran importancia y solo personal entrenado puede conseguir una buena calidad de ejecución.

Algunas de las recomendaciones de trabajo se enumeran a continuación:

- Proyectar el hormigón en ángulo recto con el soporte.
- La distancia óptima de proyección es de 1,0-1,5 m.
- En vía húmeda el rebote aumenta a medida que aumenta la distancia al soporte y se desvía el ángulo de proyección de la perpendicular.

Como se ha comentado anteriormente uno de los agentes más importantes del proceso es el operario del robot de gunitado, que operará del siguiente modo:

- Comprobación del estado de las mangueras de proyección, para ello las mangueras se conectan al compresor y se comprueba con el manómetro si la presión es superior a la normal, en cuyo caso las mangueras estarían sucias y deberán limpiarse, doblándolas, torciéndolas y/o golpeándolas ligeramente con un martillo, volviendo a dar aire y expulsando así el material.
- Conectar las mangueras formando el menor número posible de curvas y a ser posible ningún rizo, para ello las uniones de manguera se asegurarán adecuadamente.
- Comprobar la salida del aditivo y el funcionamiento de las bombas. Esta operación se realizará quitando la tobera de la boquilla y desatrancando si es preciso los eyectores de aditivo. Esta operación se deberá realizar con la boquilla hacia abajo para prevenir que la corriente de aditivo no vuelva hacia atrás por la manguera.

Estando funcionando el aditivo se daría entrada al aire comprimido exclusivamente, con lo cual se examina el abanico que forma la pistola, viendo inmediatamente si existe algún fallo de suministro en los eyectores, detectado este, se solucionaría limpiando o cambiando la boquilla. Si el abanico fuera débil, es indicativo de que no hay suficiente presión de aire, en cuyo caso se deberá incrementar la misma. Una vez finalizado este paso el operador estaría preparado para comenzar a trabajar.

Tras estos pasos se efectuará una proyección de aire y agua sobre la superficie a proyectar con el fin de humedecer la misma.

La manguera está ahora conectada con la boquilla y el robot, y la proyección puede comenzar. El operador mantendrá la boquilla orientada hacia abajo en espera del suministro de la mezcla. Cuando la mezcla llegue regulará rápidamente el suministro y dirigirá el chorro hacia la superficie a revestir.

En caso de cualquier irregularidad en el suministro de la mezcla el operador debe dirigir la boquilla fuera de la superficie trabajo hasta que la alimentación se normalice.

Al terminar el trabajo se deberán limpiar perfectamente las mangueras y la máquina. Cuando la proyección es vertical, las mangueras deben vaciarse antes de parar el trabajo puesto que si no es así la mezcla caerá al fondo al quedar sin presión y no será posible removerla.

b) Bulones: El bulonaje es una técnica de sostenimiento que consiste en introducir barras resistentes en taladros perforados en el terreno, solidarizándolos con éste mediante procedimientos químicos o mecánicos para aumentar su resistencia.

Los elementos básicos del bulonaje son:

- Barras de anclaje: Suelen fabricarse con redondos de acero corrugado excepto en los anclajes por fricción, que se componen de un tubo de acero. En el extremo que queda al aire libre, las barras de anclaje están roscadas; con objeto de que pueda enroscarse, en ese tramo una tuerca que permita fijar la placa de reparto al terreno.
- Sistema de anclaje: Tiene como misión solidarizar las barras de anclaje al terreno. Se podrán implementar sistemas de anclaje por fricción o por inyecciones de lechada o resina.

- Placas de reparto: Su misión es la de transmitir a la superficie del terreno la reacción de los bulones.

La perforación se realiza con el mismo jumbo empleado en la perforación de barrenos y para colocar los bulones se empleará una plataforma elevadora capaz de cubrir cómodamente cualquier altura de la sección.

c) Cerchas: Las cerchas metálicas constituyen un tipo de sostenimiento de tipo pesado, se trata de armazones metálicos que forman arcos o portales, colocados paralelos a los frentes de excavación con sus cuerdas paralelas también al contorno de excavación de modo que bloquean el terreno trabajando a flexocompresión.

Para la colocación de cerchas se seguirán las siguientes precauciones:

- ✓ La adecuada colocación de las piezas metálicas es fundamental en su comportamiento estructural. Las cerchas tienen que quedar ortogonales al eje de la traza y siempre dentro del gálibo de sostenimiento.

La capacidad resistente de un arco se puede decir que descansa sobre sus patas de modo que se deberá prestar especial atención en la cimentación de las mismas. El apoyo de las cerchas deberá estar totalmente saneado, con el fin de que el terreno ceda lo menos posible en estos puntos de transmisión de esfuerzos. La cercha se rematará en la zona de cimentación mediante la soldadura de una chapa metálica que podrá ser plana o en U que asegure el reparto de la carga de cimentación.

- ✓ Las cerchas se arriostrarán entre sí mediante elementos metálicos que irán soldados a las mismas con el objeto de asegurar la rigidez longitudinal del sostenimiento y evitar el vuelco de los arcos.

En la colocación de cerchas con hormigón proyectado el orden de colocación es generalmente:

- ✓ Excavación total de la sección y retirada del escombros
- ✓ Proyección de una primera capa de hormigón de sellado
- ✓ Colocación de la cercha
- ✓ Recubrimiento con hormigón proyectado de todos los elementos de refuerzo intentando dar al hormigón forma de contrabóveda en el espacio entre cuadros.

**Ilustración 106:**

*Sostenimiento de un túnel mediante cerchas y hormigón proyectado.*



Fuente: Elaboración Propia

En el caso de las cerchas reticuladas se deberá prestar especial cuidado en su almacenamiento con el objeto de evitar que se produzcan deformaciones que impidan su uso o reduzcan sus prestaciones. También se debe cuidar especialmente el efecto sombra que pueden

generar en el hormigón proyectado con la consecuente aparición de huecos en el hormigonado. Por ello, suele recomendarse que como el frente puede hacer difícil el relleno, cuando se coloque el siguiente cuadro se proceda a realizar un repaso hacia atrás con el hormigón proyectado. Por último, para su colocación, se empleará una plataforma elevadora.

#### **3.10.4. Revestimiento de túnel chancay**

En este apartado se muestran los resultados obtenidos de las comprobaciones estructurales de las secciones siguientes:

- Secciones Tipo I, II y III.
- Secciones Tipo IV, V y VI.

##### **3.10.4.1. Sección Tipo I, II y III**

El revestimiento de acuerdo al diseño estructural de estas secciones tipo I, II y III, constará de:

- 35 cm de concreto ( $f^c=25$  MPa)
- Refuerzo transversal de  $\emptyset 1/2''@15$  en cara interior y cara exterior de acero ASTM A-615 grado 60, que suponen una resistencia  $f_y$  de 420 MPa.
- Refuerzo longitudinal de  $\emptyset 3/8''@20$  en cara interior y cara exterior de acero ASTM A-615 grado 60, que suponen una resistencia  $f_y$  de 420 MPa.
- Recubrimiento de 50 mm

##### **3.10.4.2. Sección Tipo V y VI**

El revestimiento de estas secciones tipo, constará de:

A) BÓVEDA:

- 35 cm de concreto ( $f^c=25$  MPa)
- Refuerzo transversal de  $\emptyset 1/2''@15$  en cara interior y cara exterior de acero ASTM A-615 grado 60, que suponen una resistencia  $f_y$  de 420 MPa.

- Refuerzo transversal en el inicio del revestimiento de  $\varnothing 5/8''@15$  en cara interior y cara exterior de acero ASTM A-615 grado 60, que suponen una resistencia  $f_y$  de 420 MPa.
- Refuerzo longitudinal de  $\varnothing 3/8''@20$  en cara interior y cara exterior de acero ASTM A-615 grado 60, que suponen una resistencia  $f_y$  de 420 MPa.
- Recubrimiento de 50 mm

**Ilustración 107:**

*Revestimiento de bóveda en el túnel Chancay*



Fuente: Elaboración Propia

**B) CONTRABÓVEDA:**

- 40 cm de concreto ( $f'_c=25$  MPa)
- Refuerzo transversal de  $\varnothing 1/2''@15$  en cara interior y cara exterior de acero ASTM A-615 grado 60, que suponen una resistencia  $f_y$  de 420 MPa.

- Refuerzo longitudinal de  $\text{Ø}3/8''@15$  en cara interior y cara exterior de acero ASTM A-615 grado 60, que suponen una resistencia  $f_y$  de 420 MPa.
- Recubrimiento de 50 mm cara interior y 70 mm cara de tierras.

**Ilustración 108:**

*Hormigonado de Invert o Contra bóveda en el túnel Chancay*



Fuente: Elaboración Propia

### **3.10.4.3. Monitoreo en túneles**

Para el plan de monitoreo se inicia a partir del conocimiento de las magnitudes a controlar y los dispositivos empleados, luego se procederá al control de dichas magnitudes. Para ello, se desarrollan en este capítulo los siguientes aspectos:

- Un plan lecturas donde se define la frecuencia de las mismas. Dicha frecuencia se establece en consonancia con la velocidad de reacción que a priori se prevé para el fenómeno a controlar.

- Definición de los umbrales de control que delimitan los valores de las lecturas que indican comportamientos aceptables de las que apuntan a situaciones que requieren actuaciones preventivas o correctivas.
- Establecimiento de los informes de monitoreo que se deberán desarrollar para conseguir una fluidez en la transmisión de los datos a todos los actores que intervienen en el Proyecto, tanto en situaciones normales como en circunstancias especiales.

El plan de monitoreo pretende dos objetivos: ejecutar las obras con seguridad y sin perjuicio a terceros. Así pues, es preciso poder ejecutar la obra con toda seguridad, pero en lo que se refiere a la posible afección a terceros, es preciso hacer que esto sea evidente, y que se pueda en caso necesario comprobar.

#### ***3.10.4.3.1. Frecuencia de lecturas***

El objetivo del establecimiento de frecuencias de lectura consiste en permitir la obtención de los valores de los movimientos de una forma acorde con la magnitud del fenómeno a verificar. Así pues, es preciso disponer de datos de las lecturas previamente al comienzo del efecto a observar, y la frecuencia debe ser mayor cuando los movimientos que se quieren registrar presentan mayores variaciones.

#### ***3.10.4.3.2. Control geotécnico de los frentes***

El control geotécnico de los frentes se efectuará de manera sistemática sobre cada frente de avance de un ciclo de excavación y sostenimiento.

#### ***3.10.4.3.3. Medidas de deformación en el túnel***

Las medidas tomadas de la instrumentación colocada en el túnel se evaluarán de acuerdo a los criterios de empuje del terreno y tensiones de los elementos de sostenimiento y

revestimiento. Las máximas deformaciones asumibles estarán definidas en las memorias de diseño de túneles.

El origen de medidas en las secciones de convergencia, no debe exceder en ningún caso 24 horas respecto al paso de la excavación en el lugar donde se instalen, debiendo ser colocadas en obra a una distancia en general de uno o dos pases de avance, respecto a la última frente excavada.

La densidad de la toma de medidas vendrá condicionada fundamentalmente por la calidad geomecánica del terreno y las dimensiones de la sección de túnel en el que se coloquen las secciones de convergencia, la magnitud de la deformación medida y por la evolución de la pendiente de la curva deformación vs tiempo en los distintos tramos a los que ésta puede asociarse.

Una vez instalada se tomará, lo antes posible, una medida origen. A partir de ahí, en principio, la frecuencia de medida a seguir, tanto para la medida de convergencias, como para la nivelación de clave y la medida de las células de presión, será la siguiente:

**Tabla 59:**

*Frecuencia toma de medidas de convergencias, nivelación de clave y células de presión*

Distancia al frente	Velocidad de convergencia (mm/día)	Frecuencia
< 2 Diámetros	Vel > 5	Cada 12 horas
	Vel < 5	Diaría
> 2 Diámetros	Vel > 1	Cada 12 horas
	1 > Vel > 0,5	Diaría
	0,5 > Vel > 0,2	Dos por semana
	0,2 > Vel > 0,1	Semanal
	0,1 > Vel > 0,05	Dos por mes
	0,05 > Vel > 0,01	Mensual

Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

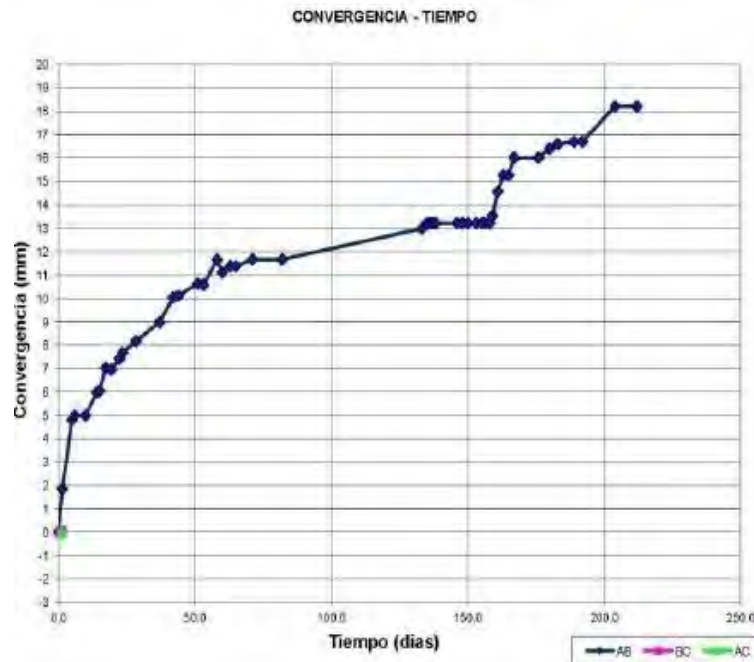
Una vez que tres medidas consecutivas señalen una velocidad de convergencia inferior o igual a 0,01 mm/día, la sección se dará por estabilizada y se realizará una medición cada 6 meses en sectores considerados críticos.

Las medidas se representarán en un gráfico tipo deformación-tiempo donde, a priori, pueden diferenciarse tres tramos derivados de la alteración introducida por la excavación; inmediatamente después del paso de la excavación se produce una desestabilización reflejada en una mayor pendiente de deformación en ese primer tramo. Posteriormente se presenta un segundo tramo donde la pendiente va disminuyendo hasta hacerse prácticamente nula. En el tercer tramo, que sigue al anterior, la deformación se estabiliza y la curva tiene una pendiente prácticamente nula, apreciándose en ellas las deformaciones a largo plazo que en general son bajas, comparadas con las que han tenido lugar anteriormente.

En la siguiente figura se muestra un ejemplo de un gráfico de este tipo obtenido de una estación de convergencia.

### Ilustración 109:

Gráfico deformación-tiempo obtenido de una estación de convergencia



Fuente: Área de topografía de Crec 10

Las pendientes de los tramos y el tiempo de estabilización dependen en cada caso, de las características del terreno, profundidad del túnel, soporte colocado, geometría del túnel y sistema de excavación, así como de la distancia al frente de excavación de la sección de convergencia.

#### 3.10.4.3.4. Movimientos en superficie

La medida de las deformaciones se realizará diariamente durante el tiempo transcurrido entre que el frente de trabajo se encuentre a 20 metros por delante del punto de observación hasta que se halle a 10 metros después, realizándose una medida antes y otra después de avanzar el frente.

Cuando el frente de trabajo se encuentre entre 10 y 40 metros se realizarán cuatro medidas semanales, mientras que cuando el frente se encuentre a más de 40 m de distancia se

realizará una medición por semana. Esta reducción gradual en la frecuencia de medición se efectuará siempre que se aprecie estabilización de los movimientos.

#### **3.10.4.4. Umbrales de control**

En cuanto a la interpretación de las magnitudes de deformación realmente medidas, se establecen cuatro niveles de control:

- Umbral Verde: deformación menor al 75% de la deformación prevista en los modelos de cálculo.
- Umbral Amarillo: deformación entre el 75% y 100% de la deformación prevista en los modelos de cálculo.
- Umbral Rojo: deformación entre 100% y 130% de la deformación prevista en los modelos de cálculo.
- Umbral Negro: deformación mayor al 130% de la deformación prevista en los modelos de cálculo.

##### ***3.10.4.4.1. Criterios de interpretación***

Para la interpretación de las curvas de convergencia, se establecen los siguientes criterios generales:

- La pendiente máxima de deformación no debe ser superior a 5 mm/día en períodos superiores a una semana.
- Siempre que la curva aumente de velocidad (pendiente) en algún punto de la misma, se considerará como caso de inmediato análisis.
- El tiempo de estabilización normal se considera que debe estar comprendido entre 20 y 30 días después del paso de la excavación por el punto kilométrico donde está instalada la sección de medida.

- Una vez que la curva esté estabilizada, cuando se observan aumentos de la deformación que no sean debidos a causas justificadas, se considerará como señal de alarma.
- Las deformaciones pequeñas y continuas, mantenidas a lo largo del tiempo, que sobrepasen el período normal de estabilización, deben ser objeto de análisis. En principio, en ningún caso se debe sobrepasar una deformación acumulada del 1 % de la anchura de excavación.
- Como se ha señalado anteriormente, una vez que tres medidas consecutivas señalen una velocidad inferior a 0,01 mm/día, la sección se dará por estabilizada y se dejará de medir.

#### ***3.10.4.4.2. Plan de contingencia***

El Plan de Contingencia considerará los siguientes umbrales y medidas de contingencia:

- Umbral Verde: deformación menor al 75% de la deformación prevista en los modelos de cálculo. Medida de contingencia: Analizar pendientes de las deformaciones que se presenten en las curvas registradas en monitoreo y compararlas con las del modelo, para proponer ajustes en los métodos constructivos o secuencias constructivas.
- Umbral Amarillo: deformación entre el 75% y 100% de la deformación prevista en los modelos de cálculo. Medida de contingencia: consistirá en el análisis tendencial de la deformación y aplicación de ajustes en la metodología de construcción. Además de aumento de monitoreo en la zona.
- Umbral Rojo: deformación entre 100% y 130% de la deformación prevista en los modelos de cálculo. Medida de contingencia: consistirá en el análisis tendencial de la deformación y aplicación de ajustes en la metodología de construcción. Además de monitoreo continuo en el tramo de túnel afectado.

- Umbral Negro: deformación mayor al 130% de la deformación prevista en los modelos de cálculo. Medida de contingencia: Protección inmediata de los frentes de trabajo con medidas previamente programadas y la paralización de la continuidad de avance de la obra, hasta que un análisis integral de la deformación y de las medidas de contingencia que se tomarán para estabilizar la deformación, sea aprobado por la Dirección de Obra.

Se enumeran a continuación los procedimientos mediante los cuales se puede abordar en términos globales un incremento de la estabilidad en una obra subterránea:

- Cambios en el proceso constructivo, introduciendo mejoras o adecuando el diseño, disminuyendo el área de los frentes de excavación, disponiendo paraguas de micropilotes, ajustando distancias entre fases, inyectando huecos entre el sostenimiento y el terreno.
- Refuerzo del frente mediante pernos de fibra de vidrio, machones o espesores de hormigón
- Refuerzo del terreno mediante inyecciones en la zona de bóveda o mediante paraguas de Jet grouting,
- Ejecución de alineaciones de elementos de corte de la cubeta de asientos como muros pantalla, alineaciones de pilotes, alineaciones de micropilotes o jet grouting.
- Compensación de asientos mediante inyección de compensación con mortero de alta viscosidad.
- Refuerzo de cimientos de las estructuras afectadas mediante mejoras en el sistema de cimentación o recalces

#### **3.10.4.5. Medidas de Convergencia**

Durante la ejecución del túnel se realizó mediciones sistemáticas de las deformaciones en las paredes y con especial atención a la deformación de las zonas altas de la excavación.

Para este propósito, se colocó los respectivos pernos de convergencia combinados, en los niveles consistentes con el cálculo del túnel.

Para la medición de convergencias se instalaron puntos de convergencia cada 10 m, para esta sección de túnel (ST - IV y ST - V); pudiéndose también instalarse a cada 5 m, en función al historial las lecturas realizadas, y las posibles alertas identificadas.

Para la medición de la convergencia se utilizará la cinta extensométrica de Invar con dispositivo tensor automático, con un rango de 0 a 20 m. y una precisión de 0,05 mm. Se empleará, además, una estación total con una precisión de 1 seg. Teniendo en cuenta además el modelo de cálculo de desplazamiento establecido para estas secciones será de:

**Tabla 60:**

*Tolerancias de desplazamiento vertical y convergencias túnel según modelo calculo para ST – IV y ST - V.*

DESPLAZAMIENTO SEGÚN MODELOS DE CALCULOS PARA ST - IV	
Desplazamientos verticales:	16.50 mm
Convergencia:	9.32

DESPLAZAMIENTO SEGÚN MODELOS DE CALCULOS PARA ST - V	
Desplazamientos verticales:	13.70 mm
Convergencia:	0.90

Fuente: Elaboración Propia

Se realizó medidas diarias hasta la estabilización de la curva de deformación-tiempo y un mínimo de 2 semanas, y, a partir de dicho momento, mediciones periódicas de comprobación con la frecuencia indicada a continuación:

- Una lectura diaria las dos primeras semanas.

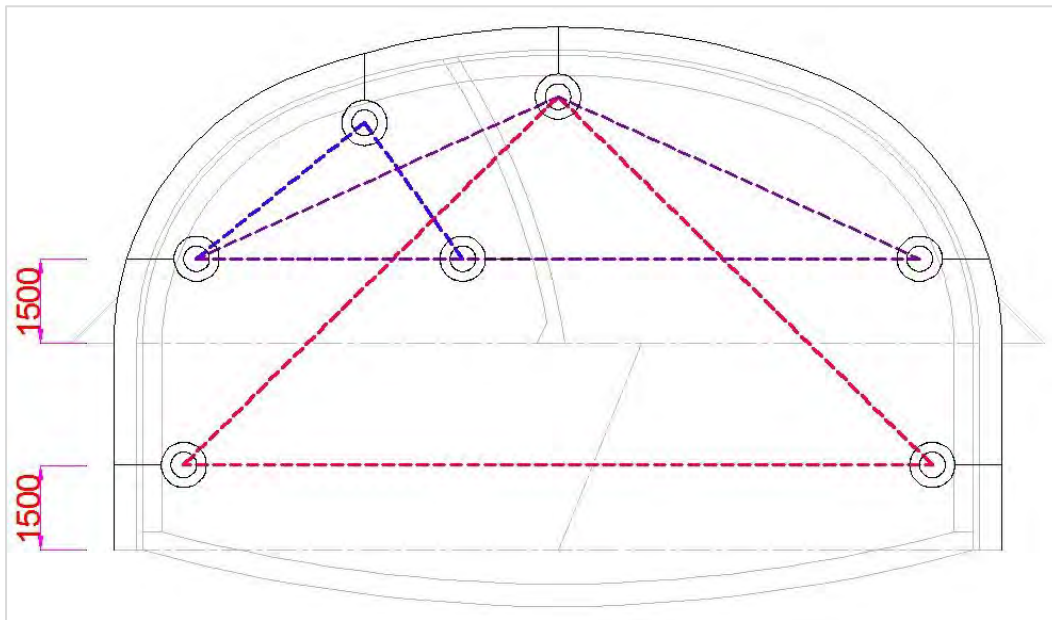
- Una lectura cada dos días durante la tercera y cuarta semana.
- Una lectura semanal durante dos meses.
- Una lectura mensual a partir del tercer mes, continuando hasta que las lecturas se estabilicen.

Cualquier instrumento que no funcione debidamente al término de la instalación, habrá de ser instalado de nuevo o será sustituido.

Asimismo, se mantendrá todos los instrumentos para la medida de convergencias en perfectas condiciones de trabajo durante el transcurso del túnel.

**Ilustración 110:**

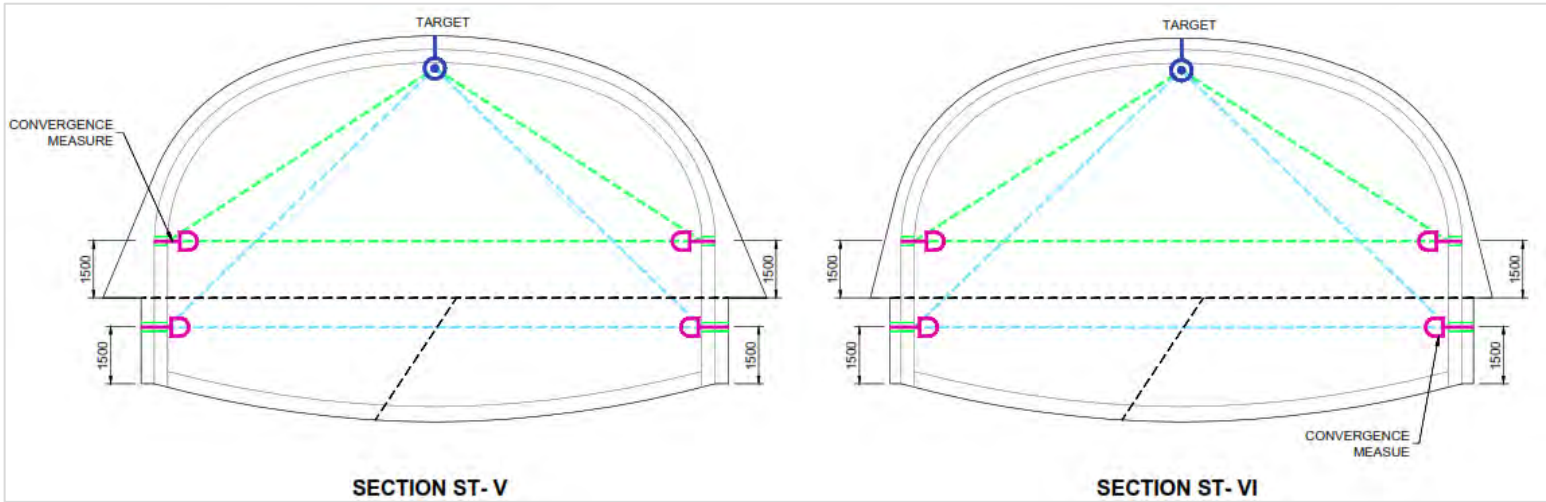
*Puntos de Monitoreo Sección Tipo ST - IV*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

### Ilustración 111:

#### Puntos de Monitoreo Sección Tipo ST – V, VI



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

La colocación de los pernos de medida de convergencia y de las dianas para medida del descenso de la clave se realizará después del sostenimiento correspondiente, evitando que queden tapados por el lanzado del shotcrete.

Para el registro de convergencias, como de descenso de la clave, se controlaron los valores de la deformación o desplazamiento y la velocidad de deformación.

#### Tabla 61:

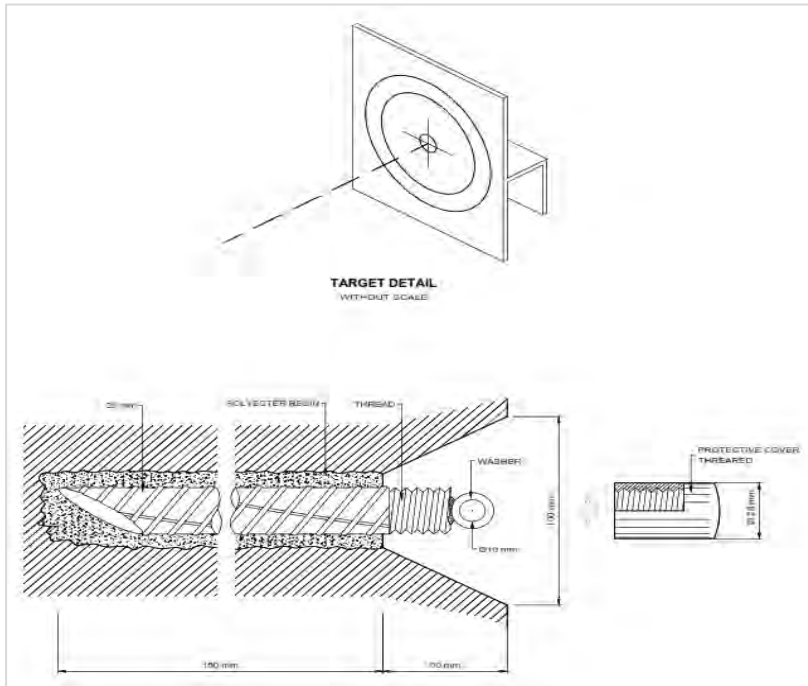
##### *Distancia de convergencias en túnel*

SOPORTE DE TIPOS DE SECCION	DISTANCIA DE SECCIONES DE CONVERGENCIA
ST – I, ST – II, ST - III	20m (5m en los primeros 15m)
ST – IV, ST - V	10m
ST - VI	15m

Fuente: Elaboración Propia

## Ilustración 112:

### *Dimensiones Puntos Convergencia*



Fuente: Departamento de Geología y Geotecnia - Crec 10

## 3.11. Proceso de control

### 3.11.1. Sobreexcavaciones

El método de avance y la excavación en depósitos eólicos y depósitos mixtos, pueden generar sobre - excavaciones por causas geológicas de orden natural no siendo estas, directamente relacionadas al proceso constructivo, por lo cual se ha de tener controles de excavación como:

- Excavación controlada en la línea teórica de excavación del túnel.
- Tolerancia de sobre excavación de 10 cm en sección.

Durante el proceso de excavación, en material suelto se ha de tener un minucioso control de la excavación en el perímetro de la bóveda de túnel, donde puede ocurrir sobre excavaciones superiores al orden de los 10cm, al momento de su ejecución. Es por ello, que para el proceso de

excavación de esa área del túnel se tendrá previamente coordinado la presencia del shotcrete en campo, para cualquier eventualidad y acción inmediata.

### **3.11.2. Shotcrete**

Para el control de colocación de shotcrete en sección, se ha de considerar los siguientes controles previos a la ejecución de la actividad, siendo estos:

- Diseño de shotcrete validado y aprobado.
- Frecuencia de ejecución de ensayos, (absorción de energía, control de perforaciones etc).
- Control de Slump, y temperatura previa al lanzamiento de shotcrete, según especificación de diseño.
- Condiciones del área de lanzamiento de shotcrete, superficies limpias, irregularidades en sección.
- Seccionamiento topográfico, excavación dentro de la línea de excavación teórica.
- Instalación de calibradores (cruz de metal), para control de espesores de shotcrete, indicados en los planos de construcción. La ubicación de los calibradores han de garantizar un correcto y uniforme reapeo de shotcrete en la sección del túnel. Para el proceso de instalación de calibradores de tendrá en especial consideración las condiciones del terreno (material suelto, roca suelta), evitando en todo momento la exposición de personal alguno, a posibles riesgos de desprendimiento de material, y caída de rocas. Es por ello que para la verificación y control de espesores finales de shotcrete se realizara mediante la perforación orificios, con taladros manuales, y secciones topográficas, donde se verificara el espesor real de shotcrete aplicado, en la sección del túnel.

### **3.11.3. Micropilotes**

Para la instalación y colocado del paragua de Micropilotes en sección, se ha de considerar los siguientes controles previos a la ejecución de la actividad, siendo estos:

- Certificados de calidad del micropilote.
- Estado de corrosión del acero del micropilote.
- Marcado topográfico y espaciado de micropilotes en sección acorde a los planos de construcción, y/o según indicación de Geología.
- Angulo de inclinación 5° sobre el eje de perforación del micropilote.
- Longitud efectiva del micropilote, verificar el segmento / espiga sobresaliente (5 -10 cm).
- Verificación de junta de soldadura, empalmes de micropilotes, perforaciones para salida de Grout.
- Control y seguimiento topográfico, para verificación de ángulo de inclinación del micropilote.

#### **3.11.3.1. Jet grouting**

Para la instalación y colocado del paragua del Jet Grouting en la sección, se ha de considerar los siguientes controles previos a la ejecución de la actividad, siendo estos:

- Marcado topográfico en sección acorde a los planos de construcción (0.80m)
- Angulo de inclinación 5° sobre el eje de perforación del jet Grouting.
- Velocidad de rotación durante el proceso de perforación e inyección estos parámetros serán verificados e introducidos en el tablero de control y software de equipo.
- Verificar estado del cemento, contenido de grumos, tiempo de almacenamiento y protecciones.

- Procedencia del agua para la preparación de mezcla de lechada.
- Conexiones de mangueras de presión, libre de fugas.
- Verificar correcta dosificación mezcla, viscosidad, plastificante.
- Presión de inyección bomba inyectora.
- Verificación del caudal
- Velocidad de extracción.

Posibles desplazamientos de la columna de Jet Grouting por empuje de fondo

#### **3.11.4. Instalación de cimbra**

Para el colocado e instalaciones cimbras, se ha de considerar los siguientes controles previos a la instalación de la cimbra, siendo estos:

- Certificados de calidad de la cimbra, aprobados y validados.
- Geometría dimensiones y despiece de cimbras acorde a la sección tipo a colocar (**ST-IV** y **ST - V**).
- Estado de corrosión del acero de la cimbra.
- Estado de las uniones, soldaduras y juntas de conexión.
- Dimensiones y estado de corrosión de los espaciadores de cimbra.
- Progresiva de instalado de cimbra.
- Verificar el seccionamiento del túnel, sub - excavaciones, sobre - excavaciones; presencia de irregularidades que comprometan la correcta instalación de la cimbra.
- Tolerancias de instalación de cimbras mínimas.
- Verificación y ajuste de piezas de cimbra, considerando el torque acorde a las especificaciones técnicas, y planos de construcción.

- Colocado de dados de concreto, y/o concreto lanzado en pata de cimbra, según recomendación del especialista, en caso se requiera para mejorar la estabilidad de la pata de cimbra.

### **3.11.5. Pata de elefante**

Estructura de acero parte de la cimbra que se coloca en el sobrecancho puntual que se realiza en la excavación, en la base de los hastiales; que par su colocado e instalación se ha de tener los siguientes controles:

- Certificados de calidad el acero.
- Estado de corrosión del acero.
- Posicionamiento y Angulo de inclinación respecto a la vertical de la cimbra.
- Limpieza previa de las juntas de soladura y plancha de soporte.
- Verificar el punto de apoyo de la pata de elefante, roca fija, material consolidado, y/o tratado con capa de shotcrete.

## **3.12. Gestión de la calidad**

Esta parte del plan, establece las consideraciones técnicas y especificaciones de los productos a emplear, para asegurar que el producto terminado (túnel), se encuentre dentro de las especificaciones técnicas de construcción del proyecto. Para ello se ha de delinear tanto los materiales y equipos, a emplear en la ejecución del presente plan.

### **3.12.1. Especificaciones técnicas de materiales**

A continuación, se lista los principales materiales a emplear para el proceso constructivo del túnel.

Especificaciones técnicas lechada cemento – Grout

### ▷ DISEÑO DE MEZCLA DE LECHADA A UTILIZARSE.

- PROPORCIÓN EN PESO: 1.0: 0.6: 0.35%.
- 1.0 = Cemento HS.
- 0.6 = A/C.
- 0.35% = PLASTOL 20+
- Aditivo Plastol 20+ siendo un aditivo reductor de agua de alto desempeño hiperplastificante correspondiente a Química Suiza.

#### Especificaciones técnicas Shotcrete 35 Mpa

- ▷ El diseño de shotcrete 35MPa con gradación tipo I, con 30Kg de fibra, relación a/c: 0.40, slump no menor a 8" en 2 horas, con cemento tipo HS tiene los siguientes resultados:

Diseño HS350F30MSH1C40	
f'c (MPa) de diseño	35
Relación a/c	0.40
Slump inicial	10"
Slump final	8"
Contenido de Aire (%)	4.5%
Peso Unitario (Kg/m <sup>3</sup> )	2267.30
Temperatura del concreto prom. (°C)	25.7
Resistencia a 3 días prom. (Kg/cm <sup>2</sup> )	280
Resistencia a 7 días prom. (Kg/cm <sup>2</sup> )	401
Resistencia a 28 días prom. (Kg/cm <sup>2</sup> )	547

#### 3.12.2. Lista de Protocolos de Liberación

Para realizar las inspecciones de los entregables y control de calidad se presenta los siguientes formatos de liberaciones:

- Protocolo de Liberación Topográfica: Excavación, Instalación de Cimbra
- Protocolo de Control de Lechada por Bolsa de Cemento
- Protocolo de Vaciado de Concreto Fresco
- Protocolo de Control de perforaciones
- Protocolo de Registro del Proceso de Instalación de Cimbras

**Tabla 62:***Frecuencia de ensayos a realizar*

<b>Entregables</b>	<b>Frecuencia Ensayos</b>
Shotcrete 35 Mpa con Fibra	Por cada 50 m <sup>3</sup> : Contra muestra de 6 probetas. Por cada 150 m <sup>3</sup> : 3 paneles de 1 x1 m
Lechada de Cemento	Por cada muestreo diariamente.
Cimbras por Tipo	Por cada 10 cimbras: Tinte penetrante y Espesor de soldadura
Espesores de Shotcrete Sostenimiento	Por cada 100 m <sup>2</sup> de Shotcrete instalado.

Fuente: Elaboración Propia

## CAPITULO 4

### RESULTADOS Y DICUSIÓN

#### 4.1. Análisis de resultados:

##### A) Resultados mediante clasificaciones geomecánicas

Las clasificaciones geomecánicas para los depósitos mixtos y arenas eólicas según algunos autores muestran resultados básicos cualitativos.

- Therzaghi: Condición de roca fluyente a gran profundidad; RQD no aplicable, observación: fuertes presiones laterales se requieren de contrabovedas.
- Lauffer: Clase F y G, tipo de roca con características análogas a los suelos. Calidad de terreno muy difíciles requiere de métodos especiales.
- Rabcewicz y Muller: Clase G, de empuje inmediato fuerte, sostenimiento pesado de frente, tiempo de estabilidad libre 10 seg. Observación: considera métodos especiales con inyecciones y congelación.

##### B) Resultados de la clasificación de los depósitos mixtos y arenas eólicas mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.

B.1) Depósitos mixtos (Q<sub>mix</sub>): Son suelos en su mayoría tipo SP (en un 71% de las muestras analizadas), que corresponde a arenas mal graduadas, un 12% corresponde a suelos tipo SM, correspondiente a arenas limosas, y un 18% de los casos corresponde a un tipo intermedio SP-SM. Materiales no plásticos con parámetros resistentes a corto plazo de ensayos de corte directo, cohesión de 0,10 kg/cm<sup>2</sup> y 33° de ángulo de fricción.

B.2) Arenas Eólicas (Q<sub>e</sub>): Estos materiales poseen un 0.8 % de materiales tipo grava, un porcentaje del 93.1 % de arena, y un porcentaje medio de finos del 6.1 %.

Según la clasificación unificada (SUCS) se trata de suelos en su mayoría tipo SP (en un 68% de las muestras analizadas), que corresponde a arenas mal graduadas, un 10% corresponde a suelos tipo SM, correspondiente a arenas limosas, y un 22% de los casos corresponde a un tipo intermedio SP-SM. Con parámetros de resistencia de cohesión de 0,05 kg/cm<sup>2</sup> y 32° de ángulo de fricción.

### C) Mejora de terreno mediante inyecciones en Paraguas de Micropilotes en depósitos Mixtos

El análisis estructural de los paraguas de micropilotes se realiza considerando al micropilote como una viga al realizar un pase excavado. La aplicación de la metodología de cálculo se deduce que los esfuerzos de flexión  $M_{ED} = 2,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$  y cortante máximos  $V_{ED} = 40,37 \text{ kN}$ .

Se ha considerado una altura representativa de terreno gravitando sobre el paraguas de 10 m y un coeficiente de reducción de la resistencia de los tubos en sus conexiones de 0.75.

El factor de seguridad mínimo calculado es 1.84, para un pase de excavado de 1.35m. Siendo este mayor al factor de seguridad admisible de 1.2. Por lo que queda verificado que el paraguas de micropilotes propuesto tiene una capacidad estructural suficiente para resistir los esfuerzos a que se encuentra sometido.

Con estos resultados obtenidos se valida la propuesta, alternativa de paraguas de micropilotes para la sección Tipo IV. con micropilotes de 73 mm de diámetro exterior y 7 mm de espesor, espaciado de 20 cm entre micropilotes y un límite de fluencia de 240 MPa.

El análisis tensodeformacional se realizó el cálculo con el apoyo del software computacional FLAC 3D.

Magnitudes de Sección Tipo IV - Depósitos Mixtos		Máximo Valor
Terreno	Desplazamiento vertical de la clave (mm).	140.1
	Desplazamiento horizontal de los hastiales (mm).	7.0
	Plastificación (m).	24.0
	Desplazamiento vertical en superficie (mm).	180.0
Sostenimiento	Desplazamiento vertical de la clave (mm).	115.0
	Convergencias (mm).	27.0
	Compresión (MPa).	4.0
	Tracción (MPa).	4.2

D) Mejora de terreno mediante inyecciones en Paraguas de Jet Grouting en Arenas.

Para determinar el diámetro de la columna de Jet Grouting NO se tiene un método definido para cada tipo de suelo, existen métodos que a falta de una base teórica son empíricos, donde cada autor considera diferentes parámetros y propiedades del suelo.

- Método de Carnevale:

Aplicando este método para determinar el Diámetro de la columna de Jet Gruoting (Dc) se tiene:  $D_c = 0.6m$ .

- Metodo de S.O. Zege II Broid D.V. Antonov y Sinko:

Aplicando este método para determinar el Diámetro de la columna de Jet Gruoting (Dc) se tiene:  $D_c = 0.0287m$ .

La falta de un método bien definido, para determinar el diámetro de la columna de Jet Grouting y los parámetros operacionales de Inyección de Jet Grouting se ejecutan pruebas insitu ajustando los parámetros hasta obtener el Diámetro del Jet Grouting requerido de 0.60m.

En nuestra Investigación el Método de Carnevale es aplicable.

Toma de Datos Durante la Prueba se muestra en la tabla 53 y los resultados de los diámetros de la columna de jet grouting se muestra en la tala 54.

Fecha	Perforación		INYECCION JET GROUTIG PARAMETROS OPERATIVOS													
	Taladro	Longitud Perforación (mm)	Taladro	Tramo Inicio (mm)	Tramo Final (mm)	Longitud Total (mm)	RPM	Velocidad Extracción (min/m)	Presión (Bar)	Tiempo Inyección (min)	Caudal	Relación A:C	Diametro de Tobera	Sistema	Consumo Cemento (Bs)	Longitud Efectiva Columna (fotos)
8-Nov	1	7649	1	7649	5648	4029	31.5	5.80	460	8		1:1	2.0 mm	Continuo	10	4.00
				5648	3620		10.0	6.40	460	7		1:1	2.0 mm			
8-Nov	2	7621	2	7621	5620	3933	10.0	3.50	400	7		1:1	2.0 mm	Continuo	20	4.50
				5620	3688		10.0	3.60	400	7		1:1	2.0 mm			
8-Nov	3	7632	3	7632	4978	2654	10.0	6.50	360	15		1:1	2.0 mm	P-S Alterno	10	4.90
9-Nov	4	7717	4	7717	2664	5053	10.0	6.40	350	14		1:1	2.0 mm	P-S Alterno	45	4.80
9-Nov	5	7620	5	7620	5022	4949	10.0	3.80	350	7		1:1	2.0 mm	P-S Alterno	60	4.90
				5022	2671		10.0	3.90	400	7		1:1	2.0 mm			
11-Nov	1	6046	1	6046	2983	3063	10.0	7.00	500	22		1:1	2.0 mm	Continuo	49	3.30
11-Nov	2	6305	2	6305	3295	3010	10.0	4.50	470	18		1:1	2.0 mm	Continuo	35	3.40
11-Nov	3	6917	3	6917	2892	4025	10.0	1.80	450	6		1:1	2.0 mm	Continuo	14	4.10

### Medición de Diámetro de Jet Grouting en las Pruebas

Tramo (cm)	Prueba 1					Prueba 2		
	Díametro JG 1 (cm)	Díametro JG 2 (cm)	Díametro JG 3 (cm)	Díametro JG 4 (cm)	Díametro JG 5 (cm)	Díametro JG 1 (cm)	Díametro JG 2 (cm)	Díametro JG 3 (cm)
0.00	55	50	67	49	49	70	75	65
0.30	55	40	69		50	75		65
0.60	53	38	48		50	78		62
0.90	54	68	43		47	85		58
1.20	55	57	44		53	82		58
1.50	50	60	50		52	81		62
1.80	40	44	48		52	71		60
2.10	55	40	46		60	66		62
2.40	60	59	42		60	70		60
2.70	55	56	47		56	70		59
3.00	62	52	54		54	72		55
3.30	74	50	42		50	66		52
3.60	74	55	47		50			51
3.90	74	57	42		51			58
4.20		50			50			
4.50		32			59			
4.80					53			
5.10								
5.40								
5.70								
6.00								
6.30								
6.60								
Promedio	58.29	50.50	49.21	49.00	52.71	73.83	75.00	59.07
Longitud Promedio (m)	4.00	4.50	4.90	4.80	4.90	3.30	3.40	4.10

El análisis tensodeformacional se realizó el cálculo con el apoyo del software computacional Phase 2 y se muestran los siguientes resultados.

Magnitudes de Sección Tipo v – Arenas Eólicas		Máximo Valor	
Terreno	Desplazamiento vertical de la clave (mm)	92.50	
	Desplazamiento horizontal de cada hastial (mm)	45.00	
	Plastificación (m)	6.50	
	Desplazamiento vertical en superficie (mm)	77.70	
Sostenimiento	Hormigón	Desplazamiento vertical de la clave (mm)	13.70
		Convergencias (mm)	0.90
		Compresión (MPa)	4.19
	Marcos	Tracción (MPa)	1.39
		Axiles (MN)	0.144
	Momentos (MNm)	0.008	

E) De acuerdo a los estudios realizados y los resultados obtenidos se determinó el sostenimiento más adecuado para cada tipo de terreno, según la clasificación geomecánica de Bieniawski.

Sostenimiento Tipo	Ámbito de aplicación	Concreto Sellado (cm)	Pernos	Concreto Sostenimiento (cm)	Marcos	Otros
I	Roca RMR >50	3	Ø3/4" L=3,5 m 2,0 m (L) x 1,5 m (T)	7	-	-
II	Roca 50> RMR >35	3	Ø3/4" L=4,0 m 1,5 m (L) x 1,5 m (T)	7	-	-
III	Roca RMR <35 (I)	3	-	17	A36W6x6x15 lbs/pie @ 1,50 m	-
IV	Depósitos mixtos	5	-	30	A36W8x6,5x28 lbs/pie @ 1,00 m	- Segunda capa de concreto lanzado de 10 cm + refuerzo con malla 150x150x9,5 mm - Mejora del terreno Micropilotes
V	Depósitos eólicos	5	-	30	A36W8x6,5x28 lbs/pie @ 1,00 m	Mejora del terreno Jet Grouting
VI	Frente mixto suelo-roca	5	-	25	A36W8x6,5x28 lbs/pie @ 1,00 m	-
VII	Portal de entrada 1,2 m iniciales	3	-	15		Mejora del terreno Jet Grouting

## 4.2. Discusión

Las clasificaciones Geomecánicas nos brindan información insuficiente para los depósitos mixtos y arenas eólicas, la naturaleza cualitativa de las clasificaciones geomecánicas en depósitos Mixtos y arenas eólicas evidencia la necesidad de integrar parámetros cuantitativos de la mecánica de suelos, permitiendo una caracterización más exacta de los depósitos mixtos y arenas eólicas.

La elección de emplear paraguas de Jet Grouting o de micropilotes para el presostenimiento de túneles se encuentra condicionada por el tipo de terreno, por las demandas

de rigidez y de impermeabilización. El Jet Grouting genera una barrera continua de suelo-cemento altamente impermeable, mientras que los micropilotes generan una mayor capacidad estructural y el control de deformaciones en las condiciones adecuadas del terreno.

- Jet Grouting: esta técnica mejora las propiedades internas del suelo como la cohesión, y el módulo de deformación. Es ideal para suelos blandos.

Las irregularidades en su diámetro de la columna de jet Grouting se presentan por la heterogeneidad de los suelos.

- Micropilotes: los paraguas de micropilotes funcionan como un elemento estructural que soportan esfuerzos cortantes y de flexión. Es ideal para suelos heterogéneos, rocas y gravas.

## CONCLUSIONES

1. Los estudios geomecánicos realizados, brindan información pobre desde su enfoque cualitativo y consideran a los depósitos mixtos y depósitos eólicos como terrenos muy malos o suelos.

Entonces recurrimos a la geotecnia aplicando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, para determinar las características de los depósitos mixtos y arenas eólicas resultando:

- A) Depósitos mixtos ( $Q_{mix}$ ): Son suelos tipo SP (arenas mal graduadas) y suelos tipo SM (arenas limosas) y a un tipo intermedio SP-SM (Materiales no plásticos), cohesión de  $0,10 \text{ kg/cm}^2$  y  $33^\circ$  de ángulo de fricción.
  - B) Arenas Eólicas ( $Q_e$ ): Suelos tipo SP (arenas mal graduadas), suelos tipo SM, (arenas limosas) y tipo intermedio SP-SM. Con una cohesión de  $0,05 \text{ kg/cm}^2$  y  $32^\circ$  de ángulo de fricción.
2. Las propiedades geomecánicas de los depósitos mixtos y arenas eólicas si determinan la técnica de mejoramiento de terreno a utilizar estos son: la baja cohesión, alta permeabilidad, baja capacidad de carga, baja densidad de las arenas.  
La técnica de mejoramiento de terreno en las arenas eólicas está orientada a fijar las partículas y el mejoramiento en depósitos mixtos se orienta a aumentar la rigidez del terreno.
  3. El impacto geotécnico de la mejora de terreno mediante inyecciones es:
    - A) Paraguas de Jet Grouting utilizadas en arenas eólicas:
      - Incremento de la resistencia a la compresión mayor a  $2.0 \text{ Mpa}$  generando un área de trabajo estable y seguro con pases de  $1\text{m}$ .
      - Reduce el riesgo de hundimientos y flujos de arena al inyectar lechada de cemento a alta presión generando una mezcla solida de suelo cemento.
    - B) Paraguas de Micropilotes utilizadas en los depósitos mixtos  $Q_{mix}$ .
      - Incrementa el límite de fluencia de los depósitos mixtos a  $240 \text{ Mpa}$ .

- Incrementa el coeficiente de seguridad considerablemente a 1.84 y 2.88; son superiores a 1.2.
  - La heterogeneidad y presencia de rocas en los depósitos mixtos presentes en el trazado del túnel condiciona la aplicación del Nuevo Método Austriaco, aprovechando la capacidad autoportante del terreno.
4. Las técnicas de mejoramiento de terreno que resultan más eficientes, una vez conocido las condiciones geomecánicas y geotécnicas de los depósitos mixtos y depósitos de arenas eólicas son:
- Para Depósitos Mixtos (Qmix): técnica de mejora de terreno mediante inyección de lechada en Paraguas de Micropilotes.
  - Para Arenas Eólicas: técnica de mejoramiento de terreno mediante inyección de lechada en Paraguas de Jet Grouting.

## RECOMENDACIONES

- 1) Se recomienda a los profesionales en geomecánica, para determinar las características de los Depósitos mixtos y Arenas eólicas, en la construcción de túneles subterráneos utilizar los estudios geotécnicos basados en los sistemas de clasificación de suelos como:
  - Sistema de clasificación de suelos por su textura.
  - Sistema de clasificación de suelos de AASTHO.
  - Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.
  
- 2) Se recomienda las autoridades del MTC, en futuras obras de emboquilles o construcción de túneles con mejoramiento de terreno mediante inyecciones, implementar los controles necesarios para cada tipo de inyección:
  - A) Paraguas de Micropilotes: el ángulo de perforación  $5^\circ$ , el sellado del frente con shotcrete de  $f'c$  25Mpa, correcta instalación de los Packers y presión de inyección de la lechada de cemento, para que se forme el bulbo de cemento.
  - B) Paraguas de Jet Grouting: estandarizar los parámetros iniciales de prueba; como ángulo de perforación, velocidad de retorno, presión de inyección, relación de A/C, tiempo de inyección, para formar el diámetro de la columna de Jet Grouting deseada.
  
- 3) En la construcción de túneles en depósitos eólicos (arenas) utilizar la técnica de mejoramiento de terreno mediante inyecciones en Paraguas de Jet Grouting, para incrementar la cohesión y resistencia a la compresión; considerar factor de seguridad de 3. Y en depósitos mixtos utilizar la técnica de mejoramiento mediante inyecciones de Paraguas de Micropilotes, para incrementar la resistencia al corte y flexión del terreno; considerar factor de seguridad de 1.2.
  
- 4) A los diseñadores de túneles en arenas y depósitos mixtos, utilizar el mejoramiento de terreno mediante inyecciones en paraguas de jet grouting y micropilotes para mejorar la estabilidad del terreno antes de la excavación generando una preboveda reduciendo deformaciones en el frente y asentamientos superficiales.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS


- E. Hoek / E. T. Brown (1985). ‘Excavaciones Subterráneas en Roca’.
- Heinz Dieterich Esteffan. “Nueva guía para la investigación científica”.
- Gonzales Vallejo L., Ferrer M., Ortuño L. (2002) “Ingeniería Geológica” Madrid
- Guerra Torralbo Juan Carlos (2017) “Manual de Procedimientos Constructivos de Túneles”
- J. Tsao Santin Francisco (2008) “Mejora de suelos con la técnica de Jet Grouting”.
- López Jimeno Carlos (Madrid 2011). “Manual de Túneles y Obras Subterráneas” Tomo II.
- Ministerio de Fomento (2005) “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera”
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Edición 2016) “Manual de carreteras: Túneles, Muros y Obras Complementarias R.D. N° 36 – 2016 – MTC/14”
- NAVARRO, Salvador, Raúl ORTÍZ y Juan RUIZ s/f “Geotecnia aplicada a la Construcción de Túneles”. s/l: s/e (Parámetros de diseño prácticos para túneles, muestra diferentes ejemplos de cómo se diseña por medio de análisis de esfuerzos, riesgos y resistencia geo-mecánica)
- Polo Narro, José (2017) “Paraguas Pesados de Micropilotes”

## PÁGINAS DE INTERNET

- [www.construccionminera.cl](http://www.construccionminera.cl)
- [www.paragon.com.br](http://www.paragon.com.br)


## ANEXO N° 1:

### FORMATOS UTILIZADOS PARA LA RECOLECCION DE DATOS

	<b>MAPEO GEOLOGICO - ARCO REBATIDO</b>	Código:	P114181-1500-QAIQC-INS-
	INGENIERIA PROCURA Y CONSTRUCCION DE TUNEL Y SISTEMA DE VIAS DE ACCESO DEL TERMINAL PORTUARIO MULTIPROPOSITO DE CHANCAY PERU	Versión:	0
		Página	1 de 1

Frente / Tunel:		Fecha Mapeo:		Turno:	
Progresiva Inicio:		Progresiva Final:		Avance (m):	
Seccion Evaluada:		Litología:		Hora :	

H	BOVEDA	HD
BENCH	ROOF	BENCH
ROOF	BENCH	
Comentarios: _____		
Responsable Mapeo - CREC10 :		Firma :
Ingeniero Tunel / Geologo (Geomecanico)		Fecha :

		SISTEMA DE GESTIÓN DE CALIDAD				Código:	P114161-1500-QAJQC-INS-XXX	
		EVALUACIÓN GEOLOGICA Y GEOMECANICA				Versión:	0	
		INGENIERIA PROCURA Y CONSTRUCCION DE TUNEL Y SISTEMA DE VIAS DE ACCESO DEL TERMINAL PORTUARIO MULTIPROPOSITO DE CHANCAY PERU				Página:	1 de 1	
						Fecha:	14/11/2021	
				N° Correlativo:				
Túnel :	PORTAL DE SALIDA - ZOP				Fecha Dips:	03/12/2021	Turno :	DIA
Progresiva inicio:		Progresiva Final:		Avance	-	Cobertura - Z (m):		
Ancho de sección (m)	15.00	Alto de sección (m)	6.50	Volumen (m3)	-	Seccion Evaluada :	ROOF	
1		RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA		Resultado del martillo	Mpa			
Ensayos de carga puntual (Mpa)				> 10 Mpa	4 - 10 Mpa	2 - 4 Mpa	1 - 2 Mpa	Ensayo compresion simple - Mpa
Resistencia a compresión simple (Mpa)				> 250 Mpa	100 - 250 Mpa	50 - 100 Mpa	25 - 50 Mpa	
Valoración				Muy alta	Alta	Media	Baja	25-5    5-1    <1
Puntuación				15	12	7	4	2    1    0
2		RQD. GEOLOGÍA - GEOMECANICA:		$\sum x_i y_i z_i =$	0	0	0	= 0
Juntas por metros, eje horizontal		(x) =	0	RQD= 115 - 3,3Jv				
Juntas por metros, eje vertical		(y) =	0	(redondear el valor para multiples de 5)				
Juntas por metros, eje horizontal		(z) =	0	RQD = 0				
RQD				90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%
Puntuación				20	17	13	6	3
Foto y/o Grafico:								
<span style="margin-right: 200px;">Hastial Izquierdo</span> <span>Hastial Derecho</span>								
3		ESPACIAMIENTO DE DISCONTINUIDADES						
Separacion entre juntas (Valor)				> 2 m	0.6 - 2 m	0.2 - 0.6 m	0.06-0.2 m	< 0.06 m
Puntuación				20	15	10	8	5
4		CONDICION DE DISCONTINUIDADES						
Longitud de la discontinuidad / Persistencia				< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10-20 m	> 20 m
Puntuación				5	4	2	1	0
Abertura				Cerrada	<0.1 mm	0.1-1 mm	1-5 mm	> 5mm
Puntuación				5	5	3	1	0
Rugosidad				Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente Rugosa	Ondulada	Suave
Puntuación				5	5	3	1	0
Relleno				Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando <5mm	Relleno blando >5mm
Puntuación				5	4	2	2	0
Alteración / Impermabilización				Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta
Puntuación				5	5	3	1	0
5		PRESENCIA DE AGUA						
Caudal por 10 m de túnel				Nulo	10 litros / min	10 - 25 lit / min	25-125 litros / min	> 125 litros / min
Relación: Presión de agua/tensión principal mayor				0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5
Estado general				Seco	Ligeramente seco	Húmedo	Goteando	Agua Fluyenda
Puntuación				15	10	7	4	0
RMR BASICO								0

CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN Y BUZAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES EN TUNELERÍA																																	
Orientaciones Rumbo y Buzamiento		Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable																											
Dirección y buzamiento, TUNELES		0	-2	-5	-10	-12																											
Dirección y buzamiento, TALUDES		0	-5	-25	-50	-60																											
CORRECCION POR ORIENTACION DE DISCONTINUIDADES / TUNEL																																	
Direccion perpendicular al eje del tunel				Direccion paralela al eje del tunel		Buzamiento 0° - 20° independiente del rumbo																											
Excavacion hacia el buzamiento		Excavacion contra el buzamiento		Buzamiento 45° - 90°	Buzamiento 20° - 45°																												
Buzamiento 45° - 90°	Buzamiento 20° - 45°	Buzamiento 45° - 90°	Buzamiento 20° - 45°	Buzamiento 45° - 90°	Buzamiento 20° - 45°	Regular																											
Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable	Regular	Regular																											
0	-2	-5	-10	-12	-5	-5																											
<table border="1"> <tr> <th colspan="4">Rumbo perpendicular al eje de la excavacion</th> <th colspan="2">Rumbo paralelo al eje de la excavacion</th> <th rowspan="2">Buzamiento 0°-20° independiente del rumbo</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Direccion con el buzamiento</th> <th colspan="2">Direccion contra el buzamiento</th> <th colspan="2">Buzamiento</th> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>45°-90°</td> <td>20°-45°</td> <td rowspan="2">Regular</td> </tr> <tr> <td>Muy Favorable</td> <td>Favorable</td> <td>Regular</td> <td>Desfavorable</td> <td>Muy Desfavorable</td> <td>Regular</td> <td>Desfavorable</td> </tr> </table>							Rumbo perpendicular al eje de la excavacion				Rumbo paralelo al eje de la excavacion		Buzamiento 0°-20° independiente del rumbo	Direccion con el buzamiento		Direccion contra el buzamiento		Buzamiento						45°-90°	20°-45°	Regular	Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable	Regular	Desfavorable
Rumbo perpendicular al eje de la excavacion				Rumbo paralelo al eje de la excavacion		Buzamiento 0°-20° independiente del rumbo																											
Direccion con el buzamiento		Direccion contra el buzamiento		Buzamiento																													
				45°-90°	20°-45°	Regular																											
Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable	Regular		Desfavorable																										
<b>RMR CORREGIDO</b>						<b>0</b>																											
AVANCE :		Normal																															
Método Excavación :		Mecánica		Longitud de avance (m) :		0,00 m																											
Tipo de Sostenimiento		ST-III		Shotcrete preventivo		3,00 m <sup>3</sup> /ml																											
				Colocación de malla electrosoldada		0,00 m <sup>2</sup> /ml																											
				Colocación de pernos		0,00 uds/ml																											
				Colocación de cercha / Cimbra		1,00 uds/ml																											
				Shotcrete sostenimiento sobre Cimbra		20,00 m <sup>3</sup> /ml																											
				Ejecución de paraguas de micropilotes en corona		0,00 m/ml																											
				Ejecución de Jet Grouting Ø 0.80 m		0,00 m/ml																											
CLASIFICACIÓN DE SUBTERRA PARA EL PROYECTO				DESCRIPCION GEOLOGICA																													
ST	Longitud Avance Definida	ROOF	DESTROZA																														
ST - I	RMR > 50	4	6																														
ST - II	35 < RMR <= 50	3	4.5																														
ST - III	RMR <=35	1.5	3																														
ST - IV	DEPOSITOS MIXTOS (Qmix)	1	3																														
ST - V	DEPOSITOS EOLICOS EN Qmix	1	2																														
ST - VI	MIXTO SUELO-ROCA	1	2																														
MAPEO ARCO REBATIDO																																	
Evaluado por:				Revisado por:																													
INGENIERO CONSTRUCCION / GEOLOGO	Fecha	Firma		INGENIERO GEOLOGO SUPERVISION	Fecha	Firma																											





## ANEXO N° 2: ESTUDIOS GEOLOGICOS

### A) **Ámbito de estudio**

#### ➤ Unidad de estudio

La tesis se desarrolla en la construcción del túnel de Chancay, que sirve de acceso de la Zona de operaciones Portuarias hacia el Complejo de Ingreso y viceversa.

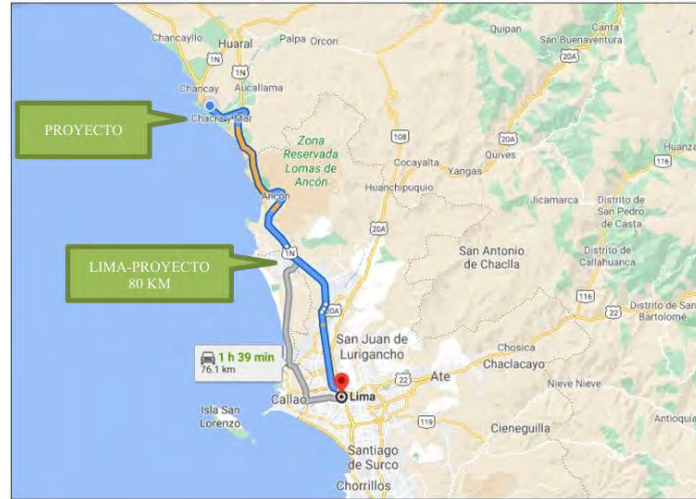
#### ➤ Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en el distrito de Chancay, provincia de Huaral, departamento de Lima, en la costa central del Perú. La accesibilidad a esta área se da por la carretera Panamericana Norte, a la altura del km 80, así como por la antigua carretera Panamericana que entra hacia la ciudad de Chancay.

- Región, Departamento : Lima
- Provincia : Huaral
- Distrito : Chancay

#### ➤ Accesibilidad

El tiempo de viaje, desde Lima hasta Chancay es de dos horas, recorriendo una trayectoria promedio de 90 km en carretera asfaltada. Las cotas del área del proyecto que se estudia están entre los 0.00 msnm (línea de costa) y los 150 msnm. El área de estudio del Proyecto está ubicada hacia el lado sur de la ciudad de Chancay, en lo que constituye su área en una parte de expansión urbana, con la ubicación de varios asentamientos humanos, entre ellos: El Pacífico, Miramar, Los Álamos, Juan Velazco Alvarado, Peralvillo, entre otros.



Fuente: Elaboración Propia

## B) Litoestratigrafía

Culminado los estudios geológicos y geotécnicos en el área de estudio del proyecto se han identificado las siguientes formaciones geológicas denominadas unidades geotécnicas:

### B.1) Unidad Ri: roca intrusiva.

Son rocas dioríticas que constituyen un importante cuerpo intrusivo. Son rocas muy duras, encontrándose parcialmente meteorizadas y afectadas por fracturas en superficie.

Estos materiales se localizaron entre el PK 2+180 y el portal de salida del túnel ZOP, en el PK 2+234.

### B.2) Unidad Ki-chil (Fm. Chilca)

La formación Chilca se encuentra definida por una secuencia volcánico - sedimentaria constituida en su parte Inferior por calizas y rocas elásticas intercaladas con derrames volcánicos y hacia la parte superior casi íntegramente volcánica.

En esta formación geológica se han diferenciado distintas unidades geotécnicas, las cuales se definen a continuación.

### B.2.1) Unidad Ki-chil-v:

Corresponden a andesitas de textura porfiríticas, mostrando un aspecto masivo, de color marrón claro en superficie a gris verdoso en profundidad. Son rocas muy duras y resistentes al golpe del martillo.

La franja superficial de estos materiales, con una potencia entre 10 y 40 m se encuentra parcialmente meteorizada K-chil-v y afectada por fracturación, que puede ser intensa. Bajo este nivel, el sustrato rocoso se encuentra sano K-chil-v y poco fracturado.

Se prevé que el trazado del túnel intersecte los niveles de roca volcánica con grado de fracturación alto y muy alterado entre el PK 0+850 y 0+896, así como entre el PK 1+611 y 1+636. Entre el PK 0+896 y 1+611 se estima que el trazado se excavara en los niveles volcánicos poco alterados y fracturados.

### B.2.2) Unidad K-chil-sm:

Se trata de calizas silicificadas masivas de color gris-pardo oscuro, con textura granular fina y con presencia de fenoblastos de cuarzo. Son materiales duros, resistentes al golpe del martillo. En la zona de estudio estas calizas presentan una alteración moderada y fracturación media-alta.

La caliza silicificada será interceptada por el trazado del túnel entre el P.K. 1+672 y 1+713.

### B.2.3) Unidad K-chil-st:

Esta unidad está constituida por bancos delgados de margo-calizas grises intercaladas con lutitas amarillentas y rojizas en el nivel inferior, así como por margo-calizas en capas delgadas intercaladas con lutitas y areniscas finas gris verdosas con estratificación laminar (dirección de buzamiento hacia el Noroeste con inclinaciones entre 20° y 30°) y margas amarillentas y negruzcas, en el nivel superior.

Por sus características litológicas, a estas rocas sedimentarias se les puede calificar como de resistencia media a baja, encontrándose en la zona de estudio con alteración alta y fracturación alta.

El túnel interceptará estos materiales desde el PK 1+636 hasta el PK 1+672

### B.3) Depósitos Eólicos (Qe)

En el territorio del distrito de Chancay se encuentran extensos depósitos de arenas formados por el transporte y acumulación eólica, desarrollados por los vientos alisios del sur y sureste.

Los depósitos eólicos son arenas sueltas inconsolidadas fijas y en tránsito que avanzan desde el litoral marino hacia el interior del continente.

Los campos eólicos más extensos se encuentran en las zonas Peralvillo - Salinas, Palo con Sombrero y Quebrada Río Seco. Estos materiales se localizan en el trazo del túnel desde el portal de entrada del túnel CI, en el PK 0+424 hasta el PK 0+850. Tramo donde se realizó el mejoramiento de terreno mediante inyecciones de Jet Grouting.

### B.4) Depósitos mixtos. (Qmix)

Estos depósitos están constituidos por importantes acumulaciones de arenas y arenas limosas, con intercalaciones de gravas arenosas y pequeños niveles limo-arcillosos, de distinto origen.

Se trata de suelos depositados en las planicies entre cerros, con aportes de origen mixto, aluvial, coluvial y eólico. Su potencia máxima en el entorno del trazado es de 28 m.

Estos materiales serán interceptados por el trazado entre el PK 1+713 y el PK 2+180, encontrándose parcialmente saturados, por presencia del nivel freático entorno a la cota 12

m.s.n.m. En este tramo se realizó el mejoramiento de terreno mediante inyecciones de Micropilotes.

### **C) Fisiografía**

La fisiografía de la ciudad de Chancay según la fuente: Plan Participativo de Gestión de los Recursos Hídricos de la Cuenca Chancay Lambayeque. Autoridad Nacional del Agua, 2012.

En la cuenca del Chancay Lambayeque se distinguen seis unidades fisiográficas principales:

- Paisaje del Valle encañonado (aprox. 53,000 ha)

Se inicia desde la unión del río Chancay con el Maichil, en las faldas del cerro Baicón (480 m.s.n.m.), dirigiéndose hacia el SO hasta las faldas de los cerros Puntilla, Desaguadero y Campana (150 m.s.n.m.). En este sector se encuentra el Reservorio Tinajones.

- Paisaje de la Llanura Aluvial (aprox. 147,000 ha)

Se inicia en el río Chancay, en las faldas del cerro La Puntilla. Se encuentra limitada por el norte con el Nuevo Canal Taymi y la Acequia Túcume y colindante con éstos las pampas de Motupe - Jayanca y la Mariposa Vieja; por el sur está limitado por el Río Reque, colindante éste con los cerros Guitarra, Negro, Reque y el Morro de Eten; por el este, con los Cerros de Piedra Blanca, Azul Mirador, Plácido, las Salinas, las Pampas de Yahuay Negro y Quinaquina; y por el oeste con las pampas de los Perros, Pimentel y Las Salinas.

La llanura aluvial que sustentan una agricultura muy importante (principalmente caña de azúcar y arroz), está formada por los depósitos de materiales transportados por el río Lambayeque y el río Reque, en la parte sur; y los ríos La Leche, Mórrope, Motupe y sus afluentes, por el noroeste hacia el denominado Valle Nuevo. La llanura cubre casi toda la extensión del paisaje; en ésta se encuentran diseminadas y aisladas pequeñas lomas y colinas; la

parte más ancha tiene aproximadamente 45 km. de longitud; los terrenos son planos y con escasa gradiente.

- Paisaje de Abanicos aluviales locales (aprox. 16,200 ha)

Se encuentran limitando la llanura aluvial hacia el este. Estos abanicos, formados por numerosas quebradas, no tienen importancia, pues solamente la Playa Querque (300 ha) sostiene una pequeña agricultura establecida (cultivos de temporada).

- Paisaje de Médanos (aprox. 21,000 ha)

Se ubica en las partes irrigadas de las Pampas de Mórrope, La Mariposa Vieja y los Perros. Estos médanos son característicos de la llanura costera y están constituidos por arena cuaternaria, que es desintegración física de la roca madre. Estos terrenos no tienen vegetación.

- Paisaje de Formaciones Eólicas (9,500 Has)

Se encuentra en forma dispersa en diferentes sectores del valle. En el sector Lambayeque están agrupadas formando cadenas.

- Paisaje de Terrenos Litorales (aprox. 3,300 ha)

Está representado por una estrecha faja, cerca al mar, y está constituido por depósitos marinos que actúan como una barrera impermeable para la evacuación del flujo subterráneo.

#### **D) Geomorfología**

Según el plano regional de unidades Geomorfológicas del Perú, tomado del “Boletín N°29 Estudios de riesgos geológicos del Perú franja N°4 (2006)” se ha determinado que el área de estudio se encuentra dominada por Planicie Costera conformada por una amplia superficie cubierta por gravas y arenas de origen aluvial y eólico.

Las unidades localizadas en la Planicie Costanera (PC) se describen a continuación:

➤ **Depósitos Eólicos (Qe)**

Se encuentran distribuidos en la zona del estudio, presentándose en forma de mantos, cordones y dunas de arena que muestran la dirección de los vientos predominantes, de grosor variable y arenas de grano grueso y fino, de gris oscuro a blanco.

Estos depósitos rellenan depresiones y cubren geoformas preexistentes. Se pueden ver a lo largo de la Carretera Panamericana Norte cuyo avance causa problemas como en el sector de Medio Mundo y entre Pativilca y Huarmey.

Estas acumulaciones de arena forman una topografía plano-ondulada, algunas de las geoformas eólicas se encuentran cubiertas por una vegetación incipiente y en otras la arena se encuentra muy suelta.

➤ **Abanicos Aluviales (Qa)**

Se ubican entre el borde litoral y las estribaciones del flanco andino occidental de la Cordillera de los Andes. Están formados por superficies planas constituidas por depósitos aluviales.

La morfología de estos depósitos está dada, por las secuencias de abanicos aluviales superpuestos a través del tiempo, constituidos por material proveniente de la Cordillera Occidental y acarreados por flujos de detritos, así como sistemas fluviales que se explayaron en la planicie costanera.

De forma Local, en los primeros kilómetros del túnel (0+000 – 0+500) se observa una topografía plano-ondulada dominada por acumulaciones de arenas en formas de dunas; arenas sueltas no consolidadas, que han sido transportadas por la acción del viento marino y en tránsito que avanzan desde el litoral marino hacia el interior del continente.

Posteriormente entre los kilómetros (1+000 -1+650), el área en estudio se encuentra en presencia de una lomada arqueológica (Cerro Trinidad) de roca Volcánica - Sedimentario cubierta por depósitos eólicos.

Finalizando, con una planicie aluvial entre los kilómetros (1+4650 – 2+300), que corresponde al material acumulado por el abanico aluvial del río Chancay. En la actualidad, sobre esta geoforma se ubica la zona urbana de la ciudad de Chancay.

### **E) Marco hidrogeológico**

La zona de estudio se ubica en el entorno de la Punta Chancay, donde existen tres acuíferos diferentes:

Acuífero aluvial del río Chancay: es el principal reservorio acuífero a nivel regional y se encuentra constituido por los depósitos cuaternarios recientes de origen aluvial. Estos depósitos están conformados por una alternancia de arenas, gravas y cantos mal clasificados, permeables y con buenas características hidráulicas. El acuífero se encuentra limitado por rocas volcánicas e intrusivas del complejo batolítico de la costa.

Acuífero por fisuración en dioritas y andesitas fracturadas: es un acuífero de escasa entidad, con permeabilidad secundaria por fisuración.

Acuífero en materiales sedimentarios fracturados: se trata también de un acuífero por permeabilidad secundaria, (por fisuración) que aparece en algunas ocasiones bajo los materiales cuaternarios y los depósitos aluviales. Se trata de materiales que pueden presentar buena permeabilidad, aunque con una cierta heterogeneidad.

El nivel de base de las aguas subterráneas se ve condicionado por el nivel del acuífero cuaternario y por el nivel del mar.

La zona del trazado del túnel se localiza en la Cuenca del río Chancay - Huaral, en concreto en la Subcuenca Baja, cuyas principales características son:

- Conforman el río principal de la cuenca Chancay - Huaral, desde la estación hidrométrica de Santo Domingo hasta su desembocadura en el Pacífico.
- Acumula escasa precipitación pluvial, conformando algunas microcuencas a lo largo de su recorrido, entre las que destaca la microcuenca de Lumbrá.

El trazado del túnel solamente es afectado por un acuífero en materiales sedimentarios fracturados, el cual se trata de un acuífero generado por permeabilidad secundaria (fisuración) que aparece en ocasiones bajo los materiales cuaternarios y depósitos aluviales.

En el proyecto aparecen estos materiales en el tramo final del túnel (P.K. 1+660 a P.K. 2+210). Se han tomado lecturas piezométricas en dos piezómetros abiertos, registrándose un nivel freático de la napa a una cota de 1,2 msnm, quedando por debajo de la cota del eje del túnel, en el tramo estudiado, por lo que no afectaría a la excavación del túnel.

## **F) Tectónica**

La tectónica de la zona de estudio se encuentra incluida en el cuadro morfotectónico de la costa y el borde occidental andino, que fueron afectados por una tectónica polifásica desarrollada durante la orogénesis andina. Se han identificado hasta tres fases tectónicas:

La Fase intra-cretácea fue la primera desarrollada tras la deposición de los materiales sedimentarios marinos, y se caracterizó por ser una fase compresiva con los ejes de acortamiento en dirección NE-SO, que generó pliegues y sistemas de fracturas transversales.

La Fase del Terciario inferior se caracterizó por fracturar de manera transversal las estructuras andinas, reactivar antiguas discontinuidades y originar abundantes fallas conjugadas y diques controlados por fracturas de extensión.

Por último, la Fase del Terciario superior, también compresiva, generó una falla longitudinal de gran extensión, además de micro-fracturas de tensión, micro-fallas inversa y micro-fallas de rumbo conjugado.

Las principales estructuras tectónicas en el área de estudio en los materiales rocosos son plegamientos, fallas, fracturas y diques. En concreto se conoce la existencia de dos fallas (N60°O y N55°E).

Dado que la excavación y construcción del túnel en la zona de estudio se llevará a cabo íntegramente en materiales cuaternarios (depósitos eólicos), el trazado no fue afectado por ningún tipo de estructura tectónica.

### **G) Estado tensional**

El estado tensional de la zona de estudio, se deberá considerar en los dimensionados una tensión principal vertical  $\sigma_v = \rho gh$ , siendo  $\rho$  la densidad de los terrenos suprayacentes,  $g$  la aceleración de la gravedad y  $h$  el espesor de los terrenos que conforman el recubrimiento.

Las tensiones principales horizontales, se obtienen aplicando la formulación  $\sigma_h = K_o \sigma_v$ , donde el coeficiente de reparto de tensiones  $K_o = 0.4$  a  $0.5$  para los materiales tipo suelo y  $K_o = 0.5$  a  $1$  para los materiales rocosos.

### **H) Análisis sísmico**

La zona de estudio se localiza en una región caracterizada por una elevada actividad sísmica, en la que se producen de manera relativamente frecuente sismos catastróficos, tal y como lo evidencia el registro sísmico histórico.

Se ha considerado adecuado para la zona de estudio un valor de la aceleración de pico en roca para el Máximo Sismo de Diseño (MSD) de  $0.44g$ , siendo  $g = 9.81$  m/s<sup>2</sup>; determinada a

partir de análisis probabilísticos con probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (periodo de retorno de 475 años).

Este valor es coherente con los valores exigidos en la Norma Sismorresistente para periodos de retorno de 500 años y con los valores de cálculo alcanzados partiendo de diferentes fuentes de investigación.

A partir de este valor, se ha obtenido una aceleración horizontal de cálculo para el dimensionamiento de estructuras y taludes, mediante métodos pseudoestáticos, de 0.219g ( $a_c=1/2a_{max}$ ).

## D) Caracterización geotécnica

### I.1) Roca intrusiva. Ri

Son dioritas que constituyen un importante cuerpo intrusivo en el segmento final del túnel proyectado. En estado fresco, son rocas muy duras y resistentes al golpe del martillo.

#### Caracterización de la roca intacta

En la siguiente tabla se resumen las propiedades establecidas para la roca intacta.

Tabla A2 – 01: *Propiedades de la Roca Intacta, Unidad Ri*

PARÁMETROS DE LA ROCA INTACTA								
Ud. Litológica	$\gamma_a$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$E_i$ (MPa)	MR ( $E_i / \sigma_{ci}$ )	$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_t / \sigma_{ci}$	v	mi
Ri (Intrusivo. Dioritas)	2,83	103	65.500	636	16,0	0,16	0,26	19

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

#### Propiedades del macizo rocoso

Para ello a cada litotipo se le ha asociado un Rock Mass Ratio (RMR), aplicando la clasificación de Bieniawski. Este índice RMR ha sido obtenido a partir de los datos de las

estaciones geomecánicas y de los sondeos realizados en el área de estudio, los cuales se resumen en la Tabla A2 - 02 .

Las rocas intrusivas Ri presentan en la zona un RMR que varía de 48 a 56 (roca media), recomendándose considerar para los cálculos de dimensionado un valor de 52.

Tabla A2 – 02: **RMR de las Rocas Intrusivas Ri**

PARÁMETROS DE CALIFICACIÓN		VALOR	VALORACIÓN
RMR (1)		100-75 MPa	8
RMR (2+3)		8-10 j/m	23-22
RMR (4)	CONTINUIDAD	3-10 m	2
	APERTURA	>5/1-5 mm	0-1
	RUGOSIDAD	Lig. Rugosa	3
	RELLENO	Blando > 5 mm / Ninguno	0-6
	METEORIZACIÓN	Moderada	3
RMR (5)		Seco	15
CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN		-5	
RMR		48-56	

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

Una vez determinado el índice RMR, es posible minorar los parámetros mecánicos de la roca intacta, para obtener los del macizo rocoso, aplicando el criterio de rotura de Hoek-Brown, para lo que se ha empleado el programa Rocklab 1.0.

Los parámetros de la roca intacta a introducir en el Rocklab son la resistencia a compresión ( $\sigma_{ci}$ ), el módulo de Young ( $E_i$ ), el módulo relativo ( $m_i$ ), el índice GSI, que se correlaciona con el RMR, y el factor de descofinamiento (D). Para realizar el ajuste del criterio de Hoek-Brown se consideran los siguientes parámetros de entrada:

- Se han adoptado los valores de compresión simple  $\sigma_{ci}$  y módulo de elasticidad  $E_i$  de la roca intacta de cada unidad litológica para la roca sana o poco fracturada.

- Se ha considerado a efectos de cálculo el valor medio de RMRb del intervalo definido para cada litotipo, que en este caso corresponde a RMR=52.
- El criterio de Hoek-Brown utiliza el índice geomecánico GSI, que se relaciona con el índice RMR de Bieniawski de la siguiente forma:

$$GSI = RMRb - 5, \text{ considerando el macizo rocoso seco con } RMR(5) = 15.$$

- Se ha tomado un valor del parámetro D igual a 0,4 correspondiente a una excavación con una alteración media en la roca.
- Se han obtenido los parámetros resistentes de cohesión y fricción del macizo rocoso mediante el programa Rocklab, realizando los cálculos para el valor de RMR definido, teniendo en cuenta el recubrimiento máximo en el tramo correspondiente a la unidad Ri, que en este caso corresponde a 25 m.

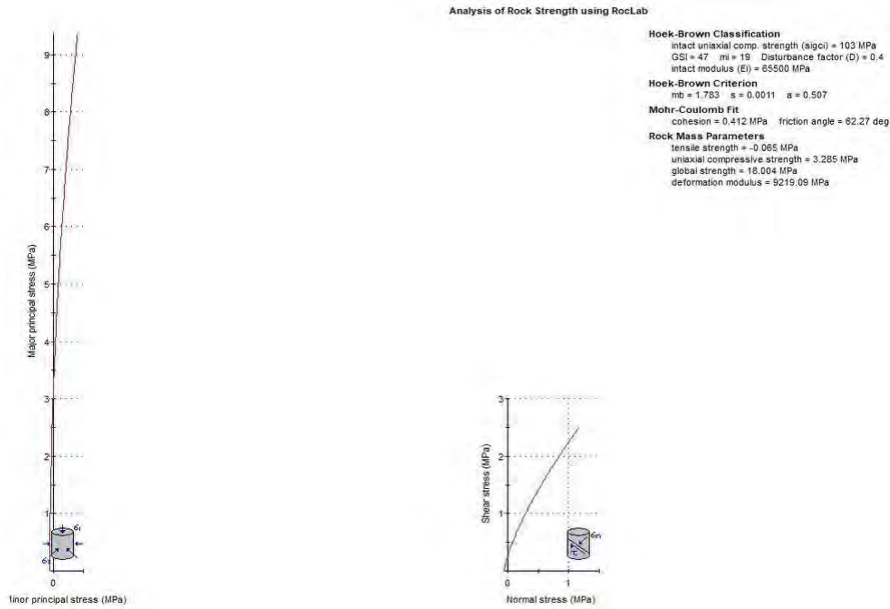
En la Tabla A2 - 03 se resumen los resultados para la unidad de roca intrusiva Ri, y en la Figura 1 - A2, se muestra la salida gráfica de la envolvente obtenida.

Tabla A2 – 03: *Resumen de Resultados para la Unidad de Roca Intrusiva Ri*

Ud. Litol óg.	PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO									Criterio Hoek-Brown			Ajuste Mohr-Coulomb	
	RMR MEDI O	RECUB. MÁX. (m)	$\gamma_a$ (t/m 3)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$E_i$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$E_m$ (MPa) HOEK- DIEDERICH 2006	$m_i$	D	mb	s	a	c (MPa)	$\phi$ (°)
Ri	52	25	2,83	103	65.50 0	18,00 4	9.219	19	0,4	1,783	0,001 1	0,507	0,412	62

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Figura 1 - A2: Ajuste de la Envolvente de Rotura Hoek - Brow para la Unidad Ri**



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

### Excavabilidad

Los parámetros de excavabilidad se muestran en la Tabla A2 - 04. El índice de perforabilidad D.R.I. obtenido para estos materiales es de 49 (medio).

Según estos parámetros, para la excavación de los materiales de la unidad Ri se considera necesario el empleo de voladuras.

**Tabla A2 – 04: Parámetros de Excavabilidad, Unidad Ri**

UNIDAD	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	Tenacidad $\sigma_t/\sigma_c$	Abrasividad Cerchar	RMR	$V_p$ (m/s)
Ri (II-III)	103	16	0.15	3	48 - 56	1,500- 3,000
VALORES LÍMITE DE EXCAVACIÓN CONVENCIONAL	>60	>3	0.11	>1.0	40 - 60	2,200

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

## I.2) Fm. Chilca. Nivel volcánico (K-chil-v)

Corresponden a andesitas de textura porfíricas, mostrando un aspecto masivo, de color marrón claro en superficie a gris verdoso en profundidad. Son rocas muy duras y resistentes al golpe del martillo.

La franja superficial de estos materiales, con una potencia entre 10 y 40 m se encuentra parcialmente meteorizada K-chil-v y afectada por fracturación, que puede ser intensa, el sustrato rocoso se encuentra sano K-chil-v y poco fracturado.

### • Caracterización de la roca intacta

Propiedades determinadas para la roca intacta, de acuerdo a los resultados de los ensayos de laboratorio.

**Tabla A2 – 05: Parámetros a nivel de roca Intacta para la Unidad K - Chil - v**

PARÁMETROS DE LA ROCA INTACTA								
Ud. Litológica	$\gamma_a$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$E^i$ (MPa)	MR ( $E_i / \sigma_{ci}$ )	$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_t / \sigma_{ci}$	v	mi
K-chil-v (andesitas)	2,70	113	54.710	484	16,0	0,14	0,28	14,5

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

### • Propiedades del macizo rocoso

El índice RMR se obtuvo a partir de los datos de las estaciones geomecánicas y de los sondeos realizados en el área de estudio, los cuales se resumen en las siguientes tablas.

Las rocas volcánicas presentan un nivel de alteración superficial que corresponde a una zona con un RMR que varía de 35 a 48 (roca mala-media), recomendando considerar para los cálculos un valor de 40. Por otro lado, las andesitas sanas K-chil- v presentan en la zona un RMR

que varía de 53 a 65 (roca media-buena), recomendando considerar para los cálculos un valor de 55.

**Tabla A2 – 06: RMR de los Niveles Volcánicos de la Fm. Chilca (K-chil-v).**

PARÁMETROS DE CALIFICACIÓN		VALOR	VALORACIÓN
RMR (1)		50-10 MPa	6-8
RMR (2+3)		10-12 j/m	20-14
RMR (4)	CONTINUIDAD	3-10 m	2
	APERTURA	>5 mm	0
	RUGOSIDAD	Lig. Rugosa	3
	RELLENO	Blando > 5 mm / Blando < 5 mm	0-2
	METEORIZACIÓN	Moderada - Alta	0-3
RMR (5)		Seco	15
CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN		-5	
RMR		38-48	

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Tabla A2 – 07: RMR de los niveles volcánicas de la Fm. Chilca (K-chil-v).**

PARÁMETROS DE CALIFICACIÓN		VALOR	VALORACIÓN
RMR (1)		100-75 MPa	8
RMR (2+3)		5-10 j/m	27-22
RMR (4)	CONTINUIDAD	3-10 m	2
	APERTURA	1-5 / <1 mm	1-4
	RUGOSIDAD	Lig. Rugosa	3
	RELLENO	Duro > 5 mm / Ninguno	2-6
	METEORIZACIÓN	Ligera	5
RMR (5)		Seco	15
CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN		-5	
RMR		53-65	

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

Para minorar los parámetros mecánicos de la roca intacta y obtener los del macizo rocoso, aplicaremos el criterio de rotura de Hoek-Brown, para lo que se ha empleado el programa Rocklab 1.0, siguiendo las consideraciones definidas previamente.

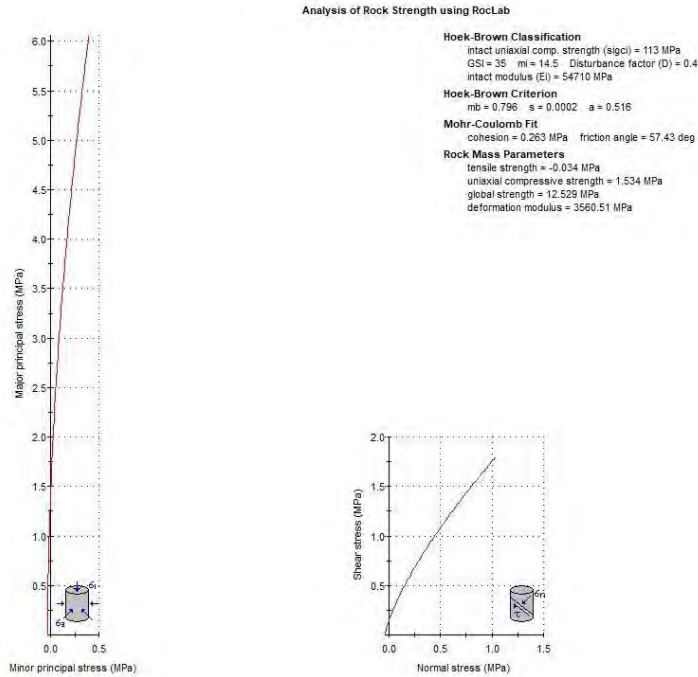
A efectos de cálculo el valor medio de RMRb del intervalo definido para cada litotipo, que en este caso corresponde a RMR=40, para los niveles con GM III-IV, y de 55, para los niveles con GM II, recubrimiento máximo de 97 m. Se ha tomado un valor del parámetro D igual a 0,4 correspondiente a una excavación con una alteración media en la roca. En los siguientes cuadros se muestran los resultados.

**Tabla A2 – 08: Propiedades del Macizo Rocoso. Unidad K-chil-v**

Ud. Litología	PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO									Criterio Hoek-Brown			Ajuste Mohr-Coulomb	
	RMR MEDIO	RECUBRIMIENTO MÁX. (m)	$\gamma_a$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$E_i$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$E_m$ (MPa) HOEK-DIEDER ICHS 2006	$m_i$	D	$m_b$	s	a	c (MPa)	$\phi$ (°)
K-chil-v	55	25	2,83	113	54.7	18,6	9.380	14,5	0,4	1,55	0,00	0,50	0,525	62
		50											0,642	58
		100											0,853	54
	40	25	2,83	113	54.7	12,5	3.560	14,5	0,4	0,79	0,00	0,51	0,263	57
		50											0,375	53
		100											0,559	48

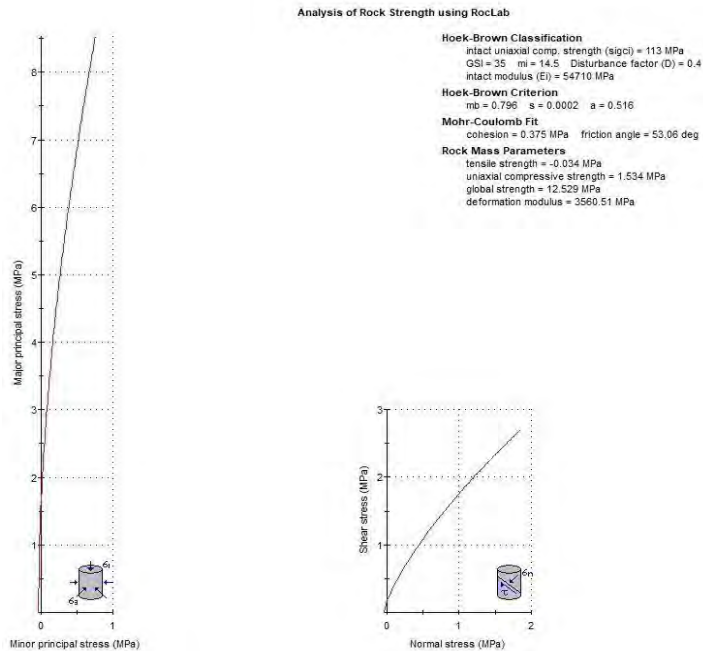
Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Figura 2 - A2: Ajuste de la envolvente de rotura Hoek-Brown para la Unidad K-chil-v. RMR 40, recubrimiento=25 m**



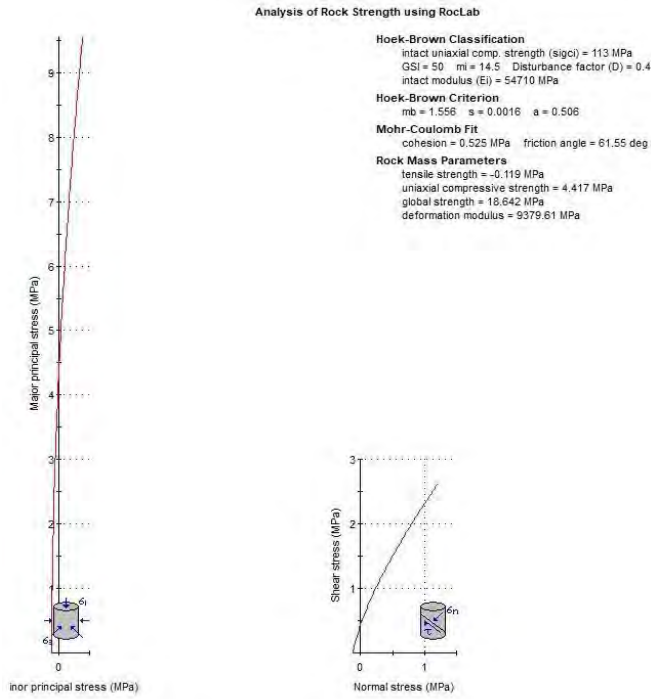
Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Figura 3 - A2:** Ajuste de la Envolvente de rotura de Hoek-Brow para la Unidad K-chil-v, RMR 40, recubrimiento=50m



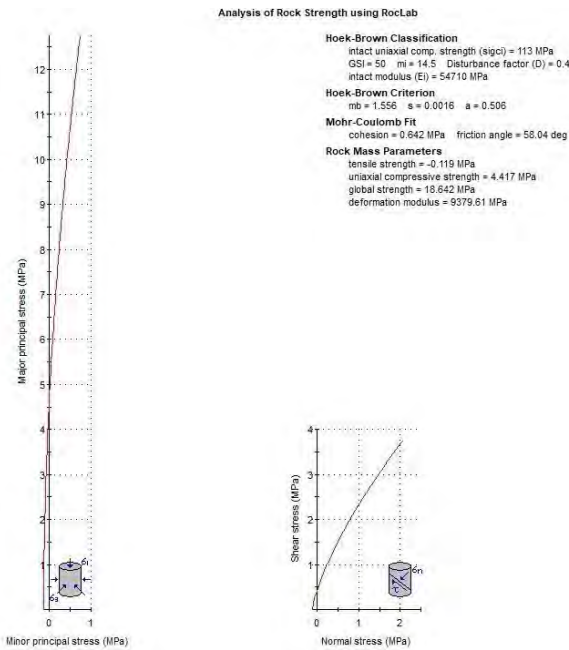
Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Figura 4 - A2:** Ajuste de la envolvente de rotura Hoek-Brown para la Unidad K-chil-v. RMR 55, recubrimiento=25 m



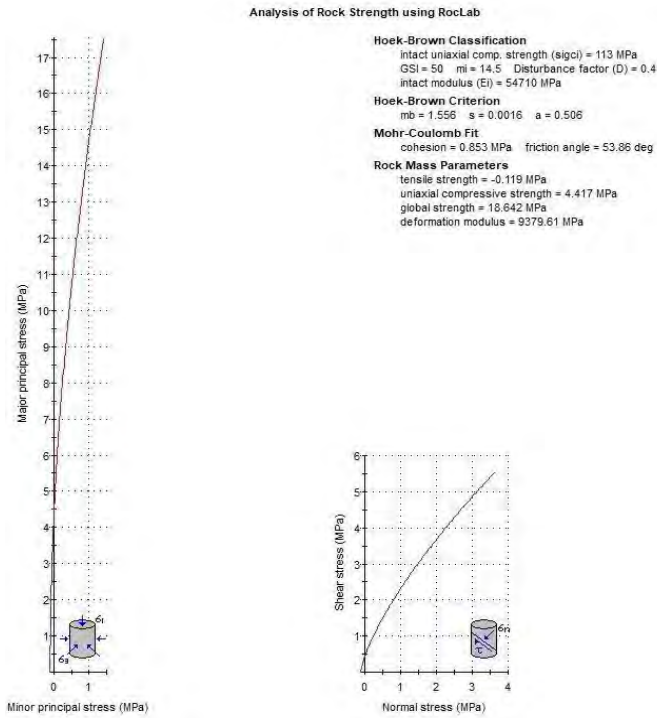
Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Figura 5 - A2:** Ajuste de la envolvente de rotura Hoek-Brown para la Unidad K-chil-v. RMR 55, recubrimiento=50 m



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Figura 6 - A2: Ajuste de la envolvente de rotura Hoek-Brown para la Unidad K-chil-v. RMR 55, recubrimiento=100 m**



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

### Excavabilidad

Los parámetros de excavabilidad se muestran en la Tabla A2 - 09.

**Tabla A2 – 09: Parámetros de Excavabilidad. Unidad K-chil-v**

UNIDAD	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	Tenacidad $\sigma_t / \sigma_c$	Abrasividad Cerchar	RMR	$V_p$ (m/s)
K-chil-v (III-IV)	113	16	0.14	2.3	35-48	1,400- 2,700
K-chil-v (II)	113	16	0.14	2.3	53-65	> 2,700
VALORES LÍMITE DE EXCAVACIÓN CONVENCIONAL	>60	>3	0.11	>1.0	40 - 60	2,200

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

Según estos parámetros, las andesitas alteradas K-chil-v (GM III-IV) son materiales marginales: ripables con dificultad (tramos muy fracturados) a no ripables. Estos materiales requerirán la ayuda de explosivos para su arranque.

En cuanto a las andesitas sanas K-chil-v (GM II), se considera necesario el empleo de voladuras. El índice de perforabilidad D.R.I. obtenido para estos materiales es de 47 (medio).

### I.3) Fm. CHILCA. NIVEL sedimentario masivo (K-chil-sm)

Son calizas silicificadas masivas de color gris-pardo oscuro, con textura granular fina y con presencia de fenoblastos de cuarzo. Son materiales duros, resistentes al golpe del martillo. En la zona de estudio estas calizas presentan una alteración GM III-IV y fracturación media-alta.

#### • Caracterización de la roca intacta

En la Tabla A2 - 10 se resumen las propiedades determinadas para la roca intacta, de acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio.

**Tabla A2 – 10: Parámetros a Nivel de Roca Intacta para la Unidad K-chil-sm**

PARÁMETROS DE LA ROCA INTACTA								
Ud. Litológica	$\gamma_a$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_c^i$ (MPa)	$E^i$ (MPa)	MR ( $E_i / \sigma_{ci}$ )	$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_t / \sigma_{ci}$	v	mi
K-chil-sm	2,660	64,8	41.000	633	8,1	0,13	0,23	10

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

#### • Propiedades del macizo rocoso

Una vez determinadas las propiedades de cada litotipo a nivel de roca intacta, deben minorarse para pasar a nivel de macizo rocoso. Para ello a cada litotipo se le ha asociado un Rock Mass Ratio (RMR), aplicando la clasificación de Bieniawski. Este índice RMR ha sido

obtenido a partir de los datos de las estaciones geomecánicas y de los sondeos realizados en el área de estudio.

Las calizas masivas presentan un índice RMR entre 36 y 50 (calidad de roca media a mala) en el área de estudio, por lo que se recomienda considerar para los cálculos un valor de RMR de 40.

**Tabla A2 – 11: RMR de los niveles sedimentarios masivos de la Fm. Chilca (K-chil-sm)**

PARÁMETROS DE CALIFICACIÓN		VALOR	VALORACIÓN
RMR (1)		75-50 MPa	6
RMR (2+3)		6-20 j/m	26-14
RMR (4)	CONTINUIDAD	3-10 m	2
	APERTURA	>5 mm	0
	RUGOSIDAD	Lig. Rugosa	3
	RELLENO	Blando > 5 mm	0
	METEORIZACIÓN	Moderada - Alta	3-1
RMR (5)		Seco	15
CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN		-5	
RMR		36-50	

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

Una vez determinado el índice RMR, es posible minorar los parámetros mecánicos de la roca intacta, para obtener los del macizo rocoso, aplicando el criterio de rotura de Hoek-Brown, para lo que se ha empleado el programa Rocklab 1.0, siguiendo las consideraciones definidas previamente.

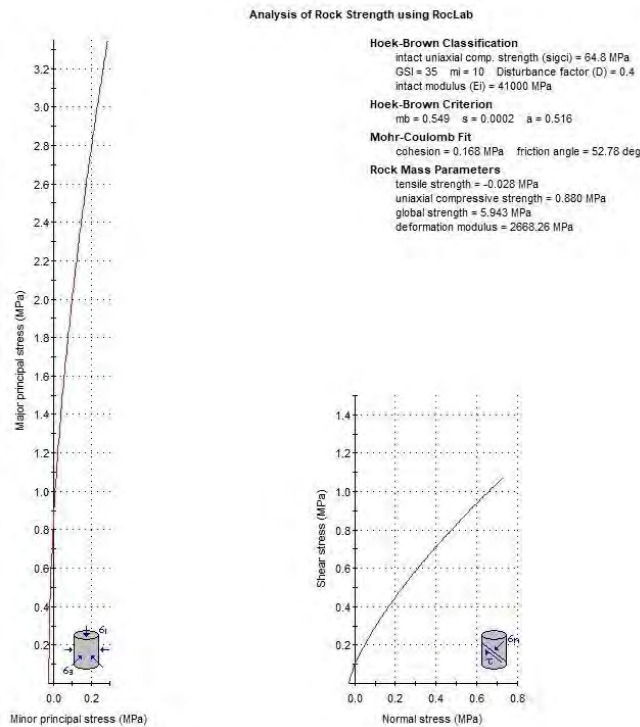
A efectos de cálculo el valor medio de RMRb del intervalo definido para cada litotipo, que en este caso corresponde a RMR=40, y se ha tenido en cuenta un recubrimiento máximo de 20 m. Se ha tomado un valor del parámetro D igual a 0,4 correspondiente a una excavación con una alteración media en la roca.

**Tabla A2 – 12: Propiedades del macizo rocoso. Unidad K-chil-sm**

Ud. Litol óg.	PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO									Criterio Hoek-Brown			Ajuste Mohr-Coulomb	
	RMR MEDIO	RECUB. MÁX. (m)	$\gamma_a$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$E_i$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$E_m$ (MPa) HOEK-DIEDER ICHS 2006	$m_i$	D	$m_b$	s	a	c (MPa)	$\phi$ (°)
K-chil-sm	40	20	2,66	64,8	41.000	5,943	2.668	10	0,4	0,549	0,0002	0,516	0,168	53

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Figura 7 - A2: Ajuste de la envolvente de rotura Hoek-Brown para la Unidad K-chil-sm**



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**• Excavabilidad**

Los parámetros de excavabilidad se muestran en la Tabla A2 - 13.

**Tabla A2 – 13: Parámetros de excavabilidad. Unidad K-chil-sm.**

UNIDAD	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	Tenacidad $\sigma_t / \sigma_c$	Abrasividad Cerchar	RMR	$V_p$ (m/s)
K-chil-sm (III-IV)	30.7	8	0.26	2	36 - 50	1,300- 2,200
VALORES LÍMITE DE EXCAVACIÓN CONVENCIONAL	>60	>3	0.11	>1.0	40 - 60	2,200

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

Según estos parámetros, las calizas alteradas K-chil-sm (GM III-IV) son materiales marginales: ripables con dificultad (tramos fracturados) a no ripables. Estos materiales requerirán la ayuda de explosivos para su arranque.

El índice de perforabilidad D.R.I. obtenido para estos materiales es de 74 (alto).

#### **I.4) Fm Chilca. Nivel sedimentario tableado (K-chil-st)**

Esta unidad está constituida por bancos delgados de margocalizas grises intercaladas con lutitas amarillentas y rojizas en el nivel inferior, así como por margocalizas en capas delgadas intercaladas con lutitas y areniscas finas gris verdosas con estratificación laminar y margas amarillentas y negruzcas, en el nivel superior.

Por sus características litológicas, a estas rocas sedimentarias se les puede calificar como de resistencia media a baja, encontrándose en la zona de estudio con alteración GM III-IV y fracturación alta. La estratificación de las rocas de la formación mantiene una dirección de buzamiento hacia el Noroeste, con inclinaciones entre 20° y 30°.

#### **• Caracterización de la roca intacta**

En la Tabla A2 - 14 se resumen las propiedades determinadas para la roca intacta.

**Tabla A2 – 14: Propiedades de la roca intacta. Unidad K-chil-st**

PARÁMETROS DE LA ROCA INTACTA								
Ud. Litológica	$\gamma_a$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$E^i$ (MPa)	MR ( $E_i / \sigma_{ci}$ )	$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_t / \sigma_{ci}$	v	mi
K-chil-st	2,33	23	20.700	900	4,7	0,20	0,24	7,7

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**• Propiedades del macizo rocoso**

Igualmente, se ha definido un valor del índice RMR para esta litología, a partir de los datos de las estaciones geomecánicas y de los sondeos realizados en el área de estudio, los cuales se resumen en la Tabla A2 - 15.

Las rocas sedimentarias tableadas K-chil-st GM III-IV presentan en la zona un RMR que varía de 30 a 40 (roca mala), recomendando considerar para los cálculos un valor de 35.

**Tabla A2 – 15: RMR de las rocas sedimentarias tableadas K-chil-st**

PARÁMETROS DE CALIFICACIÓN		VALOR	VALORACIÓN
RMR (1)		50-10 MPa	4-2
RMR (2+3)		12-19 j/m	20-15
RMR (4)	CONTINUIDAD	3-20 m	2-1
	APERTURA	>5 mm	0
	RUGOSIDAD	Lisa	1
	RELLENO	Blando > 5 mm	0
METEORIZACIÓN		Moderada/Alta	3-1
RMR (5)		Seco	15
CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN		-5	
RMR		30-40	

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

Determinado el índice RMR, es posible minorar los parámetros mecánicos de la roca intacta, para obtener los del macizo rocoso, aplicando el criterio de rotura de Hoek-Brown, para lo que se ha empleado el programa Rocklab 1.0.

En este caso, se han definido los parámetros geotécnicos del macizo rocoso alterado, lo que corresponde a un RMR de 35, para zonas de falla y donde el terreno es mucho más alterado, considerando un RMR menos de 30, además se tuvo en cuenta el recubrimiento máximo en el tramo correspondiente a la unidad K-chil-st de 19 m.

En el caso de las zonas de falla se ha considerado una reducción de los parámetros resistentes de la roca intacta del 50% por efecto de la alteración de la matriz. Considerando los valores de resistencia a compresión simple y módulo de deformación obtenidos para cada formación, se han asignado los siguientes valores para zona de falla (RMR<30):

Ud. K-chil-st (falla):  $\sigma_{ci} = 11,5 \text{ MPa}$ ;  $E_i = 10.350 \text{ MPa}$

En la Tabla A2 - 16 se resumen los resultados para la unidad de roca sedimentaria tableada Rs-t, y en la figura 8 – A2 se muestra la salida gráfica de las envolventes obtenidas.

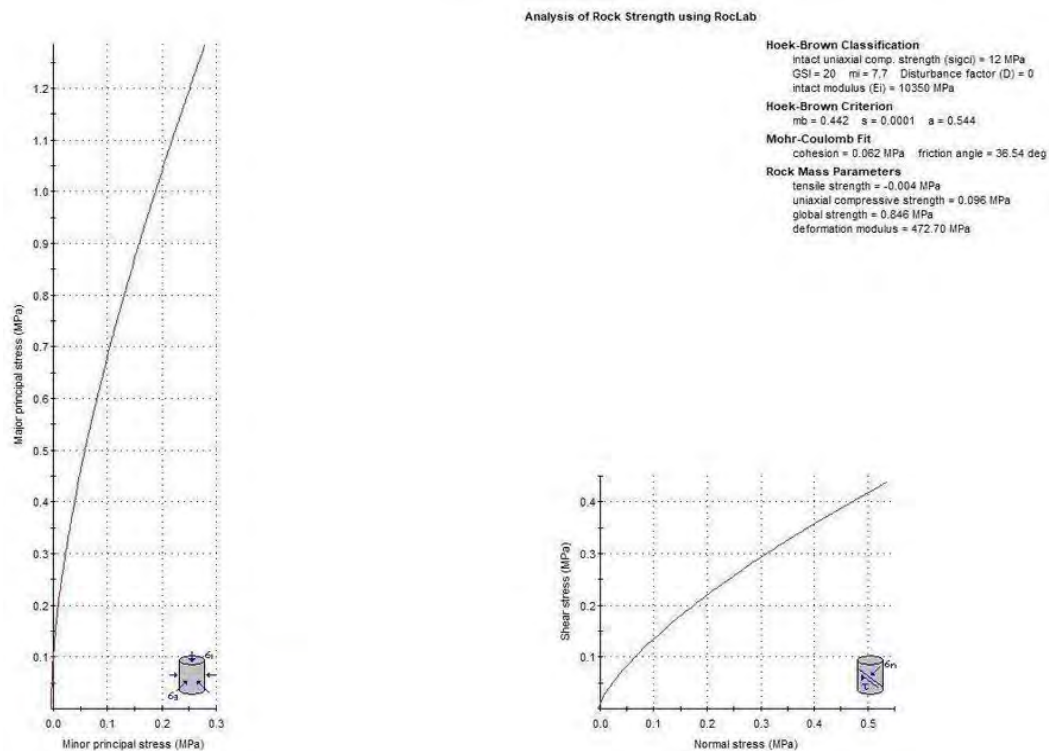
**Tabla A2 – 16: Propiedades del macizo rocoso. Unidad Rs-t**

Ud. Litológica	PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO									Criterio Hoek-Brown			Ajuste Mohr-Coulomb	
	RMR MEDIO	RECUBR. MÁX. (m)	$\gamma_a$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$E_i$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$E_m$ (MPa) HOEK-DIEDER ICHS 2006	$m_i$	D	mb	s	a	c (MPa)	$\phi$ (°)
K-chil-st (margocalizas y lutitas)	35	19	2,33	23	20.700	2,205	1.685	7,7	0	0,632	0,0004	0,522	0,098	48
K-chil-st (margocalizas y)	<30	25	2,33	12	10350	0,746	472,7	7,7	0	0,442	0,0001	0,544	0,062	37

lutitas)_Z. FALLA														
----------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Figura 8 - A2:** Ajuste de la envolvente de rotura Hoek-Brown de la Unidad K-chil-st (RMR 35)



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**•Excavabilidad**

Los parámetros de excavabilidad se muestran en la Tabla A2 - 17.

**Tabla A2 – 17: Parámetros de excavabilidad. Unidad K-chil-st**

UNIDAD	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	Tenacidad $\sigma_t/\sigma_c$	Abrasividad Cerchar	RMR	$V_p$ (m/s)
K-chil-st (III-IV)	23	4.7	0.20	1	30 - 40	1,300- 2,300
VALORES LÍMITE DE EXCAVACIÓN CONVENCIONAL	>60	>3	0.11	>1.0	40 - 60	2,200

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

Según estos parámetros y teniendo en cuenta su estructura, las rocas sedimentarias tableadas K-chil-st (GM III-IV) se consideran materiales ripables con medios mecánicos; pudiendo requerir puntualmente el uso de explosivos.

El índice de perforabilidad D.R.I. obtenido para estos materiales es de 79 (alto).

En la Tabla se muestra un resumen con los parámetros de cálculo obtenidos para cada una de las unidades geotécnicas localizadas a lo largo del trazado del túnel.

**Tabla A2 – 18: Resumen de los parámetros geotécnicos obtenidos para cada unidad**

Ud. Litol óg.	PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO								Criterio Hoek-Brown			Ajuste Mohr-Coulomb	
	RMR MEDIO	RECUB. MÁX. (m)	$\gamma_a$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$E_i$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$E_m$ (MPa) HOEK-DIEDE RICHS 2006	$m_i$	$m_b$	$s$	$a$	$c$ (MPa)	$\phi$ (°)
Ri	52	25	2,83	103	65.500	18,004	9.219	19	1,783	0,0011	0,507	0,412	62
K-chil-v	55	25	2,83	113	54.710	18,642	9.380	14,5	1,556	0,0016	0,506	0,525	62
		50										0,642	58
		100										0,853	54
	40	25	2,83	113	54.710	12,529	3.560	14,5	0,4	0,796	0,0002	0,516	0,263
		50										0,433	0,375
		100										0,625	0,559
K-chil-sm	40	20	2,66	64,8	41.000	5,943	2.668	10	0,549	0,0002	0,516	0,168	53
K-chil-st	35	19	2,33	23	20.700	2,205	1.685	7,7	0,632	0,0004	0,522	0,098	48
	<30	25	2,33	12	10350	0,746	472,7	7,7	0,442	0,0001	0,544	0,062	37

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

## J) Discontinuidades

Las propiedades de las discontinuidades se han obtenido aplicando el criterio de Barton y Choubey, criterio empírico que permite estimar la resistencia al corte en discontinuidades rugosas, expresándose de la siguiente forma:

$$\tau = \sigma'_n \cdot \text{tag} \left[ JRC_n \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS_n}{\sigma'_n} \right) + \phi_r \right]$$

Donde:

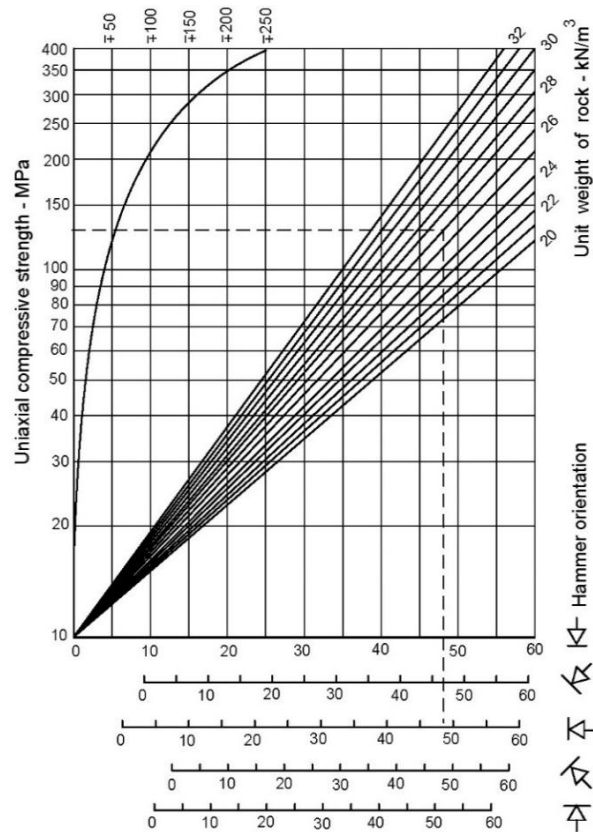
$\sigma$  y  $\sigma'_n$  = son los esfuerzos tangencial y normal efectivo sobre el plano de discontinuidad.

$\phi_r$  = es el ángulo de rozamiento residual.

JRCn = es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad corregido según la escala.

JCSn = es la resistencia a compresión de las paredes de la discontinuidad corregida según la escala. JCS se obtiene de los ensayos de esclerometría realizados con el martillo Schmidt. En el caso de que la orientación del martillo respecto a la pared sea distinta a la anterior debe aplicarse la corrección mostrada en la Figura 9 – A2.

**Figura 9 - A2:** *Correlación del rebote del martillo de Schmidt (r) con el índice JCS*



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

En general, las paredes de las juntas están alteradas y por lo tanto el ángulo de rozamiento residual será inferior al ángulo de la roca sana  $\Phi_b$ . Para su evaluación se aplicará la fórmula:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R}$$

Donde: R es el valor del rebote del martillo de Schmidt sobre una superficie de material sano y seco; r es el valor de rebote sobre la superficie de la pared de la junta en estado natural, húmedo o seco; y  $\Phi_b$  es el ángulo de resistencia básico de la roca, obtenido a partir de datos bibliográficos.

En las siguientes tablas se muestran las propiedades de las familias de discontinuidades observadas en cada una de las unidades del sustrato rocoso de la zona.

**Tabla A2 – 19: Propiedades de las discontinuidades consideradas en la roca ígnea (Ri)**

Familia	Tipo	Dir. buzamiento (°)	Buzamiento (°)	Orientación media	Continuidad (m)	Rugosidad (JRC)	Resistencia de las paredes JCS (MPa)	Aplicación del criterio de rotura de Barton Choubey				
								$\Phi_b$ (°)	$\Phi_r$ (°)	$\sigma_n$ (MPa)	c (MPa)	$\Phi$ (°)
J1	Diaclasa	SSE	70-90	78/160	10	7	61	33	26	0,84	0,09	43
J2	Diaclasa	ENE/OSO	70-90	89/070	15	7	75		29		0,1	43
J3	Diaclasa	SE/NO	65-90	86/119	5	5	55		31		0,06	10
J4	Diaclasa	NNE	20-50	34/033	10	6	81		28		0,08	42
J5	Diaclasa	NNO	20-50	35/339	10	7	82		28		0,1	44
J6	Diaclasa	O	20-50	34/274	10	7	80		27		0,1	44

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Tabla A2 – 20: Propiedades de las discontinuidades consideradas en los niveles volcánicos de la Fm Chilca (K-chil-v)**

Familia	Tipo	Dir. buzamiento (°)	Buzamiento (°)	Orientación media	Continuidad (m)	Rugosidad (JRC)	Resistencia de las paredes	Aplicación del criterio de rotura de Barton Choubey				
								$\Phi_b$ (°)	$\Phi_r$ (°)	$\sigma_n$ (MPa)	c (MPa)	$\Phi$ (°)
J1	Diaclasa	NNE	5-50	27/025	10	8	75	33	28	0,11	0,15	44
J2	Diaclasa	NO	10-50	29/302	10	5	40		29		0,07	39
J3	Diaclasa	ONO/ESE	70-90	84/144	10	7	76		29		0,12	43
J4	Diaclasa	SSE	55-75	67/164	10	9	75		30		0,18	45
J5	Diaclasa	SE	45-65	52/135	10	8	89		29		0,15	45
J6	Diaclasa	O	50-65	57/282	10	7	70		29		0,12	42

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Tabla A2 – 21: Propiedades de las discontinuidades consideradas en los niveles sedimentarios masivos de la Fm Chilca (K-chil-sm)**

Familia	Tipo	Dir. buzamiento (°)	Buzamiento (°)	Orientación media	Continuidad (m)	Rugosidad (JRC)	Resistencia de las paredes	Aplicación del criterio de rotura de Barton Choubey				
								$\Phi_b$ (°)	$\Phi_r$ (°)	$\sigma_n$ (MPa)	c (MPa)	$\Phi$ (°)
So	Estratificación	SE	50-85	24/297	20	5	10	30	23	0,52	0,03	34
J1	Diaclasa	ENE/OSO	80-90	70/133	5	7	38		22		0,05	40
J2	Diaclasa	ONO	16558	90/071	5	9	65		28		0,08	45
J3	Diaclasa	SO	30-60	45/225	1	7	60		26		0,05	41
J4	Diaclasa	NE	55-80	66/036	5	7	40		23		0,05	40
J5	Diaclasa	SSO	60-75	67/200	5	5	40		23		0,03	37

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

**Tabla A2 – 22: Propiedades de las discontinuidades consideradas en los niveles sedimentarios tableados de la Fm. Chilca (K-chil\_sm)**

Familia	Tipo	Dir. buzamiento (°)	Buzamiento (°)	Orientación media	Continuidad (m)	Rugosidad (JRC)	Resistencia de las paredes JCS (MPa)	Aplicación del criterio de rotura de Barton Choubey				
								$\phi_b$ (°)	$\phi_r$ (°)	$\sigma_n$ (MPa)	c (MPa)	$\phi$ (°)
S0	Estratificación	NNO	5-40	19/334	20	3	15	27	17	0,48	0,02	30
J1	Diaclasa	ESE/ONO	75-90	82/102	3	5	20		20		0,03	33
J2	Diaclasa	SE/NO	70-90	79/139	5	4	26		24		0,02	32
J3	Diaclasa	ENE/OSO	60-90	76/056	5	5	19		22		0,03	33
J4	Diaclasa	OSO	60-80	70/245	20	3	48		23		0,02	32
J5	Diaclasa	SSE	75-85	79/172	3	5	23		22		0,03	33

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

## I) Caracterización de los suelos

A continuación, se presenta el comportamiento geotécnico de los materiales tipo suelo, depósitos de origen mixto (Qmix) y depósitos eólicos (Qe), presentes en la zona de estudio.

### I.1) Depósitos de origen mixto (Qmix)

#### • Parámetros petrofísicos y de estado

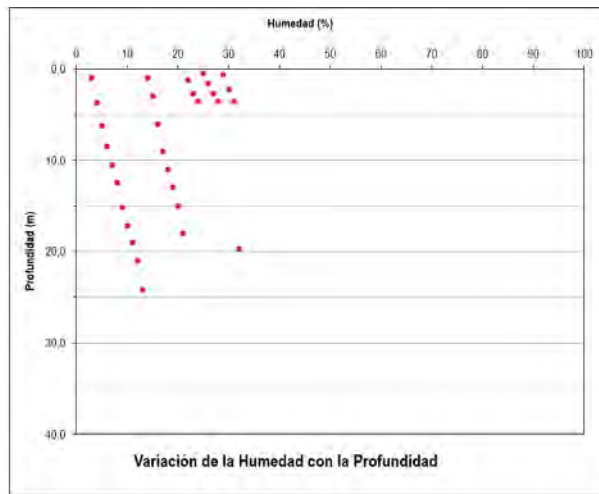
A continuación, se muestran los valores obtenidos para los siguientes parámetros petrofísicos y de estado en los suelos de los Depósitos mixto:

- Humedad natural
- Peso unitario mínimo y máximo, peso volumétrico de la grava y peso específico de las partículas sólidas
- Granulometría
- Plasticidad

#### • Humedad natural

En la Figura 10 – A2, se representa la humedad respecto a la profundidad para el presente litotipo.

**Figura 10 - A2:** *Variación de la humedad natural con la profundidad de los depósitos de origen mixto*



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

De la figura se desprende las siguientes observaciones:

- La humedad natural muestra un aumento con la profundidad.
- La humedad presenta valores comprendidos entre 3,7 y 11,8%

El valor medio de humedad obtenido es de 9,2 %.

#### • **Peso unitario**

De cara a obtener la densidad seca y aparente de la unidad, se han tenido en cuenta las propiedades comunes de los suelos no cohesivos establecidas por Hunt en 1984, que se muestran en la figura 11 – A2, así como la expresión:

Densidad aparente = densidad seca (1+ humedad)

**Figura 11 - A2:** *Propiedades comunes de los suelos no cohesivos (Hunt, 1984).*

Material	Compacidad	D <sub>r</sub> (%)	N <sub>1</sub>	Densidad seca γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	Indice de poros e	Angulo de rozamiento interno
GW: Gravas bien graduadas, mezclas de gravas y de arena	Densa	75	90	2.21	0.22	40
	Medianamente densa	50	55	2.08	0.28	36
	suelta	25	<28	1.97	0.36	32
GW: Gravas mal graduadas, mezclas de gravas y arena	Densa	75	70	2.04	0.33	38
	Medianamente densa	50	50	1.92	0.39	35
	suelta	25	<20	1.83	0.47	32
SW: Arenas bien graduadas, arenas con gravas	Densa	75	65	1.89	0.43	37
	Medianamente densa	50	35	1.79	0.49	34
	suelta	25	<15	1.70	0.57	30
SP: Arenas mal graduadas, arenas con gravas	Densa	75	50	1.76	0.52	36
	Medianamente densa	50	30	1.67	0.60	33
	suelta	25	<10	1.59	0.65	29
SM: arenas limosas	Densa	75	45	1.65	0.62	35
	Medianamente densa	50	25	1.55	0.74	32
	suelta	25	<8	1.49	0.80	29
ML: limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa	75	35	1.49	0.80	33
	Medianamente densa	50	20	1.41	0.90	31
	suelta	25	<4	1.35	1.00	27

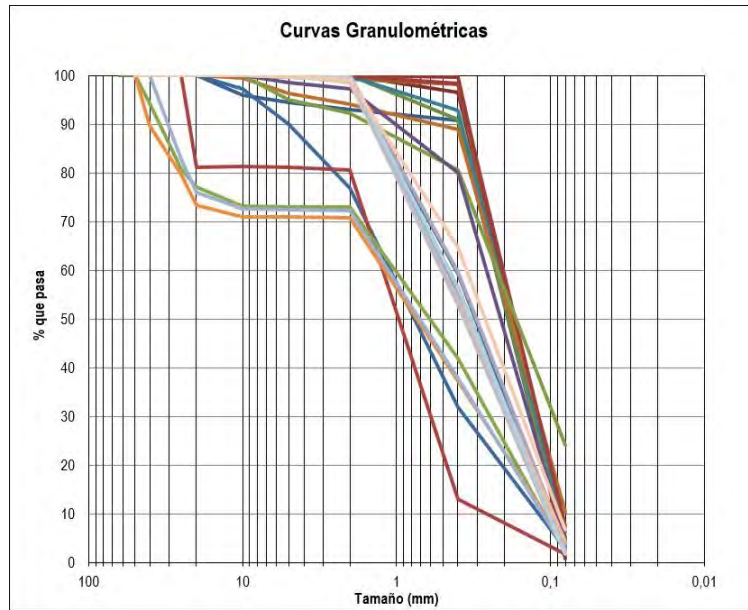
Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

Por ello se ha considerado adecuada una densidad seca de 1.76 g/cm<sup>3</sup> y una densidad aparente de 1.86 g/cm<sup>3</sup>, para los depósitos de origen mixto.

### • Granulometría

En la figura 12 – A2, se representa la distribución granulométrica obtenida para los Depósitos mixto.

**Figura 12 - A2:** *Curvas granulométricas para los Depósitos mixtos*



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

De la figura anterior se desprende que los Depósitos mixtos poseen un porcentaje entre un 5,4 y 2,5 % de gravas, un 85,9 y 91,1 % de arenas, y entre un 3,5 y un 10,3% de finos.

Según la clasificación unificada (SUCS) se trata de suelos en su mayoría tipo SP (en un 71% de las muestras analizadas), que corresponde a arenas mal graduadas, un 12% corresponde a suelos tipo SM, correspondiente a arenas limosas, y un 18% de los casos corresponde a un tipo intermedio SP-SM.

**•Plasticidad**

Se trata de materiales no plásticos.

**•Parámetros resistentes**

Para obtener los parámetros resistentes de los depósitos de origen mixto se dispone de ensayos de corte directo, donde se han obtenido valores medios de cohesión de 0,00 kg/cm<sup>2</sup> y 33° de ángulo de fricción.

Estos valores se consideran adecuados para este tipo de material, aunque, no obstante, durante las investigaciones de campo se ha podido observar que estos materiales presentan cierta cohesión, debido al contenido en finos, por lo que mantienen a corto plazo taludes de pendiente subvertical. A largo plazo se prevé que se reduzca esta cohesión.

Teniendo en cuenta toda la información disponible, se considera adecuado asignar a la unidad de depósitos de origen mixto unos parámetros resistentes a corto plazo de 33° de ángulo de rozamiento y 0,10 kg/cm<sup>2</sup> de cohesión, y a largo plazo el mismo ángulo de rozamiento y cohesión de 0,05 kg/cm<sup>2</sup>.

#### • Deformabilidad

El módulo de deformación de estos materiales se ha obtenido en primer lugar a partir de correlaciones empíricas obtenidas a partir del valor  $N_{30}$  del ensayo SPT:

- Arenas finas por encima del nivel freático. Webb (1974)  $E(Kp/cm^2) = 5 * (N_{30} + 15)$
- Arenas finas. Meigh y Nixon (1961)  $E(Kp/cm^2) = 8 * N_{30}$
- Limos y limos arenosos. Meigh y Nixon (1961)  $E(Kp/cm^2) = 5 * N_{30}$

Con valores mínimos de  $N_{30} = 13$  se obtiene  $E_{minimo} = 65 - 140 Kp/cm^2$ .

A partir de los perfiles sísmicos levantados, se han podido obtener los parámetros dinámicos de deformabilidad. En la Figura 13 – A2, se observa la variación del módulo de deformación estático (E) con la profundidad. El módulo se ha obtenido mediante correlaciones a partir de las velocidades de las ondas transversales (Vs) de los perfiles MASW-MAM realizados en los depósitos mixtos (Qmix).

Se observa que el módulo de deformación aumenta con la profundidad de acuerdo a la ecuación:  $E = (z - 1.9) / 0.1$ . Siendo E el módulo de deformación en MPa y z la profundidad en metros. De acuerdo con esta ecuación, para una profundidad de 3 m (donde se obtuvo el ensayo SPT N30 = 13), se obtendría un módulo de deformación E = 11 MPa. Resultado muy similar al obtenido con las correlaciones.

Los parámetros de deformabilidad considerados para las arenas mixtas son:

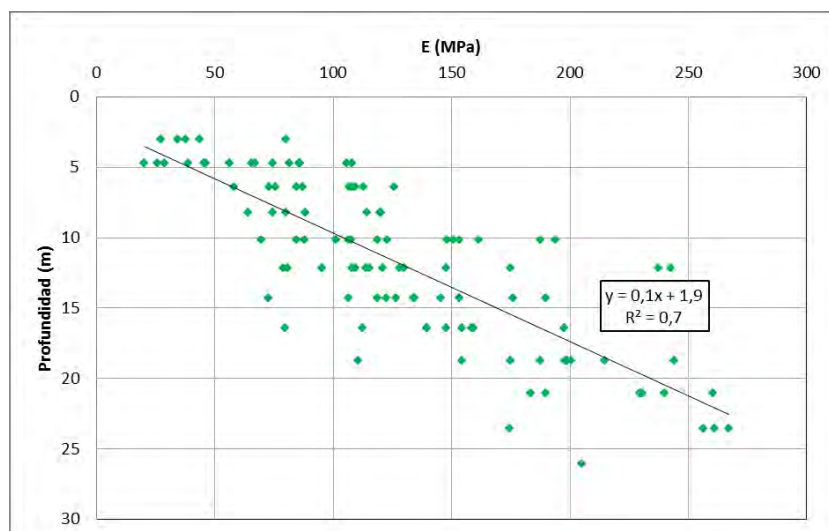
- Módulo de deformación:

$$E \text{ (MPa)} = (z - 1.9) / 0.1 \quad \text{para } z > 3 \text{ m.}$$

Se considera un valor mínimo de E = 11 MPa hasta una profundidad de 3 m.

- El coeficiente de Poisson obtenido a partir de la relación Vp/Vs es de 0.33.

**Figura 13 - A2:** Variación del módulo de deformación estático (E) con la profundidad. E obtenido a partir de las velocidades de las ondas transversales (Vs) en la unidad Qmix



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

- **Propiedades geotécnicas de cálculo**

En la Tabla A2 - 23, se resumen las propiedades geotécnicas obtenidas a partir de los ensayos de laboratorio para los depósitos cuaternarios de origen mixto (Qmix) que se consideran adecuadas para los cálculos.

**Tabla A2 – 23: Parámetros geotécnicos de cálculo de los materiales tipo suelo, depósitos de origen mixto (Qmix).**

Unidad	$\gamma_{seca}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{apa.}$ (kN/m <sup>3</sup> )	N30	C (kPa)	Cc (kPa)	$\phi$ (°)	Agresividad
Qmix (depósitos de origen mixto)	17,6	18,6	50	5	10	33	-

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

## I.2) Depósitos eólicos

- **Parámetros petrofísicos y de estado**

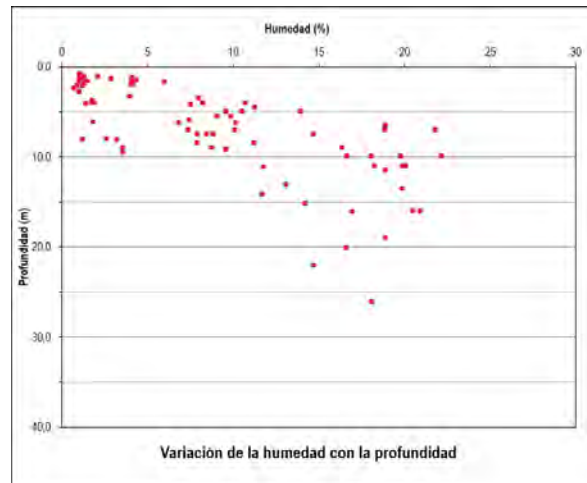
A continuación, se muestran los valores obtenidos para los siguientes parámetros petrofísicos y de estado en los suelos de los Depósitos eólicos:

- Humedad natural
- Peso unitario mínimo y máximo, peso volumétrico de la grava y peso específico de las partículas sólidas
- Granulometría
- Plasticidad

- **Humedad natural**

En la Figura 14 – A2, se representa la humedad respecto a la profundidad para el presente litotipo.

**Figura 14 - A2:** *Variación de la humedad natural con la profundidad de los Depósitos Eólicos*



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

De la figura se desprende las siguientes observaciones:

- La humedad natural muestra un aumento con la profundidad.
- La humedad presenta valores comprendidos entre 0,7 y 22,6%

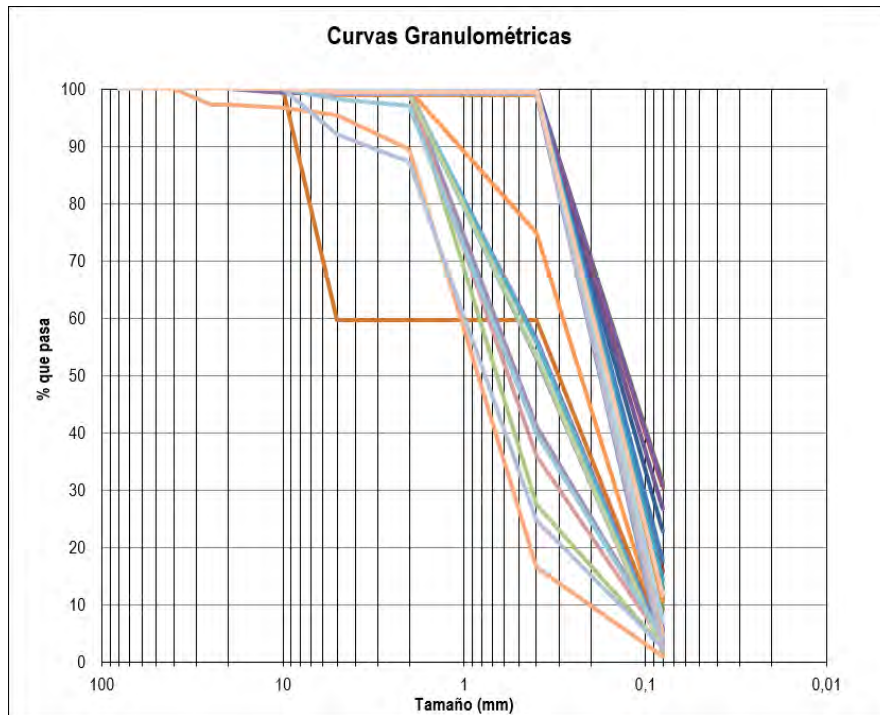
No se han considerado los valores más altos de humedad obtenidos, ya que en estado natural las arenas se encuentran secas o ligeramente húmedas, por ello se considera que la humedad detectada en los ensayos de laboratorio se debe al agua empleada para la perforación de los sondajes.

El valor medio de humedad obtenido es de 5,7%.

- **Granulometría**

En la Figura 15 – A2, se representa la distribución granulométrica obtenida para los Depósitos eólicos.

**Figura 15 - A2:** *Curvas granulométricas para los Depósitos eólicos*



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

De la figura anterior se desprende que los Depósitos eólicos poseen un porcentaje medio de un 0.8 % de materiales tipo grava, un porcentaje medio del 93.1 % de arena, y un porcentaje medio de finos del 6.1 %.

Según la clasificación unificada (SUCS) se trata de suelos en su mayoría tipo SP (en un 68% de las muestras analizadas), que corresponde a arenas mal graduadas, un 10% corresponde a suelos tipo SM, correspondiente a arenas limosas, y un 22% de los casos corresponde a un tipo intermedio SP-SM.

- **Peso unitario**

Para obtener la densidad seca y aparente de la unidad, se han tenido en cuenta las propiedades comunes de los suelos no cohesivos establecidas por Hunt en 1984, que se muestran en la Tabla A2 - 25 así como la expresión:

Densidad aparente = densidad seca (1+ humedad) Tomando como referencia una humedad próxima al 5%.

**Tabla A2 – 25: Propiedades comunes de los suelos no cohesivos (Hunt, 1984).**

Material	Compacidad	D <sub>r</sub> (%)	N <sub>1</sub>	Densidad seca γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	Indice de poros e	Angulo de rozamiento interno
GW: Gravas bien graduadas, mezclas de gravas y de arena	Densa	75	90	2.21	0.22	40
	Medianamente densa	50	55	2.08	0.28	36
	suelta	25	<28	1.97	0.36	32
GW: Gravas mal graduadas, mezclas de gravas y arena	Densa	75	70	2.04	0.33	38
	Medianamente densa	50	50	1.92	0.39	35
	suelta	25	<20	1.83	0.47	32
SW: Arenas bien graduadas, arenas con gravas	Densa	75	65	1.89	0.43	37
	Medianamente densa	50	35	1.79	0.49	34
	suelta	25	<15	1.70	0.57	30
SP: Arenas mal graduadas, arenas con gravas	Densa	75	50	1.76	0.52	36
	Medianamente densa	50	30	1.67	0.60	33
	suelta	25	<10	1.59	0.65	29
SM: arenas limosas	Densa	75	45	1.65	0.62	35
	Medianamente densa	50	25	1.55	0.74	32
	suelta	25	<8	1.49	0.80	29
ML: limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa	75	35	1.49	0.80	33
	Medianamente densa	50	20	1.41	0.90	31
	suelta	25	<4	1.35	1.00	27

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

De acuerdo a la información disponible, se han definido tres unidades geotécnicas de acuerdo al grado de compacidad, considerando adecuados los siguientes valores de densidad:

- UG1 (arenas de compacidad floja a medianamente densa): 1,59 g/cm<sup>3</sup>.
- UG2 (arenas de compacidad densa): 1,67 g/cm<sup>3</sup>.
- UG3 (arenas de compacidad muy densa): 1,86 g/cm<sup>3</sup>.

### Plasticidad

Se trata de materiales no plásticos.

### Parámetros resistentes

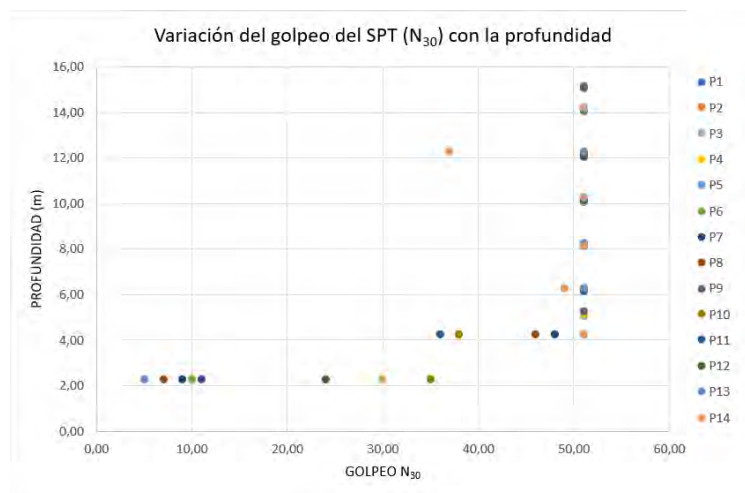
Para obtener los parámetros resistentes de los Depósitos eólicos se han realizado dos ensayos de corte directo de tipo CD (consolidado y drenado) realizados sobre muestras remoldeadas. Se dispone, además, de los valores de los ensayos SPT realizados en estos materiales en los sondajes.

En base a los valores obtenidos puede concluirse que el valor mínimo de  $N_{30}$  es de 5, el valor máximo es de Rechazo ( $>50$ ), y el valor medio de  $N_{30}$  es de 50 ( $>50$ ) (asignando a los rechazos un valor conservador de  $N_{30}$  de 51).

Por tanto, según estos resultados, las arenas eólicas presentan una compacidad muy densa en el 80% de los ensayos realizados, una compacidad densa en el 10% de los ensayos realizados, una compacidad medianamente densa en el 4% de los ensayos realizados y una compacidad floja en el 6% de los casos.

En la figura 16 – A2, se muestra la relación entre el golpeo obtenido en los ensayos SPT y la profundidad.

**Figura 16 - A2:** Variación del golpeo del SPT con la profundidad de los Depósitos Eólicos



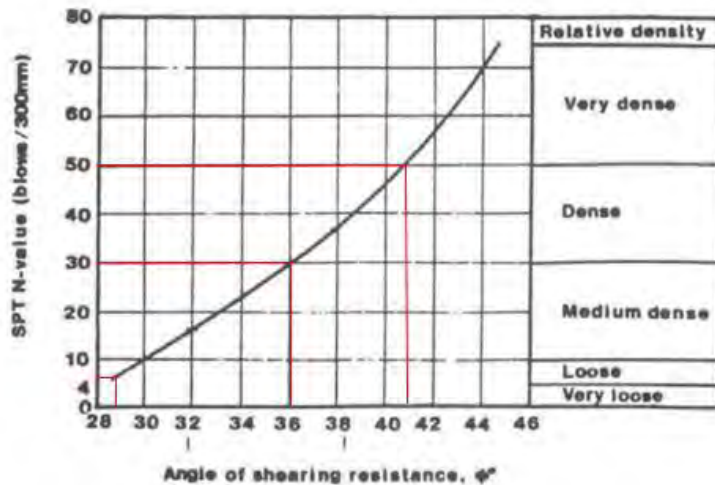
Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

Como puede observarse en la gráfica existe una relación muy clara entre la profundidad del material y la compacidad de este, produciéndose un aumento de la compacidad con la profundidad.

A partir de los valores del golpeo N30 de los ensayos SPT, se puede obtener el ángulo de rozamiento interno de los materiales, teniendo en cuenta la correlación establecida por Peck et al. en 1974, como puede observarse en la figura 17 – A2. Teniendo en cuenta el valor mínimo de golpeo de los ensayos SPT,  $N_{30} = 5$ , se obtiene un ángulo de fricción  $\Phi = 28^\circ$ . Si tenemos en cuenta el valor medio de golpeo obtenido  $N_{30} = 30$ , se obtiene un ángulo de fricción  $\Phi = 36^\circ$ , y si se tiene en cuenta un valor máximo del depósito, considerando un  $N_{30} = 51$ , se obtiene un ángulo de fricción  $\Phi = 41^\circ$

Estos valores son coherentes con los parámetros resistentes estimados para este tipo de litologías en la bibliografía existente, ya que a las arenas con una compacidad muy densa se les asigna habitualmente valores del ángulo de rozamiento de 38 a 43 grados, mientras que a los materiales granulares con compacidad densa se le asigna valores entre 35 y 40 grados.

**Figura 17 - A2:** Estimación del ángulo de rozamiento interno en suelos granulares a partir de los ensayos SPT (Peck et al., 1974). Depósitos eólicos  $Q_e$



Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

De acuerdo con los ensayos de corte directo, para los materiales que componen los depósitos eólicos, se han obtenido valores medios de cohesión de 0,05 kg/cm<sup>2</sup> y 32° de ángulo de fricción.

Teniendo en cuenta toda la información disponible y desde un punto de vista conservador, se considera adecuado asignar a las unidades diferenciadas en los depósitos eólicos los parámetros resistentes resumidos en la Tabla.

**Tabla A2 – 26: Valores de parámetros resistentes (depósitos eólicos)**

Unidad geotécnica	Cohesión (corto plazo) (kPa)	Cohesión (largo plazo) (kPa)	Ángulo de fricción (°)
UG1	10	5	28
UG2	10	5	36
UG3	10	5	36

Fuente: Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico – Área Geología CREC 10

### •Deformabilidad

El módulo de deformación de estos materiales se ha obtenido en primer lugar a partir de correlaciones empíricas obtenidas a partir del valor N30 del ensayo SPT:

- Arenas finas por encima del nivel freático. Webb (1974)  $E \text{ (kp/cm}^2\text{)} = 5 * (N30 + 15)$
- Arenas finas. Meigh y Nixon (1961)  $E \text{ (kp/cm}^2\text{)} = 8 * N30$

Con valores mínimos de  $N30 = 30$  se obtiene  $E_{\text{mínimo}} = 225 - 240 \text{ kp/cm}^2$ .

A partir de los perfiles sísmicos levantados, se han podido obtener los parámetros dinámicos de deformabilidad. En la Figura 18 – A2 se observa la variación del módulo de deformación estático (E) con la profundidad. El módulo se ha obtenido mediante correlaciones a partir de las velocidades de las ondas transversales (Vs) de los perfiles MASW-MAM realizados en las arenas eólicas (Qe). Se observa que:

- De 0 a 50 m, el módulo de deformación aumenta con la profundidad de acuerdo a la ecuación:  $E = (z + 11.9) / 0.3$ . Siendo E el módulo de deformación en MPa y z la profundidad en metros. Para una profundidad de 3 m (donde se obtuvo el ensayo SPT  $N_{30} = 30$ ), se considerará un módulo de deformación  $E = 49$  MPa.
- A partir de 50 m, el módulo de deformación no varía con la profundidad manteniéndose los valores de E en torno a 230 MPa.

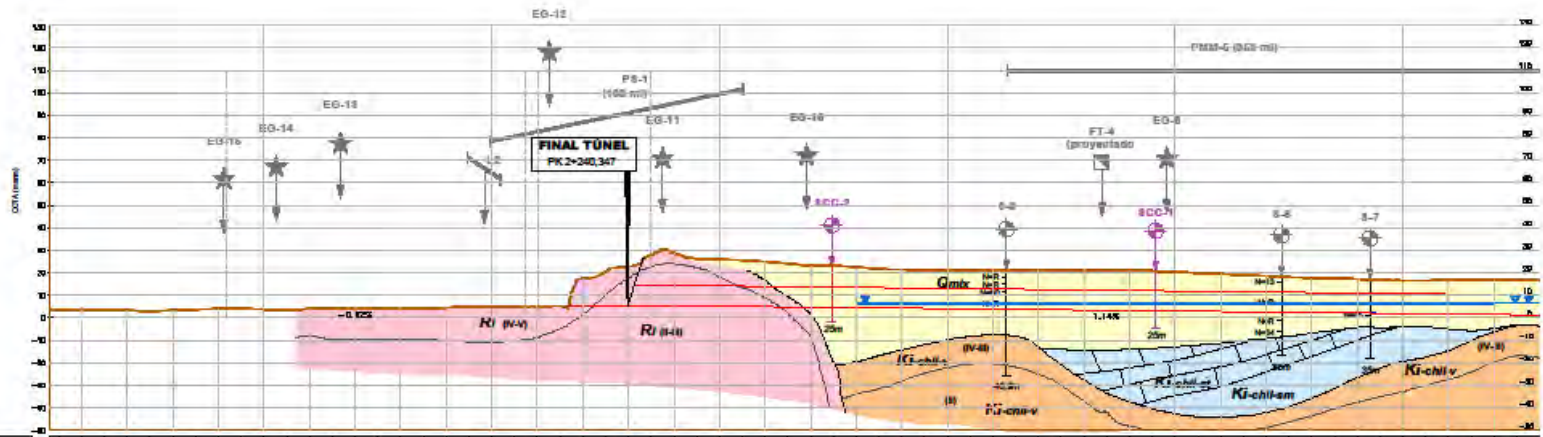
Los parámetros de deformabilidad considerados para las arenas eólicas son:

- Módulo de deformación:
  - ◆  $E$  (MPa) =  $(z + 11.9) / 0.3$  para  $3 < z < 50$  m.
  - ◆  $E = 230$  MPa para  $z \geq 50$  m
  - ◆ Se considera un valor mínimo de  $E = 49$  MPa hasta una profundidad de 3 m.
- El coeficiente de Poisson obtenido a partir de la relación  $V_p/V_s$  es de 0.33.

**ANEXO N° 3:**  
**PLANO DE PERFIL LONGITUDINAL DEL TRAZADO DE TUNEL CHANCAY**

**LEYENDA**

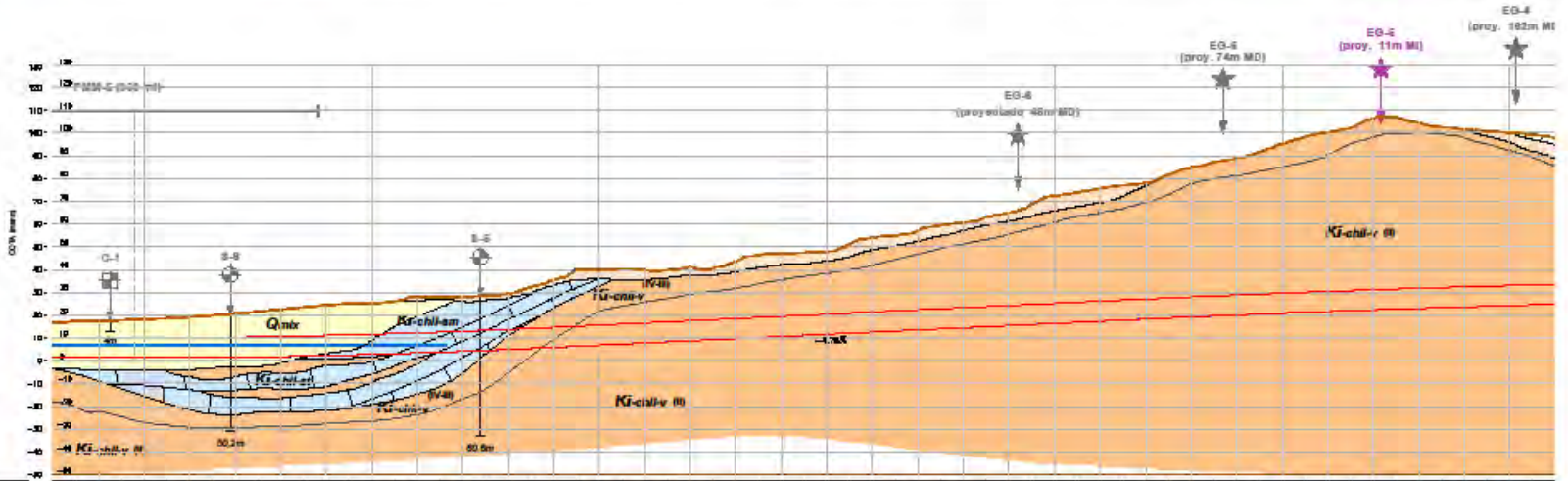
LITOLOGÍA		SÍMBOLOS CONVENCIONALES		CAMPAÑA PROSPECCIONES PREVIAS		CAMPAÑA PROSPECCIONES COMPLEMENTARIA	
	Formas arcillosas heterogéneas		Fm. chiles volcánicos		Contorno geológico		Sondeo mecánico
	Depósitos eólicos Arenas		Fm. chiles calizas masivas		Nivel freático		Calicata
	Depósitos mixtos		Fm. chiles calizas tabeadas		Grado de alteración afloramiento rocoso		Línea sísmica de Refracción
	Depósito coluvial		Roca Intialva (Diorita)				Perfil sísmico MASW-MAM
							Ficha de salud
							Sondeo mecánico
							Sondeo repaginado
							Tomografía eléctrica
							Estación geodésica



<b>KILOMETRAJE</b>	2+480 2+460 2+440 2+420 2+400 2+380 2+360 2+340 2+320 2+300 2+280 2+260 2+240 2+220 2+200 2+180 2+160 2+140 2+120 2+100 2+800 2+600 2+400 2+200 1+800 1+600 1+400 1+200 1+000 980 960 940 920 900 880 860 840 820 800 780 760 740 720 700 680 660 640 620 600 580 560 540 520 500 480 460 440 420 400 380 360 340 320 300 280 260 240 220 200 180 160 140 120 100 80 60 40 20 0 -20 -40 -60 -80 -100 -120 -140
<b>PENDIENTE</b>	9-0,85% 9-1,14%
<b>COTA RASANTE</b>	33,5 33,48 33,47 33,46 33,45 33,44 33,43 33,42 33,41 33,4 33,39 33,38 33,37 33,36 33,35 33,34 33,33 33,32 33,31 33,3 33,29 33,28 33,27 33,26 33,25 33,24 33,23 33,22 33,21 33,2 33,19 33,18 33,17 33,16 33,15 33,14 33,13 33,12 33,11 33,1 33,09 33,08 33,07 33,06 33,05 33,04 33,03 33,02 33,01 33,0 32,99 32,98 32,97 32,96 32,95 32,94 32,93 32,92 32,91 32,9 32,89 32,88 32,87 32,86 32,85 32,84 32,83 32,82 32,81 32,8 32,79 32,78 32,77 32,76 32,75 32,74 32,73 32,72 32,71 32,7 32,69 32,68 32,67 32,66 32,65 32,64 32,63 32,62 32,61 32,6 32,59 32,58 32,57 32,56 32,55 32,54 32,53 32,52 32,51 32,5 32,49 32,48 32,47 32,46 32,45 32,44 32,43 32,42 32,41 32,4 32,39 32,38 32,37 32,36 32,35 32,34 32,33 32,32 32,31 32,3 32,29 32,28 32,27 32,26 32,25 32,24 32,23 32,22 32,21 32,2 32,19 32,18 32,17 32,16 32,15 32,14 32,13 32,12 32,11 32,1 32,09 32,08 32,07 32,06 32,05 32,04 32,03 32,02 32,01 32,0 31,99 31,98 31,97 31,96 31,95 31,94 31,93 31,92 31,91 31,9 31,89 31,88 31,87 31,86 31,85 31,84 31,83 31,82 31,81 31,8 31,79 31,78 31,77 31,76 31,75 31,74 31,73 31,72 31,71 31,7 31,69 31,68 31,67 31,66 31,65 31,64 31,63 31,62 31,61 31,6 31,59 31,58 31,57 31,56 31,55 31,54 31,53 31,52 31,51 31,5 31,49 31,48 31,47 31,46 31,45 31,44 31,43 31,42 31,41 31,4 31,39 31,38 31,37 31,36 31,35 31,34 31,33 31,32 31,31 31,3 31,29 31,28 31,27 31,26 31,25 31,24 31,23 31,22 31,21 31,2 31,19 31,18 31,17 31,16 31,15 31,14 31,13 31,12 31,11 31,1 31,09 31,08 31,07 31,06 31,05 31,04 31,03 31,02 31,01 31,0 30,99 30,98 30,97 30,96 30,95 30,94 30,93 30,92 30,91 30,9 30,89 30,88 30,87 30,86 30,85 30,84 30,83 30,82 30,81 30,8 30,79 30,78 30,77 30,76 30,75 30,74 30,73 30,72 30,71 30,7 30,69 30,68 30,67 30,66 30,65 30,64 30,63 30,62 30,61 30,6 30,59 30,58 30,57 30,56 30,55 30,54 30,53 30,52 30,51 30,5 30,49 30,48 30,47 30,46 30,45 30,44 30,43 30,42 30,41 30,4 30,39 30,38 30,37 30,36 30,35 30,34 30,33 30,32 30,31 30,3 30,29 30,28 30,27 30,26 30,25 30,24 30,23 30,22 30,21 30,2 30,19 30,18 30,17 30,16 30,15 30,14 30,13 30,12 30,11 30,1 30,09 30,08 30,07 30,06 30,05 30,04 30,03 30,02 30,01 30,0 29,99 29,98 29,97 29,96 29,95 29,94 29,93 29,92 29,91 29,9 29,89 29,88 29,87 29,86 29,85 29,84 29,83 29,82 29,81 29,8 29,79 29,78 29,77 29,76 29,75 29,74 29,73 29,72 29,71 29,7 29,69 29,68 29,67 29,66 29,65 29,64 29,63 29,62 29,61 29,6 29,59 29,58 29,57 29,56 29,55 29,54 29,53 29,52 29,51 29,5 29,49 29,48 29,47 29,46 29,45 29,44 29,43 29,42 29,41 29,4 29,39 29,38 29,37 29,36 29,35 29,34 29,33 29,32 29,31 29,3 29,29 29,28 29,27 29,26 29,25 29,24 29,23 29,22 29,21 29,2 29,19 29,18 29,17 29,16 29,15 29,14 29,13 29,12 29,11 29,1 29,09 29,08 29,07 29,06 29,05 29,04 29,03 29,02 29,01 29,0 28,99 28,98 28,97 28,96 28,95 28,94 28,93 28,92 28,91 28,9 28,89 28,88 28,87 28,86 28,85 28,84 28,83 28,82 28,81 28,8 28,79 28,78 28,77 28,76 28,75 28,74 28,73 28,72 28,71 28,7 28,69 28,68 28,67 28,66 28,65 28,64 28,63 28,62 28,61 28,6 28,59 28,58 28,57 28,56 28,55 28,54 28,53 28,52 28,51 28,5 28,49 28,48 28,47 28,46 28,45 28,44 28,43 28,42 28,41 28,4 28,39 28,38 28,37 28,36 28,35 28,34 28,33 28,32 28,31 28,3 28,29 28,28 28,27 28,26 28,25 28,24 28,23 28,22 28,21 28,2 28,19 28,18 28,17 28,16 28,15 28,14 28,13 28,12 28,11 28,1 28,09 28,08 28,07 28,06 28,05 28,04 28,03 28,02 28,01 28,0 27,99 27,98 27,97 27,96 27,95 27,94 27,93 27,92 27,91 27,9 27,89 27,88 27,87 27,86 27,85 27,84 27,83 27,82 27,81 27,8 27,79 27,78 27,77 27,76 27,75 27,74 27,73 27,72 27,71 27,7 27,69 27,68 27,67 27,66 27,65 27,64 27,63 27,62 27,61 27,6 27,59 27,58 27,57 27,56 27,55 27,54 27,53 27,52 27,51 27,5 27,49 27,48 27,47 27,46 27,45 27,44 27,43 27,42 27,41 27,4 27,39 27,38 27,37 27,36 27,35 27,34 27,33 27,32 27,31 27,3 27,29 27,28 27,27 27,26 27,25 27,24 27,23 27,22 27,21 27,2 27,19 27,18 27,17 27,16 27,15 27,14 27,13 27,12 27,11 27,1 27,09 27,08 27,07 27,06 27,05 27,04 27,03 27,02 27,01 27,0 26,99 26,98 26,97 26,96 26,95 26,94 26,93 26,92 26,91 26,9 26,89 26,88 26,87 26,86 26,85 26,84 26,83 26,82 26,81 26,8 26,79 26,78 26,77 26,76 26,75 26,74 26,73 26,72 26,71 26,7 26,69 26,68 26,67 26,66 26,65 26,64 26,63 26,62 26,61 26,6 26,59 26,58 26,57 26,56 26,55 26,54 26,53 26,52 26,51 26,5 26,49 26,48 26,47 26,46 26,45 26,44 26,43 26,42 26,41 26,4 26,39 26,38 26,37 26,36 26,35 26,34 26,33 26,32 26,31 26,3 26,29 26,28 26,27 26,26 26,25 26,24 26,23 26,22 26,21 26,2 26,19 26,18 26,17 26,16 26,15 26,14 26,13 26,12 26,11 26,1 26,09 26,08 26,07 26,06 26,05 26,04 26,03 26,02 26,01 26,0 25,99 25,98 25,97 25,96 25,95 25,94 25,93 25,92 25,91 25,9 25,89 25,88 25,87 25,86 25,85 25,84 25,83 25,82 25,81 25,8 25,79 25,78 25,77 25,76 25,75 25,74 25,73 25,72 25,71 25,7 25,69 25,68 25,67 25,66 25,65 25,64 25,63 25,62 25,61 25,6 25,59 25,58 25,57 25,56 25,55 25,54 25,53 25,52 25,51 25,5 25,49 25,48 25,47 25,46 25,45 25,44 25,43 25,42 25,41 25,4 25,39 25,38 25,37 25,36 25,35 25,34 25,33 25,32 25,31 25,3 25,29 25,28 25,27 25,26 25,25 25,24 25,23 25,22 25,21 25,2 25,19 25,18 25,17 25,16 25,15 25,14 25,13 25,12 25,11 25,1 25,09 25,08 25,07 25,06 25,05 25,04 25,03 25,02 25,01 25,0 24,99 24,98 24,97 24,96 24,95 24,94 24,93 24,92 24,91 24,9 24,89 24,88 24,87 24,86 24,85 24,84 24,83 24,82 24,81 24,8 24,79 24,78 24,77 24,76 24,75 24,74 24,73 24,72 24,71 24,7 24,69 24,68 24,67 24,66 24,65 24,64 24,63 24,62 24,61 24,6 24,59 24,58 24,57 24,56 24,55 24,54 24,53 24,52 24,51 24,5 24,49 24,48 24,47 24,46 24,45 24,44 24,43 24,42 24,41 24,4 24,39 24,38 24,37 24,36 24,35 24,34 24,33 24,32 24,31 24,3 24,29 24,28 24,27 24,26 24,25 24,24 24,23 24,22 24,21 24,2 24,19 24,18 24,17 24,16 24,15 24,14 24,13 24,12 24,11 24,1 24,09 24,08 24,07 24,06 24,05 24,04 24,03 24,02 24,01 24,0 23,99 23,98 23,97 23,96 23,95 23,94 23,93 23,92 23,91 23,9 23,89 23,88 23,87 23,86 23,85 23,84 23,83 23,82 23,81 23,8 23,79 23,78 23,77 23,76 23,75 23,74 23,73 23,72 23,71 23,7 23,69 23,68 23,67 23,66 23,65 23,64 23,63 23,62 23,61 23,6 23,59 23,58 23,57 23,56 23,55 23,54 23,53 23,52 23,51 23,5 23,49 23,48 23,47 23,46 23,45 23,44 23,43 23,42 23,41 23,4 23,39 23,38 23,37 23,36 23,35 23,34 23,33 23,32 23,31 23,3 23,29 23,28 23,27 23,26 23,25 23,24 23,23 23,22 23,21 23,2 23,19 23,18 23,17 23,16 23,15 23,14 23,13 23,12 23,11 23,1 23,09 23,08 23,07 23,06 23,05 23,04 23,03 23,02 23,01 23,0 22,99 22,98 22,97 22,96 22,95 22,94 22,93 22,92 22,91 22,9 22,89 22,88 22,87 22,86 22,85 22,84 22,83 22,82 22,81 22,8 22,79 22,78 22,77 22,76 22,75 22,74 22,73 22,72 22,71 22,7 22,69 22,68 22,67 22,66 22,65 22,64 22,63 22,62 22,61 22,6 22,59 22,58 22,57 22,56 22,55 22,54 22,53 22,52 22,51 22,5 22,49 22,48 22,47 22,46 22,45 22,44 22,43 22,42 22,41 22,4 22,39 22,38 22,37 22,36 22,35 22,34 22,33 22,32 22,31 22,3 22,29 22,28 22,27 22,26 22,25 22,24 22,23 22,22 22,21 22,2 22,19 22,18 22,17 22,16 22,15 22,14 22,13 22,12 22,11 22,1 22,09 22,08 22,07 22,06 22,05 22,04 22,03 22,02 22,01 22,0 21,99 21,98 21,97 21,96 21,95 21,94 21,93 21,92 21,91 21,9 21,89 21,88 21,87 21,86 21,85 21,84 21,83 21,82 21,81 21,8 21,79 21,78 21,77 21,76 21,75 21,74 21,73 21,72 21,71 21,7 21,69 21,68 21,67 21,66 21,65 21,64 21,63 21,62 21,61 21,6 21,59 21,58 21,57 21,56 21,55 21,54 21,53 21,52 21,51 21,5 21,49 21,48 21,47 21,46 21,45 21,44 21,43 21,42 21,41 21,4 21,39 21,38 21,37 21,36 21,35 21,34 21,33 21,32 21,31 21,3 21,29 21,28 21,27 21,26 21,25 21,24 21,23 21,22 21,21 21,2 21,19 21,18 21,17 21,16 21,15 21,14 21,13 21,12 21,11 21,1 21,09 21,08 21,07 21,06 21,05 21,04 21,03 21,02 21,01 21,0 20,99 20,98 20,97 20,96 20,95 20,94 20,93 20,92 20,91 20,9 20,89 20,88 20,87 20,86 20,85 20,84 20,83 20,82 20,81 20,8 20,79 20,78 20,77 20,76 20,75 20,74 20,73 20,72 20,71 20,7 20,69 20,68 20,67 20,66 20,65 20,64 20,63 20,62 20,61 20,6 20,59 20,58 20,57 20,56 20,55 20,54 20,53 20,52 20,51 20,5 20,49 20,48 20,47 20,46 20,45 20,44 20,43 20,42 20,41 20,4 20,39 20,38 20,37 20,36 20,35 20,34 20,33 20,32 20,31 20,3 20,29 20,28 20,27 20,26 20,25 20,24 20,23 20,22 20,21 20,2 20,19 20,18 20,17 20,16 20,15 20,14 20,13 20,12 20,11 20,1 20,09 20,08 20,07 20,06 20,05 20,04 20,03 20,02 20,01 20,0 19,99 19,98 19,97 19,96 19,95 19,94 19,93 19,92 19,91 19,9 19,89 19,88 19,87 19,86 19,85 19,84 19,83 19,82 19,81 19,8 19,79 19,78 19,77 19,76 19,75 19,74 19,73 19,72 19,71 19,7 19,69 19,68 19,67 19,66 19,65 19,64 19,63 19,62 19,61 19,6 19,59 19,58 19,57 19,56 19,55 19,54 19,53 19,52 19,51 19,5 19,49 19,48 19,47 19,46 19,45 19,44 19,43 19,42 19,41 19,4 19,39 19,38 19,37 19,36 19,35 19,34 19,33 19,32 19,31 19,3 19,29 19,28 19,27 19,26 19,25 19,24 19,23 19,22 19,21 19,2 19,19 19,18 19,17 19,16 19,15 19,14 19,13 19,12 19,11 19,1 19,09 19,08 19,07 19,06 19,05 19,04 19,03 19,02 19,01 19,0 18,99 18,98 18,97 18,96 18,95 18,94 18,93 18,92 18,91 18,9 18,89 18,88 18,87 18,86 18,85 18,84 18,83 18,82 18,81 18,8 18,79 18,78 18,77 18,76 18,75 18,74 18,73 18,72 18,71 18,7 18,69 18,68 18,67 18,66 18,65 18,64 18,63 18,62 18,61 18,6 18,59 18,58 18,57 18,56 18,55 18,54 18,53 18,52 18,51 18,5 18,49 18,48 18,47 18,46 18,45 18,44 18,43 18,42 18,41 18,4 18,39 18,38 18,37 18,36 18,35 18,34 18,33 18,32 18,31 18,3 18,29 18,28 18,27 18,26 18,25 18,24 18,23 18,22 18,21 18,2 18,19 18,18 18,17 18,16 18,15 18,14 18,13 18,12 18,11 18,1 18,09 18,08 18,07 18,06 18,05 18,04 18,03 18,02 18,01 18,0 17,99 17,98 17,97 17,96 17,95 17,94 17,93 17,92 17,91 17,9 17,89 17,88 17,87 17,86 17,85 17,84 17,83 17,82 17,81 17,8 17,79 17,78 17,77 17,76 17,75 17,74 17,73 17,72 17,71 17,7 17,69 17,68 17,67 17,66 17,65 17,64 17,63 17,62 17,61 17,6 17,59 17,58 17,57 17,56 17,55 17,54 17,53 17,52 17,51 17,5 17,49 17,48 17,47 17,46 17,45 17,44 17,43 17,42 17,41 17,4 17,39 17,38 17,37 17,36 17,35 17,34 17,33 17,32 17,31 17,3 17,29 17,28 17,27 17,26 17,25 17,24 17,23 17,22 17,21 17,2 17,19 17,18 17,17 17,16 17,15 17,14 17,13 17,12 17,11 17,1 17,09 17,08 17,07 17,06 17,05 17,04 17,03 17,02 17,01 17,0 16,99 16,98 16,97 16,96 16,95 16,94 16,93 16,92 16,91 16,9 16,89 16,88 16,87 16,86 16,85 16,84 16,83 16,82 16,81 16,8 16,79 16,78 16,77 16,76 16,75 16,74 16,73 16,72 16,71 16,7 16,69 16,68 16,67 16,66 16,65 16,64 16,63 16,62 16,61 16,6 16,59 16,58 16,57 16,56 16,55 16,54 16,53 16,52 16,51 16,5 16,49 16,48 16,47 16,46 16,45 16,44 16,43 16,42 16,41 16,4 16,39 16,38 16,37 16,36 16,35 16,34 16,33 16,32 16,31 16,3 16,29 16,28 16,27 16,26 16,25 16,24 16,23 16,22 16,21 16,2 16,19 16,18 16,17 16,16 16,15 16,14 16,13 16,12 16,11 16,1 16,09 16,08 16,07 16,06 16,05 16,04 16,03 16,02 16,01 16,0 15,99 15,98 15,97 15,96 15,95 15,94 15,93 15,92 15,91 15,9 15,89 15,88 15,87 15,86 15,85 15,84 15,83 15,82 15,81 15,8 15,79 15,78 15,77 15,76 15,75 15,74 15,73 15,72 15,71 15,7 15,69 15,68 15,67 15,66 15,65 15,64 15,63 15,62 15,61 15,6 15,59 15,58 15,57 15,56 15,55 15,54 15,53 15,52 15,51 15,5 15,49 15,48 15,47 15,46 15,45 15,44 15,43 15,42 15,41 15,4 15,39 15,38 15,37 15,36 15,35 15,34 15,33 15,32 15,31 15,3 15,29 15,28 15,27 15,26 15,25 15,24 15,23 15,22 15,2

**LEYENDA**

LITOLOGÍA		SIMBOLOS CONVENCIONALES		CAMPAÑA PROSPECCIONES PREVIAS		CAMPAÑA PROSPECCIONES COMPLEMENTARIA	
	Qm: Rellenos estrópicos heterogéneos		K1: Fm. chica volcánica		S-1: Sondos mecánicos		P-1 / SDC-1: Sondos mecánicos
	Qd: Depósitos alóicos, Arenas		K2: Fm. chica calizas masivas		C-1: Calizas		F-01: Sondos repletados
	Qm1: Depósitos marinos		K3: Fm. chica calizas listreadas		LSD: Líneas eléctricas de Refracción		TE-1: Tomografía eléctrica
	Qc: Depósito coluvial		R: Roca intrusiva (Diorita)		EG: Estación geomecánica		EG: Estación geomecánica



KILOMETRAJE	PENDIENTE	COTA RASANTE	COTA TERRENO	ALINEAMIENTO
14000	0.00	1.00	1.00	R-1200
14050	0.00	1.00	1.00	R-1200
14100	0.00	1.00	1.00	R-1200
14150	0.00	1.00	1.00	R-1200
14200	0.00	1.00	1.00	R-1200
14250	0.00	1.00	1.00	R-1200

UNIDAD GEOTÉCNICA	K1-1400		K1-1407		K1-1408	
	Qm1	Qm2	K1-1400	K1-1407	K1-1408	K1-1408
COBERTERA (m)	18.0	22.5	33.2	36.3	56.1	74.8
Y (MPa)	10.0	-	-	-	-	-
c (kPa)	5	-	-	-	-	-
φ (°)	33	-	-	-	-	-
E (MPa)	(2+11.5)/0.3	-	-	-	-	-
ν	0.33	-	-	-	-	-
R.M.R.	-	40	30	-	55	-
T (MN/m²)	-	2.05	2.33	-	3.7	-
G <sub>v</sub> (MPa)	-	64.8	23	-	113	-
G <sub>h</sub> (MPa)	-	260	165	-	630	-
ν	-	0.23	0.24	-	0.28	-
DR	-	74	79	-	47	-
SECCIÓN TIPO	1/1000m	1/3000m	1/1500m	1/2700m	1/3000m	1/3000m



INGENIERO:	MOR				
VERIFICADO:	280				
DESIGNADO:	ACB				
PROFESIONAL:	NOMBRE	FECHA	RSB	FECHA	REVISIÓN



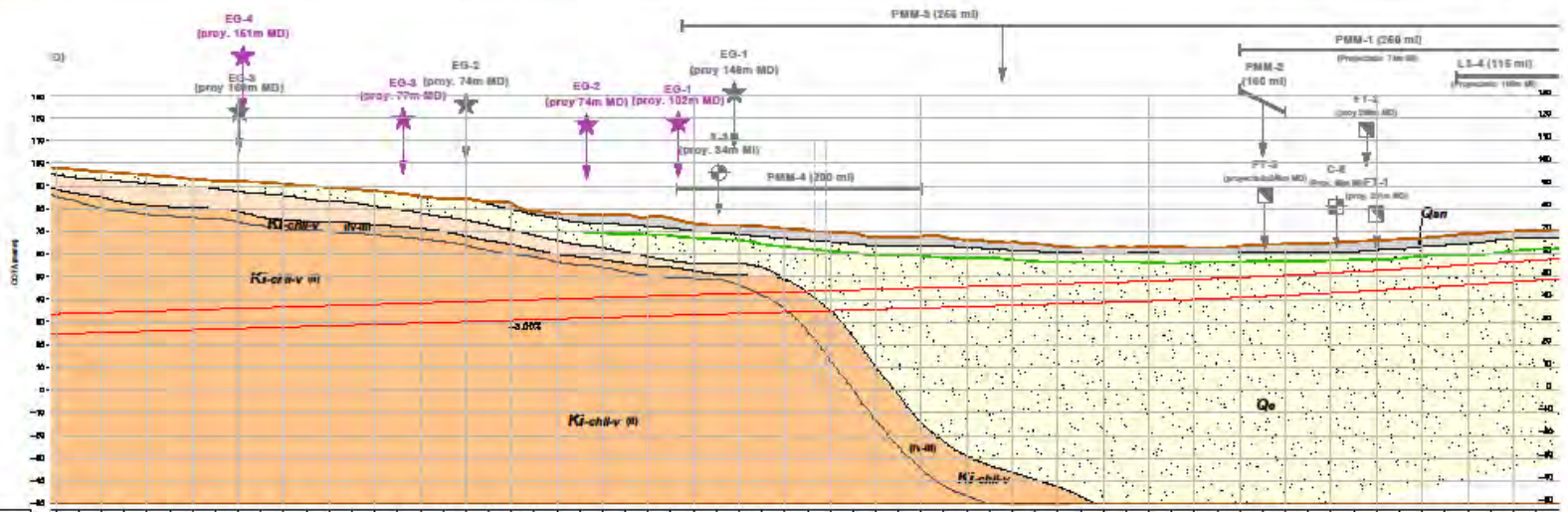
PROYECTO  
**INGENIERÍA DE DETALLE DEL TÚNEL TERMINAL DE GRANELES SÓLIDOS, GRANELES LÍQUIDOS Y CARGA RODANTE**

TÍTULO DEL PLANO  
**GEOLÓGIA Y GEOTECNIA PERFIL LONGITUDINAL (2 de 4)**

ESCALA (H): 1:1000  
 FECHA: MAYO 2021  
 CODIGO: P060-ES-OWG-000-000  
 Hoja 7 de 4

**LEYENDA**

LITOLOGÍA		SÍMBOLOS CONVENCIONALES		CAMPAÑA PROSPECCIONES PREVIAS		CAMPAÑA PROSPECCIONES COMPLEMENTARIA	
	Qm Rellenos detríticos heterogéneos		K1-chiv-I Fm. chillas volcánicas		Contacto geológico		S-1 Sondos mecánicos
	Qa Depósitos alócteos, Arenas		K1-chiv-II Fm. chillas calizas masivas		Nivel freático		C-1 Calceas
	Qmst Depósitos mástos		K1-chiv-III Fm. chillas calizas tabulares		IV Grado de alteración afloramiento rocoso		L1-01 Líneas sísmicas de Refracción
	Qca Depósito coluvial		R Roca intrusiva (Dioritas)		Estación geotécnica		T-0001 Perfil sísmico MASW-MAM
							P-1/300-1 Sondas mecánicas
							P-01 Sondas implantadas
							TE-1 Tomografía eléctrica
							EG Estación geotécnica



KILOMETRAJE	PENDIENTE		COTA RASANTE	COTA TERRENO	ALINEAMIENTO
	1-2.0%	1-1.0%			
1+100	10.17	10.18	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+110	10.18	10.19	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+120	10.19	10.20	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+130	10.20	10.21	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+140	10.21	10.22	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+150	10.22	10.23	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+160	10.23	10.24	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+170	10.24	10.25	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+180	10.25	10.26	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+190	10.26	10.27	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+200	10.27	10.28	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+210	10.28	10.29	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+220	10.29	10.30	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+230	10.30	10.31	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+240	10.31	10.32	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+250	10.32	10.33	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+260	10.33	10.34	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+270	10.34	10.35	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+280	10.35	10.36	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+290	10.36	10.37	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+300	10.37	10.38	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+310	10.38	10.39	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+320	10.39	10.40	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+330	10.40	10.41	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+340	10.41	10.42	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+350	10.42	10.43	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+360	10.43	10.44	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+370	10.44	10.45	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+380	10.45	10.46	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+390	10.46	10.47	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+400	10.47	10.48	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+410	10.48	10.49	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+420	10.49	10.50	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+430	10.50	10.51	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+440	10.51	10.52	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+450	10.52	10.53	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+460	10.53	10.54	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+470	10.54	10.55	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+480	10.55	10.56	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+490	10.56	10.57	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+500	10.57	10.58	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+510	10.58	10.59	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+520	10.59	10.60	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+530	10.60	10.61	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+540	10.61	10.62	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+550	10.62	10.63	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+560	10.63	10.64	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+570	10.64	10.65	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+580	10.65	10.66	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+590	10.66	10.67	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+600	10.67	10.68	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+610	10.68	10.69	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+620	10.69	10.70	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+630	10.70	10.71	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+640	10.71	10.72	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+650	10.72	10.73	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+660	10.73	10.74	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+670	10.74	10.75	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+680	10.75	10.76	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+690	10.76	10.77	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+700	10.77	10.78	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+710	10.78	10.79	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+720	10.79	10.80	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+730	10.80	10.81	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+740	10.81	10.82	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+750	10.82	10.83	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+760	10.83	10.84	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+770	10.84	10.85	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+780	10.85	10.86	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+790	10.86	10.87	2607.5	2607.5	1-1.0%
1+800	10.87	10.88	2607.5	2607.5	1-1.0%

UNIDAD GEOTÉCNICA	CONVERSIÓN (SIEMPRE EN METROS)	
	γ (kN/m³)	10
c (kPa)	10	1
φ (°)	10	1
E (MPa)	1000	1
ν	1000	1
R.M.R.	100	1
γ (kN/m³)	10	1
G <sub>s</sub> (Mg/m³)	1000	1
E <sub>s</sub> (MPa)	1000	1
ν	1000	1
DR	100	1



DESIGNO	MCB			
VERIFICADO	DMO			
DESIGNO	MCB			
PROFESIONAL	INGENIERO	FECHA	SEAL	REVISIÓN



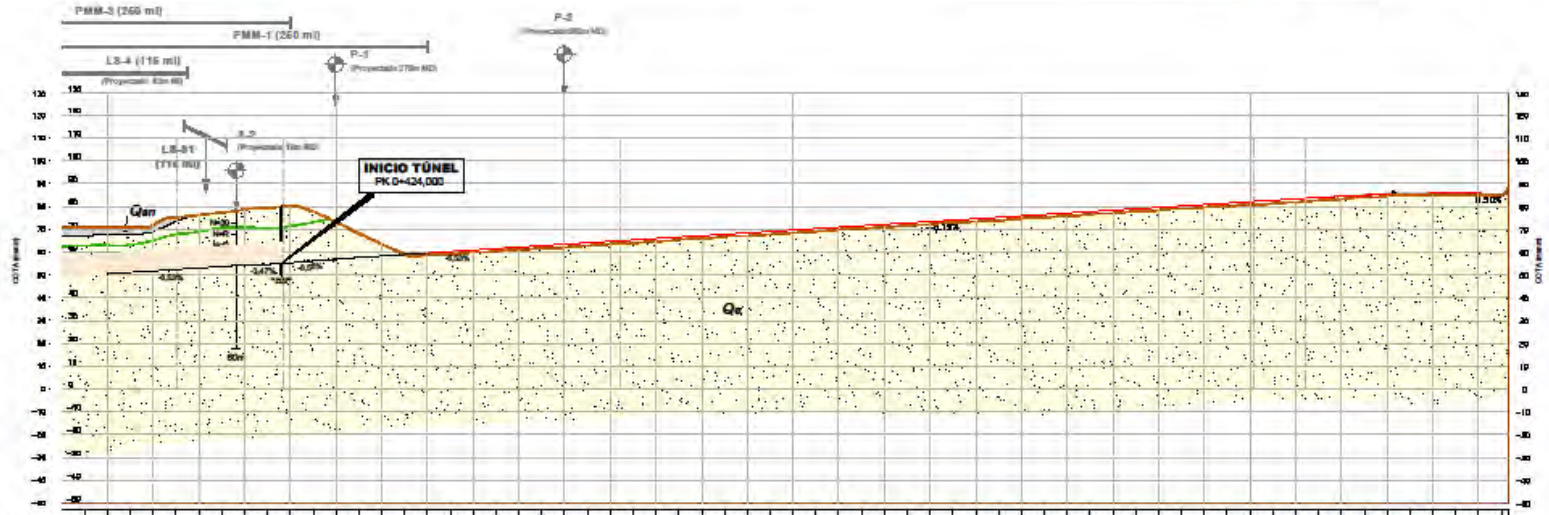
PROYECTO  
**INGENIERÍA DE DETALLE DEL TÚNEL TERMINAL DE GRANELES SÓLIDOS, GRANELES LÍQUIDOS Y CARGA RODANTE**

TÍTULO DEL PLANO  
**GEOLOGÍA Y GEOTECNIA PERFIL LONGITUDINAL (3 de 4)**

ESCALA (A1) 1:1000  
 FECHA: MAYO 2021  
 CÓDIGO: P960-ES-010-GR0-006  
 Hoja 1 de 4

**LEYENDA**

LITOLOGÍA		SÍMBOLOS CONVENCIONALES		CAMPAÑA PROSPECCIONES PREVIAS		CAMPAÑA PROSPECCIONES COMPLEMENTARIA	
	Qan Relieves entrópicos heterogéneos		K1-lev Fr. chica volcánica		Contacto geológico		S-1 Sondeo mecánico
	Qs Depósitos eólicos Arenas		K1-mas Fr. chica calizas masivas		Nivel freático		C-1 Calicata
	Q-med Depósitos mixtos		K1-lev-trab Fr. chica calizas tabreadas		IV Grado de alteración afloramiento loco		L-1 Línea sismica de Reflexión
	Qeo Depósito coluvial		Rt Roca intrusiva (Dioritas)		Estación geomecánica		P-100 Perfil sísmico MASW-MAM
							F-1 EDC-1 Sondeo mecánico
							F-01 Sondeo reparado
							TE-1 Tomografía eléctrica
							EE Estación geomecánica



**KILOMETRAJE**

PENDIENTE	0+424-0+480	0+480-0+500	0+500-0+600	0+600-0+700	0+700-0+800	0+800-0+900	0+900-0+100	
COTA BASANTE	70.00	71.00	72.00	73.00	74.00	75.00	76.00	
COTA TERRENO	70.00	71.00	72.00	73.00	74.00	75.00	76.00	
ALINEAMIENTO	E= -0.2%		E= 1.5%			E= 1.0%		

UNIDAD GEOTÉCNICA	COBERTERA (m)	
	Qan	PK 0+424
Qs	PK 0+424	
Q-med	PK 0+424	
Qeo	PK 0+424	
SUELOS		
Y (cm)	10.0	
c (kPa)	5	
φ (°)	30	
E (MPa)	(2+11.2) / 0.3	
ν	0.33	
R.M.F.	-	
Y (kN/m³)	-	
G <sub>s</sub> (MPa)	-	
S <sub>u</sub> (MPa)	-	
ν	-	
DR	-	
SECCIÓN TIPO	V= 0.30m	PK=V+ 1.20m

DESIGNO	MCB				
VERIFICADO	DBO				
DESIGNO	MCB				
PROFESIONAL	INGENIERO	FIGURA	SEAL	FECHA	REVISIÓN



PROYECTO  
**INGENIERÍA DE DETALLE DEL TÚNEL TERMINAL DE GRANELES SÓLIDOS, GRANELES LÍQUIDOS Y CARGA RODANTE**

TÍTULO DEL PLANO  
**GEOLOGÍA Y GEOTECNIA PERFIL LONGITUDINAL (4 de 4)**

ESCALA (A1) 1:1000  
 FECHA: MAYO 2021  
 CODIGO: PSEB-EN-089-080-007  
 Hoja 4 de 4

**ANEXO N° 4:**  
**EQUIPOS UTILIZADOS EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO DEL TÚNEL**  
**CHANCAY**

**A) Especificaciones de Micropilote, SCH 40 / Aceros Arequipa**

**DENOMINACIÓN:**

TRED SMLSS SCH 40, TRED SMLSS SCH 80.

**DESCRIPCIÓN:**

Tubo para alta presión (SCH) fabricado sin costura (SEAMLESS) con acero al carbono de calidad estructural, utilizando la técnica de extrusión en caliente.

**USOS:**

Conducción de fluidos a alta temperatura y/o presión en minería, pesca, petróleo, construcción y servicio en general.

**NORMAS TECNICAS DE FABRICACIÓN:**

- Propiedades Mecánicas: Tubos de calidad trinorma: ASTM A53/A53M, ASTM A106/A106M y API 5L PSL 1.
- Tolerancia Dimensional: ASTM A 53 /A 53M.

**PRESENTACIÓN:**

- Longitud: SRL de 4.8 y 6.7m, DRL de 10.7m mínimo.
- Extremos: Planos para diámetros menores de 2" y biselados para diámetros  $\geq 2"$ .

**DIMENSIONES Y PESOS NOMINALES:**

DIÁMETRO NOMINAL	DIÁMETRO EXTERIOR		DIÁMETRO DE PARED		PESO kg/m	PESO tipo	SCH N.º	PRESIÓN DE PRUEBA GRADO B psi
	pulgada	mm	pulgada	mm				
1/2"	0.84	21.3	0.11	2.77	1.27	STD	40	700
1/2"	0.84	21.3	0.15	3.73	1.62	XS	80	850
3/4"	1.05	26.7	0.11	2.87	1.69	STD	40	700
3/4"	1.05	26.7	0.15	3.91	2.20	XS	80	850
1"	1.32	33.4	0.13	3.38	2.50	STD	40	700
1"	1.32	33.4	0.18	4.55	3.24	XS	80	850
1 1/4"	1.66	42.2	0.14	3.56	3.39	STD	40	1,300
1 1/4"	1.66	42.2	0.19	4.85	4.47	XS	80	1,900
1 1/2"	1.90	48.3	0.15	3.68	4.05	STD	40	1,300
1 1/2"	1.90	48.3	0.2	5.08	5.41	XS	80	1,900
2"	2.38	60.3	0.15	3.91	5.44	STD	40	2,500
2"	2.38	60.3	0.22	5.54	7.48	XS	80	2,500
2 1/2"	2.88	73.0	0.20	5.16	8.63	STD	40	2,500
2 1/2"	2.88	73.0	0.28	7.01	11.41	XS	80	2,500

DIÁMETRO NOMINAL	DIÁMETRO EXTERIOR		ESPESOR DE PARED		PESO kg/m	PESO tipo	SCH N.º	PRESIÓN DE PRUEBA GRADO B psi
	pulgada	mm	pulgada	mm				
3"	3.50	88.9	0.22	5.49	11.29	STD	40	2,500
3"	3.50	88.9	0.3	7.62	15.27	XS	80	2,500
4"	4.50	114.3	0.24	6.02	16.07	STD	40	2,210
4"	4.50	114.3	0.34	8.56	22.32	XS	80	2,800
5"	5.56	141.3	0.26	6.55	21.77	STD	40	1,950
5"	5.56	141.3	0.38	9.52	30.94	XS	80	2,800
6"	6.63	168.3	0.28	7.11	28.26	STD	40	1,780
6"	6.63	168.3	0.43	10.97	42.56	XS	80	2,740
8"	8.63	219.1	0.32	8.18	42.55	STD	40	1,570
8"	8.63	219.1	0.50	12.7	64.64	XS	80	2,430
10"	10.75	273.0	0.37	9.27	60.29	STD	40	1,430
10"	10.75	273.0	0.59	15.09	95.97	XS	80	2,320
12"	12.75	323.8	0.41	10.31	79.7	STD	40	1,340
12"	12.75	323.8	0.69	17.48	132.04	XS	80	2,270
14"	14.00	355.6	0.44	11.13	94.55	STD	40	1,310
14"	14.00	355.6	0.75	19.05	158.1	XS	80	2,250

**PROPIEDADES MECÁNICAS:**

NORMA TÉCNICA	GRADO	LÍMITE DE FLUENCIA (mínimo)		RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (mínimo)	
		ksi	MPa	ksi	MPa
ASTM A 53/A 53M	B	35	240	60	415
ASTM A 106/A 106M	B	35	240	60	415
API 5L PSL 1	B	35	241	60	413

**TOLERANCIAS:**

De acuerdo al ASTM A 53/A 53M.

**LONGITUD:**

SRL de 4.8 a 6.7 metros, DRL de 10.7 metros mínimo.

**EXTREMOS:**

Planos para diámetros menores de 2", biselados  $\geq 2"$ .

QCQAD1-F244/01/SEP 20

Previo acuerdo se comercializa en otras medidas.



ISO 9001:2015

CERTIFICATE N° 57219



ISO 14001:2015

CERTIFICATE N° 57220



ISO 45001:2018

CERTIFICATE N° 57221

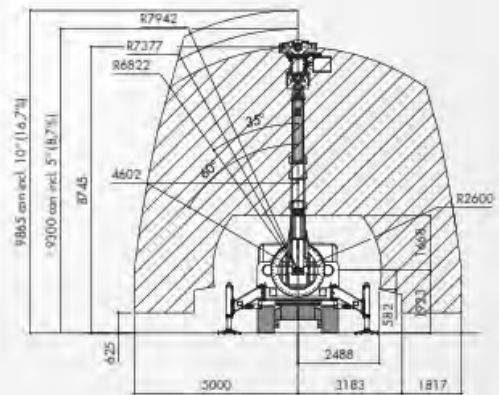
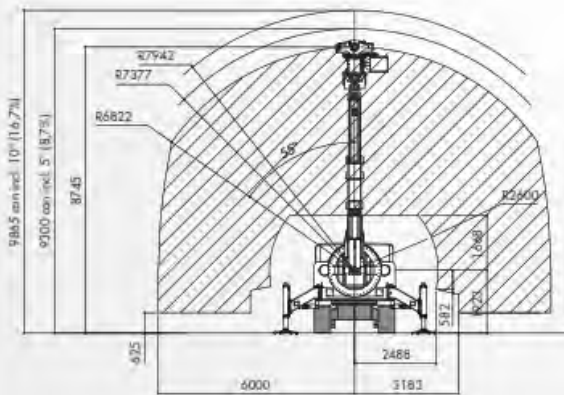
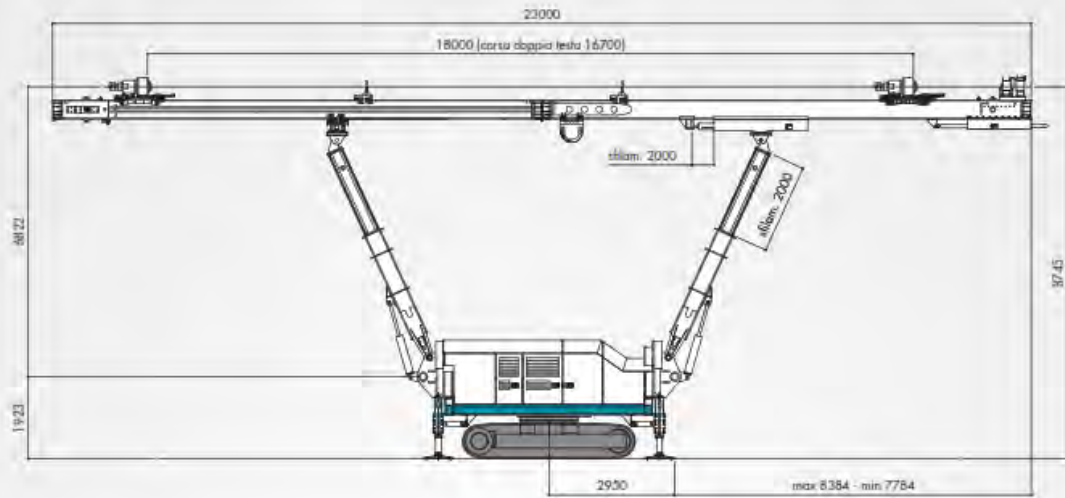
## B) Perforadora Casagrande PG185

# PG185 TECHNICAL SPECIFICATIONS DATI TECNICI

<b>DIESEL ENGINE</b>		<b>MOTORE DIESEL</b>			
Diesel engine Stage 4 - Tier IV	Motore diesel Stage 4 - Tier IV	CUMMINS QSB 6.7			
Rated power @ 2200 rpm	Potenza @ 2200 rpm	168 kW			
Exhaust emission standard	Normativa emissioni	EU Stage 4 - US EPA Tier IV			
Diesel tank capacity	Capacità serbatoio gasolio	250 l			
Urea tank capacity	Capacità serbatoio urea	57 l			
<b>CONTROLS</b>		<b>COMANDI</b>			
Radio controls	Radio comandi				
<b>UNDERCARRIAGE</b>		<b>SOTTOCARRO</b>			
Undercarriage width	Larghezza sottocarro	2460 mm			
Tracks width	Larghezza pattini	500 mm			
Overall tracks length	Lunghezza cingoli	4062 mm			
Travel speed	Velocità traslazione	1,7 km/h			
Max. gradeability	Pendenza superabile	20°			
<b>MAST</b>		<b>MAST</b>			
Mast length	Lunghezza mast	23000 mm			
Stroke of single rotary head	Corsa testa di rotazione singola	18000 mm			
Stroke of double rotary head	Corsa testa di rotazione doppia	16700 mm			
Extraction / Crowd force	Forza di Estrazione / Spinta	80 kN			
Extraction / Crowd speed	Velocità di Estrazione / Spinta	52 m/min			
<b>CLAMPS</b>		<b>MORSE</b>		<b>M2Z   M2SZ</b>	
Diameter	Diametro	40 + 254			
Clamping force	Forza di chiusura	145 kN			
<b>ROTARY HEAD</b>		<b>TESTA DI ROTAZIONE</b>		<b>T14 EP</b>	<b>T20 EP</b>
Max. torque	Coppia max.	12170 Nm	15210 Nm		
Max. speed	Giri max.	57÷400 rpm	400 rpm		
<b>WEIGHT</b>		<b>PESO</b>			
Equipment with single head	Attrezzatura con testa singola	44t			

# PG185 TECHNICAL SPECIFICATIONS

**DATI TECNICI**



## C) Perforadora multifuncional C6-2

# C6-2 TECHNICAL SPECIFICATIONS DATI TECNICI

<b>DIESEL ENGINE</b>		<b>MOTORE DIESEL</b>	
Diesel engine Stage 3A - Tier III	Motore diesel Stage 3A - Tier III	CUMMINS QSB 4.5	
Rated power @ 2200 rpm	Potenza @ 2200 rpm	119 kW	
Exhaust emission standard	Normativa emissioni	EU Stage 3A - US EPA Tier III	
Diesel engine Stage 4 - Tier IV	Motore diesel Stage 4 - Tier IV	CUMMINS QSB 4.5	
Rated power @ 2200 rpm	Potenza @ 2200 rpm	119 kW	
Exhaust emission standard	Normativa emissioni	EU Stage 4 - US EPA Tier IV	
Diesel tank capacity	Capacità serbatoio gasolio	260 l	
Urea tank capacity	Capacità serbatoio urea	38 l	
<b>HYDRAULIC SYSTEM</b>		<b>IMPIANTO IDRAULICO</b>	
Hydraulic power	Potenza idraulica	100 kW	
Hydraulic pressure	Pressione idraulica	350 bar	
Main pump flow rate	Pompa principale portata	1 x 298 l/min	
Option main pump flow rate	Portata pompa principale opzionale	1 x 99 l/min	
Hydraulic oil tank capacity	Capacità serbatoio olio idraulico	580 l	
<b>UNDERCARRIAGE</b>		<b>SOTTOCARRO</b>	
Undercarriage width	Larghezza sottocarro	2250 mm	
Width of triple grouser track shoes	Larghezza pattini a tre barre	400 mm	
Overall tracks length	Lunghezza cingoli	2630 mm	
Travel speed	Velocità traslazione	0 - 2,2 km/h	
Traction force - nominal	Forza di trazione - nominale	129 kN	
<b>MAST</b>		<b>MAST</b>	
Mast length	Lunghezza mast	9000 MR	6000 MR
Stroke of rotary head	Corsa testa di rotazione	9000 mm	6000 mm
Extraction / Crowd force	Forza di Estrazione / Spinta	85 kN	85 kN
Extraction / Crowd speed	Velocità di Estrazione / Spinta	47 (91)* m/min	47 (91)* m/min
<b>CLAMPS</b>		<b>MORSE</b>	
Diameter	Diametro	M2Z   M2SZ	M4   M4S
Clamping force	Forza di chiusura	159 kN	283 kN
		283 kN	283 kN
<b>ROTARY HEAD</b>		<b>TESTA DI ROTAZIONE</b>	
Max. torque	Coppia max.	T14 EP	T20 EP
		12170 Nm	15210 Nm
Max. speed	Giri max.	T2500 EP	
		500 rpm	400 rpm
			223 rpm

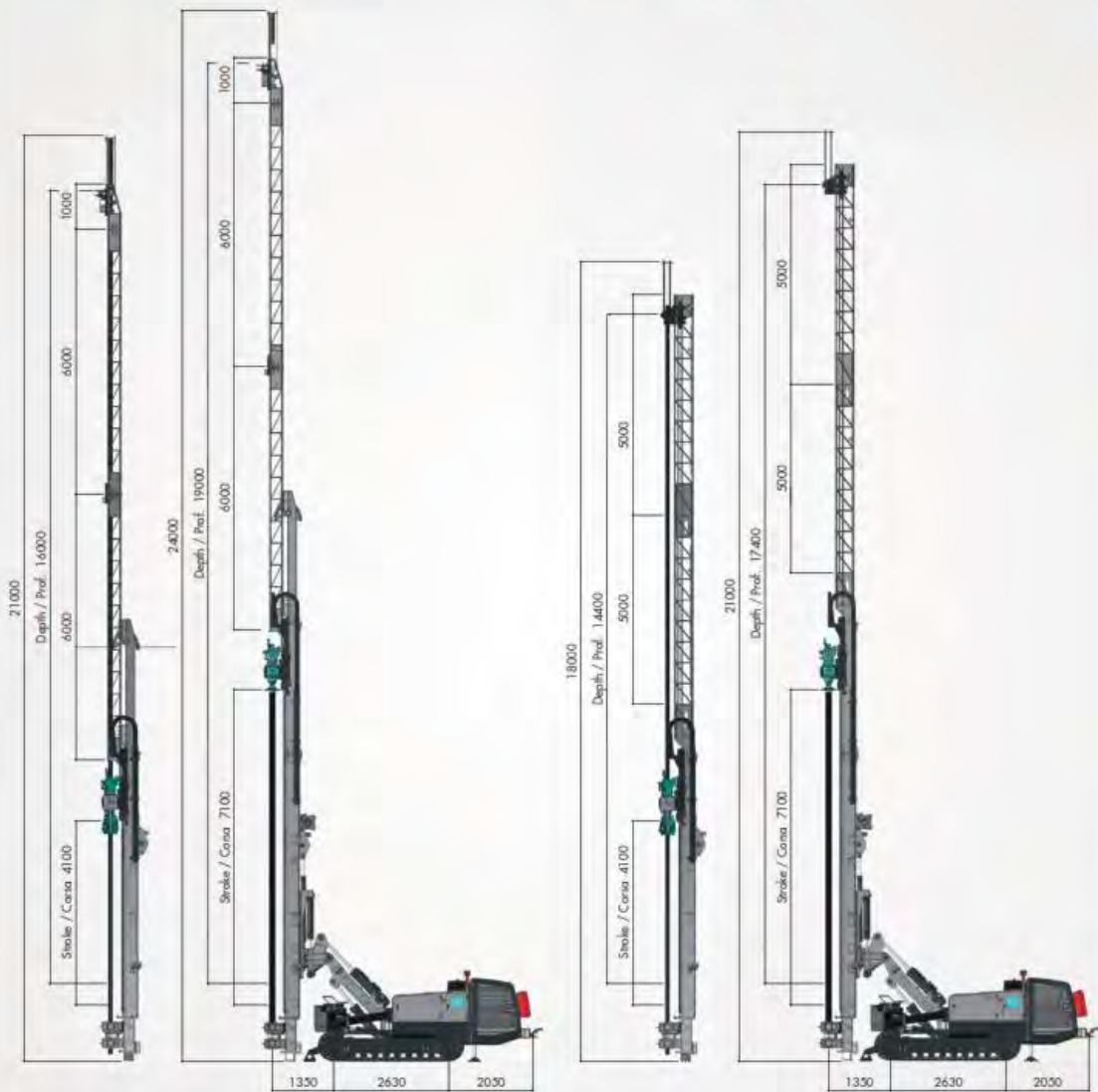
\* Option  
Opzione

# C6-2 HYDRAULIC CRAWLER DRILL PERFORATRICE IDRAULICA

## JET GROUTING ARRANGEMENT ALLESTIMENTO JET GROUTING

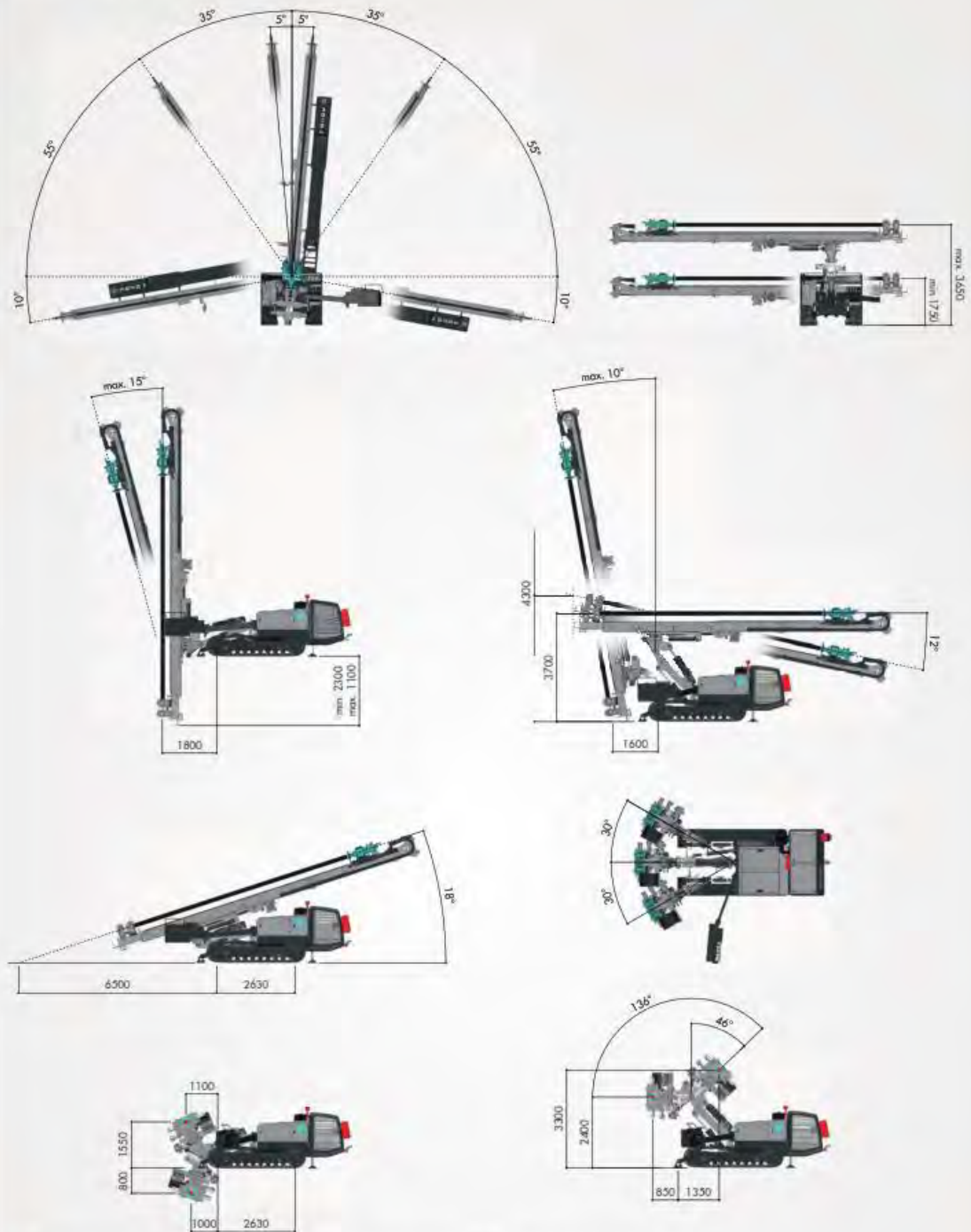
SLIDING LATTICE EXTENSION  
PROLUNGA TRALICCIATA SCORREVOLE

LATTICE EXTENSION  
PROLUNGA TRALICCIATA



# MAST MOVEMENTS

## MOVIMENTAZIONI MAST



\* Rig movements are the maximum allowable. Any additional equipment on the rig may limit these movements.  
 Movimentazioni massime consentite. Differenti allestimenti della perforatrice possono limitare queste movimentazioni.

## D) Especificación Unidad Compacta Jet Grouting

**TW4020-E**

**Compact jet  
grouting unit**

*S/N - M-1008*



DRAFT

*- Translation of the original instructions -*

*Before carrying out any operations on or with the machine, all the procedures and instructions given in the present "Instruction Manual for Use and Maintenance" must be read and fully understood.*

## TECHNICAL DATA

### 1 Weight and overall dimensions

- weight.....	16500	kg
- length.....	6450 (21' 2")	mm (ft. inch)
- width.....	2500 (8' 2")	mm (ft. inch)
- height.....	2600 (8' 6")	mm (ft. inch)
- maximum hourly production.....	20	m <sup>3</sup>
- total input power.....	see wiring diagram	

### 2 Mixer

- useful capacity of the mixer tank.....	0.75	m <sup>3</sup>
- open impeller pump (max. flow rate at 1 bar).....	1500	litres/min
- electric motor of the pump.....	18.5	kW

### 3 Agitator

- useful capacity of the agitator tank.....	1.8	m <sup>3</sup>
- electric motor.....	2.2	kW

### 4 Water reserve tank

- capacity.....	1000	litres
-----------------	------	--------

### 5 Compressor

- capacity.....	600	litres/min
- air tank.....	100+24	litres
- electric motor.....	4	kW

### 6 Booster pump

- maximum output (at 1 bar).....	700	litres/min
- electric motor.....	2.2	kW

### 7 Weighing system

- electronic, by means of 3 load cells

## 8 Data printer

- 24-column printer for recording the weights of the individual components of the cement grout

## 9 Pressure gauge readings (mixer)

- air pressure .....5-6 bar
- blowers pressure .....7-8 bar

## 10 Pump

- plunger stroke .....152.4 (6") mm (inch)
- bore .....101.6 (4") mm (inch)  
108 (4 1/4") mm (inch)  
114.3 (4 1/2") mm (inch)
- diameter at suction end .....101.6 (4") mm (inch)
- diameter at delivery end .....38.1 (1 1/2") mm (inch)
- max. number of strokes per minute .....120

## 11 Motor and gearbox

- motor voltage ..... V
- motor frequency .....25-65 Hz
- motor power .....315 kW
- electrical equipment voltage ..... V
- number of gear ratios .....8
- transmission .....cardan shaft



**Further information on the motor:**  
→ **Supplier's documentation**

## 12 Pressure gauge readings (pumping unit)

- crosshead lubrication pressure .....7-12 bar
- plunger lubrication pressure .....8-10 bar
- air pressure .....7 bar
- max. delivery pressure for 4" plunger .....550 bar
- max. delivery pressure for 4 1/4" plunger .....460 bar
- max. delivery pressure for 4 1/2" plunger .....420 bar

### 13 Calibration values of the safety valves

- safety valve calibration for compressed air tank..... 12 bar
- pressure switch operating pressure for clutch disengaging .. p max. + 10÷15 bar

### 14 Maximum temperatures

- max. temperature of gearbox oil ..... 110 °C
- max. temperature of motor compartment..... 60 °C

### 15 Operating and storage temperatures

- minimum operating temperature .....-5 °C
- maximum operating temperature ..... 45 °C
- minimum storage temperature ..... -15 °C
- maximum storage temperature ..... 50 °C
- temperatures and moisture content ..... <80 %

### 16 Delivery rate

- max. number of strokes with intermittent operating mode ..... 110

### 17 Noise

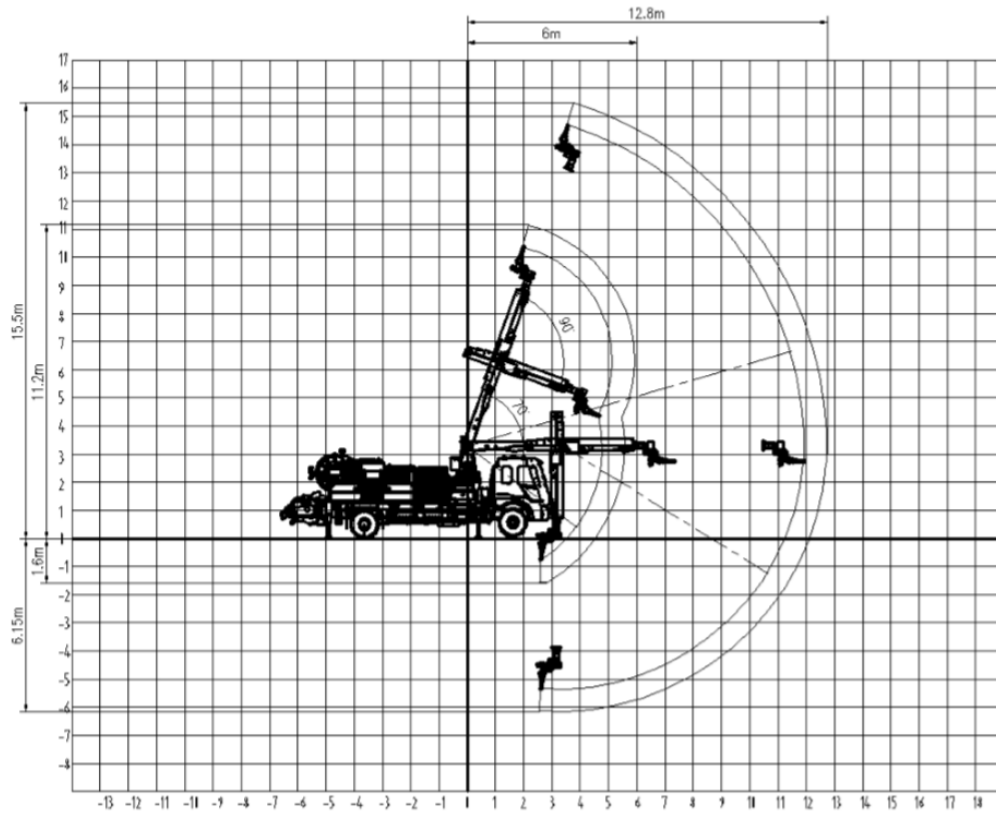


Refer to section 3.9 - Noise

## E) Robot – Camión Shotcretero

Artículo	Rendimiento básico	Unidad	
Parámetros de la máquina completa	Dimensión del vehículo completo (L×A×H)	mm	9760×2870×3690
	Potencia nominal del motor diesel	kW	118
	Potencia total del motor eléctrico	kW	75
	Tensión nominal de trabajo del motor (V)	V	380
	Radio de giro (radio exterior/radio interior)	m	18/8.5
	Peso de toda la máquina	kg	16800
	Norma de emisión		Norma Nacional IV
Sistema de bombeo	Desplazamiento teórico de la pulverización	m <sup>3</sup> /h	30
	Presión máxima de la bomba	Mpa	30
	Diámetro del tubo de transporte (tubo de acero, manguera)	mm	φ125 ~ φ90mm de diámetro variable
	Diámetro interior de la salida de la boquilla	mm	φ50mm
	Granulometría máxima del árido proyectado	mm	16
	Presión de salida del hormigón	Bar	75
Parámetros del chasis	Marcas de chasis		FOTON RAWOR
	Modelo de especificación de neumáticos		9.00R20 16PR
	Modo de conducción		Mecánica
	Potencia del motor diesel	kW	118
	Distancia entre ejes	mm	5250
	Velocidad máxima de desplazamiento	km/h	90









	Distancia de frenado	m	Velocidad inicial 30km/h, sin carga menos de 9m, a plena carga menos de 10m
	Grado máximo de escalada	°	20%
	Distancia mínima al suelo	mm	210
Sistema de Brazo	Altura máxima de pulverización	m	16
	Anchura máxima de pulverización	m	25
	Distancia máxima de pulverización hacia delante	m	10
	Ángulo en el que se lanza el brazo	°	0↔-90
	La longitud de la extensión del brazo	m	4,6
	Ángulo en el que los brazos se balancean	°	360
	Ángulo en el que se inclinan los brazos	°	0↔70
	Ángulo en el que gira la boquilla	°	360
	Ángulo en el que la boquilla gira a la izquierda y a la derecha	°	+120↔-120
	Ángulo en el que la boquilla se balancea	°	+4↔-4
	Número de portabrazos	Sección	3
Sistema de coagulación rápido	Modelo de bomba coagulante de velocidad		ED12
	Modo de conducción		Accionado hidráulicamente
	Desplazamiento coagulante rápido	L/h	500
	Presión máxima de exportación	Bar	8
	Capacidad rápida del tanque coagulante	L	1000
Otro	Carrete de cable (diámetro)	mm	1400
	Longitud del cable principal (modelo y tamaño, tamaño)	m	90m(3×50+1×10)



















- 1、 Altura máxima de pulverización de 16 m.
- 2、 Anchura máxima de pulverización (un lado) de 12.5 m.
- 3、 Profundidad máxima de pulverización de 6.15 m

## Joystick



Número de serie	Leyenda	Descripción
1		Interruptor de coagulante rápido
2		Interruptor de bomba positivo/inverso
3		Interruptor de ajuste de la relación de coagulante rápido de velocidad
4		Interruptor de alimentación
5		Interruptor de cepillo
6		Desplazamiento arriba/abajo
7		Interruptor del soporte del brazo
8		Botón de bocina
9		Botón de parada de emergencia
10		 La palanca de conexión se mueve hacia arriba: en el brazo
		 La palanca de conexión se mueve hacia abajo primero; los brazos se bajan
		 La palanca de conexión se mueve a la izquierda: el brazo se balancea hacia la izquierda
		 La palanca de conexión se mueve a la derecha: los brazos giran hacia la derecha

11		 La palanca de conexión se mueve hacia arriba: el brazo está hacia arriba
		 La palanca de conexión se mueve hacia abajo: la parte inferior del brazo es más baja
		 La palanca de conexión se mueve a la izquierda: el brazo se encoge
		 La palanca de conexión se mueve a la derecha: el brazo se extiende
12		 La palanca de conexión se mueve adelante: la boquilla está hacia arriba
		 La palanca de conexión se mueve hacia atrás: la boquilla está hacia abajo
		 La palanca de conexión se mueve a la izquierda: la boquilla gira hacia la izquierda
		 La palanca de conexión se mueve a la derecha: la boquilla gira hacia la derecha

## F) CAMIÓN CIMBRERO

Lea las instrucciones de Seguridad antes de instalar y usar El producto



# Manual de mantenimiento del vehículo de instalación de arco de dos brazos Febrero de 2021

中铁工程装备集团隧道设备制造有限公司

CHINA RAILWAY ENGINEERING EQUIPMENT GROUP TUNNELING EQUIPMENT MANUFACTURING CO., LTD.



Dirección: Ciudad de Xinxiang, provincia de  
HenanSitio  
web : [www.crectss.com](http://www.crectss.com)  
Código postal : 453000

中铁工程装备集团隧道设备制造有限公司  
CHINA RAILWAY ENGINEERING EQUIPMENT GROUP TUNNELING EQUIPMENT MANUFACTURING CO., LTD.

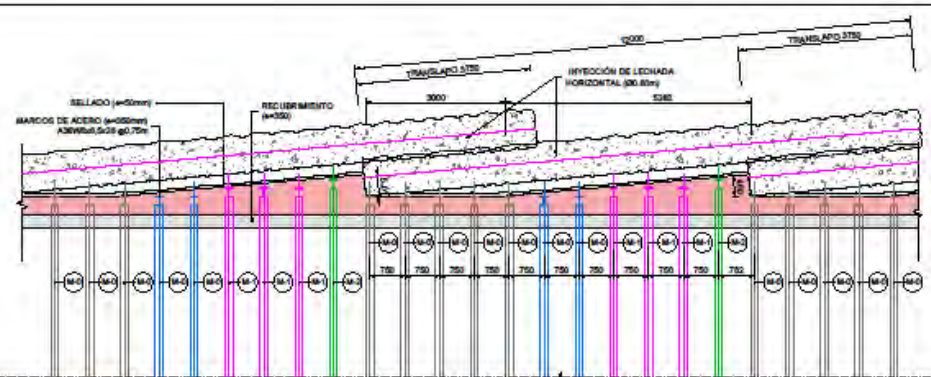
**ANEXO N° 5:**

**PLANO DE TIPO DE SOSTENIMIENTO EN  $Q_{mix}$  ST - IV**



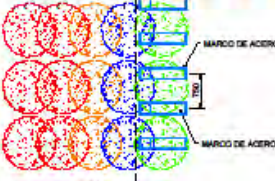
**ANEXO N° 6:**

**PLANO DE TIPO DE SOSTENIMIENTO EN Qe ST - V**



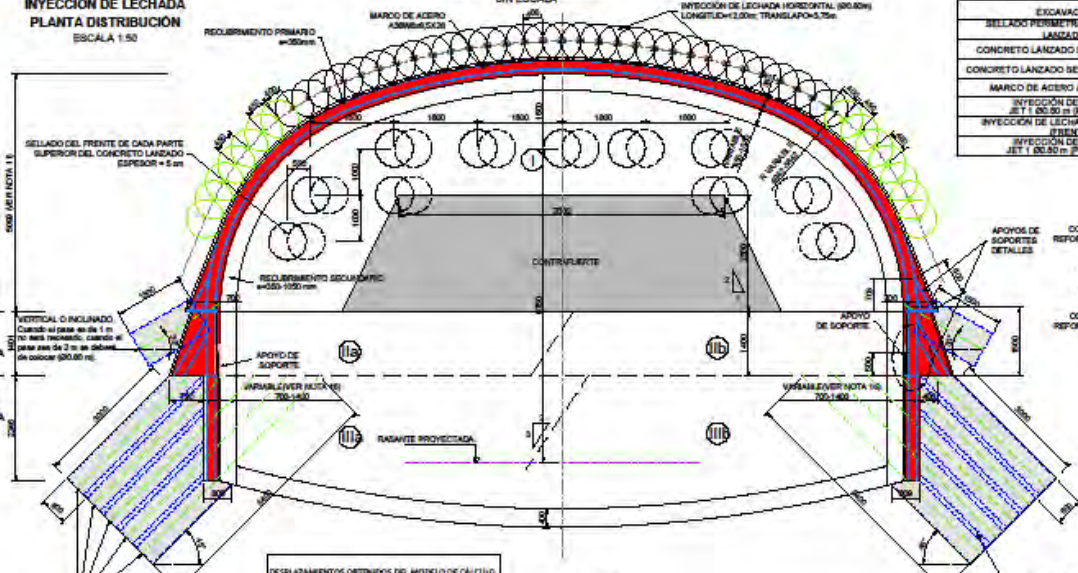
DETALLE SECCIÓN LONGITUDINAL SIN ESCALA

ÁMBITO DE APLICACIÓN: DEPÓSITOS EÓLICOS OPCIONALMENTE GMIK  
 FASE MÁXIMO FASE I: 0,75 m  
 FASE MÁXIMO FASE IIa/IIa y IIb/IIa: 1,60 m

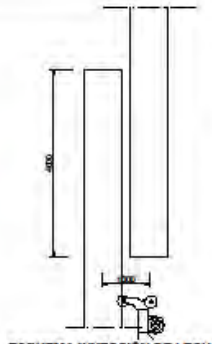


INYECCIÓN DE LECHADA PLANTA DISTRIBUCIÓN ESCALA 1:50

DETALLE INYECCIÓN DE LECHADA EN FRENTE DE EXCAVACIÓN SECCIÓN LONGITUDINAL SIN ESCALA



SECCIÓN TIPO V (SECCIÓN A-A) ESCALA 1:50



ESQUEMA INYECCIÓN DE LECHADA (SECCIÓN 1-1) ESCALA 1:50

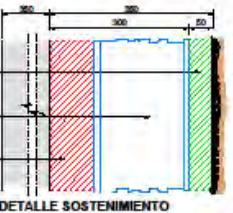
- NOTAS:**
1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS Y COTAS EN METROS. LAS LONGITUDES DE LOS MARCOS DE ACERO ESTÁN REFERIDAS AL CE.
  2. EL CONCRETO DEL SOSTENIMIENTO TENDRÁ UNA RESISTENCIA MÍNIMA A COMPRESIÓN EN PRUEBA CILÍNDRICA (F<sub>cd</sub>) DE 25 MPa CON UN NIVEL DE CONTRAÍDA DEL MÓDULO DE ACUERDO CON LA NORMA NTC-E 701 STANDARD. EL COMPRESO DEBERÁ SER V O H.
  3. EL CONCRETO DEL SOSTENIMIENTO DEBERÁ SER REFORZADO CON BARRAS DE ACERO O FIBRA SINTÉTICA, DEBEN GARANTIZAR UN VALOR MÍNIMO DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA DE 700 J OBTENIDO EN PLACA CUADRADA DE LA NORMA 1888-0 O EN EL EMPUJE DE LA PLACA CIRCULAR DE LA NORMA ASTM C1250-12.
  4. LOS MARCOS DE ACERO Y PLACAS DE UNIÓN SERÁN DE ACERO TIPO ASTM A588 SODIALE (A8HTO M370-34)
  5. LAS JUNTAS ENTRE MARCOS DE ACERO Y PLACAS DE SOLDADURA DEBEN ACERDARSE A LA NORMA E-200.
  6. LAS CONEXIONES ENTRE LAS PLACAS EN CADA SECCIÓN SERÁN CON PEROS ASTM A307 O DE ACUERDO A LA NORMA E-200. PARA OTROS CASOS NO CONTEMPLADOS EN ESTA NORMA, SE APLICARÁN LAS NORMAS ASTM A307 O ABDO DE PEROS PARA LAS ESPECIFICACIONES DE CALIDAD Y DISEÑO PARA LAS JUNTAS.
  7. LA PRIMERA CAPA DE SOSTENIMIENTO TENDRÁ UN ESPESOR MÍNIMO DE 10 mm (SILLADO).
  8. EL ESPESOR DEL SOSTENIMIENTO SE MEDIRÁ CONTRA LA LÍNEA DE EXCAVACIÓN TEÓRICA.
  9. EL REVESTIMIENTO PUEDE COLOCARSE CON EL SOSTENIMIENTO SUCESIVAMENTE Y UNA VEZ ESTABILIZADAS LAS SECCIONES CON VELOCIDADES DE CONVERGENCIA INFERIORES A 0,1 mm EN 30 DÍAS.
  10. PREVIO AL VACIADO DEL REVESTIMIENTO, LA SUPERFICIE DE LA CARA INTERIOR DEL SOSTENIMIENTO DEBERÁ SER LAVADA CON MEDIOAMPAHORA.
  11. LA ALTURA DE LA CLAVÉ SE MEDIRÁ DESDE LA CARA INTERIOR DEL REVESTIMIENTO.
  12. EN EL CASO DE PROYECCIÓN EN EL TERRENO DE CANTERIZACIÓN DE PATA DE ELEFANTE, SE PUEDE DEJAR LOS VALORES DEL TERRENO A TRABAJAR CON ÉL.
  13. LOS TUBOS DE LOS MICROPILOTOS DE LOS PARAGUAS SERÁN DE ACERO TIPO ST-52 O TUBO. DISEÑO MÍNIMO DE REVESTIMIENTO DE 550 MPa.
  14. EL ASESORAMIENTO GEOMÉTRICO EN EL FRENTE DE EXCAVACIÓN DEBERÁ SER LLEVADO A CABO DESPUÉS DE CADA FASE, EL CUAL ESTABLECERÁ LA NECESIDAD DE SILLADO EN EL FRENTE MEDIANTE CONCRETO.
  15. EL JET GROUTING TENDRÁ A F<sub>cd</sub> > 2 MPa. LA NORMATIVA DE REFERENCIA SERÁ LA LÍNEA EN 17716. EL PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN SERÁ FUNDADO POR COLUMNAS DE EMPUJE. LOS PARÁMETROS DE EJECUCIÓN DE REFERENCIA SE ENUNCIARÁN A CONTINUACIÓN.
    - CONTENIDO DE HORMIGÓN: 400 kg/m<sup>3</sup>;
    - RELACIÓN AGUA/CONCRETO w/c DE LA LECHADA 1:1;
    - VELOCIDAD ANGULAR 30 rpm;
    - VELOCIDAD DE EXTRACCIÓN 7,0 m/h;
    - PRESIÓN 400 Bars;
  16. EN LA FASE DE CONSTRUCCIÓN, LAS COLUMNAS SE ADAPTARÁN SEGÚN LOS VOLUMENES A TRATAR Y LAS LIMITACIONES DE LA MAQUINARIA.
  17. LA LONGITUD DE 12m DE LOS JETS PUEDE SER MODIFICADA SEGÚN LAS CONDICIONES DEL TERRENO.
  18. SEGÚN LAS CONDICIONES DEL TERRENO, SE DEBERÁ O SE PUEDE ELIMINAR LOS JETS DEL FRENTE.
  19. TUBERÍAS AGUJERAS CERCA DE LAS PATA DE ELEFANTE, VERTICAL O INCLINADA LA PROYECCIÓN SE PUEDE AUMENTAR EN ANCHO SEGÚN EL EQUIPO.
  20. EL NÚMERO DE PROYECCIONES HORIZONTALES SE PODRÁ MODIFICAR, ESTABLECIENDO O HACIENDO PROTECCIONES SEGÚN LAS CONDICIONES DEL TERRENO Y EL JUICIO DEL INGENIERO GEÓLOGO.

**MEDICIONES**

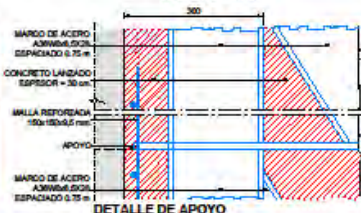
UNIDAD DE TRABAJO	TOTAL (SEG. PL.)	TOTAL ESTIMADO 408 m <sup>3</sup>
EXCAVACIÓN	136,01 m <sup>3</sup> /m.l.	58736,00 m <sup>3</sup>
SILLADO PERIFÉRICO CONCRETO LANZADO	1,46 m <sup>3</sup> /m.l.	591,80 m <sup>3</sup>
CONCRETO LANZADO SOSTENIMIENTO	10,85 m <sup>3</sup> /m.l.	4426,80 m <sup>3</sup>
CONCRETO LANZADO SILLADO DE FRENTE	4,03 m <sup>3</sup> /m.l.	1644,24 m <sup>3</sup>
MARCOS DE ACERO ARMADOS	2104,07 kg/m.l.	859459,20 kg
INYECCIÓN DE LECHADA JET (φ=30 mm) (PARAGUAS)	65,45 m <sup>3</sup> /m.l.	13972,90 m <sup>3</sup>
INYECCIÓN DE LECHADA JET (φ=30 mm) (FRENTE)	24 m <sup>3</sup> /m.l.	9702,00 m <sup>3</sup>
INYECCIÓN DE LECHADA JET (φ=30 mm) (PARTE SUJA)	90,00 m <sup>3</sup> /m.l.	36004,00 m <sup>3</sup>



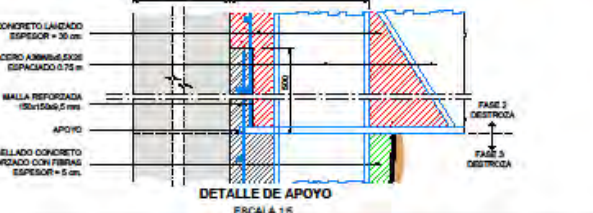
FASES DE EXCAVACIÓN DISTANCIA ENTRE FASES: MÍNIMO I-II : 5m / II-III : 3m / III-IV : 20m / III-IV:10m



DETALLE SOSTENIMIENTO ESCALA 1:5



DETALLE DE APOYO ESCALA 1:5



DETALLE DE APOYO ESCALA 1:5

DESPLAZAMIENTOS DISTINGUOS DEL MODELO DE CÁLCULO  
 - Desplazamiento vertical: 13,79 mm  
 - Coeficiente: 0,00



ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL	NOTAS
1	CONCRETO LANZADO SOSTENIMIENTO	m <sup>3</sup>	4426,80	10,85	48000,00	
2	CONCRETO LANZADO SILLADO DE FRENTE	m <sup>3</sup>	1644,24	4,03	6625,00	
3	CONCRETO LANZADO SILLADO PERIFÉRICO	m <sup>3</sup>	591,80	1,46	864,00	
4	MARCOS DE ACERO ARMADOS	kg	859459,20	2104,07	1810000,00	
5	INYECCIÓN DE LECHADA JET (PARAGUAS)	m <sup>3</sup>	13972,90	65,45	91000,00	
6	INYECCIÓN DE LECHADA JET (FRENTE)	m <sup>3</sup>	9702,00	24,00	232800,00	
7	INYECCIÓN DE LECHADA JET (PARTE SUJA)	m <sup>3</sup>	36004,00	90,00	3240360,00	

REGISTRO DE DETALLE DEL TUNEL DE TERMINAL DE GRANDES SECCIONES Y LÍNEAS DE GRANDE RADIUS

TUNEL Y ESTRUCTURAS SOSTENIMIENTO ST-V

P114151-E-710-ES-DWG-023