

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

**“DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DEL TÚNEL DE DESFOGUE
DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO (P.H.) LA YESCA”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

Licenciado en Ingeniería Civil

P R E S E N T A

Padua Fernández Raymundo Ussiel

Tutor

Dr. Rivera Constantino Rigoberto

Noviembre de 2010



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/085/10

Señor
RAYMUNDO USSIEL PADUA FERNÁNDEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.


"DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DEL TÚNEL DE DESFOGUE DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA YESCA"

- INTRODUCCIÓN
- OBJETIVO
- I. ANTECEDENTES Y CARACTERÍSTICAS
- II. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DEL REVESTIMIENTO
- III. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO
- IV. INSTRUMENTACIÓN EN TÚNELES
- V. DISEÑO GEOTÉCNICO DEL REVESTIMIENTO
- VI. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO
- VII. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- VIII. CONCLUSIONES

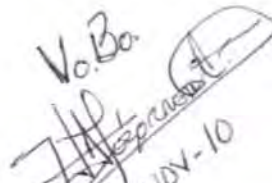
Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 12 de Agosto del 2010.
EL PRESIDENTE


ING. RODOLFO SOLÍS UBALDO

RSU/MTH*gar.

Vo.Bo.

3-NOV-10

Vo.Bo.

5/11/10

Vo.Bo.

Ing. Ernesto René Mendoza Sánchez
5. NOV. 2010
Dr. Rigoberto Rivera

AGRADECIMIENTO

Quisiera agradecer a las siguientes personas e instituciones:

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino, profesor en la Facultad de Ingeniería (FI) de la UNAM quien me ha guiado y apoyado en la realización de este trabajo de tesis, y me ha transmitido más de lo que refleja este trabajo.

Al Dr. Humberto Marengo Mogollón, Coordinador de Proyectos Hidroeléctricos de la CFE, quien tuvo el honor de tenerlo como profesor en la Facultad de Ingeniería y el cual me dio la oportunidad de participar en la construcción del proyecto más importante de México “El Proyecto Hidroeléctrico La Yesca”.

A los ingenieros: Alejandro Razo Hernández, Carlos Mario Moreno Martín del Campo, Marcelino Hernández Guerrero y Valentín Castellanos Pedroza por alentarme constantemente en la terminación de este trabajo de tesis.

A los miembros del comité de jurado de tesis: Ing. Ernesto René Mendoza Sánchez, DR. Roberto Stark Feldmand, el Ing. Marcos Trejo Hernández y el Ing. Héctor Alfredo Legorreta Cuevas por sus consejos y sugerencias.

Quisiera también agradecer a mi familia y amigos, cuyo apoyo constante ha permitido concluir una de las etapas más importantes de mi vida.

A la CFE por permitirme ser parte de sus filas de ingenieros y dejarme participar constantemente en el desarrollo de ingeniería.

A la GEIC, especialmente a su grupo de geólogos quienes me han aportado sugerencias y enriquecido mis conocimientos en el área de las ciencias de la tierra.

A todos quienes fueron mis profesores en la Facultad de Ingeniería y a la misma Universidad Nacional Autónoma de México por darme las herramientas necesarias para enfrentarme y solucionar los problemas de ingeniería con el objetivo de contribuir al desarrollo de México.

CONTENIDO

Resumen.....	3
Índice de Figuras	4
Índice de Tablas.....	7
Introducción.....	10
Objetivo.....	13
CAPÍTULO 1.....	13
1 Antecedentes y Características.....	14
1.1. Generalidades del P.H. la yesca.....	14
1.2. Características Geológicas.....	15
1.3. Características Geotécnicas.....	20
1.4. Características Geométricas.....	27
1.5. Características Hidráulicas.....	28
1.6. Conclusiones.....	31
CAPÍTULO 2.....	33
2. Análisis Geotécnico del Revestimiento.....	33
2.1. Criterios de análisis y diseño.....	33
2.2. Metodología de diseño.....	45
2.3. Análisis de estado de esfuerzos con el Método de Elemento Finito (MEF).....	46
2.4. Deformación de la periferia del Túnel.....	49
2.5. Obtención de la curva característica de la roca.....	50
2.6. Conclusiones.....	51
CAPÍTULO 3.....	52
3. Análisis Estructural del Revestimiento.....	52
3.1. Condiciones de carga.....	52
3.2. Análisis Estructural Revestimiento Primario.....	59
3.3. Análisis Estructural Revestimiento Secundario.....	63
3.4. Obtención de la curva característica del revestimiento.....	63
3.5. Conclusiones.....	64
CAPÍTULO 4.....	65
4. Instrumentación en Túneles.....	65
4.1. Tipos de Instrumentación.....	65
4.2. Colocación y medición.....	72
4.3. Interpretación de resultados.....	87
4.4. Conclusiones.....	88
CAPÍTULO 5.....	89
5. Diseño Geotécnico del Revestimiento.....	89
5.1. Interacción roca- revestimiento.....	89
5.2. Comportamiento del sistema roca-revestimiento.....	92
5.3. Evaluación de la presión de diseño de soporte.....	92
5.4. Conclusiones.....	94

CAPÍTULO 6	95
6. Diseño Estructural del Revestimiento.....	95
6.1. Aspectos generales.....	95
6.2. Revestimiento primario.....	98
6.2.1.Diseño estructural.....	98
6.2.2.Factor de seguridad con respecto a la presión de soporte.....	100
6.3. Revestimiento secundario.....	101
6.3.1.Diseño estructural.....	101
6.3.2.Factor de seguridad con respecto a la presión de soporte.....	106
6.4. Conclusiones.....	106
CAPÍTULO 7	107
7. Procedimiento Constructivo.....	107
7.1. Túnel de Desfogue.....	107
7.2. Túnel Falso de Desfogue.....	121
7.3. Conclusiones.....	125
CAPÍTULO 8	126
8. Conclusiones.....	126
8.1. Análisis de los principales resultados.....	126
8.2. Análisis sobre los procedimientos.....	127
8.3. Análisis sobre la modelación.....	128
8.4. Análisis sobre la aplicación.....	132
8.5. Análisis sobre la comparación con otro tipo de túneles.....	133
BIBLIOGRAFÍA	136
Apéndice A: Clasificación geomecánica del macizo rocoso del túnel.....	138
A.1. Clasificación geomecánica de Bieniawski (RMR).....	138
A.2. Clasificación geomecánica de Barton (Q).....	139
Apéndice B: Detalles de modelación mediante UNWEDGE.....	146
B.1. Teoría básica de la proyección estereográfica.....	146
B.2. Datos conocidos de la zona analizada mediante UNWEDGE.....	147
B.3. Revisión de resultados obtenidos mediante el software UNWEDGE.....	149
Apéndice C: Geometría de los elementos estructurales.....	155
C.1. Geometría del revestimiento primario.....	155
C.2. Geometría del revestimiento secundario.....	159
C.3. Coordenadas geométricas - revestimiento secundario.....	163
Apéndice D: Detalle de análisis sección compuesta a sección transformada.....	166
Apéndice E: Elementos Mecánicos representativos (EMR).....	167
E.1. EMR - revestimiento primario - sección constante.....	167
E.2. EMR - revestimiento primario - sección transición.....	173
E.3. EMR - revestimiento secundario - sección constante - espesor 30 cm.....	176
E.4. EMR - revestimiento secundario - sección constante - espesor 60 cm.....	179
E.5. EMR - revestimiento secundario - sección transición - espesor 30 cm.....	182
E.6. EMR - revestimiento secundario - sección transición - espesor 60 cm.....	187
Apéndice F: Revisión de anclas estructurales –revestimiento secundario.....	192

RESUMEN

El presente trabajo define la metodología necesaria para el “*Diseño Geotécnico y Estructural del Túnel de Desfogue del Proyecto Hidroeléctrico la Yesca*”, así como también, estudia los parámetros requeridos para la realización del diseño geotécnico y estructural del túnel mediante las aplicaciones de diferentes software de las disciplinas geotécnica y estructural.

El Túnel de Desfogue cuya particularidad geométrica es su sección transversal tipo portal y su funcionalidad hidráulica (*trabajando como canal y como túnel a presión*), hacen que tenga un tratamiento especial de diseño geotécnico y estructural, por tal motivo en su etapa de operación el diseño es regido por los escenarios de trabajo de la Central, mientras que en la etapa de construcción el diseño geotécnico es regido por las características geológicas y parámetros geotécnicos encontradas en el sitio en el que será construido el túnel, las mencionadas condiciones geológicas en las cuales se destaca la formación de cuñas de dimensiones considerables y la determinación de la carga de roca que deba considerarse en el análisis estructural hacen que sea requerido un estudio geotécnico más detallado, en el cual deben considerarse varios factores como son; el factor de plastificación, el factor de seguridad del frente, presión máxima de soporte, así como los posibles mecanismos de falla, etc., que pongan en riesgo la seguridad humana, del túnel y del proyecto mismo.

En este trabajo el diseño estructural tiene el objetivo de cumplir con los requerimientos de las solicitudes a las que será sometido el túnel durante la etapa de excavación (*revestimiento primario*) y sobre todo durante la etapa de operación (*revestimiento secundario*), dicho análisis es realizado mediante la modelación con elementos Frame (*barra*) cumpliendo con los reglamentos vigentes con el objetivo de proporcionar a la estructura de la resistencia necesaria para un buen funcionamiento durante la vida útil del proyecto.

Este trabajo también contiene la instrumentación general necesaria para obras subterráneas (*túneles*), al igual que una recopilación del procedimiento constructivo llevado a cabo para este túnel, dicho procedimiento es particularmente una adaptación del Método Austriaco en combinación con el Método de Madrid de excavación, esta combinación permite un procedimiento ágil pero sobre todo seguro, necesario cuando las condiciones de la macizo rocoso lo requiere.

En conclusión el presente trabajo realizado conlleva la interacción entre el diseño geotécnico, estructural y constructivo del Túnel de Desfogue basándose en teorías semi-empíricas las cuales han sido verificadas y/o excluidas mediante la comparación de los resultados obtenidos a través de la utilización de herramientas computacionales como *ROCLAB*, *UNWEDGE 2.0*, *AUTOCAD 2010* y *SAP2000 v14*.

INDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 Esquema de Obras de Generación	12
Figura 1.2 Croquis de localización del proyecto.....	14
Figura 1.3 Zona de estudio.....	14
Figura 1.4 Sección Geológica – Geofísica Longitudinal a Obras de Generación sobre la Margen Derecha – Fallas.....	15
Figura 1.5 Sección A’-A’	17
Figura 1.6 Sección Geológica – Geofísica Longitudinal a Obras de Generación sobre la Margen Derecha- sectorización por columna litológica.....	18
Figura 1.7 Columna Geológica en la Zona de la Boquilla.....	19
Figura 1.8 Criterio de Falla Mohr-Coulomb y Hoek-Brown	25
Figura 1.9 Introducción de datos a ROCLAB.....	25
Figura 1.10 Excavación- Sección Transversal Constante.....	27
Figura 1.11 Excavación- Sección Transversal Variable.....	27
Figura 1.12 Planta General del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca.....	28
Figura 1.13 Perfil Longitudinal de las Obras de Generación.....	29
Figura 1.14 Planta General Obras de Generación- Túnel de Desfogue.....	30
Figura 1.15 Perfil Longitudinal del Túnel de Desfogue.....	30

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 Mecanismo de falla del frente de excavación	33
Figura 2.2 Mecanismo de falla del túnel de desfogue.....	33
Figura 2.3 Hipótesis simplificada.....	34
Figura 2.4 Diagrama de esfuerzos en el frente de excavación.....	37
Figura 2.5 Factor de seguridad en el frente de excavación.....	38
Figura 2.6 Malla de elementos sólidos.....	41
Figura 2.7 Esfuerzos cortantes en el medio –periferia del túnel.....	42
Figura 2.8 Esfuerzos cortantes en el medio.....	43
Figura 2.9 Cuña máxima.....	44
Figura 2.10 Modelo 3D del medio.....	46
Figura 2.11 Diagrama de esfuerzos en dirección z.....	47
Figura 2.12 Diagrama de esfuerzos en dirección x.....	47
Figura 2.13 Diagrama de esfuerzos cortantes en la periferia del túnel.....	48
Figura 2.14 Diagrama de esfuerzos principales máximos.....	48
Figura 2.15 Elementos sólidos y numeración de nodos en la periferia del túnel	49
Figura 2.16 Gráfica Curva Característica de la Bóveda.....	50
Figura 2.17 Gráfica Curva Característica del Hastial Izquierdo.....	51

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 Asignación de carga por cuña máxima probable-COMB1.....	52
Figura 3.2 Asignación de carga por relajación de roca Hp COMB2.....	53
Figura 3.3 Condición normal EL. 391.30 msnm.....	55
Figura 3.4 Condición normal EL 391.30 –Sección Transición	55
Figura 3.5 Condición inusual I- Túnel vacío EL. 391,30 –Sección Constante.....	56
Figura 3.6 Condición inusual I- Túnel vacío EL. 391.30 – Sección Transición.....	56
Figura 3.7 Condición inusual II- EL. 396,65- Sección Constante.....	57
Figura 3.8 Condición inusual II- EL 396,65 – Sección transición.....	57
Figura 3.9 Aplicación de carga por cuña máxima probable.....	60
Figura 3.10 Aplicación de carga por roca relajada (Hp).....	60
Figura 3.11 Esfuerzos en Dirección z- COMB1.....	61
Figura 3.12 Esfuerzos en Dirección z- COMB2.....	61
Figura 3.13 Esfuerzos en Dirección x- COMB1.....	61
Figura 3.14 Esfuerzos en Dirección x- COMB2.....	61
Figura 3.15 Esfuerzos Cortantes -COMB1.....	62
Figura 3.16 Esfuerzos Cortantes – COMB2.....	62
Figura 3.17 Esquema de largo (L) y ancho (B) considerados.....	62
Figura 3.18 Gráfica Curva Característica del Revestimiento I- COMB1.....	63

Figura 3.19 Gráfica Curva Característica del Revestimiento I-COMB2.....	64
CAPÍTULO 4	
Figura 4.1 Esquema de instrumentación en túneles	65
Figura 4.2 Extensómetro de barras.....	72
Figura 4.3 Cabezal de extensómetro de barras.....	72
Figura 4.4 Micrómetro de profundidad.....	73
Figura 4.5 Medición de profundidad.....	74
Figura 4.6 Secuencia de colocación del cabezal para el extensómetro de barras.....	75
Figura 4.7 Detalle de ficha de instalación de extensómetros de barras en el P.H. La Yesca.....	76
Figura 4.8 Tubería ABS	77
Figura 4.9 Sonda para medición de Inclinómetro	78
Figura 4.10 Aros metálicos	78
Figura 4.11 Secuencia de preparación y colocación de inclinómetros	80
Figura 4.12 Ensaye de placa de carga.....	80
Figura 4.13 Esquema de ensaye de placa de carga.....	80
Figura 4.14 Ensaye con el método del gato plano	81
Figura 4.15 A) Esquema del ensaye del gato plano; B) Procedimiento de perforación e instalación del gato plano; C) Registro de deformaciones	81
Figura 4.16 Célula de presión	82
Figura 4.17 Esquema de célula de presión	82
Figura 4.18 Procedimiento de colocación de una célula de presión	82
Figura 4.19 Célula de carga de cuerda vibrante.....	83
Figura 4.20 Equipos de topografía preparando la zona de instrumentación	83
Figura 4.21 Cinta metálica.....	83
Figura 4.22 Medición de juntas tridimensionales	84
Figura 4.23 Falla interceptada en Túnel de Desvió.....	85
Figura 4.24 Ejes de referencia X, Y, y Z del medidor de juntas tridimensionales.....	85
Figura 4.25 Instalación de medidor de juntas tridimensionales en túnel.....	85
Figura 4.26 Instrumentación hidráulica a la salida del Túnel de Desvió I.....	86
CAPÍTULO 5	
Figura 5.1 Gráfica Curva de Interacción Roca- Revestimiento I- COMB1.....	89
Figura 5.2 Gráfica Curva de Interacción Roca- Revestimiento I- COMB2.....	90
Figura 5.3 Gráfica Interacción del Macizo Rocosos con el Revestimiento Primario.....	91
Figura 5.4 Sección Constante- Tratamiento mediante anclaje.....	93
Figura 5.5 Sección Variable- Tratamiento mediante anclaje.....	94
CAPÍTULO 6	
Figura 6.1 Colocación de Marco Metálico y Anclaje.....	98
Figura 6.2 Detalle de Colocación de Anclaje.....	99
Figura 6.3 Detalle de conexión en la clave del túnel.....	99
Figura 6.4 Detalle de arriostramiento entre marcos.....	99
Figura 6.5 Resumen de diseño estructural - revestimiento secundario-sección constante- 30 cm.....	101
Figura 6.6 Detalle acero de refuerzo sección transversal 30 cm.....	102
Figura 6.7 Detalle acero de refuerzo sección transversal 60 cm.....	102
Figura 6.8 Resumen de diseño estructural - revestimiento secundario- sección constante-60 cm.....	103
Figura 6.9 Resumen de diseño estructural - revestimiento secundario- sección variable-30 cm.....	104
Figura 6.10 Resumen de diseño estructural - revestimiento secundario- sección variable-60 cm.....	105
CAPÍTULO 7	
Figura 7.1 Método tradicional de Madrid.....	107
Figura 7.2 Método Austriaco.....	108
Figura 7.3 Esquema isométrico –Epaña I.....	109
Figura 7.4 Secuencia de excavación y sostenimiento en avance por perforación y coladura.....	109

Figura 7.5 Fases de voladura en la media sección superior.....	110
Figura 7.6 Esquema 3D de excavación de la media sección superior-Etapa I.....	110
Figura 7.7 Esquema de excavación de la media sección superior- Etapa I y II.....	111
Figura 7.8 Esquema isométrico –Etapa II.....	112
Figura 7.9 Esquema 3D de excavación de la media sección inferior – Etapa II.....	112
Figura 7.10 Esquema isométrico Etapa III.....	113
Figura 7.11 Esquema 3D revestimiento secundario- Etapa III.....	113
Figura 7.12 Trabajos de perforación y voladura en el frente de excavación I.....	114
Figura 7.13 Trabajos de perforación y voladura en el frente de excavación II.....	114
Figura 7.14 Jumbo de tres brazos realizando perforaciones para anclas de esquina.....	115
Figura 7.15 Jumbo de tres brazos perforando barrenos.....	115
Figura 7.16 Patrón de anclaje y concreto lanzado en zona sin marcos metálicos.....	116
Figura 7.17 Media sección superior concluida Etapa I.....	116
Figura 7.18 Excavación de la media sección inferior.....	117
Figura 7.19 Excavación de la media sección inferior en intersección con la galería de oscilación.....	117
Figura 7.20 Revestimiento primario concluido en la sección de transición (variable) del túnel.....	118
Figura 7.21 Colocación de concreto en hastial derecho de la media sección inferior.....	118
Figura 7.22 Trabajos de colocación de concreto en la media sección inferior-hastial derecho.....	119
Figura 7.23 Últimos trabajos del revestimiento primario en la sección constante – media sección inferior.....	119
Figura 7.24 Cimbra deslizante para el revestimiento secundario del túnel de desvío.....	120
Figura 7.25 Colocación de marcos metálicos del túnel falso.....	121
Figura 7.26 Cimbrado de marcos metálicos.....	122
Figura 7.27 Colocación de acero de refuerzo del túnel falso.....	122
Figura 7.28 Colocación de relleno sobre el túnel falso.....	123
Figura 7.29 Berma y talud del camino concluido.....	123
Figura 7.30 Colocación de la media sección inferior.....	124
Figura 7.31 Camiones cargados transitando sobre el túnel falso.....	124
Figura 7.32 Ciclo de excavación llevado a cabo en el Túnel de Desfogue.....	125

CAPÍTULO 8

Figura 8.1 Túneles viales de Vista Hermosa al poniente de la ciudad de México.....	133
Figura 8.2 Procedimiento constructivo.....	133
Figura 8.3 Túnel de estación en los suelos carbonatados de la ciudad de Monterrey.....	134
Figura 8.4 Procedimiento constructivo.....	134
Figura 8.5 Sección transversal de la tubería a presión del P.H. La Yesca.....	135
Figura 8.6 Inicio de la instalación de la tubería a presión.....	135

Apéndice B

Figura B.1.1 Representación de un plano inclinado. (a) Bloque diagrama con el punto o en la traza del afloramiento. (b) esfera centrada en el punto O, (según Phillips, 1971).....	146
Figura B.1.2 Proyección estereográfica de un plano inclinado. (a) Proyección al plano ecuatorial horizontal. (b) Estereograma correspondiente, (según Phillips, 1971).....	146
Figura B.3.1 Introducción de la geometría de excavación al software UNWEDGE.....	149
Figura B.3.2 Estereograma de fallas introducidas al software UNWEDGE.....	150
Figura B.3.3 Geometría de la cuña formada en el plano xy e información de la cuña.....	151
Figura B.3.4 Sistema de tratamientos durante la excavación y geometría de la cuña.....	151
Figura B.3.5 Planta - Cuña máxima.....	152
Figura B.3.6 Isométrico - Cuña máxima.....	152
Figura B.3.7 Sección transversal- Cuña máxima.....	152
Figura B.3.8 Sección longitudinal- Cuña máxima.....	152
Figura B.3.9 Diagrama de cuerpo libre de la cuña máxima.....	153

Apéndice C

Figura C.1.1 Revestimiento primario-Enumeración de elementos Frame- Sección Constante.....	155
Figura C.1.2 Revestimiento primario-Enumeración de nodos –Sección constante.....	156
Figura C.1.3 Revestimiento primario-Enumeración de nodos-Sección transición.....	157
Figura C.1.4 Revestimiento primario-Enumeración de elementos Frame- Sección transición.....	158
Figura C.2.1 Revestimiento secundario-Enumeración de nodos-Sección Constante.....	159

Figura C.2.2 Revestimiento secundario –Enumeración de Frame-Sección Constante.....	160
Figura C.2.3 Revestimiento secundario –Enumeración de nodos-Sección Transición.....	161
Figura C.2.4 Revestimiento secundario-Enumeración de Frame- Sección Transición.....	162
 Apéndice D	
Figura D.1 Diagrama de sección transformada.....	166
 Apéndice E	
Revestimiento primario	
Figura E.1.1 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flexionante –Sección Constante-COMB1.....	167
Figura E.1.2 Diagrama de Fuerza Axial y Deformación-Sección Constante-COMB1.....	168
Figura E.1.3 Diagrama de Cortante y Momento Flexionante- Sección Constante-COMB2.....	170
Figura E.1.4 Diagrama de Fuerza Axial y Deformación –Sección Constante-COMB2.....	171
Figura E.2.1 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flexionante –Sección Transición –COMB2.....	173
Figura E.2.2 Diagrama de Fuerza Axial y Deformación-Sección Transición-COMB2.....	175
 Revestimiento secundario	
Figura E.3.1 Diagrama de Momento Flexionante y Fuerza Cortante-Sección Constante- Espesor 30 cm.....	177
Figura E.3.2 Diagrama de Fuerza Axial y Deformación- Sección Constante- Espesor 30 cm	178
Figura E.4.1 Diagrama de Momento Flexionante y Fuerza Cortante- Sección Constante-Espesor 60 cm.....	180
Figura E.4.2 Diagrama de Fuerza axial y Deformación-Sección Constante-Espesor 60 cm.....	181
Figura E.5.1 Diagrama de Momento Flexionante y Fuerza Cortante- Sección Transición-Espesor 30 cm.....	184
Figura E.5.2 Diagrama de Fuerza Axial y Deformación – Sección Transición - Espesor 30 cm.....	185
Figura E.6.1 Diagrama de Momento Flexionante y Fuerza Cortante-Sección Transición – Espesor 60 cm.....	189
Figura E.6.2 Diagrama de Fuerza Axial y Deformación - Sección Transición - Espesor 60 cm.....	190
 Apéndice F	
Figura F.1 Detalle de anclaje Estructural trabajando a fricción-Tipo.....	192

INDICE DE TABLAS

CAPÍTULO 1

Tabla 1.1 Centrales Hidroeléctricas en el sistema hidrológico del río Santiago	11
Tabla 1.2 Centrales Hidroeléctricas en el sistema hidrológico del río Grijalva	11
Tabla 1.3 Obras civiles, Litología y Principales Fallas Geológicas en el P.H. La Yesca	17
Tabla 1.4 Resumen evaluación de los parámetros (Bieniawski 1989)	21
Tabla 1.5 Rangos de clasificación Bieniawski (1989)	21
Tabla 1.6 Rangos de clasificación Barton (2000)	22
Tabla 1.7 Resumen de los parámetros del índice Q Barton (2000)	22
Tabla 1.8 Definición de expresiones en el que se fundamenta el software ROCLAB	26
Tabla 1.9 Datos Generales del proyecto	28
Tabla 1.10 Niveles y escenarios de operación aguas abajo	31
Tabla 1.11 Datos Geométricos del Túnel de desfogue	31

CAPÍTULO 2

Tabla 2.1 Sistema de fuerzas y momentos.....	37
Tabla 2.2 Carga de roca Hp de acuerdo a la teoría de Terzaghi.....	40
Tabla 2.3 Resumen de resultados de UNWEDGE.....	44
Tabla 2.4 Resultados de la carga de roca por los diferentes criterios.....	44
Tabla 2.5 Deformación en la bóveda del túnel dirección z.....	49
Tabla 2.6 Deformación en el hastial izquierdo dirección x.....	50

CAPÍTULO 3

Tabla 3.1 Combinaciones de Carga –Revestimiento primario.....	53
Tabla 3.2 Combinaciones de Carga-Revestimiento secundario.....	58

CAPÍTULO 4

Tabla 4.1 Parámetros más comunes requeridos en la construcción de túneles	68
Tabla 4.2 Tipos de inclinómetros de acuerdo al método de medición	77

CAPÍTULO 5

Tabla 5.1 Resistencia a la tensión del anclaje en Bóveda	92
--	----

CAPÍTULO 6

Tala 6.1 Respuesta de resistencia del revestimiento a diferente intensidad de carga- COMB 1	100
Tabla 6.2 Respuesta de resistencia del revestimiento a diferente intensidad de carga- COMB2.....	100
Tabla 6.3 Máxima razón de resistencia del anclaje estructural.....	106

CAPÍTULO 8

Tabla 8.1 Resumen de los principales resultados.....	126
Tabla 8.2 Secuencia de comandos para la modelación mediante UNWEDGE.....	129
Tabla 8.3 Secuencia de comandos para la modelación estructural mediante SAP2000 V14.....	130

Apéndice A

Tabla A.1. Clasificación geomecánica de Bieniawski (RMR)	138
Tabla A.2. Clasificación geomecánica de Barton (Q).....	141

Apéndice B

Tabla B.2.1. Propiedades de la roca intacta.....	147
Tabla B.2.2.Datos Geológicos-Sistema de Fracturas y Fallas.....	147
Tabla B.2.3. Parámetros de resistencia para los distintos sistema de fallas.....	147
Tabla B.2.4. Resumen de los parámetros de resistencia de la masa rocosa de las obras de generación.....	148
Tabla B.2.5. Resumen de datos utilizados en el modelo UNWEDGE.....	148

Apéndice C

Tabla C.3.1 Coordenadas de nodos-sección constante - hastial izquierdo	163
Tabla C.3.2 Coordenadas de nodos- sección constante-bóveda.....	163
Tabla C.3.3 Coordenadas de nodos- sección constante-hastial Derecho.....	163
Tabla C.3.4 Coordenadas de nodos- sección constante-plantilla.....	163
Tabla C.3.5 Coordenadas de nodos-sección constante-anclas.....	163
Tabla C.3.6 Coordenadas de nodos- sección transición-hastial izquierdo.....	164
Tabla C.3.7 Coordenadas de nodos- sección transición. hastial derecho.....	164
Tabla C.3.8 Coordenadas de nodos- sección transición- bóveda.....	164
Tabla C.3.9 Coordenadas de nodos- sección transición-plantilla.....	164
Tabla C.3.10 Coordenadas de nodos-sección transición- Anclas.....	165

Apéndice E

Tabla E.1.1 Respuesta de la fuerza cortante a diferente intensidad de carga-sección constante-COMB1.....	167
Tabla E.1.2 Respuesta de momento flexionante a diferente intensidad de carga-sección constante-COMB1....	168
Tabla E.1.3 Respuesta de la fuerza axial a diferente intensidad de carga-sección constante-COMB1.....	169
Tabla E.1.4 Respuesta de deformación a diferente intensidad de carga-sección constante-COMB1.....	169
Tabla E.1.5 Respuesta de fuerza cortante a diferente intensidad de carga – sección constante-COMB2.....	170
Tabla E.1.6 Respuesta de momento flexionante a diferente intensidad de carga-sección constante -COMB2...	171
Tabla E.1.7 Respuesta de la fuerza axial a diferente intensidad de carga-sección constante -COMB2.....	172

Tabla E.1.8 Respuesta de deformación a diferente intensidad de carga-COMB2.....	172
Tabla E.2.1 Respuesta de la fuerza cortante a diferente intensidad de carga-sección transición –COMB2.....	173
Tabla E.2.2 Respuesta de momento flexionante a diferente intensidad de carga-sección transición -COMB2...	174
Tabla E.2.3. Respuesta de la fuerza axial a diferente intensidad de carga-sección transición-COMB2.....	174
Tabla E.2.4 Respuesta de deformación a diferente intensidad de carga-sección transición- COMB2.....	175
Tabla E.3.1 Reacciones en la base-sección constante-espesor 60 cm.....	176
Tabla E.3.1 Reacciones en la base-sección constante-espesor 30 cm.....	176
Tabla E.3.2 Reacciones en anclaje- sección constante-espesor 30 cm.....	176
Tabla E.3.3 Desplazamientos máximos –sección constante-espesor 30 cm.....	176
Tabla E.3.4 Elementos mecánicos máximos –sección transición –espesor 30 cm.....	177
Tabla E.3.5 AISC-ASD01-Razon de resistencia del anclaje-sección transición-espesor 30 cm.....	178
Tabla E.3.6 ACI 318-05/IBC2003-Resumen de diseño de concreto-sección constante- espesor 30 cm.....	178
Tabla E.4.1 Reacciones en la base-sección constante- espesor 60 cm.....	179
Tabla E.4.2 Reacciones en las anclas-sección constante-espesor 60 cm.....	179
Tabla E.4.3 Desplazamiento máximos –sección constante-espesor 60 cm.....	179
Tabla E.4.4 Elementos mecánicos máximos-sección constante-espesor 60 cm.....	180
Tabla E.4.5 AISC-ASD-Razón de resistencia del anclaje- sección constante-espesor 60 cm.....	181
Tabla E.4.6 ACI318-05/IBC2003 – Resumen de diseño de concreto-sección constante –espesor 60 cm.....	181
Tabla E.5.1 Reacciones en la base- sección transición-espesor 30 cm.....	182
Tabla E.5.2 Reacciones en las anclas-sección transición-espesor 30 cm.....	182
Tabla E.5.3 Desplazamientos máximos -sección transición –espesor 30 cm.....	183
Tabla E.5.4 Elementos mecánicos máximos-sección transición-espesor 30 cm.....	184
Tabla E.5.5 AISC-ASD –Razón de resistencia del anclaje-sección transición –espesor 30 cm.....	185
Tabla E.5.6 ACI 318-05/IBC2003 Resumen de diseño de concreto-sección transición- espesor 30 cm.....	186
Tabla E.6.1 Reacciones en la base- sección transición-espesor 60 cm.....	187
Tabla E.6.2 Reacciones en las anclas-sección transición-espesor 60 cm.....	187
Tabla E.6.3 Desplazamientos máximos -sección transición –espesor 60 cm.....	188
Tabla E.6.4 Elementos mecánicos máximos-sección transición-espesor 60 cm.....	189
Tabla E.6.5 AISC-ASD –Razón de resistencia del anclaje-sección transición –espesor 60 cm.....	190
Tabla E.6.6 ACI 318-05/IBC2003 Resumen de diseño de concreto-sección transición- espesor 60 cm.....	191

Apéndice F

Tabla F.1. Propiedades del acero.....	194
Tabla F.2 Esfuerzos nominales del acero.....	194
Tabla F.3 Resistencia a la tensión de acuerdo a reglamento.....	198

INTRODUCCIÓN

La real academia de la lengua española define el término túnel como un “*paso subterráneo abierto artificialmente para establecer una comunicación*”. La construcción de túneles se presenta como una solución alternativa a problemas que requieren de esquivar un cierto obstáculo, es decir, evitar un ruta que conlleve mayor dificultad en su construcción o costo elevado del mismo, por tal motivo el túnel aporta casi siempre una solución brillante apoyada en los avances tecnológicos que proporcionan mayor eficiencia en los tiempos de construcción.

Los túneles se pueden clasificar por su funcionalidad o por su geometría y están dirigidos principalmente al transporte de bienes materiales y de personas como son los túneles destinados a la industria ferroviaria y carretera.

Por su funcionalidad los túneles se pueden clasificar en:

- Túneles carreteros
- Túneles ferroviarios
- Túneles mineros
- Túneles para el aprovechamiento hidráulicos (abastecimiento de agua, generación de energía eléctrica, desvío de ríos, colectores profundos, emisores de aguas negras y de lluvias etc.)

Otra clasificación común de túneles es de acuerdo con su geometría, estos pueden ser:

- Túneles de sección circular
- Túneles de sección portal
- Túneles de sección herradura
- Túneles de sección elíptica
- Túneles de sección de radio variable
- Túneles de sección poligonal (triangular, rectangular o cuadrada)

Algunos túneles de relevancia en el mundo son:

- Canal de la Mancha: siendo el túnel submarino más largo, con una longitud de 50,4 km comunica Coquelles y Cheriton, localidades de Francia e Inglaterra.
- Mont Cenis: Siendo el primer túnel ferroviario, entrelaza Francia e Italia, pose una longitud de 13,7 km.
- El Simplon: túnel de los Alpes, une a Suiza e Italia. Mide 19,8 km.
- El de San Gotardo: bajo los Alpes en Suiza es uno de los más largos del mundo con 57 km.
- Túnel de Seikan, Japón: es el segundo túnel ferroviario de mayor longitud en el mundo, sirve como medio de conexión entre las islas de Honshu y Hokkaido, pose una distancia de 53,85 km.
- El Yerba: su nombre proviene de la isla que atraviesa, Yerba buena en la bahía de San Francisco, dicho túnel, posee dos niveles y posee el mayor diámetro. Mide 165 km de largo.
- El acueducto Delaware: Túnel de repartición de agua de mayor tamaño, localizado en el Estado de Nueva York, posee una longitud de 137 km.
- El túnel de Mont Blanc: es un túnel para automóviles que atraviesa los Alpes entre Chamonix y Courmayeur, comunidades de Francia e Italia y mide 11,6 km. Este túnel ha permitido reducir el trayecto de Ginebra a Milán en unos 100 km.

- El Plan Snowy Mountains: mide 145 km es una construcción de carácter hidroeléctrico localizada al sur de Australia. La realización de esta construcción comenzó en 1949 y finalizó en 1972, con un costo de 800 millones de dólares australianos.

La ingeniería mexicana tiene una gran tradición en la construcción de los túneles y en la actualidad donde el cambio climático ha ocasionado fenómenos extraordinarios como son precipitaciones excesivas, la ingeniería mexicana ha actuado eficientemente en la solución de estos problemas como lo son la construcción de los túneles del Grijalva en Chiapas, el túnel emisor oriente en la ciudad de México y las necesidades de túneles carreteros como lo es el Maxi-túnel de Acapulco.

Los túneles del Grijalva surgen de la necesidad de salvaguardar la seguridad de las personas en el estado de Tabasco y de proteger el sistema eléctrico nacional (Presa Hidroeléctrica Peñitas), como una medida precautoria los túneles se ubicaron aguas abajo de la zona afectada, en caso de que ocurra un nuevo deslizamiento como el que tuvo lugar el 4 de noviembre del 2007 debido a una falla geológica, lo cual impidió el libre flujo de agua. La obra de los túneles del río Grijalva consiste en dos túneles de sección portal de 14 m x 14 m y una longitud de 1199 m en el túnel 1 y 1185 m en el túnel 2 localizados en la margen izquierda del río.

El túnel emisor oriente tiene como objetivo eliminar los riesgos de inundaciones en el valle de México, y apoyar al actual drenaje profundo. Cuenta con 62 km de extensión hasta 200 metros de profundidad, sus 7 m de diámetro y su capacidad de conducción es de 150 m³/s, tano de agua de lluvia como residual.

Por otra parte los túneles son parte esencial en los aprovechamientos hidráulicos, particularmente son muy útiles en la construcción de presas, desde los estudios de exploración geológica (socavones de exploración) hasta las obras de desvío del río por medio de túneles así como caminos de acceso subterráneos para las obras de generación en caverna. En México se han construido numerosas presas, dentro de las que podemos citar:

El complejo hidroeléctrico del río Grijalva (Tabla 1.1) construido entre los años de 1975 a 1987 por la extinta Secretaria de Recursos Hidráulicos (SRH) y la Comisión Federal de Electricidad (CFE), tiene por objeto de regular avenidas y generar energía eléctrica, está compuesto por cuatro presas, de aguas arriba hacia aguas abajo son: La Angostura (1975), Chicoasen (1980), Malpaso (1969) y Peñitas (1987).

Tabla 1.1 *Centrales hidroeléctricas en el sistema hidrológico del río Santiago*

Central	Localización de las Obras de generación
Central hidroeléctrica de el Cajón	Subterránea
Central hidroeléctrica de Aguamilpa	Subterránea
Central hidroeléctrica de Santa Rosa	Subterránea

Tabla 1.2 *Centrales hidroeléctricas en el sistema hidrológico del río Grijalva*

Central	Localización de las Obras de generación
Central hidroeléctrica Peñitas	Subterránea
Central hidroeléctrica de Malpaso	Subterránea
Central hidroeléctrica de Chicoasen	Subterránea
Central hidroeléctrica de Angostura	Subterránea

El complejo hidroeléctrico del río Santiago construido por la Comisión Federal de Electricidad con el objeto de regular avenidas y generar energía eléctrica está compuesto por tres presas de aguas arriba hacia aguas abajo son: Presa Santa Rosa (1964), Presa Aguamilpa (1993), Presa el Cajón (2008) y **Presa la Yesca** (Tabla 1.2).

Esta última Central Hidroeléctrica, **La Yesca**, es una presa de generación de pico conformada por 5 obras principales: obras de desvío del río, obra de contención, obra de generación, obras de excedencias y obras asociadas. El objetivo de la presa es la generación de energía eléctrica, para tal fin el agua embalsada de la presa es conducida por una tubería a presión hasta el rodete de la turbina hidráulica localizada en casa de máquinas, la fuerza del agua hace girar los álabes o aspas de la turbina transformando la energía potencial del agua en energía cinética, que posteriormente es transformada en energía mecánica, el rodete de la turbina tiene acoplado un generador eléctrico que transforma la energía mecánica en energía eléctrica, una vez utilizada el agua turbinada es desalojada por medio de los túneles de aspiración ubicados debajo de las turbinas, estos túneles conducen el agua turbinada hacia la galería de oscilación la cual funciona como amortiguador y disipador de energía, así el agua es desalojada de la galería y dirigida hacia el cauce natural del río por medio de un túnel de desfogue, éste tiene la particularidad de trabajar hidráulicamente como canal y en eventos extraordinarios como conducto a presión.

El túnel de Desfogue de la Central Hidroeléctrica la Yesca se compone de una sección tipo portal que inicia a la salida de la galería de oscilación y termina hasta desembocar en el río Santiago, el túnel está excavado en una roca ígnea (ignimbrita-riodacítica). Para su análisis de estabilidad durante la excavación del túnel, se consideró un revestimiento primario conformado por anclas de fricción, concreto lanzado y ademes metálicos empacados en concreto hidráulico. Posteriormente a la excavación se construirá un revestimiento secundario para garantizar la vida útil del túnel, esto es, la seguridad y la continuidad en generación de la central hidroeléctrica. Dicho revestimiento secundario se compone de concreto reforzado.

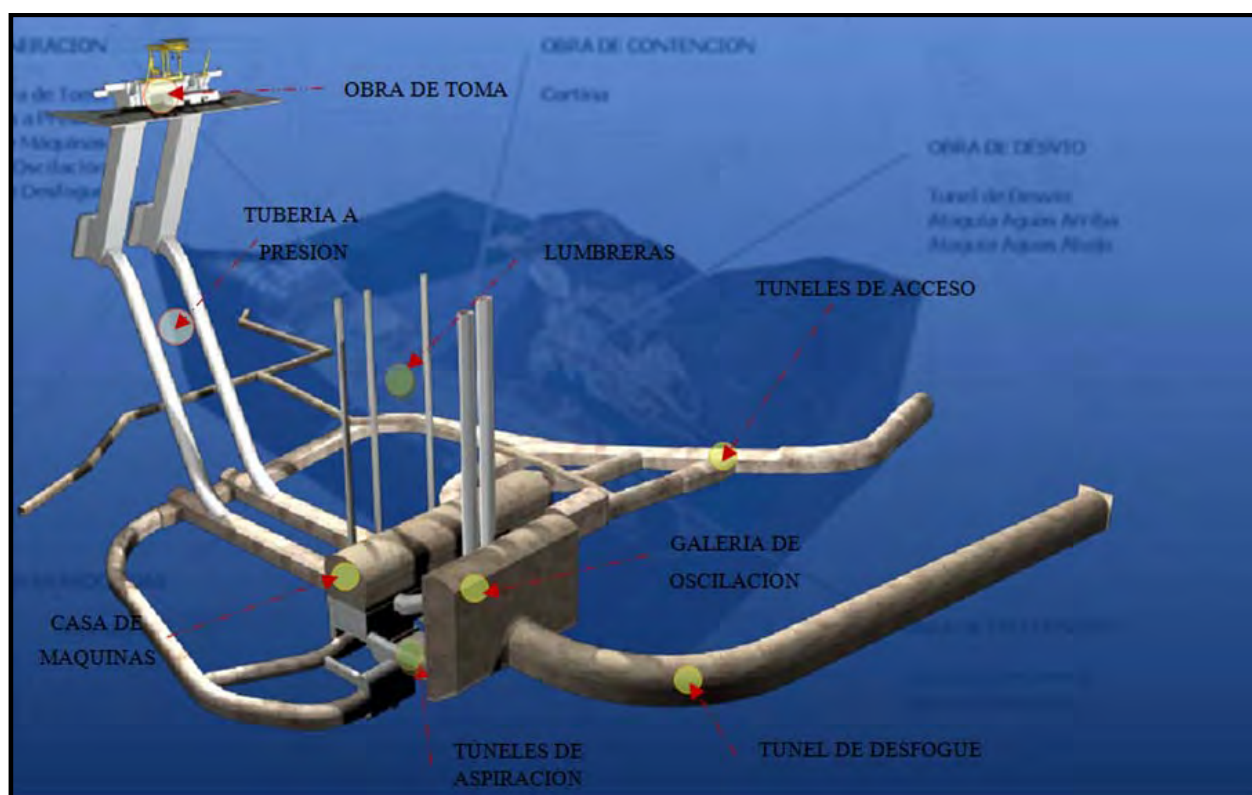


Figura 1.1 Esquema de Obras de Generación

OBJETIVO

El objetivo de esta tesis es presentar algunos métodos de análisis y diseño para el revestimiento un túnel del desfogue y aportar algunas mejoras a dichos métodos tomando en cuenta la interacción roca-revestimiento, lo cual deberá conducir a adecuados factores de seguridad para la estructura en particular y para la Central Hidroeléctrica en general. Se abordó también el diseño estructural del túnel y se describe el proceso constructivo adoptado.

En el **CAPÍTULO 1** se describen las características más relevantes del *P.H. La Yesca*, como son: la geología, la geotecnia, la geometría del túnel y sus condiciones hidráulicas, teniendo presente que serán estas características las que rigen el desarrollo del trabajo.

En el **CAPÍTULO 2** se aborda el análisis geotécnico del túnel estudiando el mecanismo de falla más recurrente en este tipo de estructuras, determinación de la carga de roca mediante diferentes criterios propuestos en la literatura, formación de cuñas mediante el software *UNWEDGE*. Se presenta la metodología de análisis y diseño propuesta para el túnel de desfogue y se complementa el análisis mediante el método de elemento finito. Por último, se reporta la deformación y se genera la curva de comportamiento de la roca durante la excavación.

En el **CAPÍTULO 3** se presenta el análisis estructural del revestimiento primario y secundario, se estudian las condiciones de carga, distintos escenarios y por consecuencia las combinaciones de carga a las que estará sometido el túnel de desfogue durante la etapa de excavación y etapa de operación, y por último se muestra la curva de comportamiento del revestimiento.

El **CAPÍTULO 4** aborda el tema de la instrumentación utilizada en túneles, se presenta la planeación básica necesaria para realizar un programa de instrumentación y monitoreo así como también se presentan las características, tipos, métodos de colocación y medición de los instrumentos requeridos para estudiar e interpretar los resultados con el objetivo de predecir el comportamiento de los mecanismos de falla.

En el **CAPÍTULO 5** se describe el diseño geotécnico llevado a cabo para el túnel así como el análisis de interacción mutua entre el revestimiento-roca circundante, se evalúa la presión de diseño obteniendo los factores de seguridad requeridos.

El **CAPÍTULO 6** engloba los requerimientos para diseño estructural, cantidades de acero y detalles de colocación para el revestimiento primario y revestimiento secundario, en ambos se presenta los factores de seguridad con respecto a una presión de soporte máxima.

En el **CAPÍTULO 7** se presenta el procedimiento constructivo: etapas de excavación, imágenes del proceso de colocación del revestimiento primario y revestimiento secundario llevado a cabo para el túnel de desfogue y túnel falso.

En el **CAPÍTULO 8** se presentan y comentan los principales resultados obtenidos con los procedimientos de análisis y de diseño implementados, así como de los procedimientos de construcción del túnel, se analiza la aplicabilidad de la metodología y modelación empleada en este túnel a otros túneles futuros y por último se realiza un comparativo con otro tipo de túneles.

En los **APÉNDICES A a F** se presentan los cálculos, tablas de verificación, diagramas de cuerpo libre, diagramas de elementos mecánicos y los fundamentos teóricos necesaria para el desarrollo de este trabajo.

CAPÍTULO 1

1. ANTECEDENTES Y CARACTERÍSTICAS

1.1. GENERALIDADES DEL P.H. LA YESCA

El *Proyecto Hidroeléctrico La Yesca* forma parte del Sistema Hidrológico Santiago, que comprende a 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4 300 MW. La Yesca ocupa el segundo lugar en potencia y el tercero en generación dentro del sistema, después de la Central Aguamilpa-Solidaridad y El Cajón.

El arreglo de las obras que conforman a la P.H La Yesca es el siguiente: obra de contención de tipo enrocamiento con cara de concreto de 205,50 m de altura, medidos desde el desplante del plinto hasta el parapeto; obra de desvío con 2 túneles de sección portal de 14,0 m de alto en la MI; una preataguía aguas arriba de 45 m de alto y ataguía aguas abajo de 22,00 m de altura; vertedor a cielo abierto con 6 vanos para compuertas en la zona de control localizado en margen izquierda y planta hidroeléctrica subterránea con casa de máquinas en caverna en la MD que aloja 2 unidades turbogeneradoras de 375 MW cada una.

El **P.H. La Yesca**, se localiza sobre el río Santiago a 105 km al NW de la Ciudad de Guadalajara y a 22 km al NW de la población de Hostotipaquillo, Jal. Forma parte del límite entre los estados de Nayarit y Jalisco, constituido legalmente por el cauce del río Santiago. La boquilla de la P. H. La Yesca se localiza a 90 km, en línea recta, al noroeste de la ciudad de Guadalajara, a 4 km aguas abajo de la confluencia de los ríos Bolaños y Santiago y sobre el cauce de este último.

El Sitio del Proyecto se ubica sobre el cauce principal del río Santiago, 4 km aguas abajo de la confluencia con el río Bolaños, en las coordenadas geográficas 21° 11' 49" de latitud norte y 104° 06' 21" de longitud oeste.

Las características más relevantes de la cuenca son las que se mencionan a continuación:

- El área de la cuenca drenada es de 51 990 km², medida desde la presa Corona hasta la boquilla de estudio.

- El área de la cuenca que drena los escurrimientos del río Santiago hasta la P. H. La Yesca es de 37 173 km².



Figura 1.2 Croquis de localización del Proyecto

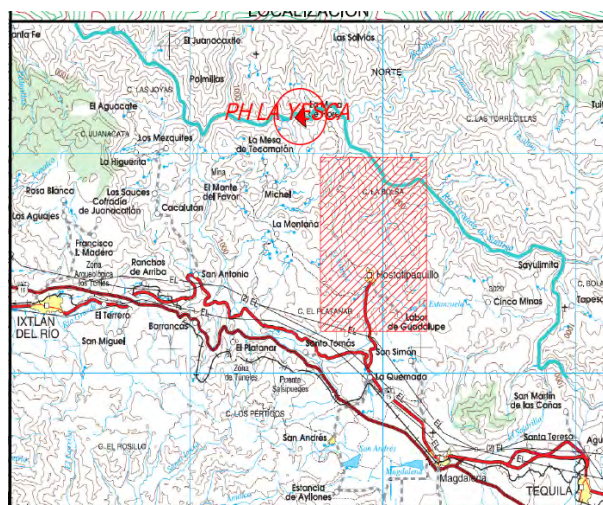


Figura 1.3 Zona de estudio

- El área de la cuenca que drena los escurrimientos del río Bolaños hasta la P. H. El Caimán es de 14 755 km².
- La superficie de cuenca que se forma entre la unión de los ríos Santiago y Bolaños hasta el Sitio del P. H. La Yesca es de 62 Km².
- La pendiente media, en el tramo Central Hidroeléctrica (C.H.) Las Juntas-desembocadura al mar, es de 0,22 % y, la pendiente del río en el tramo de Santa Rosa – El Cajón, en donde se encuentra el proyecto, es de 0,31 %.

1.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

La columna geológica regional establecida para el sitio, está conformada por rocas cenozoicas, que incluyen de las más antiguas a las más recientes: andesitas y tobas andesíticas oligo-miocénicas, depósitos de origen vulcano sedimentario, ignimbritas dacíticas, rocas ígneas intrusivas ácidas, intermedias y diabásicas, ignimbritas riolíticas, tobas lacustres, conglomerados rojos, basaltos, depósitos de talud, terrazas aluviales y aluviones.

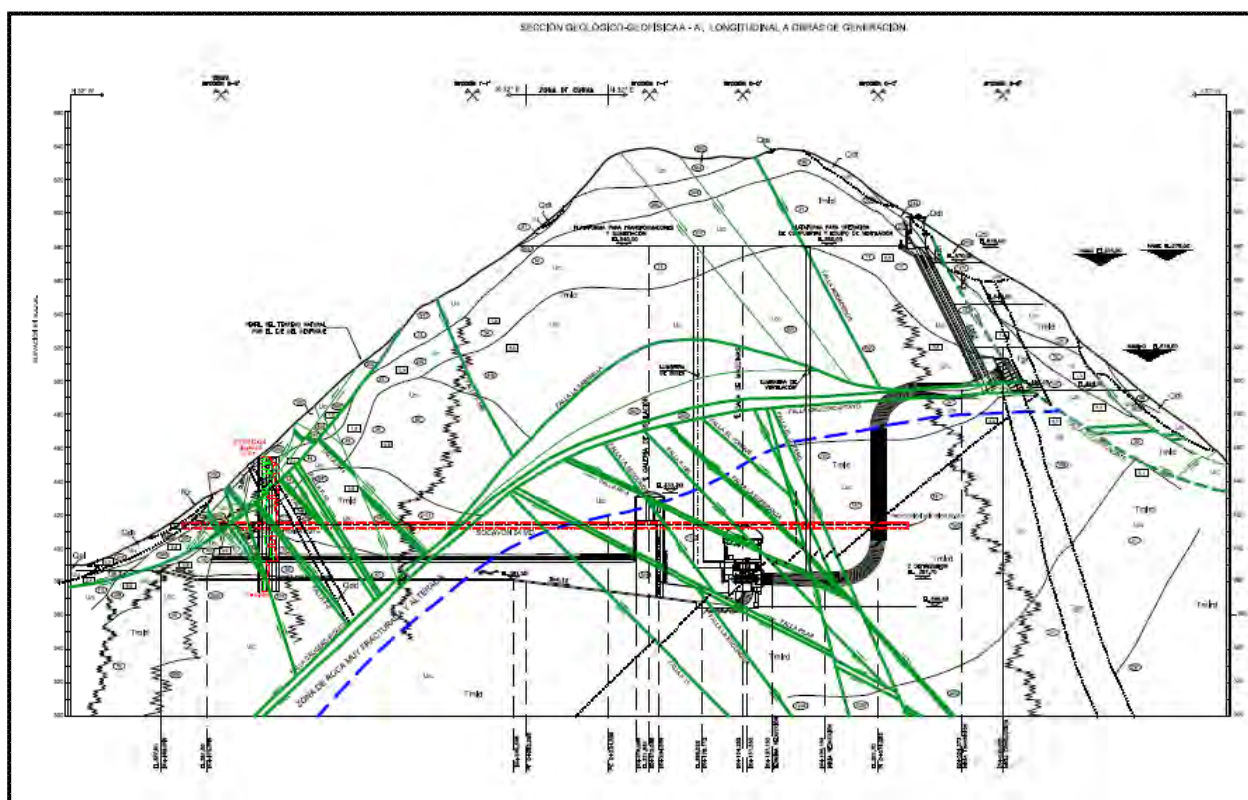


Figura 1.4 Sección Geológica-Geofísica Longitudinal a Obras de Generación sobre la Margen Derecha-Fallas¹

El sitio que alojará las obras civiles, está conformado por rocas volcánicas cenozoicas que incluyen andesitas y una secuencia basculada hacia el SW de tobas líticas riolíticas, riolacitas y dacitas, intrusionadas por pórfidos riolíticos o andesíticos y diques diabásicos y cubierta parcialmente por tobas, ignimbritas riolíticas brechoides, terrazas aluviales, depósitos lacustres y pumicíticos, depósitos de talud y aluviones.

¹ Documento interno de CFE: PHY-OG-03-2007 “SECCION GEOLÓGICA – GEOFÍSICA A-A’ y G-G’

Obras de Generación

Se localizan en la margen derecha, están en una zona afectada por fallas escalonadas y alabeadas que favorecen bloques basculados hacia el NE, entre las que destacan la Crucero–Pitayo, Pilar y Escondida. La casa de máquinas es afectada en la clave del tímpano oriente por la falla Crucero-Pitayo, mientras que el pilar entre cavernas y los túneles de aspiración están bajo la influencia de los sistemas Pilar y Escondida. En la obra de toma los inconvenientes son 55,0 m de material descomprimido y excavaciones en roca inestable de mala calidad. En plataformas de subestación y de ventilación se previó inestabilidad potencial en función de las alturas de los cortes y de los sistemas estructurales presentes.

Obra de Contención

En la margen izquierda quedó desplantada en dacita porfídica (Tmid) e ignimbritas-riodacíticas (Tmird), compactas, con dureza media a alta, de regular a buena calidad, con fracturamiento moderado. La zona descomprimida tiene un espesor de 5,0 a 12,0 m y corresponde a una roca alterada y fracturada. En esta margen se determinó que el rango de permeabilidad oscila entre 0,24 y 17,0 UL, lo que caracteriza un macizo rocoso que varía impermeable a permeable, observando que valores de 0,24 a 3,0 UL, corresponden a dacitas y riodacitas masivas impermeables, mientras valores de 3,0 a 10,0 UL corresponden a rocas fracturadas y fallas geológicas con rellenos importantes de arcilla, que se comportan como un medio poco permeable y, rangos de 10,0 a 17,0 UL reflejan la presencia de discontinuidades parcialmente abiertas y contactos litológicos con alteración y fuerte fracturamiento asociados.

En el cauce del río, el espesor promedio de aluviones es de 15,0 m, debajo de los cuales existe toba lítica alterada, fracturada y fragmentada, con velocidades sísmicas de 1,42 km/s, que a su vez cubre a roca de regular a buena calidad con velocidades de 2,35 a 3,0 km/s, RQD de 50 a 80% y la permeabilidad promedio es del orden de 4,47 UL, lo que caracteriza un medio poco permeable a impermeable; sin embargo, se obtuvieron valores de hasta 20,0 UL, que corresponden a zonas con cuerpos arenosos asociados a la alteración de zonas de falla y contactos litológicos entre la toba lítica e intrusivos pórfito andesíticos y cuarzomonzónicos de distribución irregular.

En la margen derecha la contención quedará emplazada en dos unidades litológicas, la parte media superior corresponde a una dacita porfídica (Tmid), afectada por un intenso fracturamiento parcialmente abierto y relleno por calcita y arcilla, mientras que la parte media inferior corresponde a ignimbritas-riodacíticas (Tmird) con moderado fracturamiento, poco abierto en superficie y cerrado a profundidad. El espesor de la zona descomprimida y fracturada es de 5,0 hasta 70,0 m y corresponde a una roca muy fracturada y ocasionalmente alterada. Las velocidades sísmicas que registra son de 1,4 a 1,77 km/s y a más profundidad alcanza entre 2,4 y 4,0 km/s. Los rangos de permeabilidad en la zona de roca fracturada y descomprimida, así como en las zonas de falla del sistema Crucero–Pitayo fluctúan entre 10,0 y 20,0 UL tipificando un medio que varía de poco permeable a permeable, mientras que por debajo de la zona descomprimida los valores de permeabilidad son menores de 4,0 UL, propios de un macizo rocoso impermeable a poco permeable.

La geología estructural del sitio controla un característico fallamiento en bloques y es el resultado de una o varias etapas de tectónica distensiva, con emplazamiento de cuerpos intrusivos, donde también intervienen movimientos de corrimiento lateral, destacando el basculamiento del macizo rocoso hacia el NW y patrones preferenciales de fallas orientados NW-SE, E-W y NE-SW.

En la Figura 1.5 siguiente se indica la planta geométrica de las obras de generación que se localizan sobre la margen derecha del río Santiago.

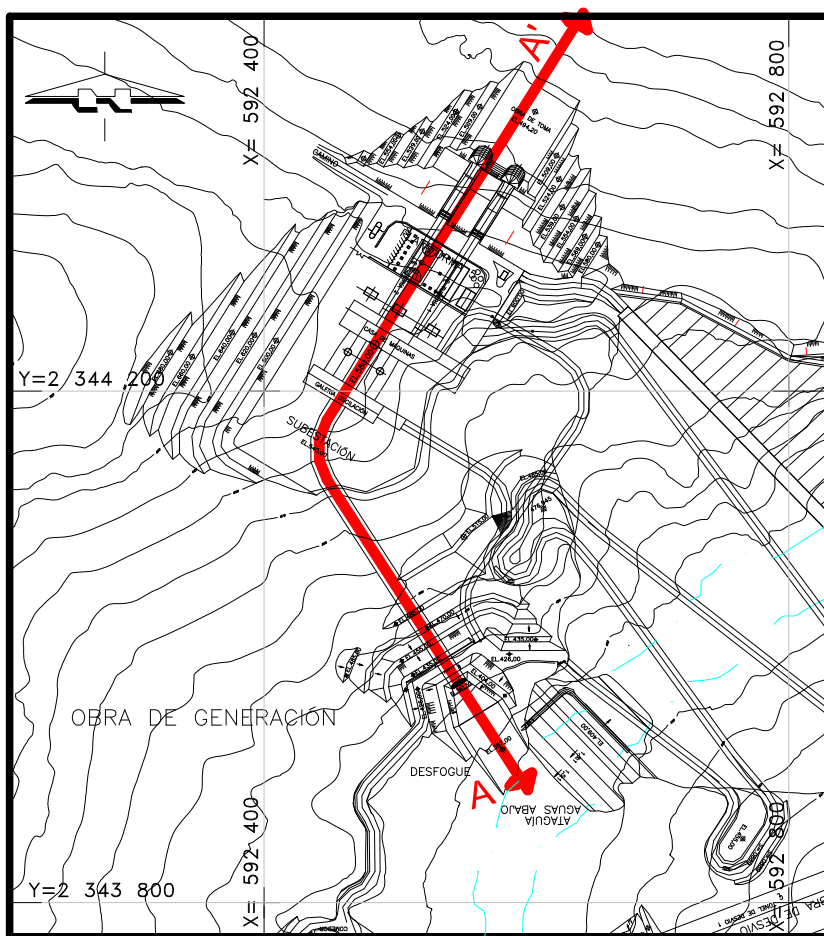


Figura 1.5 Sección A'-A'

Tabla 1.3 Obras Civiles, Litología y principales Fallas Geológica en el P.H. La Yesca.

OBRA	LITOLOGÍA	PRINCIPALES FALLAS GEOLÓGICAS
Contención	Riodacita fluidal (Tmird). Toba lítica (Tmtl). Dacita porfídica (Tmid) Diques pórfido andesíticos	Colapso, Colapso 1, Colapso, Olga, Lavadero, Carrizalillo, Pilares, Murciélago, Rodilla
Generación	Dacita porfídica (Tmid)	Pilar, Crucero-Pitayo, Esperanza, Escondida, Sabanilla
Excedencias	Dacita porfídica (Tmid). Riodacita fluidal (Tmird). Brecha riolítica (Tmbr). Toba desvitrificada (Tmts)	Vertedor 1, Vertedor 2, Mirador, Socavón, Olga, Colapso
Desvío	Toba lítica (Tmtl). Riodacita fluidal (Tmird). Dacita porfídica (Tmid)	Colapso 1, Colapso, Olga, Lavadero, Vertedor 2

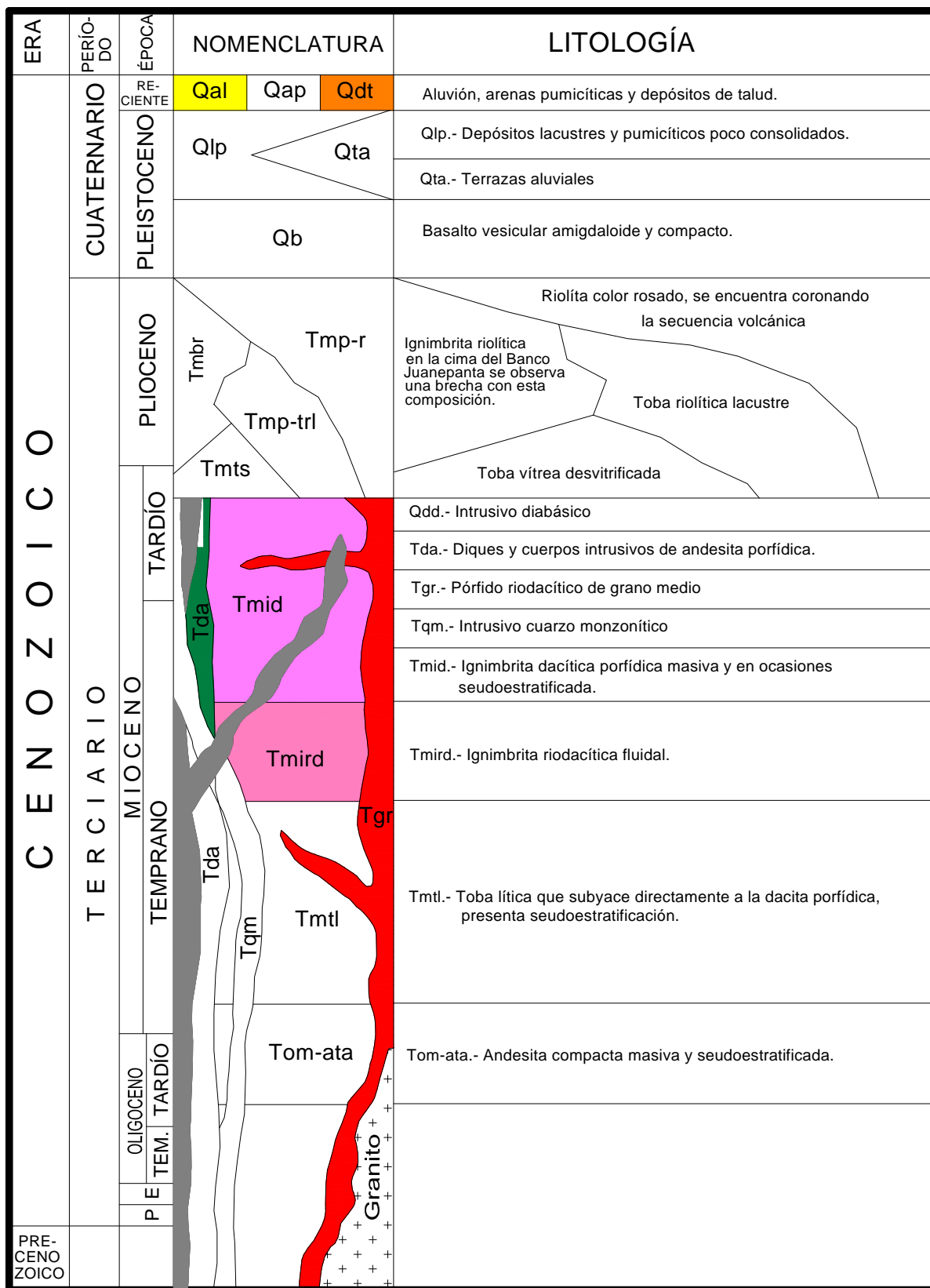


Figura 1.7 Columna Geol3gica en la Zona de la Boquilla

Túneles de Desvío

La excavación de los túneles se realizó en rocas de regular a buena calidad y se cortó al menos seis fallas importantes con zonas desfavorables asociadas, así como diques ácidos, andesíticos y diabásicos; además, la geofísica reporta importantes cambios laterales de resistividad, que pueden deberse a contenidos importantes de arcilla, zonas de alteración o a la presencia de mineralización. En la entrada de los desvíos fue necesario remover depósitos de talud y aluvión hasta 40,0 m de espesor para lograr el emportalamiento y la zona de roca descomprimida es de 30,0 m, estos materiales están representados por velocidades de 1,1 a 1,5 km/s. La roca en donde se excavó los portales tiene velocidades de 3,0 a 3,2 km/s y pocos cambios resistivos. En los portales de salida se tiene roca dura fracturada y la conjugación de las discontinuidades puede generar bloques inestables.

Obra de Excedencias

El canal vertedor se excava en la margen izquierda en dacita y riocácita, ambas rocas intrusionadas por diques pórfido andesíticos y diabásicos y afectadas por fallas importantes. La falla más relevante es la Vertedor 1, que cruza de forma diagonal el canal de llamada y zona de estructuras. A partir de esta falla, aproximadamente de la cota 630 msnm, y hasta la parte superior de los cortes, la excavación se realiza en rocas de mala a muy mala calidad.

1.3 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

Geotectónica y sismicidad

El proyecto se ubica al norte del Bloque Jalisco (BJ), en la frontera de la Faja Volcánica Transmexicana (FVT) y el límite sur de la Sierra Madre Occidental (SMO), entre el batolito del BJ al sur y la provincia volcánica silícica de la SMO al norte.

Los rasgos estructurales lineales se agrupan en tres sistemas, NW-SE (Graben Tepic-Zacoalco), NE-SW (reflejado en los tributarios de los ríos Santiago y Ameca) y E-W, que controla el cauce del Río Santiago en la confluencia del Bolaños. Secuencias lacustres ubicadas a diferentes elevaciones, sugieren la obturación de los paleopatrones de drenaje.

La tectónica regional a nivel de placas, involucra las del Pacífico, Cocos, Rivera y de Norteamérica, delimitadas por la Dorsal Pacífico Oriental; además de la zona de subducción de la Trinchera Mesoamericana como límite convergente. Tanto en la SMO, como en la FVT, se encuentran vigentes sistemas de esfuerzos distensivos (Ferrari y Rosas, 1997; Delgado, et al, 1999). En la frontera entre la Placa de Rivera y el BJ se localizó el macrosismo de mayor magnitud registrado instrumentalmente en el país en 1932 con 8.2° Richter. (Singh, et. al., 1985) y por otra parte, una clara expresión de inestabilidad tectónica actual se muestra cerca de Ixtlán del Río, Nay., donde una falla con componente lateral izquierdo, tiene efectos sobre la autopista Guadalajara-Tepic, en el km 93,7.

El proyecto pertenece a dos campos volcánicos tectónicamente activos. El vulcanismo ha sido intenso desde el Plioceno al Reciente, las manifestaciones geotérmicas son numerosas y la proximidad del Volcán Ceboruco, con emisiones a finales del siglo XIX (CENAPRED, 1995), sugieren una constante vigilancia ante eventuales erupciones.

Para conocer la distribución, frecuencia y magnitud de la actividad sísmica se consultaron los catálogos del SSN y de CFE; el primero no reportó ningún sismo porque su umbral de detección es mayor a 4.8°, mientras que el segundo reportó 100 sismos con magnitudes menores a 4.63° Mc³, además, desde 1994 hasta la fecha, la estación El Carrizo, localizada a unos 12 km del proyecto, registró 329 sismos locales con magnitud menor a 3.0° Mc.

Para estimar las intensidades a que ha estado sometida el área de la cortina, se concentraron efectos de los macro sismos de 1875, 1911 y 1932, resultando que en esta área no varía el grado de intensidad sísmica. Mediante la técnica de Nakamura se calcularon, el periodo fundamental que arrojó un valor entre 0,01 y 0,15s y la respuesta teórica del Sitio ante un sismo moderado usando el programa EERA, arroja un valor de periodo fundamental teórico de 0.1s. Del estudio de peligro sísmico se obtuvieron las aceleraciones pico del terreno (PGA) para tres diferentes sismos de diseño: para el sismo base de operación (OBE) la PGA es de 0.14 g; para un período de retorno de 200 años; para el sismo máximo de diseño (MDE) la PGA es de 0.41 g; para un período de retorno de 10,000 años; para un sismo de 1000 años de periodo de retorno la PGA correspondiente es de 0.25 g, los valores anteriores corresponden a la componente horizontal de los espectros de diseño con 5% de amortiguamiento; para

³ Mc escala Mercalli (evalúa la intensidad de los terremotos a través de los efectos y daños el máximo es de 12°)

el caso de la componente vertical los valores de PGA correspondientes son: OBE 0.10 g, MDE 0.29 g y para 1000 años de periodo de retorno es de 0.18 g, estos valores forman parte de los espectros de diseño correspondiente y cuyos resultados se presentan en la parte correspondiente de Mecánica de Suelos. En 1875 (Acosta y Suárez, 1996) ocurrió un sismo que destruyó la población de San Cristóbal de la Barranca, al que se estima magnitud no mayor de 6.5° y profundidad menor de 15 km. (Delgado V., et al 2001), alcanzando una intensidad de VII y siendo la fuente sísmica más peligrosa para el proyecto, además, con la ampliación de la cobertura de la Red Sismológica en el 2006, a la fecha se tiene localizado un sismo de magnitud 2.9° Mc, a 3 km. hacia el SW de la cortina. Con la información obtenida se establece que el 85%, de los epicentros se ubican dentro de la Fosa Tepic-Chápala, asociados con un régimen tectónico distensivo y patrones estructurales NW-SE y NE-SW.

La clasificación geomecánica es la forma fundamental de determinar las características principales del macizo rocoso en el cual se construirá el Túnel de Desfogue, existen varios métodos para realizar esta clasificación geomecánica basados en algunos o varios de los factores que determinan su comportamiento mecánico: propiedades de las matriz rocosa, frecuencia y tipo de discontinuidades, grado de meteorización, estado tensional en sitio, presencia de agua etc., sin embargo, en este trabajo se realizó la clasificación geomecánica de acuerdo a los dos métodos más empleados los cuales fueron desarrollados por Bieniawski (RMR) y Barton (Q).

Clasificación geomecánica de Bieniawski (1989) RMR

La clasificación geomecánica de Bieniawski mejor conocida como clasificación RMR (rock mass rating) o índice del macizo rocoso toma en cuenta los siguientes 6 parámetros geomecánicos:

1. Resistencia a compresión simple.
2. Grado de fracturación en términos del RQD⁴.
3. Espaciado de las discontinuidades.
4. Condiciones de las discontinuidades.
5. Condiciones hidrogeológicas.
6. Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

Analizados los parámetros anteriores presentados en el Apéndice A se concluye que el RMR para la estructura del Túnel de Desfogue es de 59, clasificando a la matriz rocosa como regular a bueno.

En la siguiente tabla se muestra los resultados resumidos para la estructura en estudio (ver Apéndice A)

Tabla 1.4 Resumen evaluación de los parámetros (Bieniawski, 1989).

1)	Resistencia de la roca inalterada	4
2)	Calidad testigo RQD (%)	17
3)	Espaciamiento de juntas	15
4)	Estado de las fisuras	28
5)	Aguas subterráneas	0
6)	Factor de ajuste	-5
RMR		59

Tabla 1.5 Rangos de clasificación Bieniawski (1989)

Clasificación	I	II	III	IV	V
Rango estándar	81-100	61-80	41-60	21-40	20<
Rango adoptado	59				
Descripción del macizo rocoso	Muy bueno	Bueno	Regular	Malo	Muy malo

⁴ RQD Designación de la Calidad de la roca por sus siglas en inglés (Rock Quality Designation).

Clasificación geomecánica de Barton (1974)

La clasificación geomecánica de Barton mejor conocida como clasificación **Q** (Rock Mass Quality) o índice de calidad de la roca toma en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos necesarios para la expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \dots\dots\dots (ec. 1.1)$$

Donde:

- RQD= Grado de fracturación.
- SRF= Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso.
- J_n = Índice de diaclasado que indica el grado de fracturación del macizo rocoso.
- J_r= Índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas.
- J_a= Índice que indica la alteración de las discontinuidades.
- J_w= Coeficiente reductor por la presencia de agua.

Las tres razones utilizadas en la expresión anterior representan:

- $\left(\frac{RQD}{J_n}\right)$ =El tamaño de los bloques.
- $\left(\frac{J_r}{J_a}\right)$ =La resistencia al corte entre los bloques.
- $\left(\frac{J_w}{SRF}\right)$ =La influencia del estado tensional.

Analizados los parámetros anteriores presentados en el apéndice B se concluye que el índice Q para la estructura del túnel de desfogue es de 13 clasificando a la matriz rocosa como buena.

En la siguiente tabla se muestra los resultados resumidos para la estructura en estudio (ver **Apéndice B**).

<i>Tabla 1.6 Rangos de clasificación Barton(2000)</i>					
Clasificación	III	IV	V	VI	VII
Rango estándar Q	0,1-1	1-4	4-10	10-40	40-100
Rango calculado Q				13	
Descripción del macizo rocoso	Roca muy mala	Roca mala	Roca media	Roca buena	Roca muy buena

<i>Tabla 1.7 Resumen de los valores de los parámetros del índice Q (Barton 2000)</i>	
Calidad de testigo RQD (%)	80
Índice de Diaclasado J_n	6
Índice de rugosidad de las discontinuidades J_r	4
Índice de la alteración de las discontinuidades J_a	4
Factor de reducción por la presencia de agua J_w	1
Condiciones tensionales de la roca SRF	1

PROPIEDADES MECÁNICAS

1) Resistencia a compresión simple (σ_c).

De acuerdo al los estudios de anteproyecto para la zona del Túnel de Desfogue, la resistencia a compresión simple se estimo < 100 MPa.

Con base en las pruebas de laboratorio para la Tmid se tiene un esfuerzo a compresión simple de 77,0 MPa. Valor medio obtenido de tres muestras realizadas resultando los valores de 91,2, 85,0 y 55,0 MPa.

2) Resistencia a tracción (σ_t).

Como criterio del tratamiento del macizo se estimará la resistencia a tensión del orden de 10 % de la resistencia a compresión simple.

3) Velocidad de ondas sónicas (V_p y V_s).

Con base en los estudios de geofísicos en la zona del túnel de desfogue se tienen los siguientes valores de velocidad sísmica y resistividad eléctrica:

- Velocidad sísmica = 3,4 a 3,6 [Km/s]
- Resistividad eléctrica = 169 a 804 [Ω -m]
- Espesor máximo=65 m
- Calidad estimada= Buena
- Correlación Geológica= Tmid

4) Ángulo de fricción interna (ϕ).

Con base en las pruebas de laboratorio realizadas por la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil y Ciencias de la Tierra de la CFE, el ángulo de fricción interna para la zona del portal del túnel de desfogue se estima del orden de 30, 84° y para el interior del túnel se tiene un valor de ángulo de fricción interna del orden de 58,02°

5) Modulo de Poisson (ν).

Se estimó un modulo de Poisson de 0,20 para el interior y portal de salida del túnel.

6) Modulo de deformación elástica (E).

Se estimo un módulo de elasticidad de 6600 MPa para el interior del túnel y un módulo de elasticidad de 2010,52 MPa para el portal de salida del túnel.

7) Cohesión (c).

Se estimo una cohesión del orden de 0,88 MPa para el interior del túnel y cohesión del orden de 0,323 MPa para el portal de salida del túnel.

Por la aplicabilidad del módulo de elasticidad en los cálculos posteriores se desarrollará su obtención.

Para calcular el módulo de deformación del macizo se puede utilizar la expresión de Serafín y Pereira (1983) [Ref. 38], o las modificaciones posteriores sugeridas por Hoek y otros (2006) [15], tomando como base el índice de calidad de la roca RMR o GSI:

$$E_r = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{\frac{(GSI-10)}{40}} \dots\dots\dots (ec. 1.2)$$

La ecuación 1.2 es válida para $\sigma_{ci} \geq 100$ MPa

$$E_r = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{(GSI-10)}{40}} \dots\dots\dots(ec. 1.3)$$

La ecuación 1.3 es válida para $\sigma_{ci} < 100$ MPa

Donde:

D = Factor de perturbación por efecto del método constructivo⁵.

GSI = Índice de resistencia geológica según Hoek. Ref. [15]

σ_{ci} = Resistencia a la compresión inconfiada - MPa.

E_r = Módulo de deformación del macizo - GPa.

También se revisará el módulo del macizo rocoso a partir de los criterios expuestos por Hoek y Diederich (2005) ref. [15], en donde se expresa de la siguiente forma:

$$E_{rm} = 100000 \left[\frac{1-D/2}{1+e^{\frac{[75+25D-GSI]/11}}}] \dots\dots\dots(ec. 1.4)$$

Sustituyendo valores en la ecuación 1.4 anterior obtenemos:

Erm=7738,91 [MPa]

$$E_{rm} = E_i \left[0,02 + \frac{1-D/2}{e^{\frac{[60+15D-GSI]}{11}}} \right] \dots\dots\dots(ec. 1.5)$$

$$E_i = MR * \sigma_{ci} \dots\dots\dots(ec. 1.6)$$

Donde:

Erm = Módulo de deformación del macizo - GPa.

Ei = Módulo de deformación de la roca intacta - GPa.

MR= Módulo relativo (según Hoek & Diederich (2005)

$$MR = E_{rm}/E_i \dots\dots\dots(ec. 1.7)$$

Sustituyendo valores en la ec. 1.5 obtenemos:

$$E_{rm}/E_i = 0,29$$

$$E_{rm} = 7738,91 \text{ [Mpa]}$$

Sustituyendo valores en la Ec. 1.7 obtenemos:

$$E_i = 0,29 * 100 (77) = 22330 \text{ MPa.}$$

De acuerdo con lo anterior se considera lo siguiente:

- Para las obras de generación subterráneas, el RMR o GSI evaluado está en un rango de 59, Para el cálculo se adopta un valor de 54.

⁵ valores en el rango de 0 (excelente excavación mecánica) hasta 0.8 (daños severos por voladura provocando sobre-excavación de hasta 2 m) [15]

De acuerdo con la resistencia a la compresión confinada de la roca asumida según la información de la CFE de mínimo 100 MPa, Para esto se asumió un valor de $D = 0,2$, de reducción por efecto de la excavación del túnel, con lo cual el módulo de deformación del macizo será del orden de 6 600 MPa.

De acuerdo con lo anterior se adopta para diseño lo siguiente:

- Módulo de elasticidad de la masa de roca $E_r = (6600 \text{ MPa})$.
- Relación de Poisson = 0,20.

Los resultados anteriores fueron verificados mediante el software ROCLAB, el cual es un software que estima la resistencia del macizo rocoso fundamentado en la teoría de falla de Hoek –Brown. Ref. [14]

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left[m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^a \dots\dots\dots(\text{ec. 1.8})$$

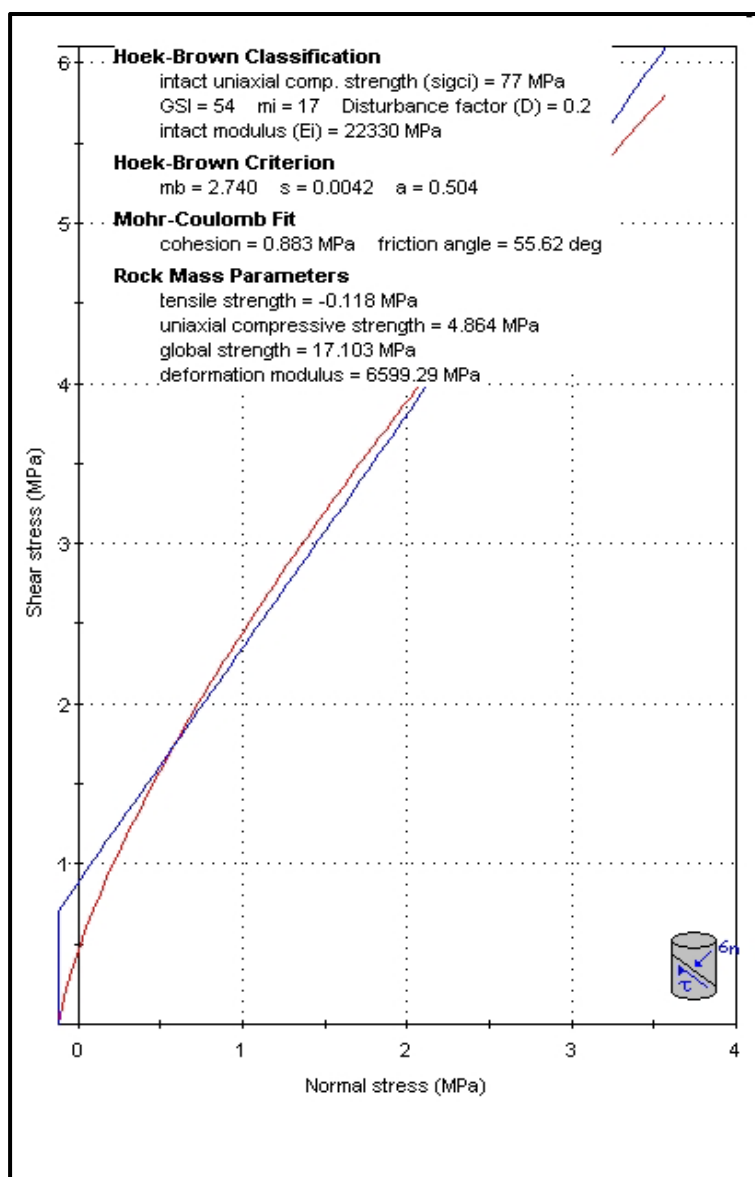


Figura 1.8 criterio de Falla Mohr-Coulomb y Hoek-Brown

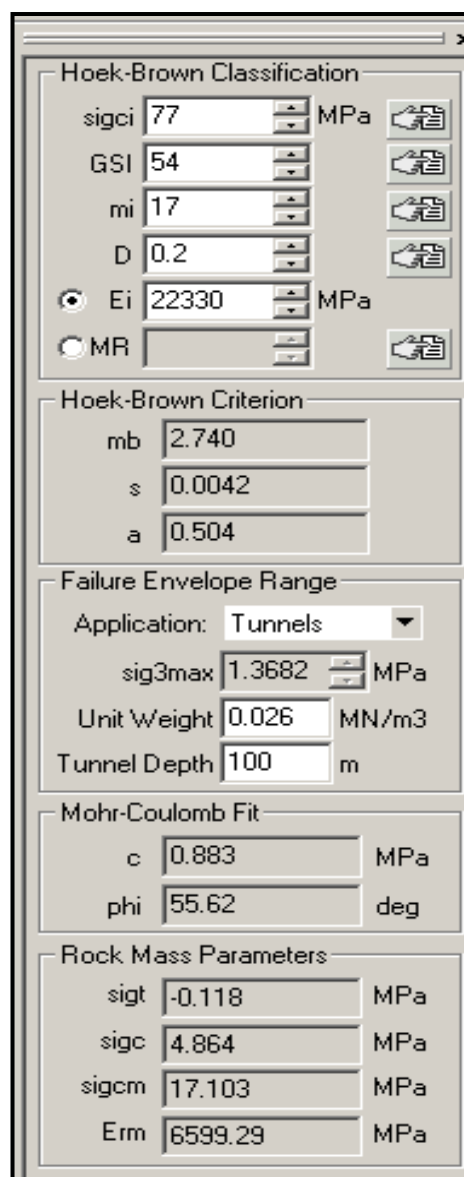


Figura 1.9 Introducción de datos a ROCLAB

Tabla 1.8 Definición de expresiones en el que se fundamenta el software ROCLAB

Resumen de las entradas y definiciones del programa	
ENTRADAS	
Sigci	Esfuerzo a compresión simple
GSI	Índice de resistencia geológica de la roca
mi	Constante del criterio de falla Hoek-Brown
D	Factor de perturbación por método de excavación
Ei	Modulo de elasticidad de la roca intacta
Tunnels	Tipo de excavación (túnel)
Unit Weigth	Peso volumétrico de la roca
Tunnel Depth	Espesor promedio de cobertura de roca
SALIDAS	
Criterio Hoek-Brown	
mb^6	$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$
S	$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$
a	$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$
Rango de envolvente de falla	
$Sig3max$	$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma_0}\right)^{-0.94}$
Criterio Mohr-Coulomb ajustado	
C	$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left(6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}}$
Phi	$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$
Parámetros de la masa rocosa	
$Sigt$	$\sigma_t = -\frac{s \sigma_{ci}}{m_b}$
$Sigc$	$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a$
$sigcm$	$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$
Erm	$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}$

6

mb , s y a : parámetros de Hoek - Brown que estiman la influencia del daño por el método de excavación (voladura) sobre la superficie de la masa rocosa.

1.4 CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS

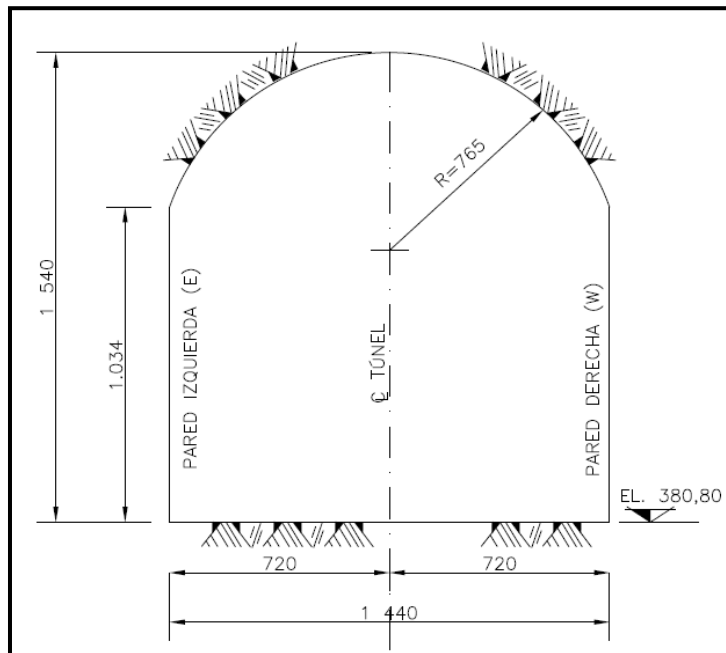


Figura 1.10 Excavación-Sección Transversal Constante

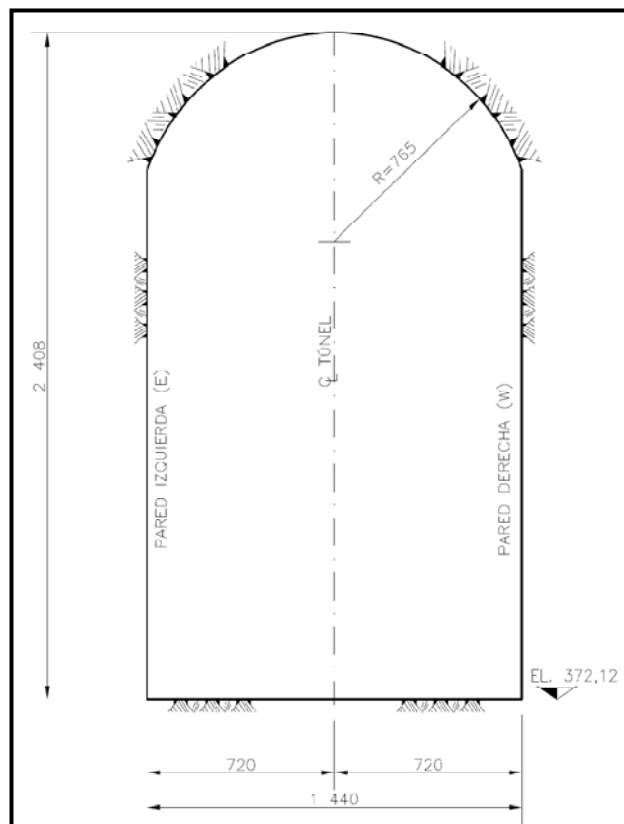


Figura 1.11 Excavación-Sección Transversal Variable

1.5 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS

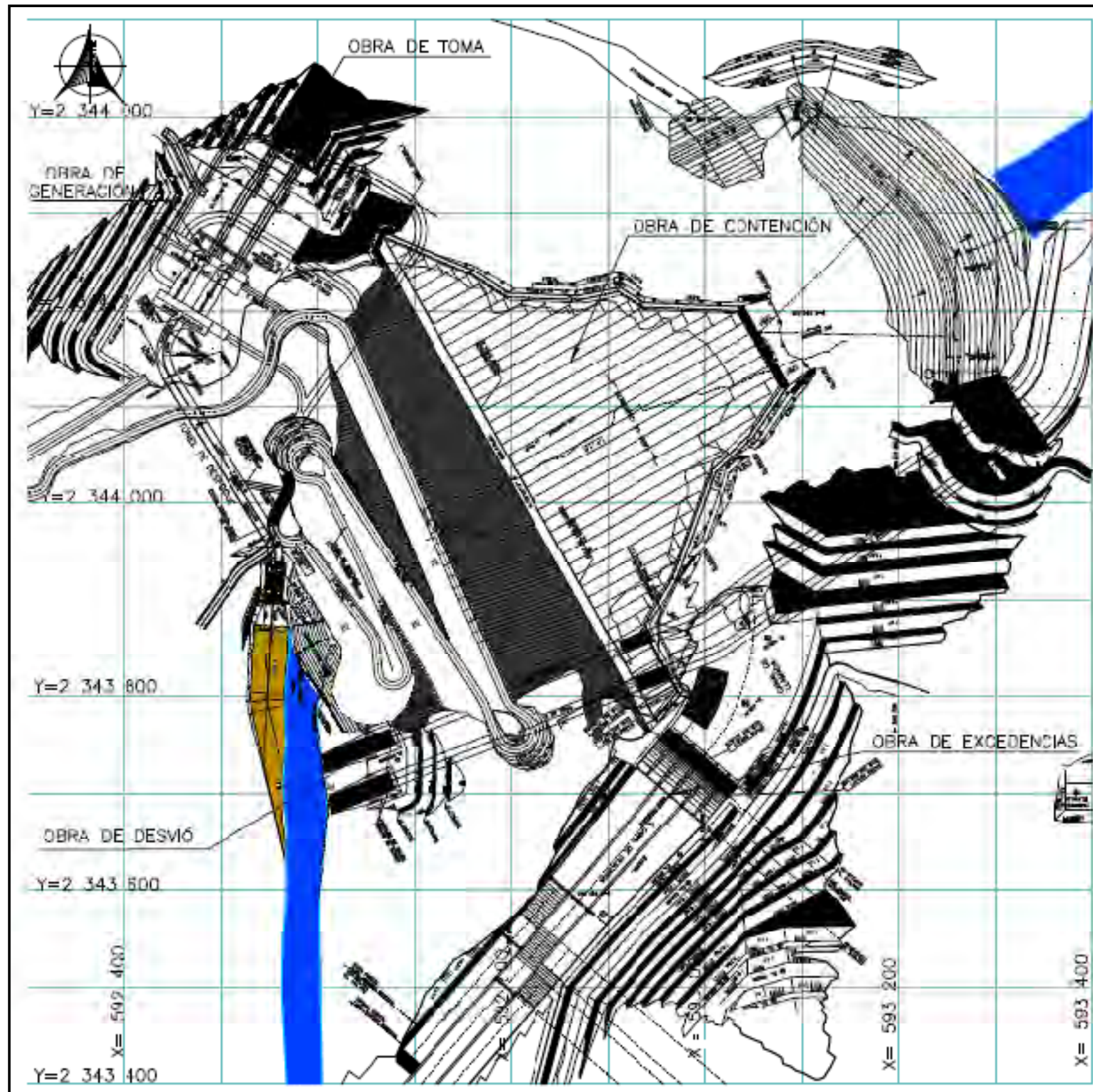


Figura 1.12 Planta General del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca

Tabla 1.9 Datos Generales del Proyecto

GENERACIÓN DEL PROYECTO		
Factor de planta	0,19	
Generación media anual total	1 210,00	GWh
Generación media anual firme	943,00	GWh
Generación media anual secundaria	267,00	GWh

HIDROLÓGICOS		
Área de la cuenca	51 990	km ²
Escorrentamiento medio anual	3 088,2	Mm ³
Escorrentamiento medio mensual	257,35	Mm ³
Avenida máxima registrada	7191	m ³ /s
Gasto medio anual	97,86	m ³ /s
Gasto medio aprovechable	92,05	m ³ /s
Periodo de registro	54	Años

VASO DE ALMACENAMIENTO		
Nivel de diseño (corresponde a la carga de diseño de la turbina)	556,49	m.s.n.m.
Elevación al NAMINO	518,00	m.s.n.m.
Elevación al NAMO	575,00	m.s.n.m.
Elevación al NAME	578,00	m.s.n.m.
Capacidad útil para generación (NAMO - NAMINO)	1 392	Mm ³
Capacidad de control de avenidas (NAME - NAMO)	100,00	Mm ³
Capacidad muerta (capacidad al NAMINO)	900,90	Mm ³
Área al NAME	33,4	km ²
Área al NAMO	32,50	km ²
Área al NAMINO	17,60	km ²

CLIMATOLÓGICOS		
Temperatura máxima/mínima (ambiente)	46,9 / 12,00	°C
Temperatura de diseño máxima / mínima (ambiente)	37,50 / 20,60	°C
Temperatura máxima promedio verano (ambiente)	37,5	°C
Temperatura mínima promedio verano (ambiente)	22,7	°C
Temperatura de bulbo seco promedio	37,0	°C
Temperatura promedio del agua	27,18	°C
Temperatura máxima del agua	31,77	°C
Temperatura mínima del agua	23,83	°C
Zona climática ambiente	Cálido subhúmedo/rural	
Humedad relativa verano / invierno	36,4 / 48,6	%
Humedad relativa promedio	38,0	%
Presión barométrica	98	kPa
Velocidad del viento	110	km/h

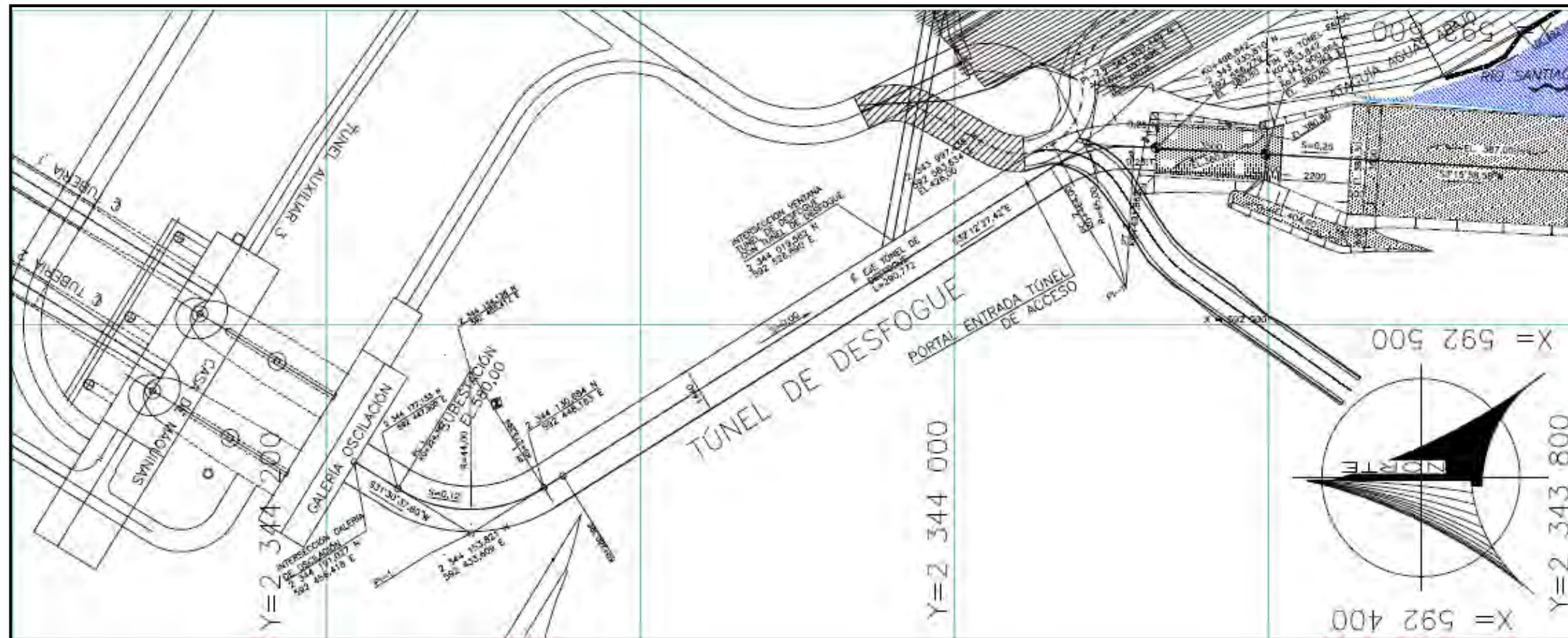


Figura 1.14 Planta General del las Obras de Generación-Túnel de Desfogue⁸

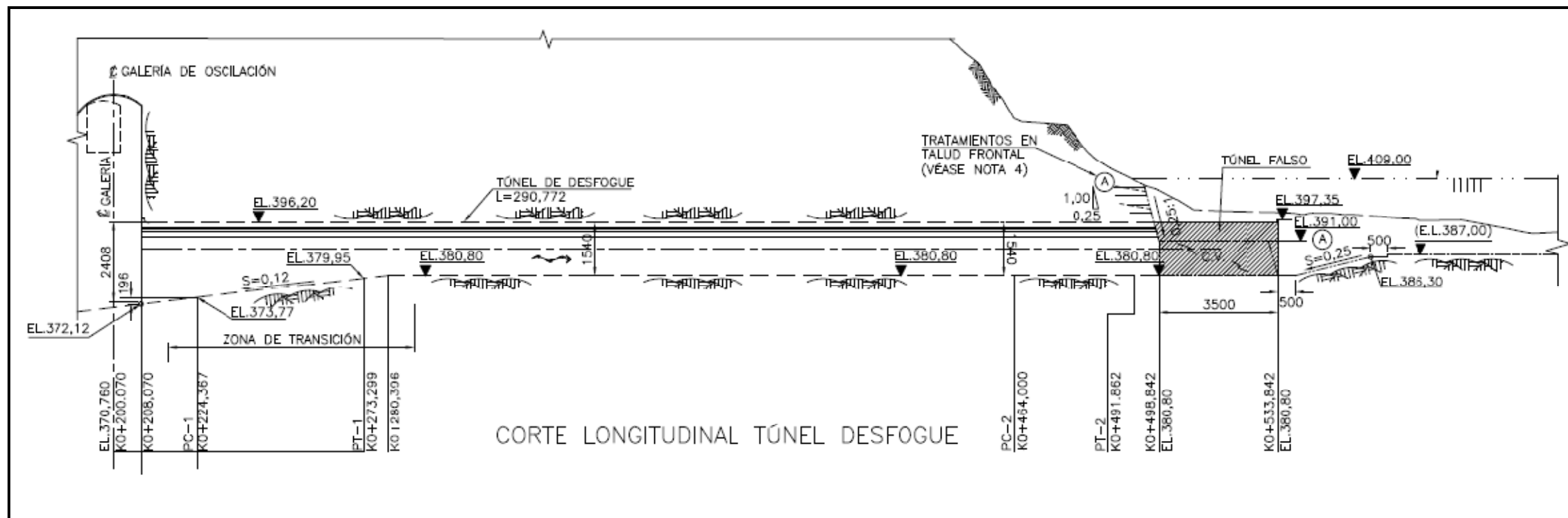


Figura 1.15 Perfil Longitudinal del Túnel de Desfogue

⁸ Secciones obtenidas del documento interno de CFE plano CD-H407-PL-501-00

Tabla 1.10 Niveles y escenarios de operación aguas abajo

Escenarios de Operación	Gasto [m ³ /s]	Niveles Galería de Oscilación [msnm]	Niveles en Salida Desfogue [msnm]
Operación baja (1 unidad)	250	389,59	389,42
Operación normal (2 unidades)	500	391,29	390,72
Operación inusual (Osc. Q _{máx.} 2 unidades)	503	396,65	390,86
Operación accidental (Osc. Vert. + 2 unidades)	8058	416,37	410,46
Operación accidental (Osc. Q _{max.} Vert. + 2 unidades)	15613	426,98	421,07

TABLA 1.11 Datos Geométricos del Túnel de Desfogue

PUNTO	DISTANCIA (m)	RUMBO	COORDENADAS	
			NORTE	ESTE
INTERSECCIÓN CON LA GALERÍA DE OSCILACIÓN K0+208,070	43,641	S31°30'37"W	2344191,03	592 456,418
PI-1			2344153,82	592 433,609
PI-2			2343957,15	592557,496
FINAL TÚNEL DE DESFOGUE (INICIO TÚNEL FALSO) K0+498,842	21,374	S03°15'57"W	2343935,81	592556,279
FIN TÚNEL FALSO K0+533,842	35,000	S03°15'57"W	2343900,87	592554,285

1.6 CONCLUSIONES

El Túnel de Desfogue se compone de una sección tipo portal que inicia a la salida de la galería de oscilación y termina hasta desembocar en el río, el RMR y RQD obtenido clasifica al macizo rocoso donde se construirá el túnel como regular a bueno, el espesor y calidad del revestimiento estará gobernado por los requerimientos geotécnicos e hidráulicos:

Las cargas a las que se encontrará sometida la estructural de túnel de desfogue son las siguientes:

La presión externa de agua

La presión exterior por saturación ejerce compresión sobre el revestimiento trabajando el túnel vacío, esta presión externa es producida por el agua del nivel freático existente NAF=391,29 (ver tabla 1.10).

Presión externa de roca

Al formar el túnel en el macizo rocoso, se ejerce una presión exterior por relajamiento de la roca en el revestimiento, dicha presión se debe considerar tomando en cuenta el tipo de roca y la conformación de bloques que conforman el macizo rocoso, por el sistema de fallas presentado (*ver figura 1.6*).

Análisis estructural

El método de análisis se aplica a modelos de marcos de secciones cerradas sometidos a presión exterior con lo cual se obtienen los elementos mecánicos y esfuerzos actuantes. En este caso la sección del túnel es de tipo portal por lo cual se debe dar mayor rigidez en las zonas de mayor concentración de esfuerzos, como son las esquinas.

La geometría de excavación del túnel tiene 15,40 m X 14,40 m en la sección constante y 24,08 x14, 40 m de excavación en la sección transversal máxima del túnel.

Diseño estructural

Con los elementos obtenidos del análisis anterior, se procederá a diseñar cada uno de los elementos estructurales, lo que se llevará a cabo por el método de factores de carga y resistencia (LRFD), de acuerdo a la combinación de carga que resulte más desfavorable.

En la construcción de túneles en roca se considera primeramente la estabilidad del frente durante su excavación, posteriormente de que se tenga una longitud máxima de excavación se reforzara el túnel mediante un revestimiento primario (etapa I y II de construcción) y un revestimiento secundario (etapa III para condiciones de operación) para la vida útil del proyecto.

CAPÍTULO 2

2. ANÁLISIS GEOTECNICO DEL REVESTIMIENTO

2.1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

El Túnel de Desfogue se compone de dos secciones transversales variables en altura a lo largo de su eje longitudinal, una sección constante y una sección variable en la transición del Túnel de Desfogue con la galería de Oscilación.

El análisis del túnel debe obedecer a la diferenciación de las secciones transversales así como a las diferentes condiciones de carga que se tengan sobre el túnel en las diferentes etapas de construcción, una vez analizado la información geológica y localización de las fallas que atraviesa el túnel, se proporciona la estabilidad necesaria mediante anclas de fricción, concreto lanzado y marcos metálicos, este conjunto de tratamiento proporcionarán los factores de seguridad necesarios durante la excavación, a continuación se detallan los diferentes criterios de análisis.

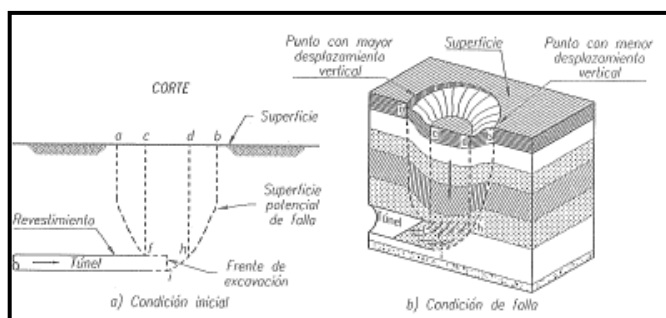


Figura 2.1 Mecanismo de falla del frente de excavación Ref [33]

El mecanismo simplificado que se muestra en la Figura 2.1, el cual está formado por tres prismas:

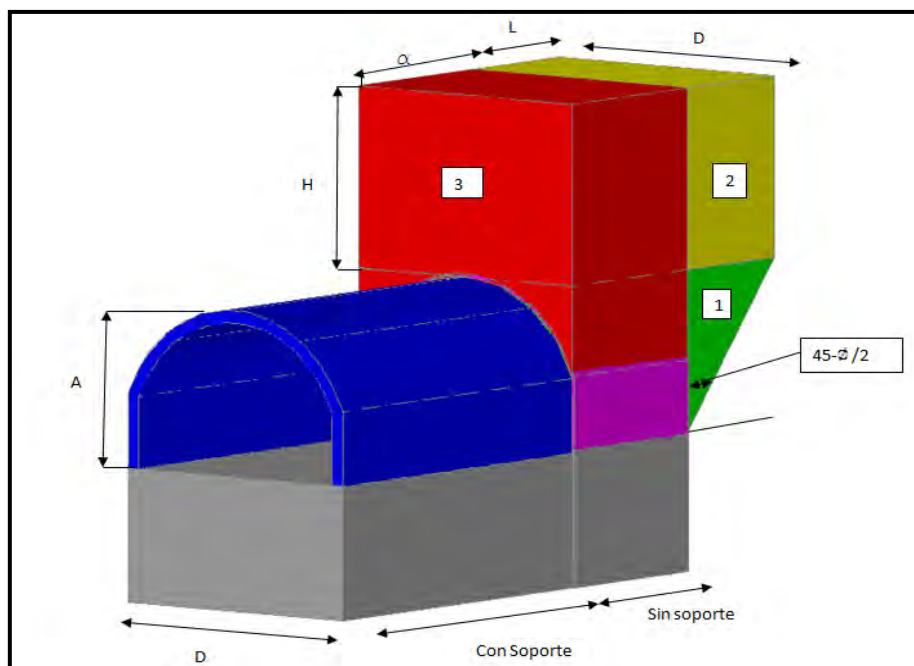


Figura 2.2 Mecanismo de falla del Túnel de Desfogue

- Prisma 1. Se forma adelante del frente y tiene la forma triangular de una cuña de Coulomb.

- Prisma 2. Es rectangular y se apoya sobre la cuña del frente.
- Prisma 3. Es rectangular y se localiza sobre la clave de la zona excavada sin soporte.

Nomenclatura:

D= Ancho del túnel
 H= Profundidad de la clave
 $L=A \tan (45-\phi/2)$
 α = Tramo sin soporte

En el equilibrio de este mecanismo de falla intervienen:

- A)** Las fuerzas actuantes. Por una parte, las fuerzas internas, dadas por los pesos de los prismas que tienden a producir el movimiento descendente del conjunto, cuya magnitud se determina fácilmente en función del volumen de los prismas y el peso volumétrico del suelo o roca fracturada. Por otra parte las fuerzas externas, que pueden o no estar presentes, como: la sobrecarga superficial producida por el peso de las estructuras existentes en la superficie del terreno o por el tránsito de vehículos o maquinaria de construcción, así como las presiones interiores ejercidas sobre el frente de la clave.
- B)** Las fuerzas resistentes. Son derivadas de la resistencia del suelo o roca fracturada al esfuerzo cortante y se desarrollan en las caras de los prismas rectangulares y en el prisma triangular, al desplazarse éstos hacia abajo. Su magnitud depende, en el caso más general, de la cohesión y ángulo de fricción, así como de la intensidad y distribución de los esfuerzos de compresión horizontales que actúan sobre las caras de los prismas, inducidos en la masa del suelo o roca fracturada que rodea a la cavidad, al hacer la excavación.

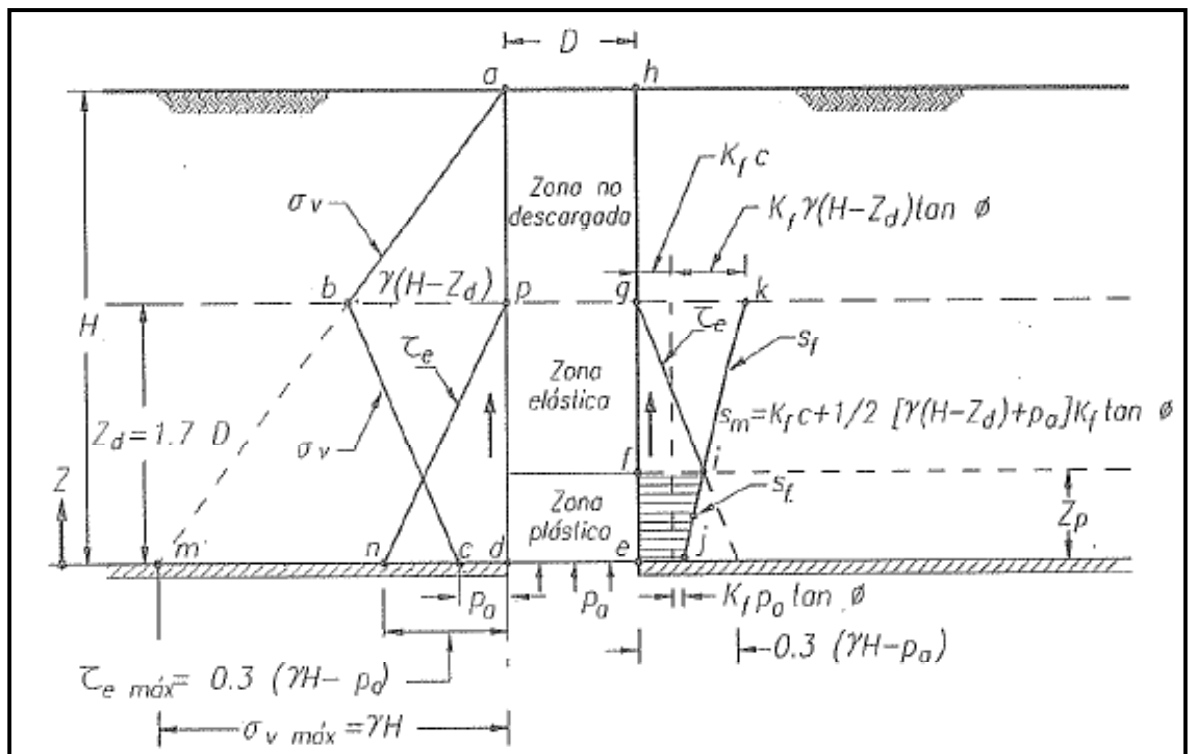


Figura 2.3 Hipótesis simplificada Ref. [30]

Hipótesis simplificada del mecanismo de falla

La distribución de los esfuerzos inducidos por la excavación sobre las caras verticales de los prismas 2 y 3, siguen, en el caso más general de los suelos elastoplásticos, leyes de distribución que pueden representarse, en forma simplista, por líneas rectas, como se muestra en el lado izquierdo de la figura 2.3, la cual representa al prisma 3 sobre la clave del túnel, cuyo ancho es D y longitud α perpendicular al plano del papel.

La recta **am** es el diagrama de esfuerzos verticales $\sigma_v = \gamma(H - z)$, antes de la descarga de la base del prisma por el avance de la excavación; en ese momento el máximo esfuerzo vertical se produce en el punto **m** que está en la base del prisma y vale $\sigma_{vmax} = \gamma H$. Al avanzar la excavación se produce la descarga de la base del prisma, suponiendo que se emplea en el túnel una presión igual P_a , el diagrama de esfuerzos verticales se reduce según la recta **cb** que intercepta a la **am** en el punto **b**, cuya altura $Z_d = 1.7D$, en este punto, el esfuerzo es $\sigma_v = \gamma(H - Z_d)$ mientras que en la base del prisma es $\sigma_v = P_a$, la altura Z_d marca la zona de descarga dentro del cual se distribuyen los efectos de la descarga $\sigma_d = (\gamma H - p_a)$ cuya influencia disminuye linealmente con la altura z sobre la base, hasta anularse en **Zd**, en la zona que se encuentra arriba de **Zd**, la disminución del esfuerzo vertical es despreciable y se le considera nulo, por lo que se le llama zona no descargada. Dentro de la altura **Zd** se desarrollan, a lo largo de la cara del prisma del suelo, esfuerzos cortantes paralelos al plano de la cara, cuya magnitud varía linealmente desde cero en el punto **p** hasta un máximo $\tau_{emax} = 0.3(\gamma H - p_a)$ en el punto **n**, en la base del prisma. Esta distribución se considera válida cuando los esfuerzos cortantes τ_e no exceden la resistencia al corte del suelo en ningún punto de la cara del prisma, en esta condición, el suelo se encuentra en equilibrio elástico.

En cambio si en alguna zona de la parte inferior de la cara del prisma los esfuerzos elásticos τ_e son mayores que la resistencia al corte, el suelo entrara en equilibrio plástico en esta zona; entonces la distribución de esfuerzos cortantes se modifica como indica el diagrama de lado derecho de la figura 2.3, en este diagrama, la línea **jk** representa la distribución de los esfuerzos resistentes **sf**, calculada a partir del diagrama de esfuerzos verticales indicada por la línea quebrada **abc** del lado izquierdo de la figura 2.3, la resistencia al corte máxima está representada por la abscisa **gk** y vale $s_{fmax} = K_f c + K_f \gamma(H - z_d) \tan \phi$; el valor mínimo está indicado por la abscisa **ej** y vale $s_{fmin} = K_f c + K_f p_a \tan \phi$. La línea **gi** es igual al diagrama de esfuerzos cortantes elásticos del lado izquierdo e intercepta al diagrama de resistencia en el punto **i**; arriba de este punto, los cortantes elásticos son menores que las resistencias, por lo cual se tiene equilibrio elástico, mientras que debajo del punto **i**, ambos esfuerzos son iguales y el equilibrio es plástico. La altura **Zp** marca el límite superior de la zona plástica.

1. La altura **Zd** es 1.7 veces el diámetro o ancho **D** del túnel. Aunque este valor es teóricamente aceptable hasta una longitud del avance sin soporte **a** igual a un diámetro **D**, su valor teórico se incrementa con la longitud del avance, según la teoría de la elasticidad; sin embargo, los resultados de mediciones en modelos a escala en los que la falla se produce por plastificación del suelo circundante al túnel (Ovando, 1995), indican que **Zd** se mantiene prácticamente constante en un valor igual a $1.7D$ hasta longitudes del avance sin soporte de $5D$.
2. Esfuerzos cortantes resistentes. Suponiendo que en las caras verticales de los prismas se desarrolle una condición de falla sin cambiar los esfuerzos verticales elásticos σ_v , los esfuerzos cortantes resistentes, actuando en los planos verticales hasta la altura **Zd**, están expresados por la siguiente ecuación:

$$s_f = K_f c + K_f \sigma_v \tan \phi \dots \dots \dots \text{(ec. 2.1)}$$

En la que:

S_f=esfuerzo cortante resistente sobre las caras verticales de los prismas.

K_f=es un coeficiente cuyo valor es una función del ángulo de fricción interna, dado por la expresión:

$$K_f = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{1 + \text{sen}^2 \phi} \dots \dots \dots \text{(ec. 2.2)}$$

σ_v = Esfuerzo vertical actuando a lo largo de la cara del prisma, cuyo valor varía desde **Pa**, en la base del prisma, hasta $\gamma(H - Z_d)$ (fig 2.3).

c=Cohesión del suelo, determinada por la ordenada al origen de la envolvente de Mohr, obtenidas en pruebas de compresión triaxial no drenadas en especímenes con humedad natural.

ϕ =Ángulo de fricción interna.

3. Las fuerzas resistentes desarrollada por el prisma triangular del frente (prisma 1) es igual a su capacidad de carga, dada por la expresión:

$$Q = (2.7 c \sqrt{K_p} + p_f K_p) LD \dots \dots \dots \text{(ec. 2.3)}$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots \text{(ec. 2.4)}$$

Pf la presión aplicada en el frente de la excavación.

Factor de seguridad del frente

La estabilidad del mecanismo de falla del frente que muestra la figura 2.1 se analiza estableciendo la relación entre las fuerzas actuantes y resistentes que se desarrollan en el frente de excavación. En la figura 2.2 se muestra una sección longitudinal del túnel con el conjunto de prismas que integran el mecanismo de falla y todas las fuerzas que puedan intervenir en su equilibrio.

El factor de seguridad se expresa como la relación entre las sumas de los momentos de las fuerzas resistentes y de los momentos de las fuerzas actuantes tomadas respecto a un eje horizontal que pasa por el punto **O** y es perpendicular al eje del túnel; así se tiene:

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \dots \dots \dots \text{(ec. 2.5)}$$

Donde:

F_s =Factor de seguridad.

$\sum M_r$ = Suma de momentos de las fuerzas resistentes

$\sum M_a$ =Suma de momentos de las fuerzas actuantes.

- a) Sistema de fuerzas:

Fuerzas actuantes (P1, P2, P3, Qs, Pa y Pf). Se deben al peso de los tres prismas que integran el mecanismo de falla, a la sobrecarga superficial, a la presión radial interior y a la presión aplicada al frente: en la tabla 2.1 se anotan los valores de las fuerzas y sus momentos respecto del punto **O**.

Fuerzas resistentes del suelo (S2, 2SL2, S3, 2SL3 y Q). Son las que se desarrollan en la superficie lateral de los prismas 2 y 3, considerando que la interacción horizontal entre ellos no es significativa, la fuerza resistente Q es la capacidad de carga del prisma triangular del frente 1: esta puede estimarse aplicando la solución de Meyerhof (Terzaghi 1942) para la capacidad de carga de una zapata rectangular apoyada en la corona de un talud vertical.

En la tabla 2.1 se anotan las expresiones algebraicas de cada una de las fuerzas y sus momentos.

- b) Ecuación general de la estabilidad

La ecuación general de la estabilidad se obtiene sustituyendo en la expresión 2.5 los momentos actuantes y resistentes de la tabla 2.1. Así:

$$F_s = \frac{s_{m2}Z_dD(\alpha + L) + 2s_{m2}Z_dL\left(\alpha + \frac{L}{2}\right) + s_{m3}Z_d\alpha^2 + (2.7c\sqrt{K_p} + p_fK_p)LD\left(\alpha + \frac{L}{2}\right)}{\frac{1}{2}\gamma ALD\left(\alpha + \frac{L}{3}\right) + \gamma LDH\left(\alpha + \frac{L}{2}\right) + \frac{1}{2}(\gamma H - p_a)D\alpha^2 + \frac{1}{2}q_sD(\alpha + L)^2 - \frac{1}{2}p_fD(A)^2} \dots \dots \dots (2.6)$$

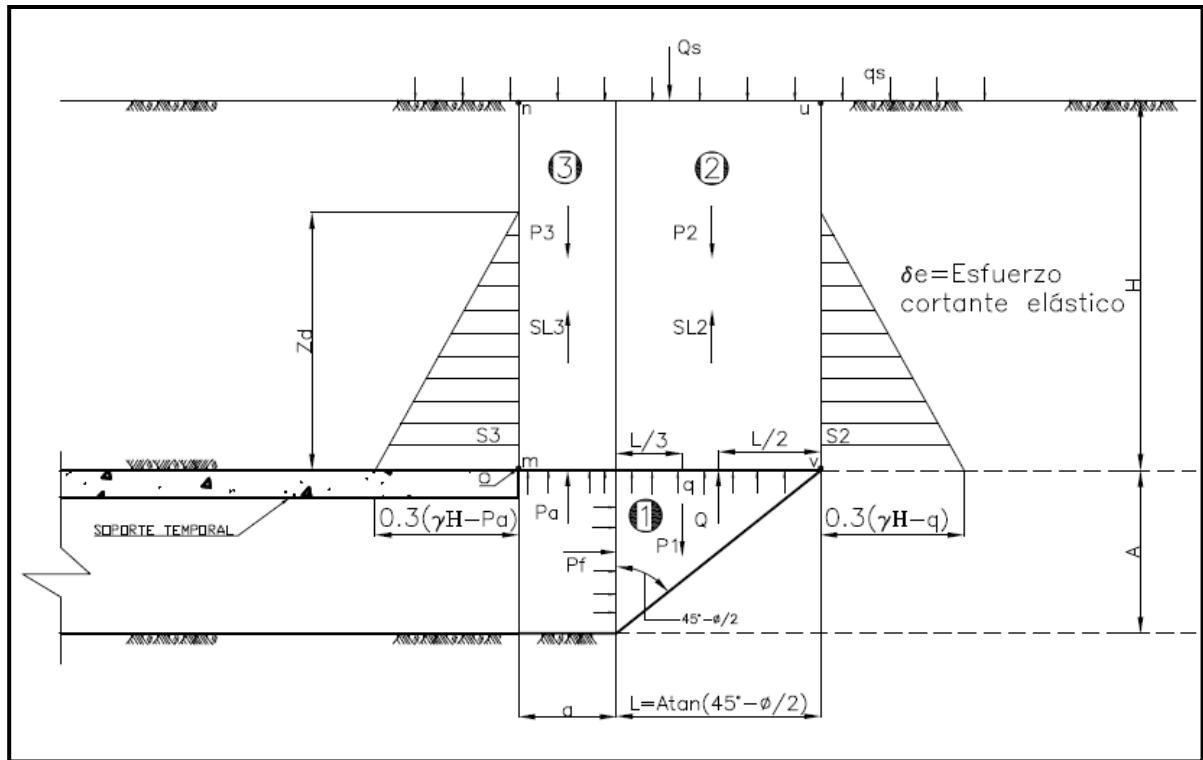


Figura 2.4 Diagrama de esfuerzos en el frente de excavación. Ref [33]

Tabla 2.1 Sistema de Fuerzas y Momentos. Ref. [33]

	FUERZAS	MOMENTOS	ACLARACIONES
ACTUANTES	$P_1 = 1/2 \gamma ALD$	$M_1 = 1/2 \gamma ALD(a + \frac{L}{3})$	P1=Peso del prisma triangular 1
	$P_2 = \gamma LDH$	$M_2 = \gamma ALD(a + \frac{L}{2})$	P2=Peso del prisma rectangular 2
	$P_3 = \gamma aDH$	$M_3 = 1/2 \gamma Dha^2$	P3=Peso del prisma rectangular 3
	$Q_s = q_s(a + L)D$	$M_s = 1/2 q_sD(a + L)^2$	qs= Sobrecarga en la superficie
	$P_a = p_a aD$	$M_a = 1/2 p_a(a)^2$	Pa=Presión radial ejercida por el soporte temporal o un fluido a presión
	$P_f = p_f AD$	$M_f = 1/2 p_f D(A)^2$	Pf=Presión horizontal que actúa sobre el frente de la excavación
RESISTENTES	$S_2 = s_{m2}Z_d D$	$M_{s2} = s_{m2}Z_d D(a + L)$	Sm2=Resistencia media en la cara uv del prisma 2
	$S_{i2} = 2s_{m2}Z_d L$	$M_{s_{i2}} = 2s_{m2}Z_d L(a + L/2)$	
	$S_3 = s_{m3}Z_d D$	$M_{s3} = 0$	Sm3=Resistencia media en la cara mn del prisma 3
	$S_{i3} = 2s_{m3}Z_d a$	$M_{s_{i3}} = s_{m3}Z_d(a)^2$	
	$Q = (2.7 c\sqrt{K_p} + p_fK_p)LD$	$M_Q = (2.7 c\sqrt{K_p} + p_fK_p)LD(a + L/2)$	Q=Capacidad de carga del prisma 1 $q = (2.7 c\sqrt{K_p} + p_fK_p)$

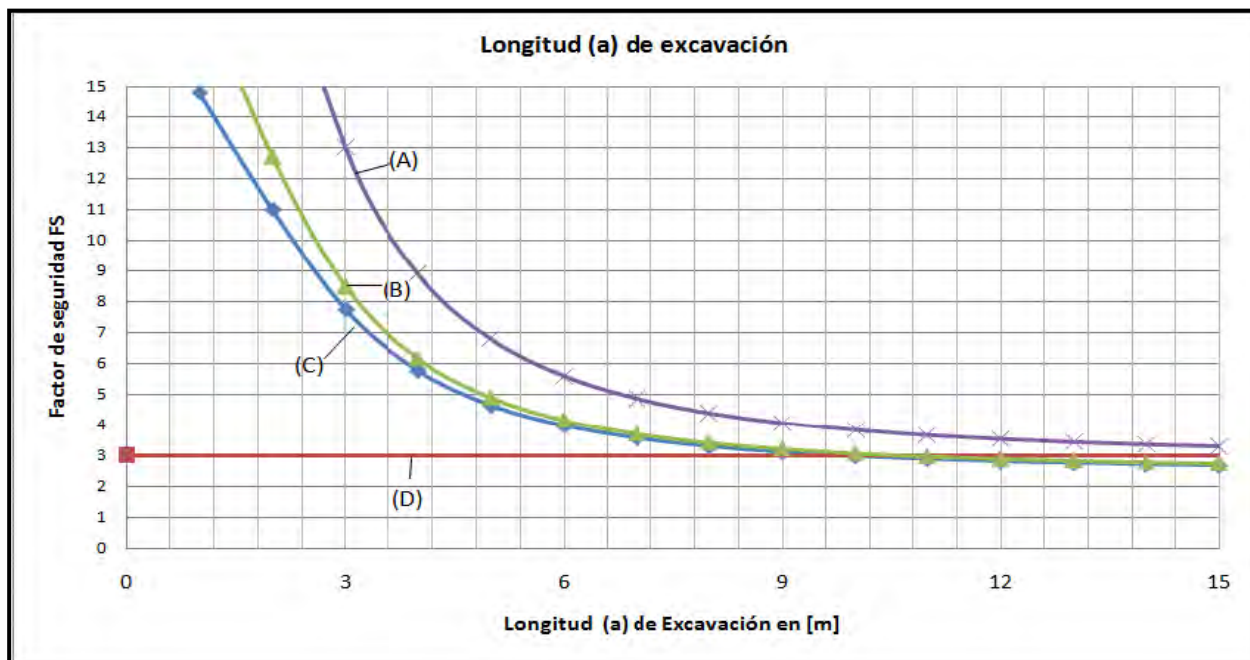


Figura 2.5 Factor de seguridad en el frente de excavación.

De acuerdo a las expresiones anteriores se analiza las condiciones para los cuales puede presentarse el mecanismo de falla simplificado antes planteado, para lo cual se hace variar las propiedades mecánicas que proporcionan la resistencia hasta su valor residual, así se describen a continuación las gráficas.

- A) La línea curva A se calcula con los valores de resistencia de la roca intacta (con las propiedades mecánicas antes de la excavación) las cuales son un ángulo de fricción interna $\phi = 55,62^\circ$ y una cohesión de $c = 0,883$ MPa, como lo indica la grafica con longitudes mayores a 15 metros de excavación aun se conserva un factor de seguridad mayor a 3
- B) La línea curva B se calcula con los valores de resistencia de la roca (ángulo de fricción interna $\phi = 45^\circ$ y una cohesión de $c = 0,1$ MPa valores cercanos a los residuales, como lo indica la gráfica con longitudes de excavación menores a 9 metros aun se conserva un factor de seguridad mayor a 3.
- C) La línea curva C se calcula con los valores de resistencia de la roca (ángulo de fricción interna $\phi = 35^\circ$ y una cohesión de $c = 0,0$ MPa) los cuales corresponden a la resistencia residual del sistema, como se indica en la gráfica para longitudes de excavación menores a 9 metros se tiene un factor de seguridad mayor a 3.
- D) La línea recta D indica el factor de seguridad en la etapa de excavación, esto quiere decir sin la colocación de revestimiento alguno.

Criterios de carga de roca

Una vez que se ha determinado las características geológicas y geomecánicas del sitio en el cual se construyó el túnel del Desfogue, se prosigue a determinar la carga de roca sobre la clave del túnel, entendiéndose como la carga de roca la masa de roca que gravita sobre la clave del túnel, técnicamente la carga de roca depende de la naturaleza del macizo rocoso y de las características geomecánicas del mismo inmediatamente después de la excavación del túnel.

Criterio de Terzaghi

De acuerdo a la teoría de Terzaghi, el cual determinó la altura de carga de roca en función de la naturaleza o condiciones naturales de la roca las cuales se describen a continuación:

a) Túneles en roca sana e intacta

Por lo general no requiere ademe, sin embargo puede presentar desprendimiento explosivo de lajas, debido a presiones horizontales en las paredes y techo del túnel.

b) Túneles en roca estratificada

Presentan problemas al romperse a lo largo de los planos de estratificación y juntarse transversalmente en esa dirección. Los explosivos en la construcción pueden producir una sobre-excavación que depende de la distancia entre las juntas de la roca y la distancia entre el ademe colocado y el frente sin ademar.

Para el caso de estratificación se presentan 3 escenarios diferentes

1) Planos estratificados horizontalmente respecto al eje del túnel.

Se pueden presentar el efecto conocido como de puente, según el cual la roca se sostiene sola, los explosivos en la construcción pueden producir una sobre-excavación que depende entre la distancia entre las juntas de la roca y la distancia entre el ademe colocado y el frente sin ademar.

2) Planos estratificados verticalmente respecto al eje del túnel.

La carga de roca está en dirección vertical, los bloques de roca se sostienen por fricción en sus planos de estratificación y el techo del ademe sólo tiene que soportar la diferencia entre su peso y dicha fricción.

3) Planos estratificados inclinados respecto al eje del túnel.

En este caso se ejercen empujes no sólo sobre el techo de este, sino también en la pared interceptada por la estratificación.

c) Túneles en roca fisurada:

Es frecuente que el fisuramiento ocurra paralelamente a la superficie del terreno, por lo irregular de la trayectoria de fisuramiento, la fricción y trabazón entre la roca juegan un gran papel, por lo que el empuje en las paredes suele ser nulo y en el techo ligero.

d) Túneles en roca triturada.

En este tipo entran una gran variedad de formaciones, desde roca muy fragmentada hasta roca a tal grado triturada que su comportamiento sea realmente el de una arena.

En estas rocas, es típico el fenómeno conocido como efecto de arqueado, que indica la capacidad de la roca situada sobre el techo del túnel para transmitir la presión hacia los lados del mismo, debida al peso de las masas colocadas encima del arco.

e) Túneles en roca fragmentada

Por el término fragmentado se indica una roca, que, por su gran cantidad de juntas, grietas y fisuras forma bloques independientes entre los que prácticamente no existe interacción, las juntas entre los bloques pueden ser angostas o anchas y pueden o no estar rellenas de materiales más finos. El comportamiento mecánico de estas formaciones se parece al de las arenas compactas de grano grueso, sin ninguna cohesión. Si las juntas entre los bloques están distribuidas al azar, es frecuente que se presenten presiones, no solo en el techo del túnel si no también en sus paredes.

f) Túneles en roca alterada y en arcilla.

La alteración química convierte a la mayoría de las rocas, incluyendo todas las rocas ígneas y la mayor parte de esquistos y pizarras, en arcillas; la alteración puede afectar a toda la masa de la roca o puede sólo ocurrir en las partes próximas a sus fisuras, grietas, juntas, etc.

Cuando se excava un túnel en estas rocas alteradas se produce un efecto de arqueo, análogo al tratado en rocas fragmentadas y trituradas; es decir, la carga de roca, es mucho menor que la presión correspondiente al peso de todo el material sobre yacente a la excavación.

Tabla 2.2 Carga de roca H_p de acuerdo a la teoría de Terzaghi Ref. [19]

Estado de la Roca	Carga H_p [m]
Roca sana e intacta	Cero
Roca sana estratificada	0 a 0,5B
Roca moderadamente fisurado	0 a 0,25B
Roca moderadamente fragmentada	0,25B a 0,35(B+Ht)
Roca muy fragmentada	(0,35(B+Ht) a 1,10(B+Ht)
Roca triturada y químicamente intacta	1,10 (B+Ht)
Roca que fluye plásticamente (a poca profundidad)	1,10(B+Ht) a 2,10 (B+Ht)
Roca que fluye plásticamente (a gran profundidad)	2,10 (B+Ht) a 4,50 (B+Ht)
Roca expansiva	Hasta 70 cm, independientemente del valor (B+Ht)

Criterio de Bieniawski

Los datos necesarios para calcular la carga de roca por Bieniawski son:

- 1) RMR; índice de calidad de la roca de acuerdo a Bieniawski descrito en el punto anterior.
- 2) B=ancho del Túnel (m)
- 3) Peso volumétrico de la roca en estudio.

La carga de roca de acuerdo a Bieniawski se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$H_p = \left[\frac{100-RMR}{100} \right] \times B \times \gamma \dots\dots\dots (ec. 2.7)$$

Criterio de Barton

Los datos necesarios para calcular la carga de roca por Barton son:

- Q= Clasificación del macizo rocoso según Barton.
- Jn= Índice de fracturamiento
- Jr=Índice de rugosidad de las discontinuidades.

La carga de roca de acuerdo a Bieniawski se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$H_p = 66.7 \frac{J_n^{0.5}}{J_r Q^{0.5}} \dots \dots \dots (\text{ec. 2.8})$$

Criterio Mediante Elementos Finitos

Construcción de la curva característica del medio (Ref. 33)

La construcción de la curva característica del medio se realiza haciendo un símil de la solución de Kirsch (1989) en donde una placa, en condiciones de deformación plana, se somete a un estado bidimensional de esfuerzos, y posteriormente se excava el túnel, en dicha placa. La malla se forma con elementos semisólidos con comportamiento elasto-plástico, con deformación plana y sin peso, respetando la geometría del túnel y las heterogeneidades en el medio. Debe tomarse en cuenta que la separación mínima entre fronteras de la malla y el túnel debe ser 5 veces el diámetro de éste, con el fin de no traslapar los efectos generados en el estado de esfuerzos por la presencia del túnel con las fronteras del mismo (**ver Figura 2.6**).

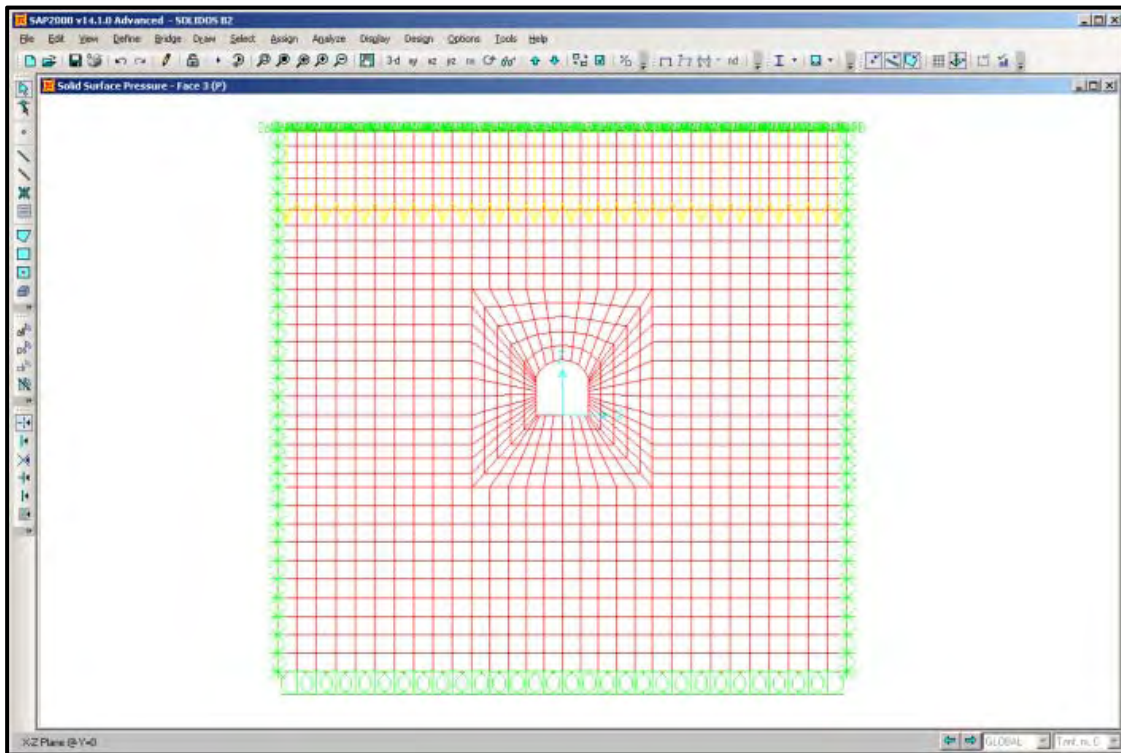


Figura 2.6 Malla de elementos sólidos

Una vez elaborada la malla de elementos finitos se procede a elaborar la curva característica del medio siguiendo la secuencia que se indica a continuación:

1. Se aplica un esfuerzo constante (p) en la frontera superior de la malla, cuya magnitud es igual al esfuerzo geostático presente al centro del túnel antes de excavarlo γH_0 .
2. Se aplica un esfuerzo en la periferia del túnel (p_{ai}), la cual varía desde el valor geostático al centro del túnel (γH_0) hasta cero.
3. Se obtiene la deformación promedio en la clave, paredes y piso del túnel ($uaic$, $uaipa$ y $uaip$ respectivamente), para cada presión aplicada en la periferia del túnel (P_{ai}).
4. Se construye la curva p_{ai} versus $uaic$, $uaipa$ y $uaip$.

Un procedimiento alternativo consiste en aplicar una carga variable pa en la periferia superior de la malla. El valor de éste esfuerzo se obtiene con la ecuación 2.1 (ver figura 2.3), en donde la presión p_{ai} es la presión aplicada en la periferia del túnel, la cual variara desde la condición geostático a cero.

En este procedimiento nunca se aplica una presión en los nodos de la periferia del túnel sino solamente la presión pa en la frontera superior de la malla. Asimismo, el cálculo de la curva característica siguiendo este criterio es congruente con las condiciones iniciales de esfuerzos establecidos en los criterios analíticos.

Definición del factor de plastificación

El factor de plastificación **FP** relaciona la resistencia a cortante de la roca con el esfuerzo actuante y se define como:

$$F_p = \frac{S_f}{\tau_a} \dots \dots \dots \text{(ec. 2.8)}$$

Donde:

$s_f = \text{Esfuerzo cortante resistente}$

$\tau_a = \text{Esfuerzo cortante actuante}$

Aplicando los datos de las propiedades geomecánicas de la roca obtenemos lo siguiente:

$$K_f = \frac{1 - \text{sen}^2 55,62}{1 + \text{sen}^2 55,62} = 0,1896$$

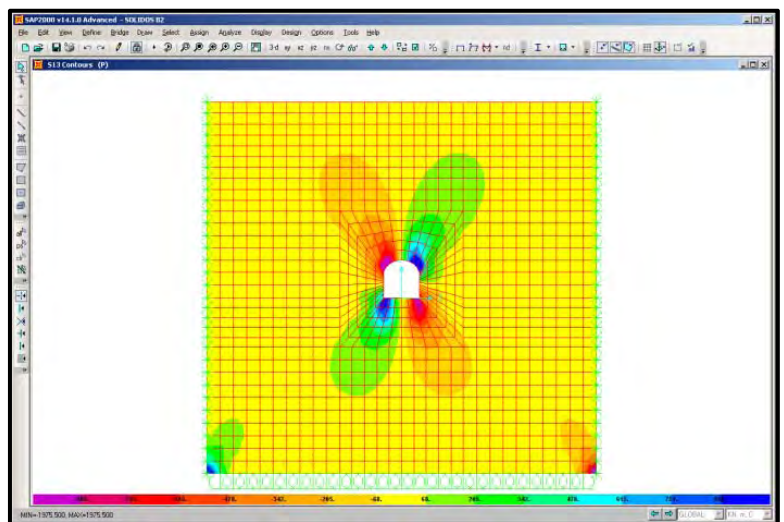


Figura 2.7 Esfuerzos cortantes en el medio.

Sustituyendo valores:

$$s_f = 0,1896 * 883 + 0,1896(26 * 100) \tan 55,62$$

$$s_f = 888,22 \text{ kN/m}^2$$

De la figura anterior, se observa el esfuerzo cortante S13 que corresponde $\tau_a > S_f$ anterior se deduce que la zona de plastificación será igual a un elemento sólido por encima de la clave del túnel

El= 400,20 msnm. correspondiente a $Z_d=4$ m por encima de la clave y en el piso del túnel, esta zona se considera la zona plástica que se desprenderá del macizo.

De lo anterior aplicando un factor de seguridad de 1,5 se estima la altura de carga de roca $HP=6$ m. por lo que la condición de carga se estimara igual a el peso volumétrico de la roca multiplicado por la altura de descarga.

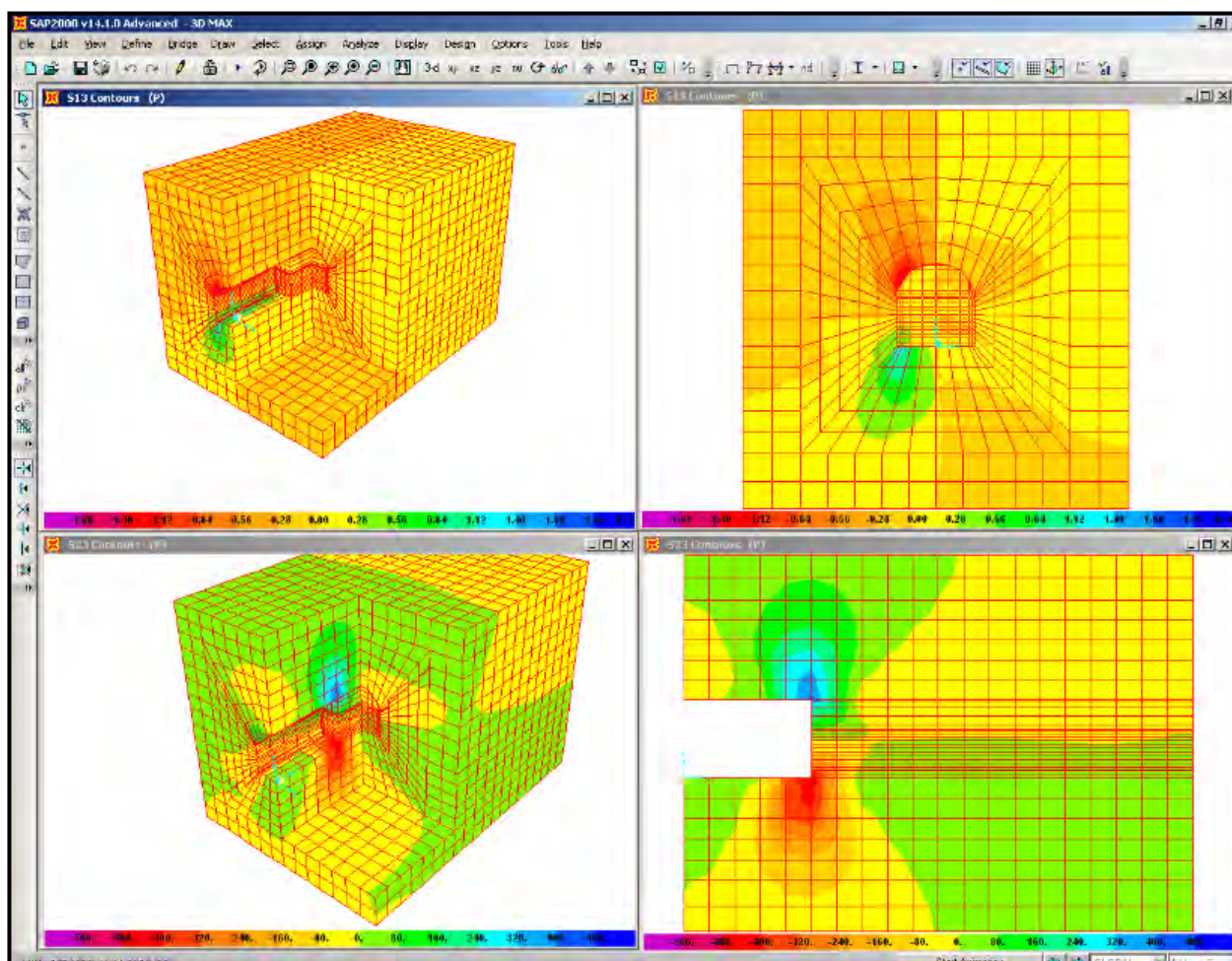


Figura 2.8 Esfuerzos cortantes – en modelo vistas 3D.

En la figura 2,8 se muestra el análisis de esfuerzos cortantes del modelo tridimensional como puede observarse los esfuerzos de cortante máximos se localizan en el frente de la excavación en la bóveda y en la plantilla, más adelante se verá que esta distribución forma lo que se conoce como relajación de roca por debajo del arco de soporte, el cual consiste en la transmisión de esfuerzos hacia los hastiales (estribos) formando un arco de apoyo, por encima de este arco la roca se auto soporta, sin embargo debajo de este arco existen esfuerzos de tensión que ocasionan la relajación y en consecuencia el aflojamiento del material tendiendo a fallar como lo muestra el mecanismo de falla descrito por Tamez (Ref. 33).

Criterio de la Cuña Máxima Probable (Unwedge) en la Zona de fallas

Unwedge es un software diseñado para ser rápido, interactivo y simple, es una herramienta para el análisis de la estabilidad y geometría de cuñas definidas por la intersección de las discontinuidades estructurales circundantes en la masa de roca en una excavación subterránea.

El software Unwedge se fundamenta en la siguiente serie de pasos:

1. Determinar la geometría de la cuña utilizando la teoría de Bloque (Goodman y Shi, 1985)
2. Determinación de todas las fuerzas individuales actuando sobre la cuña del túnel y el cálculo de los vectores de la fuerza resultante activa y pasiva para la cuña.
3. Determinar la dirección del deslizamiento de la cuña.
4. Determinar la fuerza normal en cada plano de la cuña.
5. Cálculo de la fuerza resistente, esfuerzo cortante nodal y esfuerzo de tensión (sí aplica).
6. Cálculo del factor de seguridad.

Tabla 2.3 Resumen de resultados de UNWEDGE

Resumen de resultados obtenidos		
Volumen de la Cuña	2212	m ³
Peso de la cuña	5751	Ton
Altura de la cuña	27,4	m
Área de excavación	318,68	m ²
Área		
Junta 1	321	m ²
Junta 2	360	m ²
Junta 3	609	m ²
Longitud de traza		
Junta 1	29,03	m
Junta 2	29,63	m
Junta 3	27,42	m

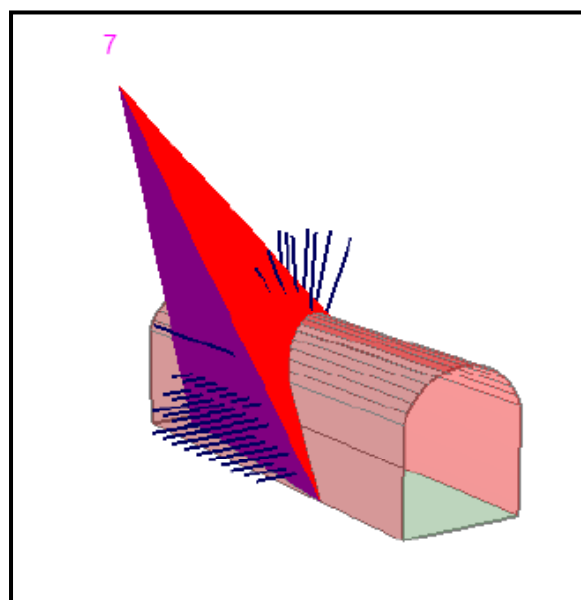
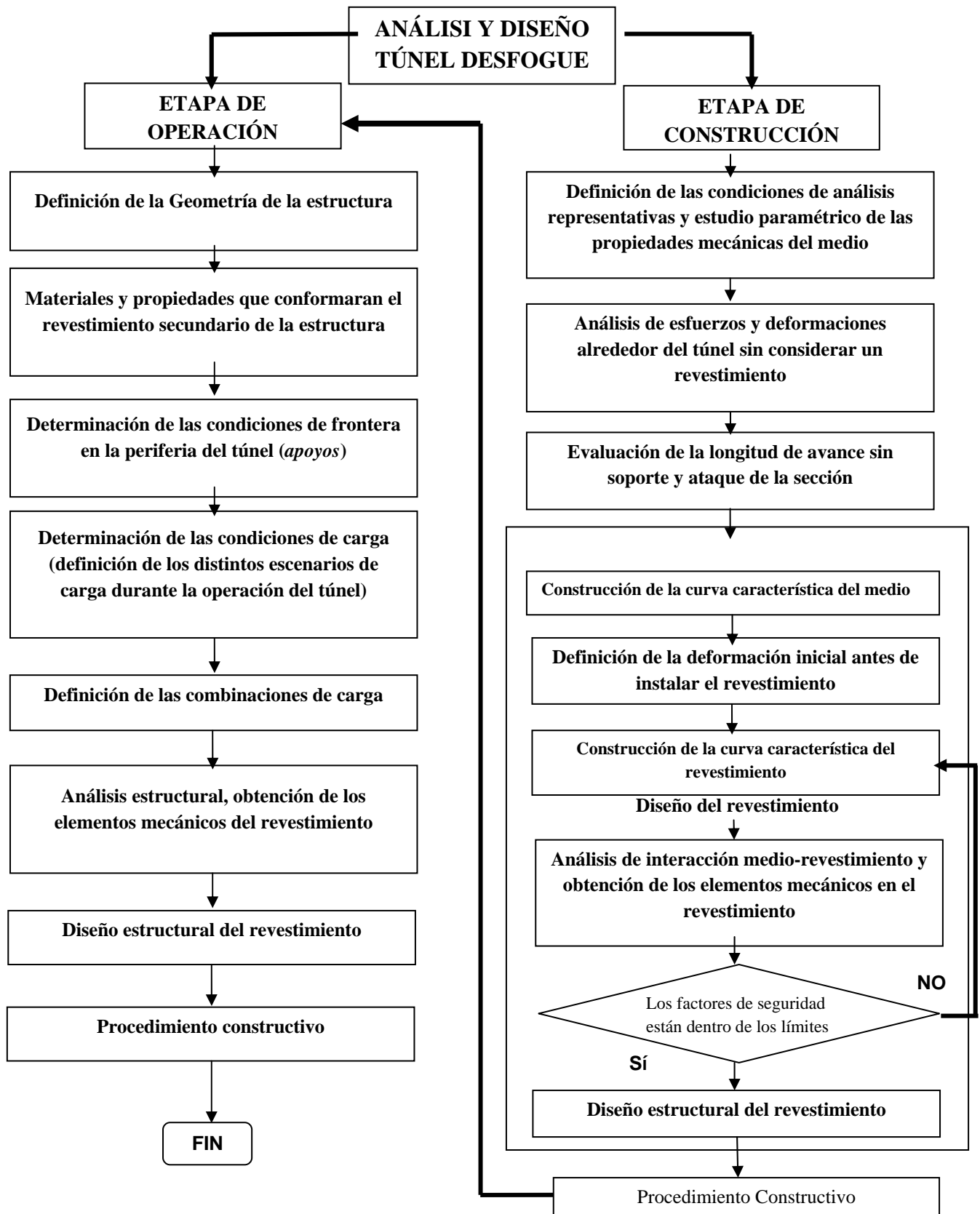


Figura 2.9 Cuña máxima

Tabla 2.4 Resultados de la carga de roca por los diferentes criterios.

CRITERIO	CARGA DE ROCA Hp [m]
Terzaghi	14,40
Bieniawski	5,90
Barton	11,19
MEF	6,0
Promedio	9,37
Máximo	14,40
Mínimo	5,90

2.2. METODOLOGÍA DE DISEÑO



2.3. ANÁLISIS DE ESTADO DE ESFUERZOS CON EL MÉTODO DE ELEMENTO FINITO

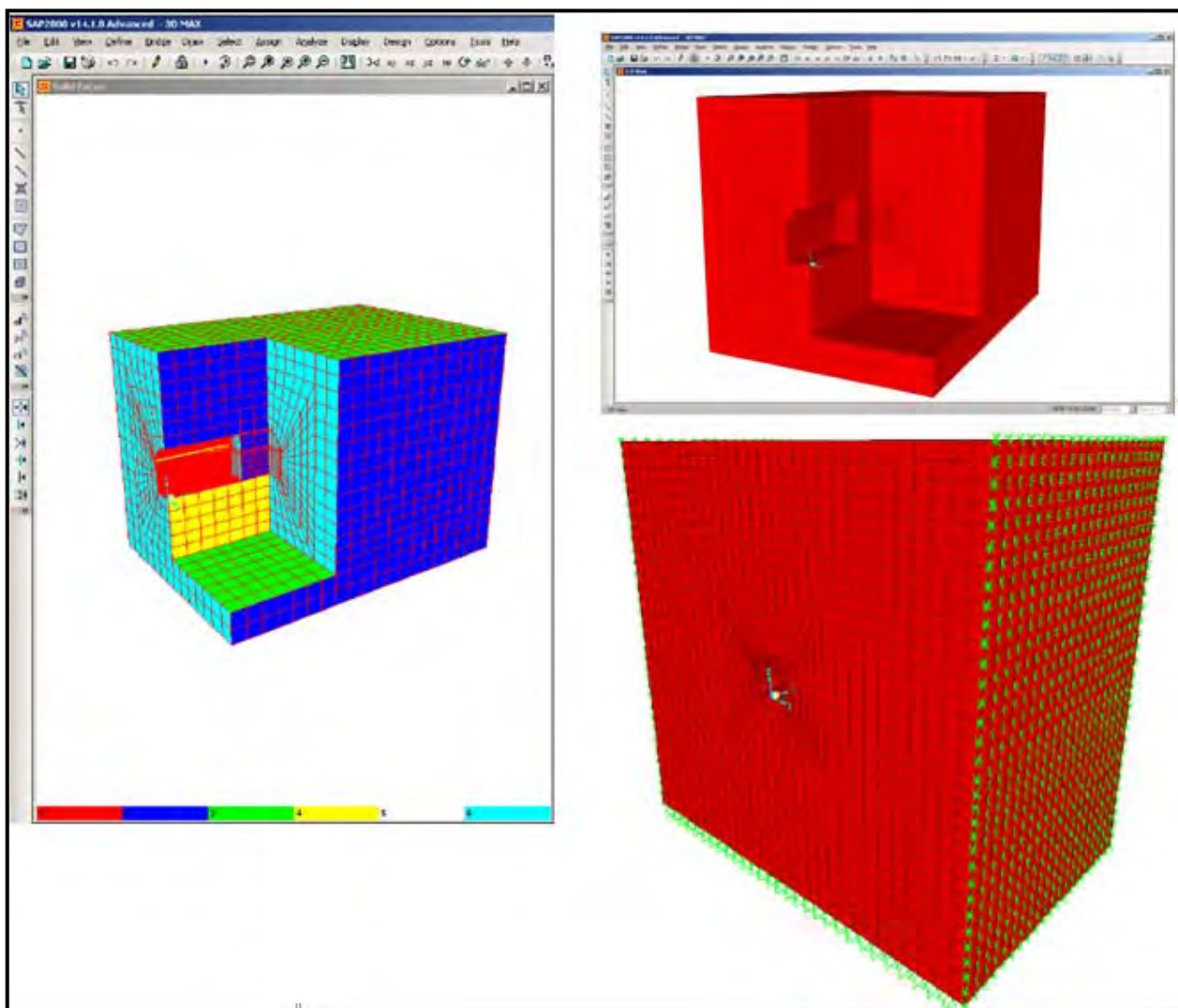


Figura 2.10 Modelos 3D del medio

La figura 2.10 anterior muestra la sección idealizada mediante elemento finito en un modelo tridimensional con las correspondientes propiedades geomecánicas del medio asignadas a los elementos sólidos.

Para la modelación se generó la malla de sólidos y posteriormente se restringió la dirección “x” y dirección “z” aplicando una carga igual a la geostático de acuerdo al criterio de modelación previamente establecido.

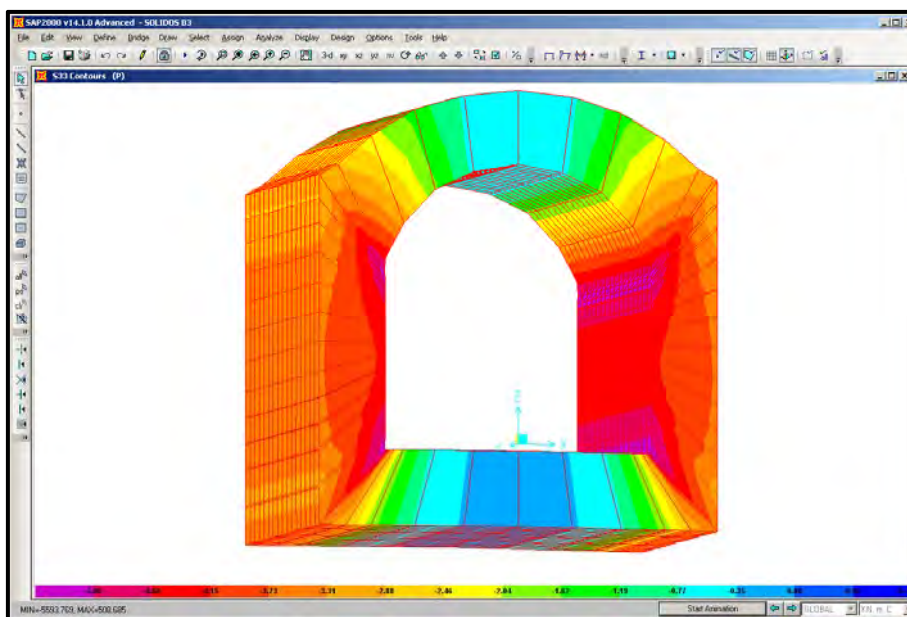


Figura 2.11 Diagrama de esfuerzos en- dirección z

En la figura 2.11 anterior se muestran esfuerzos de en la dirección z de tensión y de compresión en la Bóveda del orden de $-522,58 \text{ kN/m}^2$, en la plantilla de -1589 kN/m^2 y en el hastial del orden de -5032 kN/m^2 estos esfuerzos se incrementan considerablemente debido a la distribución de esfuerzos del medio direccionando los esfuerzos de compresión hacia los hastiales del túnel de acuerdo al comportamiento de arco ya mencionado.

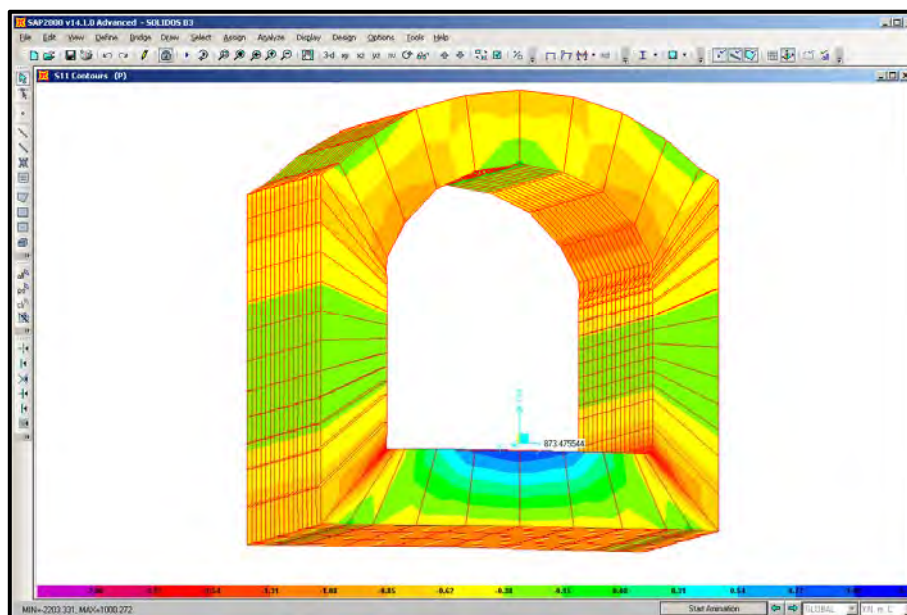


Figura 2.12 Diagrama de esfuerzos en dirección x

En la figura 2.12 muestran los esfuerzos en la dirección x los cuales corresponden a esfuerzos de tensión (+) y compresión (-) en Bóveda del orden de -1012 kN/m^2 , en la plantilla de -1020 kN/m^2 y en el hastial de -269 kN/m^2 .

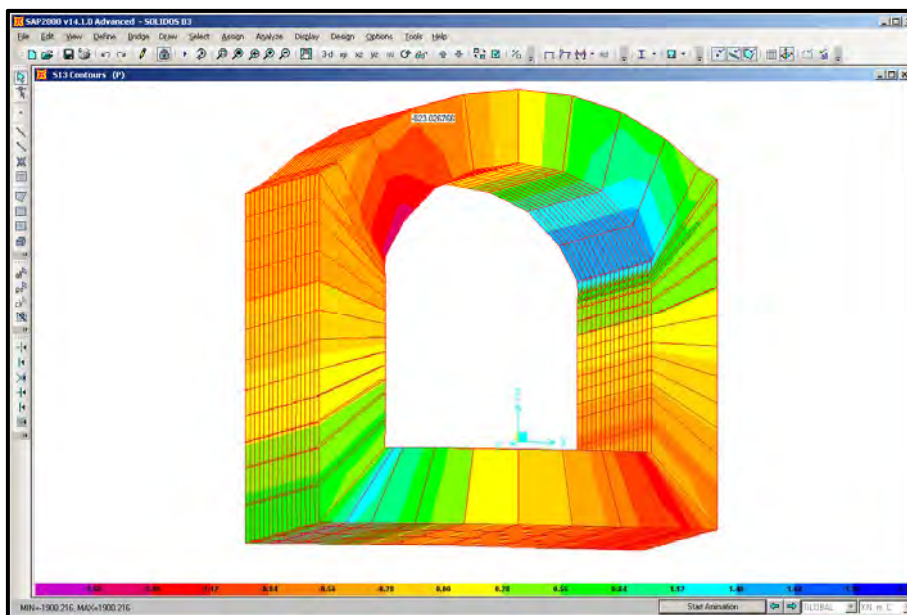


Figura 2.13 Diagrama de esfuerzos cortantes

En la figura 2.13 muestran los esfuerzos cortantes en dirección “xz” las cuales corresponde a esfuerzos en Bóveda del orden de -1530 kN/m^2 , en la plantilla de -1318 kN/m^2 y en el hastial del orden de -525 kN/m^2 , en la figura 2,14 se observa claramente la formación de un arco de esfuerzos, por debajo de este la roca tiende a relajarse y direcciona los esfuerzos hacia las paredes del túnel (hastiales).

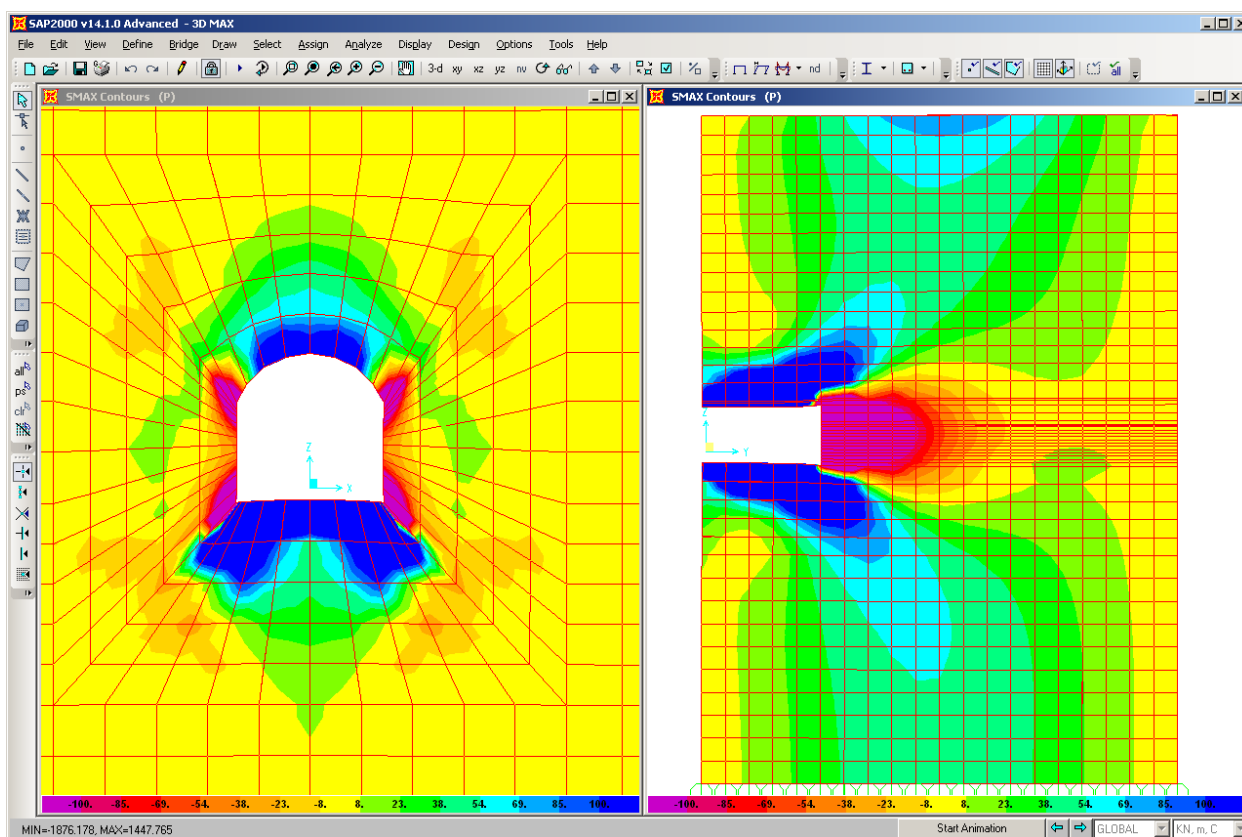


Figura 2.14 Diagrama de esfuerzos principales máximos

2.4. DEFORMACIÓN DE LA PERIFERIA DEL TÚNEL

Para la determinación de la deformación de la periferia del túnel, mediante el software se seleccionaron los nodos más representativos para cada zona en estudio

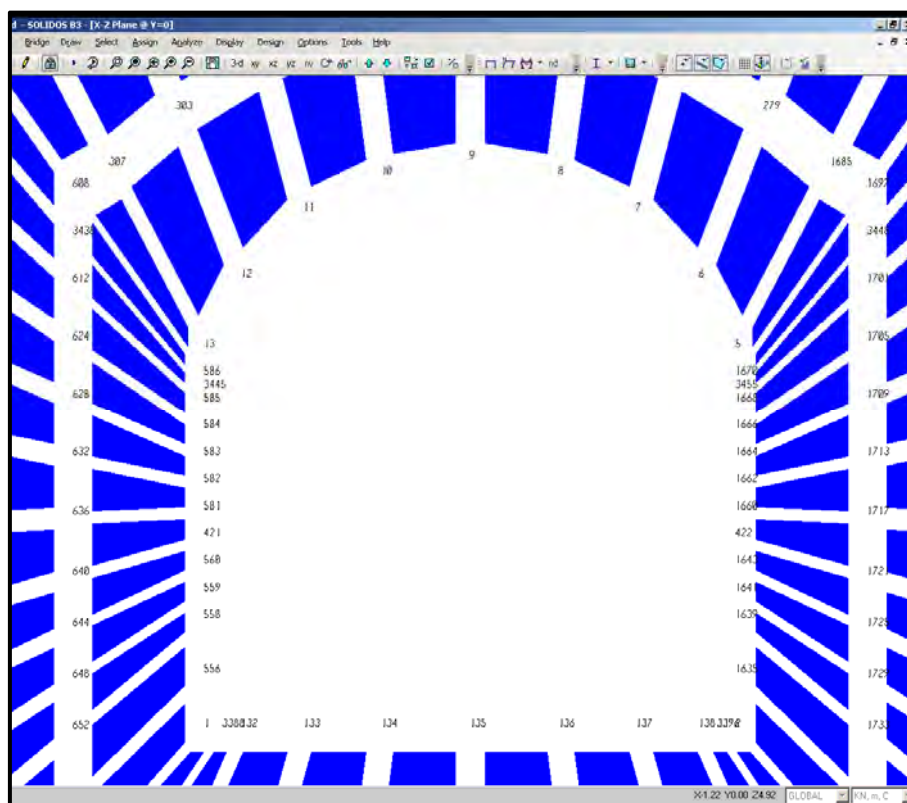


Figura 2.15 Elementos sólidos - numeración de nodos en la periferia del túnel

En la figura 2.15 para la bóveda se seleccionaron los nodos 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12. Para el hastial izquierdo se seleccionaron los nodos 421, 556, 559, 582, 584, 586 se fue aumentando la carga en la superficie de la malla y registrando las deformaciones obtenidas para cada nodo y para cada incremento (tabla 2.9 y tabla 2.10).

Tabla 2.9 Deformación en la Bóveda del túnel en dirección z.

DEFORMACIÓN EN LA BÓVEDA EN DIRECCIÓN z EN (mm), Pa (kN/m ²)										
NODO	2250	2000	1750	1500	1250	1000	750	500	250	0
6	-2,73	-5,47	-8,20	-10,94	-13,67	-16,40	-19,14	-21,87	-24,61	-27,34
7	-2,88	-5,76	-8,64	-11,52	-14,40	-17,28	-20,16	-23,04	-25,92	-28,80
8	-2,98	-5,95	-8,93	-11,90	-14,88	-17,85	-20,83	-23,80	-26,78	-29,76
9	-3,01	-6,02	-9,03	-12,04	-15,05	-18,06	-21,06	-24,07	-27,08	-30,09
10	-2,98	-5,95	-8,93	-11,90	-14,88	-17,85	-20,83	-23,80	-26,78	-29,76
11	-2,88	-5,76	-8,64	-11,52	-14,40	-17,28	-20,16	-23,04	-25,92	-28,80
12	-2,73	-5,47	-8,20	-10,94	-13,67	-16,40	-19,14	-21,87	-24,61	-27,34
MAX	3,01	6,02	9,03	12,04	15,05	18,06	21,06	24,07	27,08	30,09

Tabla 2.10 Deformación en el hastial izquierdo dirección x

DEFORMACIÓN EN EL HASTIAL IZQUIERDO EN DIRECCIÓN x EN (mm), Pa EN (kN/m ²)										
NODO	2250	2000	1750	1500	1250	1000	750	500	250	0
421	0,14	0,28	0,42	0,56	0,69	0,83	0,71	1,11	1,25	1,39
556	0,10	0,20	0,30	0,41	0,51	0,61	0,91	0,81	0,91	1,02
559	0,13	0,26	0,39	0,52	0,65	0,78	0,98	1,04	1,17	1,30
582	0,14	0,28	0,41	0,55	0,69	0,83	0,94	1,11	1,24	1,38
584	0,13	0,26	0,38	0,51	0,64	0,77	0,82	1,03	1,15	1,28
586	0,09	0,18	0,27	0,36	0,45	0,54	0,62	0,71	0,80	0,89
MAX	0,14	0,28	0,42	0,56	0,69	0,83	0,98	1,11	1,25	1,39

2.5. OBTENCIÓN DE LA CURVA CARACTERÍSTICA DE LA ROCA.

La curva característica de la roca como su nombre lo indica, nos proporciona el comportamiento característico de un tipo de roca en unas determinadas condiciones de confinamiento o esfuerzos iniciales, se intenta simular el comportamiento que tendrá el medio durante la excavación, al liberar esfuerzos de confinamiento durante la excavación la roca tiende a relajarse y liberar esfuerzos mediante deformación, ese comportamiento se muestra en la figura abajo mostrada, como puede verse para condiciones iniciales (antes de la excavación) se tienen una deformación nula, en cuanto comienza la excavación la deformación en la clave y hastiales comienza a desarrollarse.

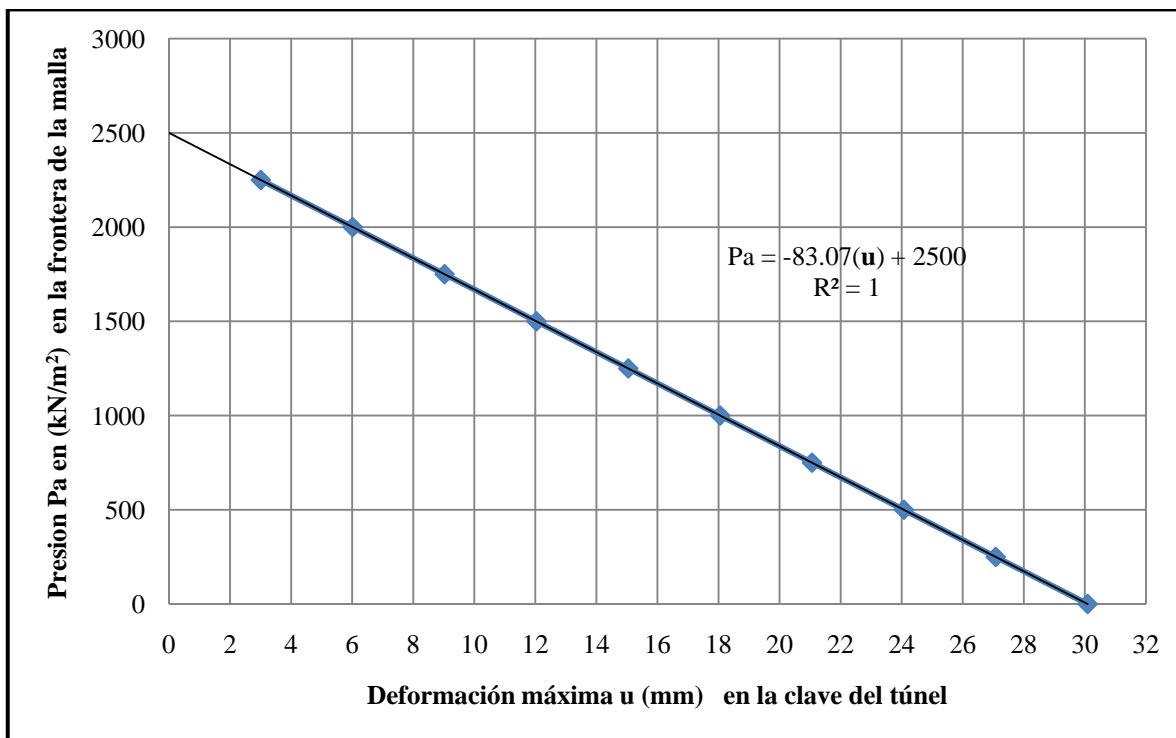


Figura 2.16 Gráfica Curva Característica de la Bóveda

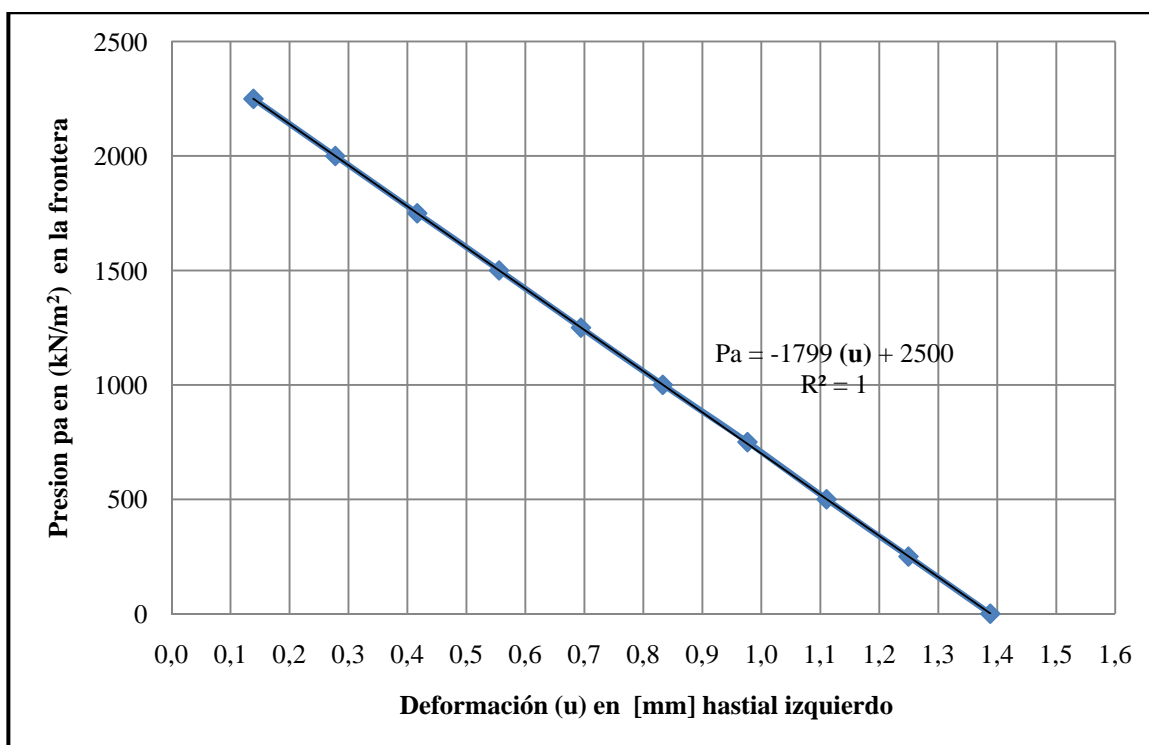


Figura 2.17 Gráfica Curva Característica del Hastial izquierdo

2.6. CONCLUSIONES

El análisis geotécnico del túnel proporciona la información necesaria referente a cargas a considerar durante la excavación del túnel, se estudio lo posibles mecanismos de falla que pueden llegar a presentarse obteniendo así una longitud de excavación del frente máxima de 9 m en zona inestable.

Se describieron y calcularon los diferentes criterios de carga de roca desde la determinación de la altura de roca relajada a considerar hasta la formación de cuñas apoyándose en UNWEDGE.

Mediante métodos empíricos se obtuvo que la carga de roca máxima a considerar le corresponde una altura 14,4 m y de 5,90 m como mínima

También se indico la metodología de Análisis y Diseño de Túnel de Desfogue, por último se obtuvo la simulación del comportamiento esperado del túnel en el rango elástico mediante el uso de SAP2000 obteniendo que la deformación máxima para las características particulares de la roca en estudio es de 30 mm en la clave del túnel y de 1,4 mm en los hastiales, por lo que se puede considerar como estable para la excavación, dicho análisis es solo válido para la zona donde el eje del túnel no intercepta con fallas geológicas.

CAPÍTULO 3

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO

3.1. CONDICIONES DE CARGA

Condiciones de carga revestimiento primario

Cargas muertas

El concepto de carga muerta considera la suma del peso propio del revestimiento, el cual se determinará considerando las dimensiones geométricas de los elementos que forman parte de la estructura. Para la determinación del peso propio se multiplica el volumen del elemento por el peso específico del material que lo compone.

Cargas de roca

De acuerdo al análisis geotécnico anterior se tienen 2 posibles condiciones de carga de roca, la obtenida por el análisis de cuña máxima y la obtenida mediante los criterios empíricos y por el procedimiento del factor de plastificación, en este trabajo se analizará la resistencia del sistema marco metálico-empacado con concreto y reforzado mediante anclas de fricción.

Cargas accidentales

Las cargas accidentales corresponden con las fuerzas de viento y de sismo principalmente. Este tipo de cargas no aplica por tratarse de una estructura subterránea. Con respecto a la condición de sismo esa sollicitación se desprecia, debido a que se considera que la estructura se vincula a la roca que envuelve el túnel de desfogue.

A continuación se presentan las condiciones de carga de roca a las que puede verse sometido el túnel teniendo en cuenta los casos de carga descritos.

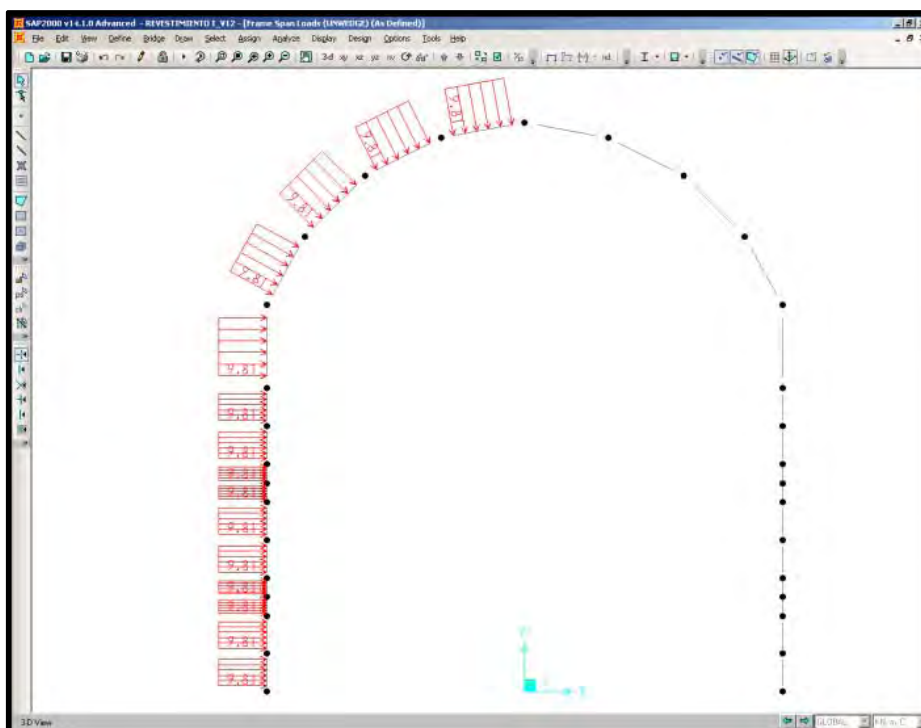


Figura 3.1 Asignación de carga por cuña máxima probable – COMBI

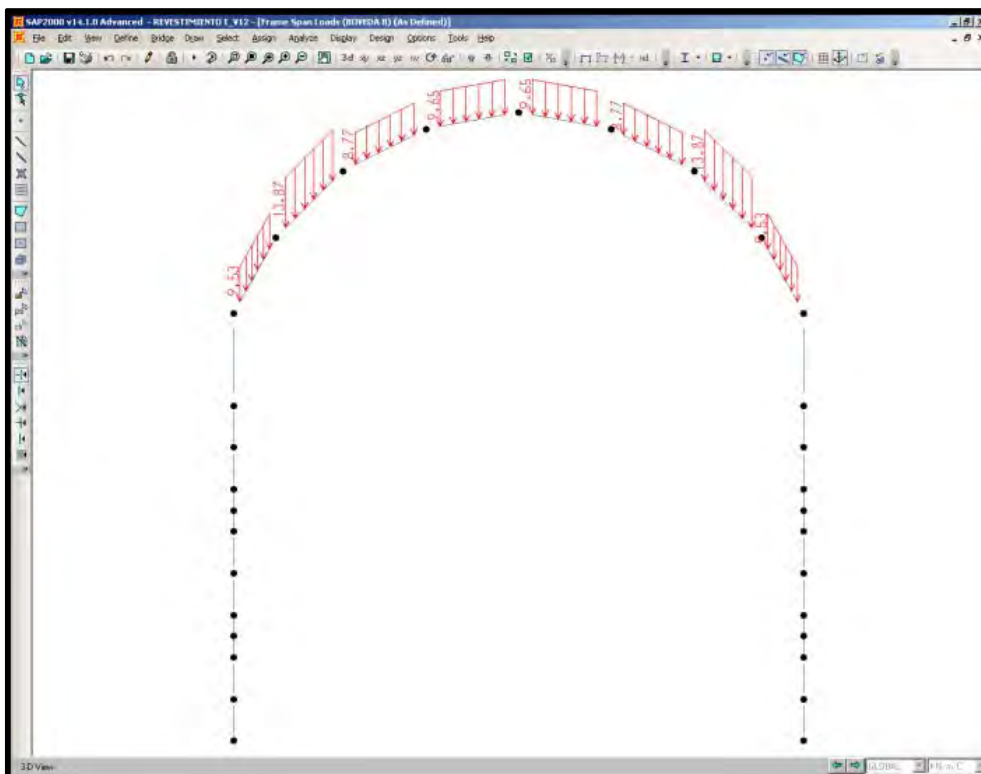


Figura 3.2 Asignación de carga por relajación de roca Hp – COMB2

Factores de carga

Los factores de carga que se usarán para el diseño estructural de los elementos que conforman la estructura se indican a continuación para las diferentes condiciones de carga, de acuerdo con el ACI 318S-05⁹ [1].

- Condición de carga normal:

$$U = 1,2 (D) + 1,6 L1 \dots \dots \dots (9-2)$$

$$U = (0,9 D + 1,6 L2) \dots \dots \dots (9-2)$$

Casos de carga considerados

Donde de acuerdo ACI 318S-05

D= Carga muerta,

L1= Carga viva (carga de roca por cuña)

L2=Carga viva (carga por relajación de la roca)

Combinaciones de carga

De acuerdo a los escenarios planteados se tienen las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 3.1 Combinaciones de carga.

	CONDICIÓN NORMAL	ACI318S-05
COMB 1	1,2 D + 1,6 L1	9-2
COMB 2	1,2 D + 1,6 L2	9-2

⁹ACI 318S-05 Capítulo 9 Requisitos de Resistencia y funcionamiento

Condiciones de carga revestimiento secundario

Cargas muertas

El concepto de carga muerta considera la suma del peso propio del revestimiento, el cual se determinará considerando las dimensiones geométricas de los elementos que forman parte de la estructura.

Cargas de roca

El concreto del revestimiento secundario deberá soportar una carga de 0.015 kN/m^2 (1.5 t/m^2), dicha carga se obtiene de las recomendaciones de Terzaghi, considerando una carga residual en el tiempo del 10 % de la carga calculada, para el túnel del desfogue se considero el 10% de la carga de roca mínima calculada.

Cargas accidentales

Las cargas accidentales corresponden con las fuerzas de viento y de sismo principalmente. Este tipo de cargas no aplica por tratarse de una estructura subterránea. Con respecto a la condición de sismo esa sollicitación se desprecia, debido a que se considera que la estructura se vincula a la roca que envuelve el túnel de desfogue.

Presión externa de agua

El nivel freático produce presión externa del macizo rocoso sobre el revestimiento de concreto cuando existe un desequilibrio entre el agua en la roca y el agua en el túnel. Las condiciones que pueden llegar a generar este desequilibrio son:

- Que se sature el macizo rocoso originado por los niveles en el río aguas abajo o por los niveles de la galería de oscilación.

Presión interna de agua

Se consideran las siguientes 2 situaciones de niveles del agua dentro del túnel que producen presión interna: La primera con el nivel en la cota 387,00 msnm, que corresponde a la cota de salida de la rampa al río y es el mínimo nivel del agua que se puede mantener dentro del túnel en condiciones de operación. La segunda corresponde al túnel vacío, situación que se puede presentar dentro de una condición inusual de desocupar el túnel para labores de mantenimiento.

Eficiencia de drenes

El análisis de presiones externas utiliza una eficiencia del drenaje del 50% (*según Ref. [36]*) en forma conservadora, a la luz de los resultados encontrados en este análisis mostrado en el Anexo 1, el cual presenta una roca de calidad regular a medio con bajo contenido de calcio que pudiera originar el taponamiento de los drenes.

Condiciones de carga

A continuación se presentan las condiciones de presiones desequilibradas a las que puede verse sometido el túnel teniendo en cuenta los casos de carga descritos.

CONDICIÓN NORMAL: Condición normal de operación que corresponde para la sección constante a una carga hidrostática externa triangular de la cota 391,30 msnm a la cota 381,50 msnm, y para la sección en la transición de la cota 391,30 msnm a la cota 372,10 msnm en su punto más bajo; con una eficiencia de drenes del 50% y una carga de agua interna correspondiente a la cota 387,00 msnm.

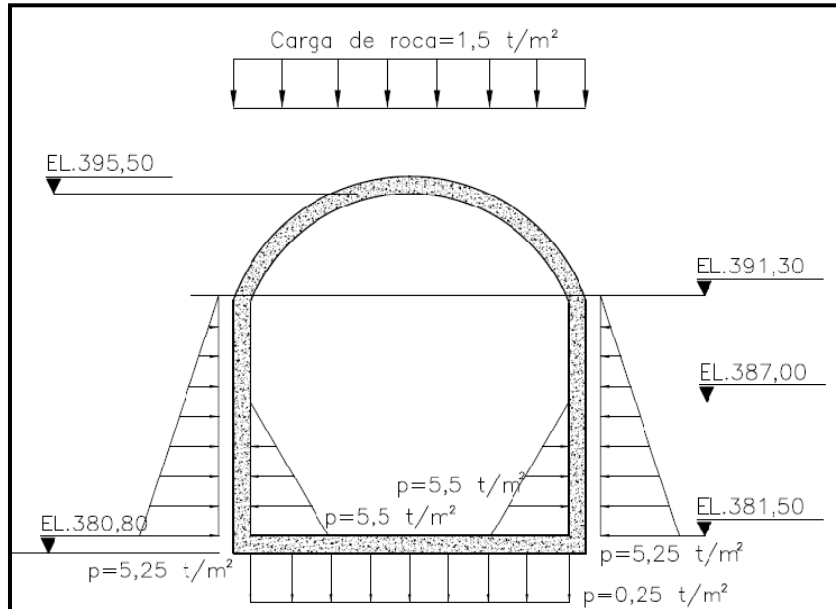


Figura 3.3 Condición normal- EL. 391.30 m.s.n.m.

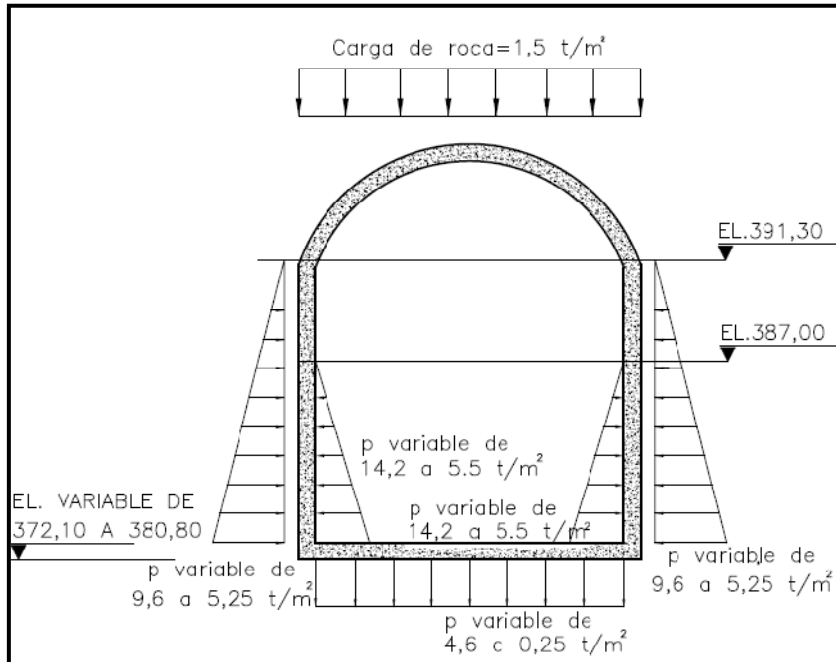


Figura 3.4 Condición normal- EL. 391.30 m.s.n.m.- Sección Transición

Se analizan dos condiciones inusuales: la primera que analiza el túnel en condición vacío y la segunda que analiza el túnel ante una condición de saturación del macizo para el caso inusual.

CONDICIÓN INUSUAL I: Túnel vacío (sin carga interna de agua) y una carga hidrostática externa triangular de la cota 391,30 msnm a la cota 381,50 msnm en la sección constante y para la sección en la transición de la cota 391,30 msnm a la cota 372,10 msnm en su punto más bajo; con una eficiencia del 50% de los drenes.

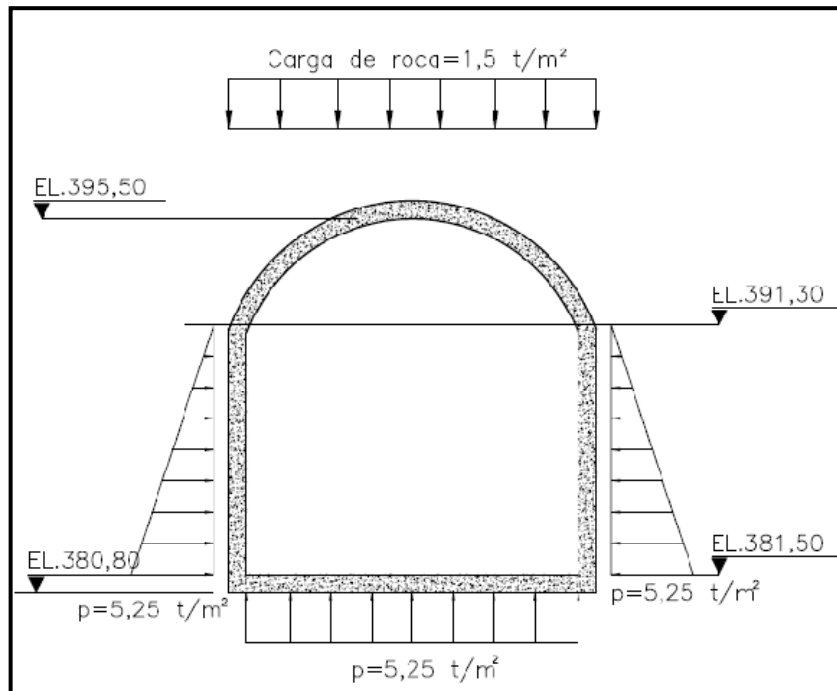


Figura 3.5 Condición inusual I- Túnel vacío EL. 391.30 m.s.n.m.- Sección Constante

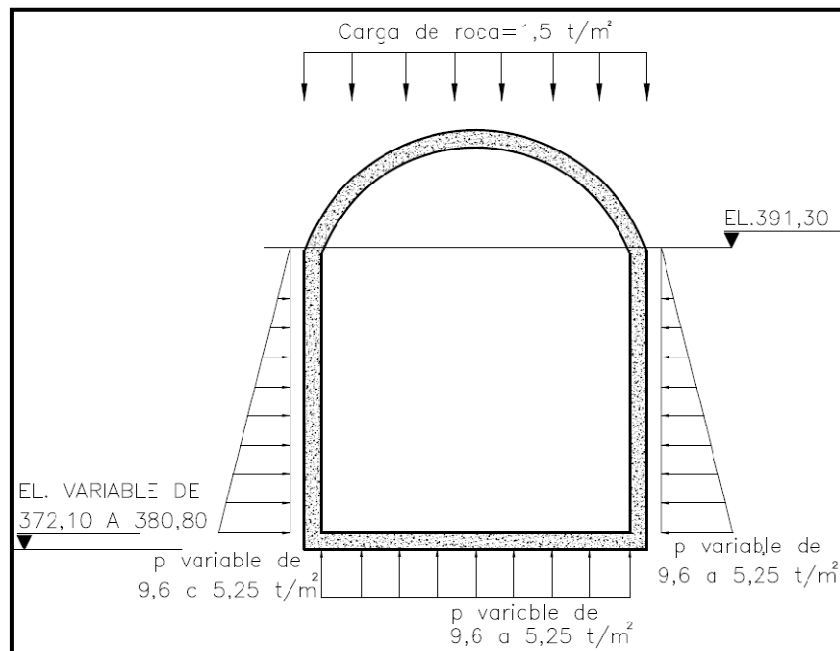


Figura 3.6 Condición inusual I- Túnel vacío EL. 391.30 m.s.n.m.- Sección Transición

CONDICIÓN INUSUAL II: Una carga hidrostática externa triangular y uniforme de la cota 396,65 msnm a la cota 381,50 msnm en la sección constante y a la cota 372,10 msnm en la zona de transición para su punto más bajo; con una eficiencia del 50% de los drenes y una carga interna de agua en la cota 387,00 msnm. La presión en la bóveda es normal al arco.

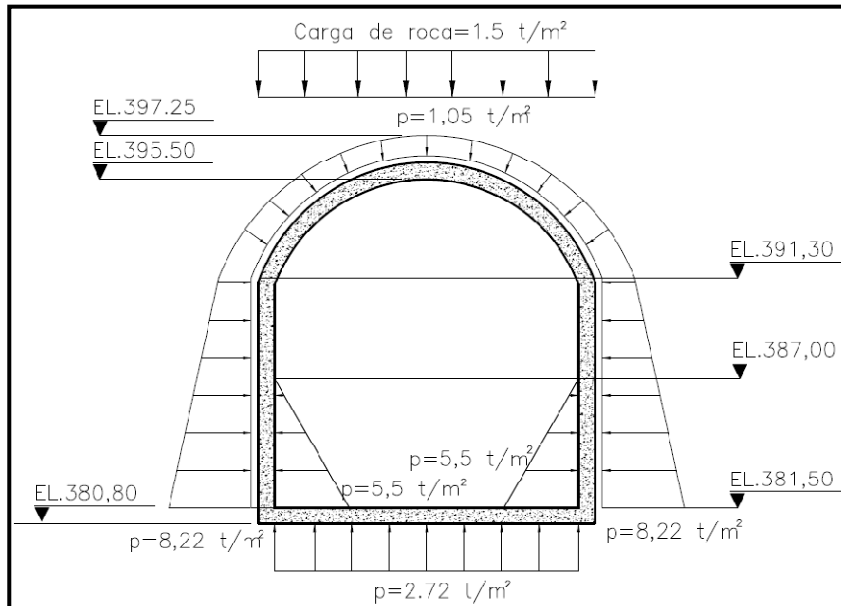


Figura 3.7 Condición inusual II- EL. 396.65 m.s.n.m.- Sección Constante.

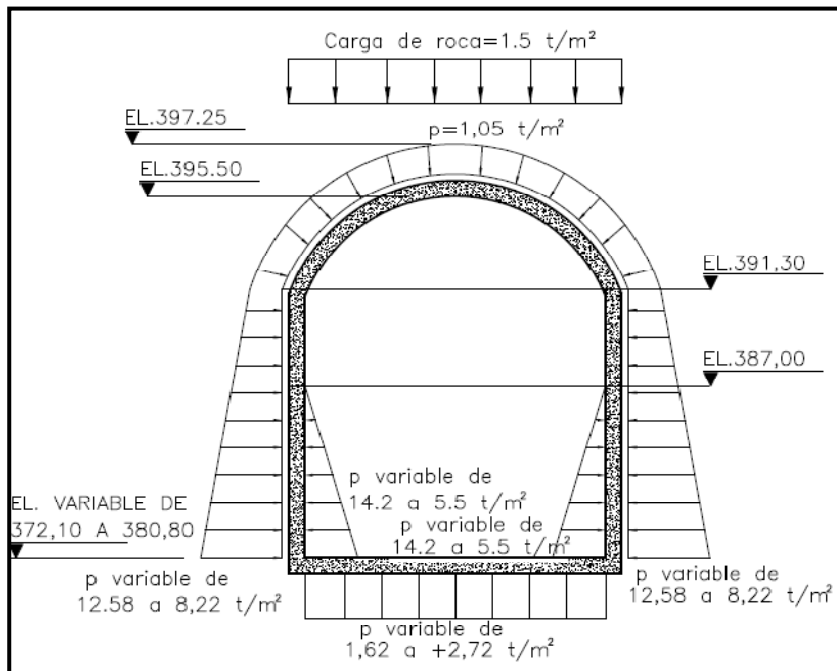


Figura 3.8 Condición inusual II- EL. 396.65m.s.n.m.- Sección Transición.

Factores de carga

Los factores de carga que se usarán para el diseño estructural de los elementos que conforman la estructura se indican a continuación para las diferentes condiciones de carga, de acuerdo con el ACI 318S-05¹⁰ [Ref. 1].

- Condición de carga normal:

$$U = (1,4 D + 1,4 F) \dots \dots \dots (9-1)$$

$$U = 1,2 (D + F) + 1,6 L + 1,6 H \dots \dots \dots (9-2)$$

$$U = (0,9 D + 1,6 H) \dots \dots \dots (9-7)$$

- Condición de carga inusual (accidental):

$$U = 0,75 (1,4 D + 1,4 F + 1,4 L + 1,4 H) \dots \dots \dots (9-2)$$

$$U = (D + F) + 0,75 (1,6 L + 1,6 H) \dots \dots \dots (9-2)$$

Casos de carga considerados

Donde de acuerdo ACI 318S-05

D= Carga muerta,

L= Carga viva (carga de roca)

F= Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

H= Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del **agua en el suelo** u otros materiales.

HI_{391,30}=Empuje de agua Externo a la EL. 391,30 m.s.n.m.

HI_{396,65}=Empuje de agua Externo a la EL. 396,65 m.s.n.m.

FI_{387,00}=Empuje de agua Interna a la EL. 387,00 m.s.n.m.

Combinaciones de carga

De acuerdo a los escenarios planteados se tienen las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 3.2 Combinaciones de carga –revestimiento secundario.

	CONDICIÓN NORMAL	ACI318S-05
COMB 1	1,4 D + 1,4 L + 1,4 FI _{387,00} + 1,4 HE _{391,30}	9-1
COMB 2	1,2 D + 1,2 FI _{387,00} + 1,6 L + 1,6 HE _{391,30}	9-2
COMB 3	0,9D + 0,9 FI _{387,00} + 1,6 L + 1,6 HE _{391,30}	9-7
	CONDICIÓN INUSUAL II	
COMB 4	1,05 D + 1,05 L + 1,05 FI _{387,00} + 1,05 HE _{391,30}	9-1
COMB 5	D + FI _{387,00} + 1,2 L + 1,2 HE _{396,65}	9-2
	CONDICIÓN INUSUAL I (TÚNEL VACÍO)	
COMB 6	1,05 D + 1,05L + 1,05 HE _{391,30}	9-1
COMB 7	D + 1,2 HE _{391,30} + 1,2 L	9-2

¹⁰ ACI 318S-05 Capítulo 9 **Requisitos de Resistencia y Funcionamiento**

3.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO

Se tienen dos condiciones de carga para el revestimiento primario, la más desfavorable es aquella en la cual se pueda presentar la cuña máxima probable y la segunda corresponde a la relajación en la periferia del túnel según el análisis geotécnico, por lo que se analizarán ambas condiciones.

Geometría de la estructura

La geometría del revestimiento fue modelada por medio de elementos Frame (Barra), la sección transversal para el revestimiento primario es de 30 cm en zona de marcos metálicos, mientras que para el revestimiento secundario es de 30 y 60 cm, la coordenadas de los nodos así como etiquetas de los Frames modelados para las secciones se describen en el apéndice C.

Condiciones de frontera (apoyos)

Para determinar el módulo de reacción del túnel simulando apoyos elásticos (resortes), se tomo como variables a consideración la geometría de la sección transversal del Túnel, y la geometría de la aplicación de cargas.

El revestimiento quedará confinado con la roca, ante fuerzas de compresión, entonces la roca es idealizada por medio de resortes elásticos, cuya rigidez lineal es determinada basándose en el módulo de reacción del terreno, una vez teniendo la suposición de carga y la simplificación en su asignación al modelo se prosigue al estudio del módulo de reacción.

El módulo de reacción del terreno es un parámetro que define la respuesta del terreno a la aplicación de una presión y por lo tanto depende: del nivel de presión aplicado, de la forma y dimensiones del elemento que aplica la presión, de su rigidez, de la distribución de la presión y de las propiedades elásticas del terreno, como son: el módulo de elasticidad y la relación de Poisson.

Se presentan las siguientes dos condiciones de nivel de presión:

- 1) Carga de cuña aplicada en el hastial izquierdo y bóveda del túnel COMB1.
- 2) Carga H_p aplicada en la bóveda del túnel COMB2

Por definición el módulo de reacción es la relación entre la presión aplicada al medio y la deformación que ésta causa. Un valor medio del módulo de reacción puede determinarse de acuerdo con el criterio de Terzaghi según la referencia [40], con la siguiente expresión:

$$K_s = \frac{P}{\delta_a} \dots\dots\dots[\text{ec. 3.1}]$$

Donde:

P= Presión media.

δ_a = Deformación elástica teórica promedio.

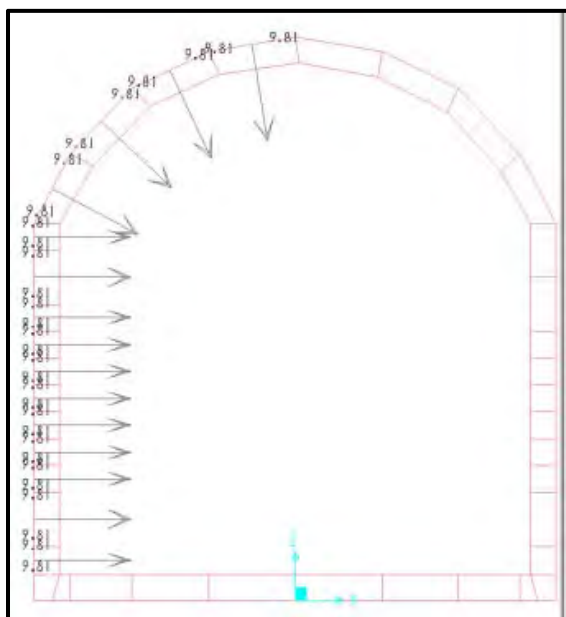


Figura 3.9 Aplicación de carga por cuña máxima probable

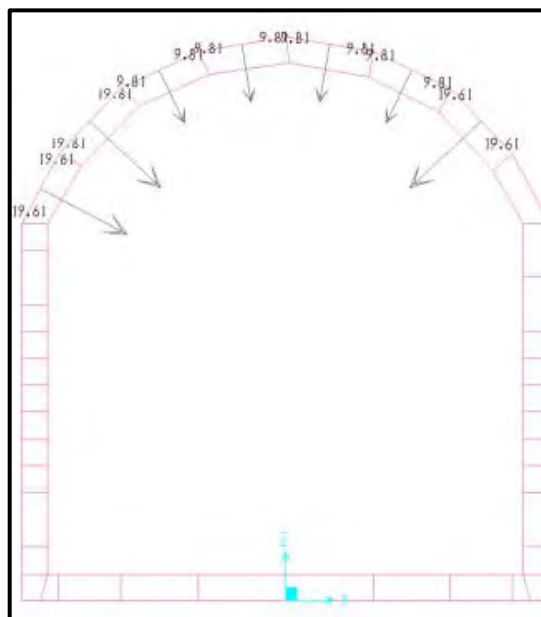


Figura 3.10 Aplicación de carga por roca relajada (Hp)

La deformación media puede calcularse con la siguiente expresión que se supone un elemento infinitamente rígido respecto al medio al que se transmite la presión, además de las consideraciones propias de la teoría de la elasticidad y de que la presión es uniforme en el área en que se aplica según Bowles[7] y Braja [8]:

$$\delta_a = \alpha_e \cdot 2B (1 - \mu^2) M_e \cdot q_a \dots\dots\dots [\text{ec. 3.2}]$$

Donde:

δ_a = Deformación promedio, en cm.

α_e = Coeficiente de forma del rectángulo que transmite la presión, adimensional.

$$\delta_e = 0,002975 \times (L/B)^3 - 0,063445 \times (L/B)^2 + 0,517017 \times (L/B) + 0,49915 \dots\dots\dots [\text{ec. 3.3}] \quad \text{Ref. [40]}$$

B = Mitad del ancho del rectángulo, en cm.

μ = Relación de Poisson, a dimensional.

M_e = Módulo de deformación (recíproco del módulo de elasticidad de la roca), en kg/cm²

q_a = Presión aplicada, en kg/cm²

Simplificando, el módulo de reacción del terreno, aplicando las ecuaciones [3.1] y [3.2] y considerando $q_a = P$ de la ecuación [3.2], así como $M_e = 1/E_r$, obtiene con la siguiente expresión.

$$K_s = \frac{E_r}{\alpha_e \cdot 2B (1 - \mu^2)} \dots\dots\dots [\text{ec. 3.4}] \quad \text{Ref. 40}$$

La zona de apoyo del revestimiento de concreto corresponde a la sección longitudinal donde se presenta la relajación de la cuña máxima probable en este caso de 27,42 m, que corresponde a la traza mayor de la cuña.

Puede observarse claramente que la deformación máxima esperada se encuentra en la clave del túnel y en el centro de la plantilla, también puede observarse que la zona de roca que se estará comprimiendo bajo esta condición de carga para la (COMB2) estará localizada en las esquinas del túnel, como lo muestra el siguiente análisis de esfuerzos del macizo rocoso.

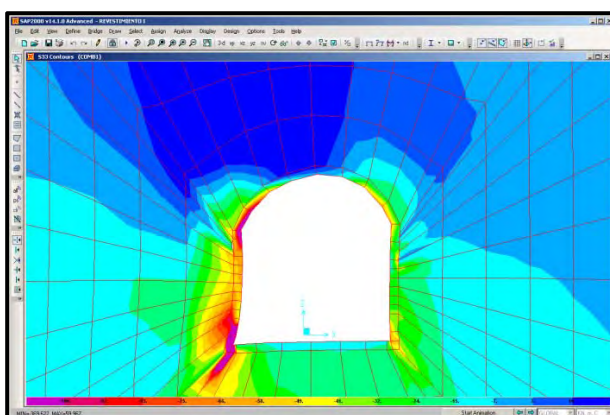


Figura 3.11 Esfuerzos en Dirección z – COMB1

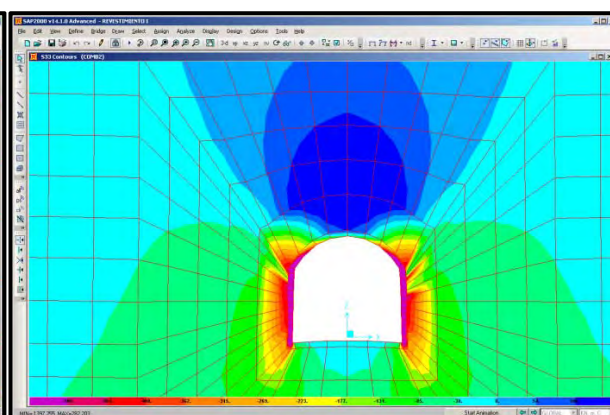


Figura 3.12 Esfuerzos en Dirección z – COMB2

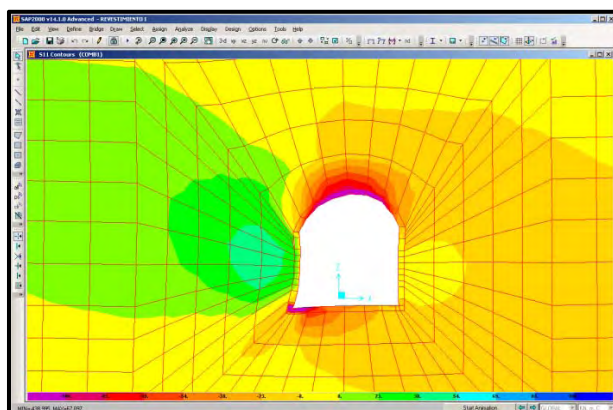


Figura 3.13 Esfuerzos en Dirección x – COMB1

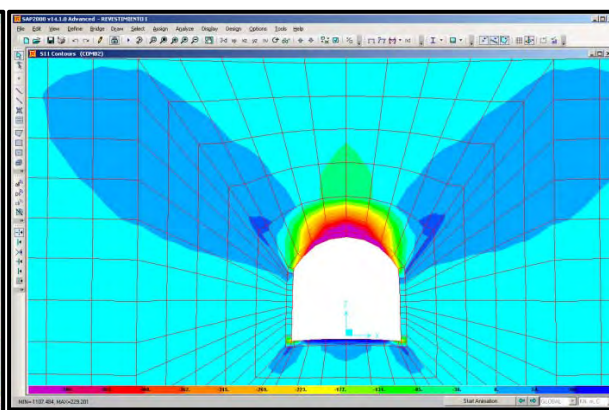


Figura 3.14 Esfuerzos en Dirección x – COMB2

En la figura 3.13 se observan los esfuerzos inducidos por la carga de cuña sobre el hastial derecho en dirección x, como puede verse los esfuerzos máximos de compresión se presentan en la bóveda del túnel y esquina inferior izquierda y esquina superior derecha del túnel.

En la figura 3.14 se muestra que para la COMB2 esfuerzo S33 (color azul) en dirección del eje x, se presentan las compresiones en el centro de la clave del túnel y tensiones en la plantilla.

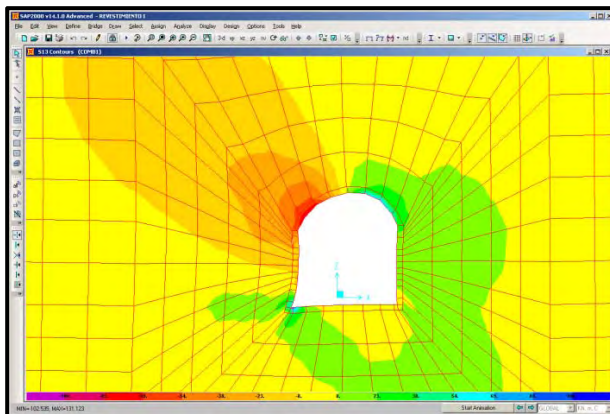


Figura 3.15 Esfuerzos Cortantes – COMB1

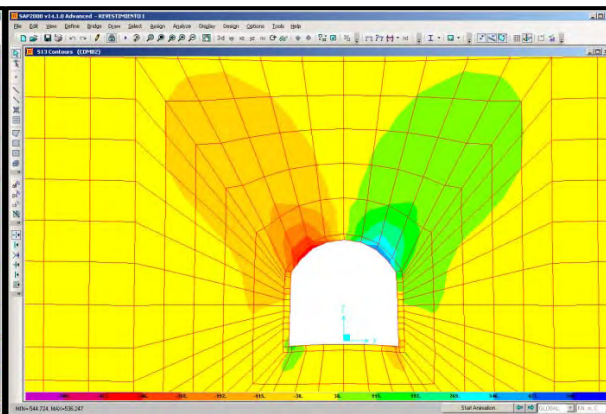


Figura 3.16 Esfuerzos Cortantes – COMB2

En la figura 3.15 y 3.16 se observan los esfuerzos cortantes producidos por la carga de roca por cuña y por relajación de la roca, puede observarse que los cortantes se desarrollan en las esquinas superiores y parte superior del hastial.

Por el análisis anterior se concluye que como base B se tomará igual a una cuarta parte de la bóveda más la mitad del hastial lo cual corresponde a B=9,80 m y L=27,4 m

Entonces se tiene una L/B = 2,8 y el factor de forma es $\alpha e = 1,51$ de acuerdo con la ecuación. Luego para fines de obtener el módulo de reacción del terreno, se tiene una dimensión máxima de: $2B = 4,9$ m que corresponde al ancho del área de la sección a compresión del macizo rocoso que rodea al túnel es decir la sección máxima donde actúan los esfuerzos donde se espera una deformación promedio. Ref. [14]

Por lo tanto el módulo de reacción de la roca será:

$$k_s = \frac{6600}{4,9 * 1,51 * (1 - 0,2^2)}$$

$$k_s = 929,179 \text{ MPa/m}$$

$$k_s = 929179 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

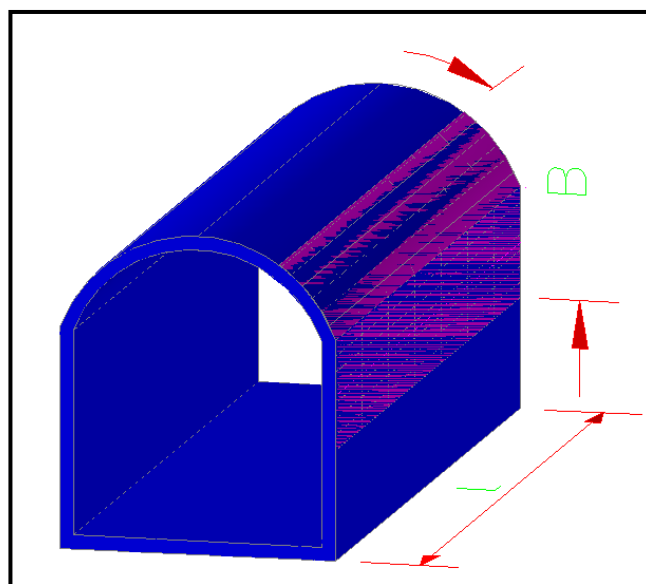


Figura 3.17 Esquema de largo (L) y ancho (B) considerados

3.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO SECUNDARIO

El comportamiento del revestimiento se puede simular por medio de marcos apoyado en resortes. Los modelos de análisis estructural se forman mediante elementos tipo Frame o Barra. Se usará el programa de computadora especializado en análisis de modelos estructurales SAP2000 V14.

En el modelo las propiedades prismáticas de los miembros son de 200 cm de ancho, 60 cm de espesor en bóveda y muros sin considerar el marco metálico y 70 cm para la plantilla del túnel.

En la sección donde se colocan marcos, el espesor en la bóveda y paredes es de 30 cm y de 70 cm en la plantilla del túnel.

Se contemplarán 4 modelos estructurales que analizarán las siguientes zonas, lo cual estará asociado al espesor del revestimiento:

- 1 La zona con sección transversal constante considerando marcos $e= 30$ cm.
- 2 La zona con sección transversal sin considerar marcos $e= 60$ cm.
- 3 La zona de transición considerando marcos $e=30$ cm.
- 4 La zona de transición sin considerar marcos $e= 60$ cm.

3.4. OBTENCION DE LA CURVA CARACTERISTICA DEL REVESTIMIENTO

La curva característica del revestimiento describe el comportamiento esperado del mismo para diferentes intensidades de carga, en este caso se aplico una carga tal como se describe en la figura 3.1 y se aumento linealmente la intensidad de esta, hasta encontrar el valor donde los esfuerzos actuantes sobrepasan los esfuerzos resistentes, de este modo se gráfica la curva característica del revestimiento abajo mostrada para la combinación 1 Carga de roca por cuña máxima probable.

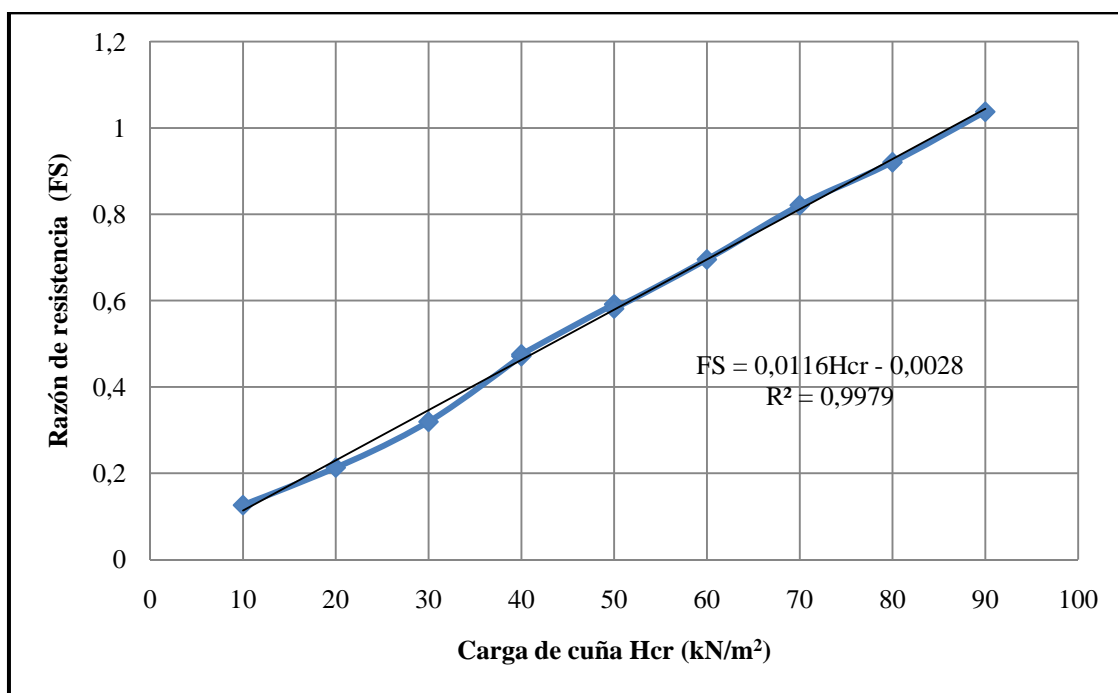


Figura 3.18 Gráfica Curva Característica del Revestimiento I-COMBI

Del mismo modo que para la combinación 1, variando la intensidad de la carga de la combinación 2 hasta encontrar el valor donde los esfuerzos actuantes sobrepasan los esfuerzos resistentes, de este modo se gráfica la curva característica del revestimiento abajo mostrada para la Combinación 2 carga de roca por relajación del macizo rocoso.

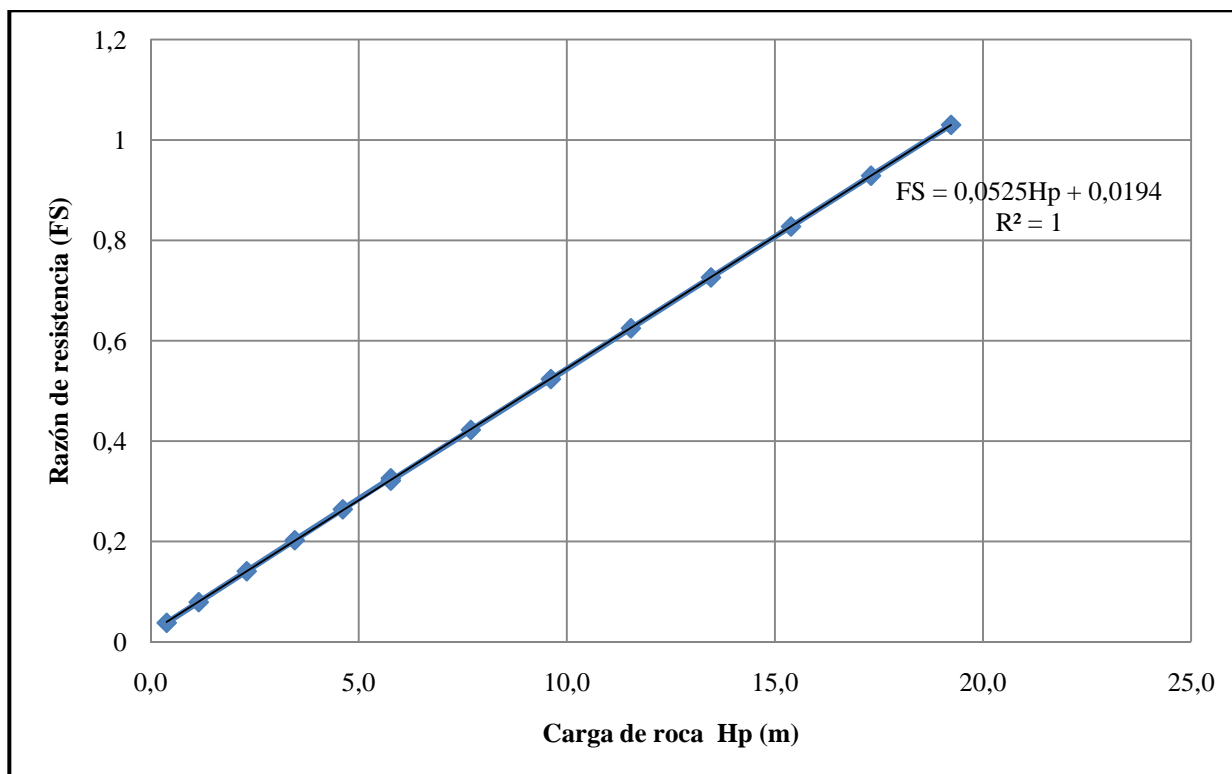


Figura 3.19 Gráfica Curva Característica del Revestimiento I-COMB2

3.5. CONCLUSIONES

Se abordó el tema del análisis para diferentes modelos estructurales, se consideraron 2 escenarios para el revestimiento primario y 7 escenarios para el revestimiento secundario, se definieron las condiciones de frontera (apoyos) de la estructura, así como las curvas que definen el comportamiento característico en función de la resistencia del elemento estructural.

Se obtuvo que para el revestimiento primario puede resistir hasta 8,6 t/m² de presión por cuña de roca, mientras que si se presenta la relajación de la roca puede soportar cerca de 19 m de altura de relajación, por lo que se tiene un rango de seguridad amplio aun si se da el caso de que se sobrepasen los valores de carga máxima calculados por los criterios empíricos y MEF.

CAPÍTULO 4

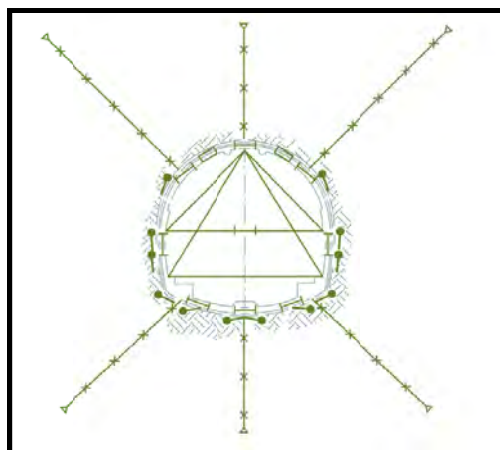
4. INSTRUMENTACIÓN EN TÚNELES

4.1. TIPOS DE INSTRUMENTACIÓN EN TÚNELES

Muchas construcciones subterráneas trabajadas en roca incorporan una instrumentación geotécnica y programa de instrumentación y monitoreo como una parte integral de los trabajos.

La instrumentación es la técnica que proporciona a la ingeniería la información cualitativa y principalmente cuantitativa que nos permite obtener la información necesaria para describir el comportamiento de un túnel obteniéndose así la seguridad requerida con lo que se puede salvar vidas humanas y la funcionalidad del proyecto.

La instrumentación puede verse como la actividad de observación directa o indirectamente con la ayuda de aparatos o herramientas que facilitan la captura de datos mediante monitoreo programado, no sin antes tomar en cuenta que existen condiciones particulares en las que el ojo y la experiencia humana puede ser más importante, ya que los instrumentos nos darán datos de condiciones particulares de zonas específicas donde se instalaron los instrumentos y este puede determinar ciertas características o tendencias antes de que se reflejen en los instrumentos.



Los objetivos principales de la instrumentación de túneles o cualquier obra de ingeniería civil son:

- Tener el conocimiento del comportamiento del túnel bajo condición de carga normal y extraordinaria a través del tiempo, desde su etapa de excavación hasta su etapa de operación con el objetivo de evaluar su seguridad.
- Detectar oportunamente problemas o deficiencias en el comportamiento del túnel durante la construcción y operación posterior, para en su caso, establecer las correspondientes acciones correctivas.
- Obtener resultados que permitan ajustar y calibrar los modelos geotécnicos para mejorar el “estado del arte” en el diseño y construcción, reduciendo costos y aumentando la seguridad de las estructuras, así como estandarizar los modelos geotécnicos para posteriores diseños.

Algunas de las razones por las que se instrumentan las obras subterráneas como lo son los túneles son las siguientes:

- 1) Evaluación de parámetros (principalmente de resistencia y deformabilidad) de la roca e investigación de las condiciones de la misma.
- 2) Aumentar la seguridad y principalmente predecir el comportamiento del túnel durante su construcción particularmente durante la excavación. La instrumentación y monitoreo durante la construcción, quizá en un área de prueba puede ayudar en la planeación de procedimientos de construcción posteriores o ayudar a decidir si el plan de contingencia debe ser utilizado. En el proceso de la determinación para el adecuado soporte, la instrumentación y el monitoreo también cumple una función de seguridad, advirtiendo del peligro de una potencial falla.

- 3) Observar el comportamiento del túnel una vez acabada su excavación y posterior puesta en operación. Donde el soporte primario sea seleccionado en base a las condiciones encontradas en sitio, la instrumentación y monitoreo puede verificar adecuadamente la colocación del soporte e indicar si más soporte es requerido o de mayor resistencia.
- 4) Comprobar la eficiencia de un nuevo proceso constructivo. El monitoreo puede ser usado para diagnosticar fallas en los procedimientos del Contratista e indicar el mejor procedimiento.
- 5) Verificar que el Contratista cumpla con las especificaciones y factores de seguridad teóricamente calculados. El monitoreo puede ser requerido para mostrar cumplimientos con requerimientos establecidos en el contrato (determinación del nivel freático de agua, asentamientos, vibraciones, desplazamientos máximos permisibles, etc.).
- 6) Obtener los datos necesarios para retroalimentar y calibrar los modelos teóricos. Algunos datos pueden ser obtenidos si son requeridos o son útiles para el diseño de otras estructuras (casa de maquinas, presas, en otros túneles y galerías en las inmediaciones).
- 7) Validar teorías e hipótesis involucradas, así como las predicciones en el sitio según los datos de referencia obtenidos, dichos datos serán útiles en la operación a largo plazo de nuevas instalaciones utilizando las teorías e hipótesis anteriores.
- 8) Obtener la experiencia del comportamiento de los túneles que servirá para hacer más económico los diseños futuros.
- 9) Si se utiliza el Nuevo Método Austriaco de Tuneleado, el monitoreo de desplazamientos y cargas es una parte esencial del proceso de construcción, suministrando datos de entrada para continuar con el proceso de diseño y verificación durante la construcción.
- 10) En algunos casos, la decisión con respecto a la instalación del revestimiento definitivo puede ser realizada con base en el monitoreo, si se requiere concreto reforzado adicional o un revestimiento de acero.

El desarrollo de un programa (*planeación*) de instrumentación inicia con la definición de los propósitos del programa y termina con la planificación de cómo implementar los datos de medición. La planeación sistémica requiere de un esfuerzo en equipo entre los diseñadores del túnel y el personal con experiencia en la aplicación de las técnicas de instrumentación.

El proceso de planeación para la instrumentación de un túnel conlleva la formación de un programa de instrumentación así como planear el número de instrumentos necesarios con el objetivo de observar en forma realista el comportamiento del túnel, la magnitud del programa de instrumentación y número de instrumentos depende de las condiciones que pongan en riesgo la estabilidad de mismo.

Algunos elementos a considerar en la planeación de un programa de monitoreo exitoso son:

- 1) Definir las condiciones del proyecto.
- 2) Predecir los mecanismos que controlan el comportamiento del medio.
- 3) Definir el propósito de la instrumentación y monitoreo, así como determinar las preguntas que necesitan ser respondidas.
- 4) Seleccionar los parámetros que deben ser monitoreados
- 5) Predecir las magnitudes del cambio y establecer los valores de respuesta para poder plantear anticipadamente las medidas que deben adoptarse antes de que ocurra la falla (colapso del túnel).

- 6) Formular acciones correctivas y planear su implementación.
- 7) Asignar tareas y responsabilidades para todas las fases.
- 8) Selección de instrumentos y localización.
- 9) Registro de los factores que afectan a las mediciones.
- 10) Establecer procedimientos para asegurar la corrección de datos.
- 11) Preparar el reporte del diseño del sistema de instrumentación.
- 12) Planear la calibración regular y el mantenimiento.
- 13) Planear la recolección de datos y análisis de datos.

A continuación se detallan los elementos que componen la planeación de un programa de monitoreo:

- 1) Definir las condiciones del proyecto:

Un ingeniero o geólogo familiarizado con el diseño del proyecto deberá ser responsable de la planeación del programa de instrumentación, sin embargo, si el programa es plateado por otros, un esfuerzo especial deberá ser hecho para familiarizarse con las condiciones iniciales del proyecto incluyendo el tipo de túnel, la estratigrafía del macizo rocoso y las propiedades mecánicas de los materiales donde se construirá el túnel, condiciones de agua subterránea, estado de las estructuras cercanas o tras instalaciones adyacentes al túnel, condiciones ambientales y métodos de construcción. El encargado del programa de instrumentación deberá enfocar la mayor atención a las condiciones geológicas y topográficas que conlleven un riesgo alto a la inestabilidad de la estructura.

- 2) Predecir los mecanismos que controlan el comportamiento.

Antes de definir un programa de instrumentación y medición, una o más hipótesis deberán ser establecidas mediante el estado del arte para predecir el mecanismo de falla que estará posiblemente controlando el comportamiento. La instrumentación deberá entonces ser planeada alrededor de estas hipótesis. Por ejemplo, si el propósito es el monitoreo de la seguridad, la hipótesis deberá ser establecida para el mecanismo que pudiera generar la liberación de la roca o la falla del soporte.

- 3) Definir el propósito de la instrumentación y monitoreo, así como determinar las preguntas que necesitan ser respondidas.

La instrumentación no debe utilizarse a menos que exista un válido propósito que pueda ser defendido. **Peck** (1984)¹¹ establece: “*Los usos de la instrumentación son muchos, y las preguntas que los instrumentos y observaciones pueden responder son vitales, por lo que no deben correr el riesgo de desacreditar su valor usándole inapropiadamente o innecesariamente*”.

Todos los instrumentos deben ser seleccionados y colocados acertadamente para responder a una pregunta específica. Si no hay preguntas, entonces no debe instrumentarse. Antes de abordar los métodos de medición, una lista debe ser hecha de las preguntas que puedan surgir durante la construcción.

Antes de iniciar con el siguiente paso se deben definir los objetivos precisos de la instrumentación es decir, determinar qué es lo que se pretende medir sean estos: esfuerzos, desplazamientos, niveles freáticos esperados, etc.

- 4) Seleccionar los parámetros que deben ser monitoreados.

¹¹ USACE 1987 (Ref. 35)

La siguiente tabla da una lista de parámetros que quizá necesitan ser monitoreados. Es necesario considerar que parámetros son más importantes para cada situación en particular. Por ejemplo si la pregunta es “¿está el soporte sobrecargado?” el esfuerzo o carga en el soporte es probable que sea el primer parámetro de interés. Sin embargo, sabiendo que el esfuerzo es causado por la deformación de la roca, quizá también sea necesario monitorear la deformación. Para monitorear ambos causa y efecto, una relación entre las dos a menudo puede ser desarrollada, y se pueden tomar medidas para remediar los indeseables efectos mediante la eliminación de la causa.

TABLA 4.1 Parámetros más comunes requeridos en la construcción de túneles (Ref. 36)

TIPO DE PROYECTO	PARÁMETRO
Túneles, cámaras subterráneas, lumbreras y portales	Convergencia, asentamientos, levantamiento del piso, distribución de deformaciones entre la roca y los hastiales, desplazamiento en la clave del túnel, carga en dovelas, esfuerzo en anclas, presiones de agua dentro del macizo rocoso, presión de agua actuando sobre el revestimiento, etc.
Ambientes urbanos	Asentamientos superficiales, deformaciones verticales y horizontales de pozos profundos, presión subterránea, etc.

- 5) Predecir las magnitudes del cambio y establecer los valores de respuesta para poder plantear anticipadamente las medidas que deben adoptarse antes de que ocurra la falla (colapso del túnel).

Las predicciones son necesarias, así como los rangos de los instrumentos requeridos y su sensibilidad con la precisión seleccionada. Un estimado del valor máximo posible o el valor máximo de interés determinará el rango del instrumento y el valor mínimo de interés determinará la sensibilidad o precisión del instrumento. La exactitud y fiabilidad están a menudo en conflicto aunque la alta precisión del instrumento pudiera ser delicada y/o frágil.

Una calibración deberá ser hecha de las lecturas de instrumentación que indican la necesidad para remediar la acción. El concepto de verde, amarillo, y rojo relacionados con el comportamiento que se está monitoreando es usual. El verde indica que todo está bien, el amarillo indica la necesidad de cautela en la medición incluyendo un incremento en la frecuencia del monitoreo; y el rojo indica la necesidad de una oportuna acción correctiva.

- 6) Formular acciones correctivas y planear su implementación.

“La inseparable utilización de la instrumentación surge de la necesidad de determinar, por adelantado, los medios existentes para resolver algún problema que pudiera ser divulgado por el resultado de la observación (Peck 1973)”.

Si las observaciones demuestran que la acción correctiva es necesaria, esa acción debiera ser basada sobre un apropiado y previamente anticipado plan. La persona involucrada en el proceso de planeación requiere de diseñar los planes de acción correctiva para el personal de campo, siguiendo el evento que responde a los valores que son investigados, y el diseño y construcción puede mantener un canal abierto de comunicación para el personal durante la construcción, así que, los planes de acción correctiva pueden ser discutidos entre ambos en algún tiempo.

- 7) Asignar tareas y responsabilidades para todas las fases.

Las tareas durante el monitoreo incluye: planteamiento, procura de instrumentos, calibración, instalación, mantenimiento, lectura, procesamiento de datos, presentación de datos, interpretación de datos, reporte, decisión de la implementación de resultados. Cuando las tareas están asignadas para el monitoreo, la parte con el mayor interés *“los datos recolectados”* deberán ser dados con responsabilidad directa al personal calificado con el objetivo de ser reproducidos con exactitud.

8) Selección de instrumentos y localización.

La Compra y fabricación debe estar programada y anticipada y cotejada con el programa de construcción evitando interferencias y en consecuencia retrasos en la construcción. Si el instrumento es comprado, debe detallarse las especificaciones que debe cumplir el proveedor, así como los criterios de aceptación o de rechazo del mismo, si el instrumento es fabricado debe contarse previamente con el detalle definitivo incluyendo la prueba del aparato conociendo previamente los criterios de aceptación o rechazo de dicho aparato.

La fiabilidad es la característica más deseable cuando se selecciona un instrumento de medición. El primer costo más bajo de un instrumento no debe controlar la selección de un instrumento. Una comparación de los sobre-costos totales de suministro, calibración, instalación, mantenimiento, lectura y proceso de datos de los instrumentos debe hacerse (*análisis costo-beneficio*). El instrumento más barato quizá no puede resultar el de menor costo total, ya que puede ser menos fiable, debido a que en ocasiones, el costo de los instrumentos mismos es usualmente una parte menor del costo total.

Los usuarios necesitan para desarrollar un nivel adecuado de comprensión de los instrumentos que ellos seleccionan, y a menudo se benefician discutiendo la aplicación de los instrumentos con el personal del fabricante y/o proveedor antes de comprar los instrumentos. Durante los debates, las limitaciones de los instrumentos propuestos deben ser determinadas y aclaradas.

Escoger la localización para los instrumentos pudiera ser basada en la predicción del comportamiento del túnel. La localización puede ser compatible con las preguntas y los métodos de análisis que el personal usará cuando interprete los datos. Un enfoque práctico de selección de localización de los instrumentos envuelve tres pasos:

- A. Primero, identificar las zonas de inquietud particulares del proyecto, así como las zonas débiles estructuralmente o las áreas que son más fuertemente cargadas, y localizar la instrumentación apropiada.
- B. Segundo, seleccionar zonas (*normalmente secciones transversales*) donde la predicción del comportamiento es considerado representativo de un comportamiento en conjunto. Esas zonas son consideradas como secciones instrumentadas primarias. Los instrumentos instalados en esas zonas proporcionarían datos completos de interpretación.
- C. Tercero, porque las zonas primarias pudieran no ser representativas, instale la instrumentación simple en un número de secciones secundarias de servicio, como indicativo para un comportamiento comparativo. Si el comportamiento en una o varias de las secciones secundarias parece ser significativamente diferente a las de la sección primaria, los instrumentos adicionales pueden instalarse en la sección secundaria como la construcción progresa.

9) Registro de los factores que afectan a las mediciones.

Para la correcta interpretación práctica de todos los datos de instrumentación, es esencial el monitoreo y registro de todas las actividades y condiciones climáticas que puedan tener un efecto en la obtención de las mediciones. Eso incluye la lista que sigue a continuación:

- Progreso de excavación (*ejemplo distancia de avance en el frente del túnel*).
- Excavación de aberturas adyacentes, incluyendo efectos de voladura.
- Instalación de revestimiento u otro tipo de soporte.
- Instalación de drenes o grouting.
- Eventos inusuales (inestabilidad, excesos de flujo de agua).
- Monitoreo continuo de las infiltraciones de agua dentro del frente de excavación.
- Conformabilidad del instrumento instalado: idealmente la presencia de un instrumento no debe alterar el valor del parámetro que está siendo medido; es decir debe existir una mínima

interferencia con el sitio. Si la presencia del instrumento en el sitio que se pretende monitorear afecta el valor, se dice que se tiene un problema de Conformabilidad.

Usualmente la variación en la geología o la calidad de roca tiene un gran efecto en el control de datos de monitoreo. Mientras que es generalmente recomendado el mapeo geológico a lo largo de una importante construcción subterránea, es especialmente importante en la vecindad de la extensión de instalaciones adyacentes a la obra subterránea principal.

10) Establecer procedimientos para asegurar la corrección de datos.

El personal responsable de monitorear la instrumentación debe estar listo para responder a las preguntas: “¿está el instrumento funcionando correctamente?”, ellos pueden determinar la respuesta a través de la observación visual. En situaciones críticas, más de uno del mismo tipo de instrumento se puede utilizar para proporcionar un sistema de copia de seguridad, incluso cuando su precisión es significativamente menor que en el sistema primario.

Por ejemplo una inspección óptica puede a menudo ser usado para examinar correcciones de movimientos aparentes del cabezal para el instrumento montado en la superficie, instalado para monitorear deformaciones de la superficie. La repetibilidad de lecturas también puede dar una pista para corregir los datos, es decir que quizá a menudo sea útil tener muchas lecturas durante un corto periodo de tiempo para determinar si la falta de repetibilidad normal indica datos sospechosos.

11) Preparar el reporte del diseño del sistema de instrumentación.

Un reporte de diseño de un sistema de instrumentación deberá ser escrito resumiendo la planeación y todos los pasos previos, este reporte obliga al diseñador a documentar todas las decisiones, en cualquier momento ellos pueden revisar para asegurar que cumplen con las necesidades del proyecto.

12) Planear la calibración regular y el mantenimiento.

La regular calibración y mantenimiento de las unidades de medida son necesarios durante la vida útil del proyecto. Durante el proceso de planeación de la instrumentación, los diseñadores deben elaborar procedimientos y los horarios para el mantenimiento regular de las terminales de campo y los componentes de acceso restringido. Por lo que se requiere generar un programa la calibración y capacitación del personal que se encargue de la instalación, mantenimiento y conservación del equipo.

13) Planear la recolección de datos y análisis de datos.

Los procedimientos escritos para recolectar, procesar, presentar, interpretar, presentación de informes, y la aplicación de datos deben ser preparados antes que comiencen los trabajos de instrumentación sobre el terreno. El esfuerzo requerido para estas tareas no debe ser subestimando, la recolección de datos automatizados, el procesamiento automatizado y los procedimientos de presentación han reducido al personal el esfuerzo, pero las limitaciones siguen. Ningún sistema informático puede remplazar el juicio del ingeniero, y los ingenieros deben hacer un esfuerzo especial para garantizar la buena interpretación de los datos y publicación, y que los efectos medidos se correlacionan correctamente con las causas probables.

En esta etapa de la planeación se indica la creación de los planos de detalle para la colocación de instrumentos, recopilación, creación de presentaciones e interpretación de resultados y reporte de datos.

El acopio generalmente se realiza mediante una libreta de campo donde se lleva el registro para determinado aparato, el encargado de acopio debe plasmar en la libreta el aparato al cual realizará la medición, la correspondiente medición, fecha, hora, localización, etc. Una vez tomada la lectura se continúa con el proceso de la información mediante un ordenador en el cual se descargan los datos medidos y se guardan en una base de datos o concentrado numérico con toda la información adicional posible que permita llevar a cabo el trabajo de análisis, dicho concentrado debe ser respaldo periódicamente para evitar pérdida de información.

Generalmente la instrumentación puede proporcionar cuatro tipos de medición:

- Medición de deformaciones
- Medición de desplazamientos
- Medición de esfuerzos
- Medición de asentamientos
- Medición de parámetros hidráulicos.

Existen diferentes aparatos para cada tipo de medición a continuación se describen los instrumentos de medición más comunes:

- La instrumentación para medir deformaciones busca medir la magnitud, velocidad y dirección del movimiento en un cierto punto dentro del macizo rocoso, dichos movimientos pueden variar durante las distintas etapas de construcción como respuesta a la variación de esfuerzos a la que está sometido el túnel. El instrumento más común empleado para medir deformaciones unitarias en túneles es el **extensómetro de barras**, el cual mide el cambio de distancia entre dos puntos por medio de un potenciómetro lineal acoplado a una barra protegida con tubos telescópicos. Para longitudes menores de 40 metros se utiliza el extensómetro de varilla y para longitudes mayores de 60 metros el de hilos.
- Los **inclinómetros** constituyen uno de los principales métodos de investigación de deslizamientos y, en general, de control de movimientos transversales a un sondeo. La instrumentación mediante inclinómetros consiste en medir las inclinaciones en diversos puntos del interior de un sondeo mediante una sonda que transmite una señal eléctrica proporcional a la inclinación. Las diferencias entre las medidas realizadas en diversos puntos y los tiempos en los que se toman las medidas, permiten conocer y cuantificar los movimientos transversales al sondeo. Los inclinómetros pueden ser de resistencia eléctrica, de cuerda vibrante y servo-acelerómetros, alcanzando estas últimas precisiones en la medida de giros de 2×10^{-4} rad. Es importante asegurarse de que el inclinómetro se sitúa por debajo de la zona de posible movimiento.
- La instrumentación para medir esfuerzos se realiza con el objetivo de estimar los esfuerzos de resistencia de la roca en el túnel, así como los cambios de estado de esfuerzos causados por actividades de construcción, excavación y la simulación de aplicación de cargas, los ensayos de esfuerzos en túneles generalmente se realiza mediante **placa de carga, gato plano** y el monitoreo de presiones mediante **células de presión**.
- La medición de asentamientos o bufamientos (desplazamientos verticales) pueden medirse superficialmente mediante **técnicas topográficas** o internamente mediante sondas, **celdas hidráulicas** de asentamientos y otra gran variedad de dispositivos.
- La medición de parámetros hidráulicos tiene el objetivo de determinar los niveles de agua dentro del interior del túnel, la velocidad del río y caudal del mismo.

4.2. COLOCACIÓN Y MEDICIÓN

EXTENSÓMETROS

Están formados por una o más anclas colocadas a distintas profundidades dentro de un barreno, se ancla en un lugar en donde se supone fijo, se extiende las barras metálicas hasta el brocal del barreno, protegidos con un tubo de fierro fundido telescópico, en el brocal se construye un dado de concreto que será el cabezal, en el se coloca una placa para alojar el calibrador de alturas, la distancia de la placa a la referencia de la barra metálica será el desplazamiento que se medirá y vigilara su comportamiento el tiempo que sea necesario.

Un extensómetro de barra típico contiene entre 5 y 10 anclas y barras. (Extensómetros de barras de un solo punto tienen una sola ancla y una sola barra). Los movimientos se pueden medir mecánicamente mediante sensores de profundidad o eléctricamente mediante un calibrador de alturas.

Algunos aspectos importantes a considerar en la instalación se mencionan a continuación:

- Para el desplante del ancla se deberá buscar un material compacto.
- Una vez que el barreno este perforado se verificará que no tenga azolves, en caso necesario se lavara la tubería.
- Se permite el uso de lodo bentónico o ademe metálico para estabilizar la pared del barreno cuando se requiera.
- Los tramos de tubo se van acoplando en tramos de 3 metros o 6 m. conforme se vaya introduciendo la tubería al barreno. Al mismo tiempo se va acoplando la tubería de protección de PVC y se colocan centradores de hule de neopreno entre ambas tuberías.
- En el extremo superior de la tubería galvanizada se coloca el tramo de ajuste junto con un tapón que tiene soldada una referencia de acero inoxidable con terminación en punta de bala.
- Cuando la columna de tubos haya llegado al fondo del barreno se colocara la lechada para que la columna quede empotrada en 2 m de longitud.
- Se rellena con arena fina el espacio anular entre la tubería de PVC y el barreno, para lo cual se utiliza el poliducto de 1,90 cm de diámetro, la colocación se realiza con agua a partir del fondo hacia arriba.
- Se coloca aceite SAE-30 en el espacio anular entre ambas tuberías,
- Se construye un dado donde se empotrara la placa para la colocación del medidor de alturas.
- Se construye un registro de protección y posteriormente se nivela.
- Se elabora la ficha de instalación.

Medición:

El micrómetro debe estar calibrado, de manera que esté debidamente acreditado antes de salir al campo.



Figura 4.2 Extensómetro de barra



Figura 4.3 Cabezal de extensómetro de barras

Procedimiento de medición:

1. Limpiar la superficie de apoyo del extensómetro.
2. Se coloca en ceros el calibrador de alturas con la placa patrón.
3. El calibrador de alturas se coloca dentro del cabezal del extensómetro en la zona de la placa.
4. Se toman tres lecturas por aparato, las cuales se anotan en la hoja de campo.

Proceso de cálculo del extensómetro.

Para obtener la deformación del macizo medido de acuerdo con el principio de funcionamiento de este instrumento, se resta algebraicamente la lectura base de la lectura actual, obteniendo una diferencia que representa la deformación del macizo, si esta diferencia es positiva ocurrió una expansión, en caso contrario se presentó una contracción.

$$D_T = L_{ACT} - L_{BASE}$$

$$D_P = L_{ACT} - L_{ANT}$$

Donde:

D_T =Deformación total [mm]

L_{ACT} =Lectura actual en [mm]

L_{ANT} =Lectura anterior [mm]

D_P = Deformación parcial [mm]

L_{BASE} = Lectura base [mm]

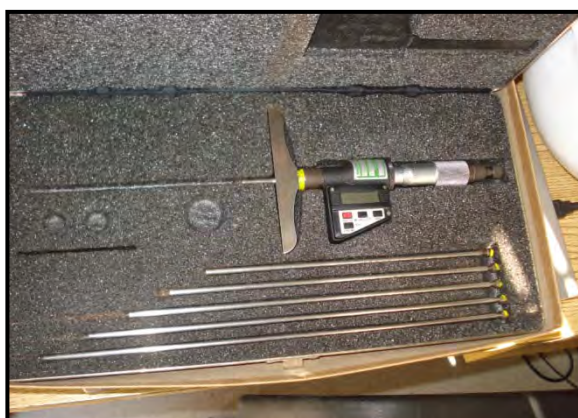


Figura 4.4 Micrómetro de profundidad

De estos parámetros, la lectura base se toma de la información contenida en la ficha del instrumento, mientras que la lectura actual se toma de las mediciones de campo que se realicen.

Extensómetros lineales:

Este tipo de aparatos sirve para medir el cambio de distancia horizontal entre dos o más puntos cuya separación se conoce mediante anclas fijadas en el macizo y con ayuda de un potenciómetro, los extensómetros están formados generalmente por un dispositivo medidor de deformaciones acoplado a una barra fija entre dos placas de anclaje.

La separación entre placas depende mucho del tipo de suelo o roca y de los movimientos esperados en cada material, a partir de los cuales se fija la carrera del potenciómetro. La precisión con la cual se puede medir cambio de distancia entre placas es de ± 3 mm. En general la sensibilidad esperada en los extensómetros es del orden del 0,1 % de la carrera del potenciómetro, aunque la repetibilidad y la precisión tal vez no sean mayores de 0,5 mm, dependiendo del tipo de anclaje y del elemento de conexión. Si la distancia entre placas de anclaje es demasiado pequeña, las variaciones locales pueden dar lugar a mediciones no representativas, mientras que para una separación grande se integraran las variaciones reales en un valor “promedio”.

Todos los sistemas eléctricos del extensómetro, necesitan proyectarse, instalarse, protegerse con extremo cuidado con el fin de soportar y comportarse debidamente bajo condiciones ambientales adversas (grandes presiones de agua y materiales). La parte más vulnerable de un sistema como este es el sello en el transductor y la permeabilidad del cable eléctrico, el cual queda generalmente inaccesible después de su instalación.

Algunos aspectos importantes a considerar en la instalación se mencionan a continuación:

- Para verificar que no falte ninguna pieza y para cortar la barra de acero inoxidable junto con su tubería de protección, se procede a ensamblar todos los extensómetros.
- Cuando la columna esta armada se coloca su nomenclatura, se enumeran las piezas y se identifican los cables de cada aparato.
- Al terminar esta actividad se procede a desarmar la columna de aparatos y cada uno de ellos se guarda en su estuche.
- La salida de los cables se realizará hacia donde indique el proyecto.
- Cuando este lista la zona de instalación se afina el piso y se colocan referencias topográficas en los extremos para definir el eje de los aparatos.
- Se traza la posición de cada ancla, dependiendo de la carrera del vástago, y se realiza la perforación para colocar las anclas, los sensores y la tubería de protección de los cables. La sección transversal más común es de 0,15 m x 0,20 m de lado.
- Se procede a ensamblar cada aparato, controlando la carrera del vástago con la unidad de lectura digital, de tal forma que las anclas se fijen perfectamente. El cuerpo del extensómetro se protege con tubería de PVC de 0,032 m de diámetro cementándola perfectamente.
- La línea del extensómetro se orienta de acuerdo al eje de referencia establecido.
- Se habilita la tubería de protección de los cables de cada sensor y se coloca orientándola, hacia donde indique el proyecto.
- Se localiza topográficamente las anclas y los sensores de cada aparato.
- Para implementar la ficha de instalación del instrumento se requieren los datos siguientes: localización, nivelación topográfica de los sensores y anclas, nivelación de la zona de instalación, croquis de todos los detalles de instalación.

Proceso de cálculo

En cuanto a las lecturas y procedimientos de datos, se debe tener al día las gráficas de cambios de longitud de cada placa de anclaje al sensor y los cambios calculados entre placas. Se deberá poner atención especial a la rapidez de cambio de longitud, ya que cualquier aumento puede ser indicativo del inicio del mecanismo de falla predicho. Las lecturas de extensómetros son generalmente susceptibles a los cambios de temperatura, por lo que se debe medir este aparato y efectuar las correcciones necesarias.

La lectura actual se calcula a partir de la lectura en unidades mediante la expresión:

$$L_{ACT} = L_{UNI} \times k_{POT}$$

La deformación unitaria en porcentaje se obtiene de la expresión:

$$Def_{Act\%} = \left[\frac{L_{ACT}}{D_p} \right] \times 100$$

Donde:

Def_{ACT}= Deformación unitaria actual en %.

L_{Act}= Lectura actual en mm (depende de la K del potenciómetro).

L_{Uni}= lectura tomada en unidades.

D_p= Distancia entre placas en cm o mm (depende de la K del potenciómetro).

K_{pot}= Constante del potenciómetro.

Para efectos de verificación se comparan tanto los desplazamientos en mm o cm como las deformaciones en porcentaje contra lecturas anterior e inicial de la manera siguiente:

$$D_T = L_{Act} - L_{Ini}$$



Figura 4.5 Micrómetro de profundidad

$$D_{Parcial} = L_{Act} - L_{ant}$$

La diferencia en porcentaje de deformación contra la lectura anterior se obtiene:

$$D_{iff\%} = D_{Act} - D_{Ini}$$

Donde:

D_T = Desplazamiento total en mm o cm.

$D_{parcial}$ = Desplazamiento parcial en mm o cm.

D_{Act} =deformación actual en %

$Diff$ =Diferencia de deformación actual contra anterior en %

D_{ini} = Deformación inicial en %

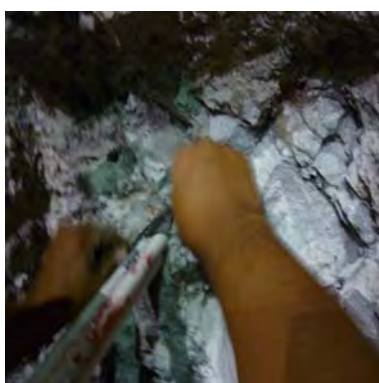
L_{Ant} = lectura anterior en mm o cm.

L_{Act} = lectura actual en mm o cm.

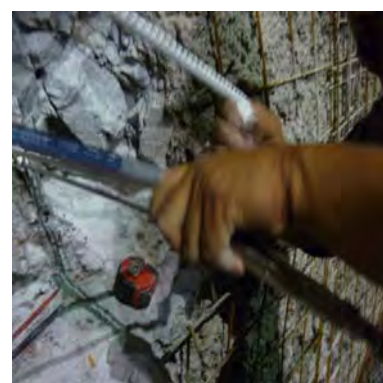
L_{Ini} = lectura inicial en mm o cm.



A) concreto retirado para la instalación del cabezal



B) Corte y retiro de las tuberías de PVC de protección de las barras de acero



C) Corte de ajuste de las barras de acero para insertar el cabezal



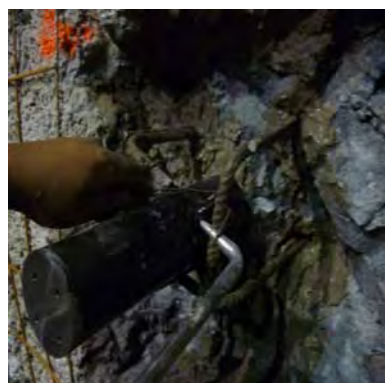
D) Barras ajustadas



E) Colocación del cabezal de medición



F) Ajuste del cabezal de medición



G) Fijación del cabezal

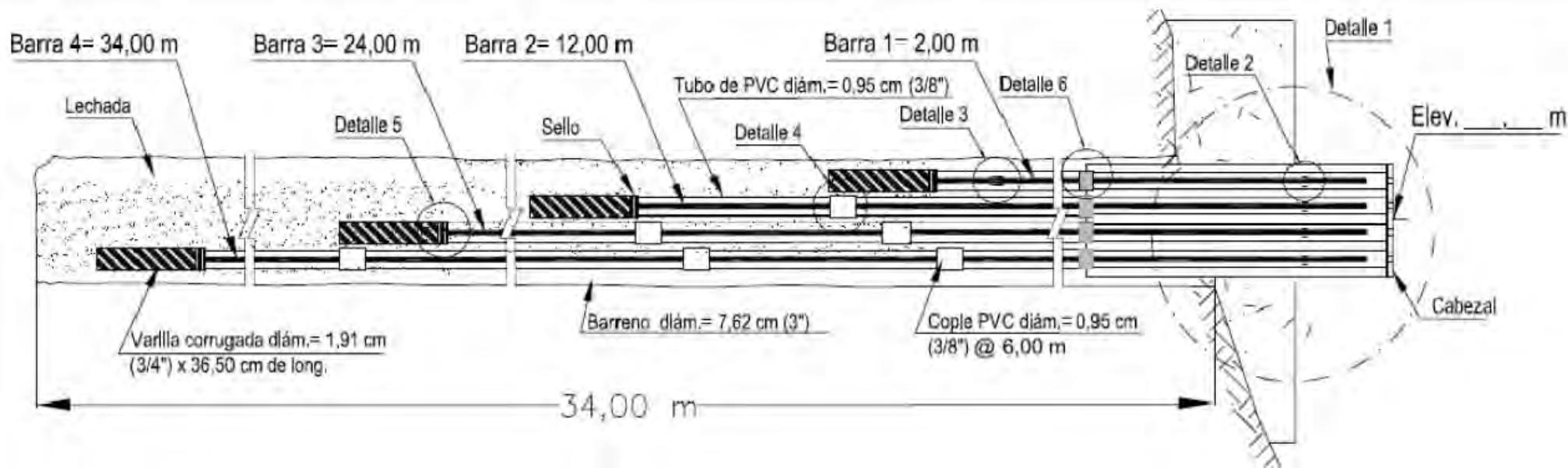


H) Colocación de cimbra



I) Colado del dado de protección

Figura 4.6 Secuencia de colocación del cabezal para el extensómetro de barras



Corte Longitudinal del Barreno

Proyecto Hidroeléctrico "La Yesca"
 Ficha de Instalación de Extensómetro de Barras: _____

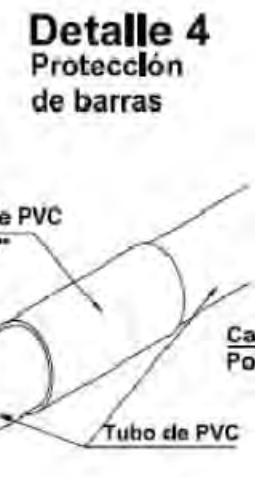
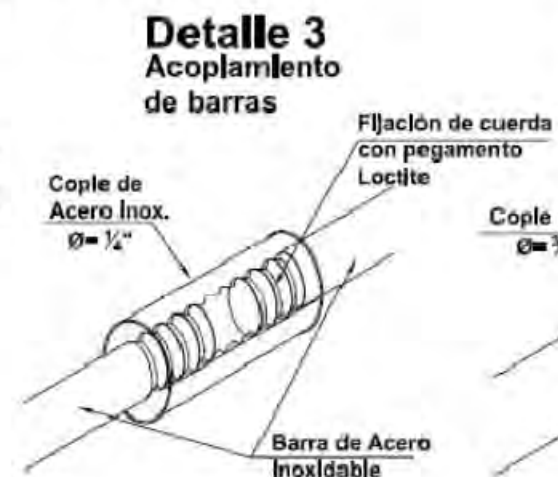
CÓDIGO: _____

Datos de Instalación

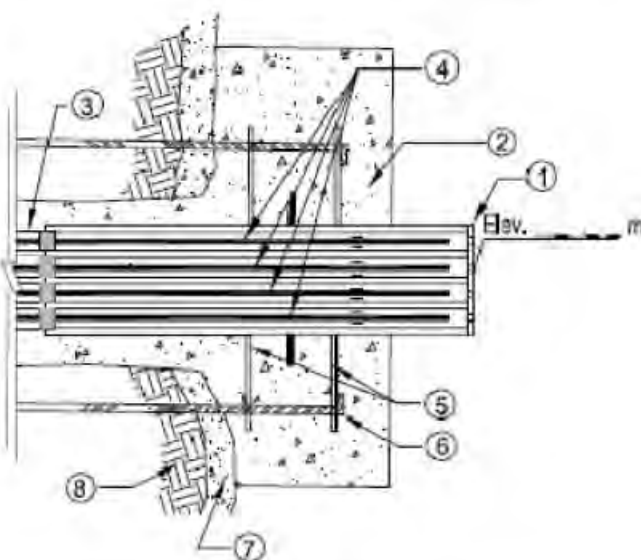
Fecha de barrenación:
 Colocación extensómetro:
 Instalación del cabezal:
 Inclinación de la perforación:
 Cadenamiento:

Instaló:

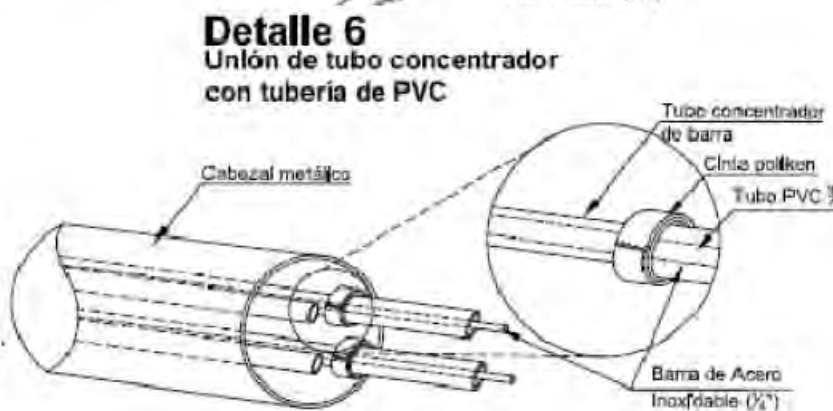
Coordenadas de ubicación del cabezal: X =
 Y =
 Z =



	Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 4
MEDICIÓN INIC. (m)				
LONGITUD (m)				
Nº DE BARRAS INSTALADAS				
TRAMOS DE AJUSTE (m)				



- Descripción del detalle 1:
- 1.- Cabezal metálico diám. = 7,3 cm
 - 2.- Base de concreto f'c > 200 kg/cm²
 - 3.- Tubo de PVC diám. = 0,95 cm (3/8"), tramos de 6 m de longitud.
 - 4.- Barras de acero inoxidable diám. = 0,64 cm (1/4"), tramos de 3 m de longitud.
 - 5.- Acero de refuerzo a base de malla electrosoldada.
 - 6.- Anclas de acero diám. = 1,27 cm (1/2") de 50 cm de longitud.
 - 7.- Concreto lanzado.
 - 8.- Roca.



Vista Frontal



Figura 4.7 Detalle de ficha de instalación de extensómetro de barras en el Proyecto Hidroeléctrico La Yesca (documento interno de la CFE)

INCLINÓMETRO

Los instrumentos que se utilizan para medir desplazamientos o movimientos del terreno están dirigidos a conocer los movimientos que pudieran dar lugar a inestabilidad, formación de grietas, concentraciones de esfuerzos y una reacción indeseable de una estructura, en la medición de estos desplazamientos se pueden utilizar procedimientos topográficos, péndulos y clinómetros, e interiormente mediante **inclinómetros**, en todas estas mediciones de desplazamientos es necesario establecer una referencia fija como base para poder conocer los movimientos absolutos.

<i>Tabla 4.2 Tipo de Inclinómetro de acuerdo a el método de medición</i>		
Método de medición	Aparato	Principio de medición
Métodos de desplazamientos horizontales a partir de cambios en la inclinación de un tubo de ademe.	Inclinómetro de tipo resistor lineal	Determinar el cambio del ángulo de inclinación del tubo de ademe con una sonda a base de un péndulo que se desliza sobre una bobina formando los dos brazos de un circuito en puente de Wheatstone
	Inclinómetro del tipo de péndulo instrumentado con strain-gages	La inclinación de la sonda se mide con strain gage adheridos a un péndulo rígido
	Inclinómetro de tipo acelerómetro	La inclinación se mide con dos servo-acelerómetros de circuito cerrado

Lectura de inclinómetros:

Las ruedas de la sonda del inclinómetro proporcionan puntos de medición entre los cuales se define la inclinación. La máxima precisión se obtiene cuando la distancia entre cada intervalo de lectura es igual a la separación entre ruedas superior e inferior de la sonda. Una vez que se fija el incremento de lectura, esta será constante en toda la longitud del tubo.

Las lecturas se toman como sumas algebraicas o diferencias de lecturas con respecto a 180 grados. Para cada profundidad de medición se toma la lectura en un plano vertical y luego se repite girando el instrumento 180 grados. El cálculo de las diferencias entre estos 2 juegos de lecturas reduce los errores producidos por irregularidad en la ranura del tubo y por la calibración del instrumento.

Procedimiento de cálculo

Para obtener los desplazamientos que se han presentado en el inclinómetro se realiza mediciones a intervalos de 0,5 m o mayores partiendo del fondo del inclinómetro si no hay azolve o desde la profundidad máxima que se permita.

Una vez obtenidas las lecturas de los puntos procesados, las inclinaciones se transforman en distancias laterales. La desviación entre cada intervalo de medición se denomina desviación acumulada o parcial. La suma de todas se denomina desviación acumulada, la gráfica que muestra las desviaciones acumuladas representa el perfil actual o geométrico del tubo.



Figura 4.8 Tubería ABS

La geometría actual se calcula a partir de cuando menos un punto del inclinómetro que este perfectamente bien localizado, a partir de este punto se aplica el proceso de cálculo para obtener la geometría actual. Dependiendo de las condiciones del instrumento se puede utilizar uno de los siguientes 3 métodos de cálculo.

Cálculo de geometría por punto fijo abajo: Este es método convencional para obtener la geometría, consiste en ubicar el punto en el fondo del tubo y a partir de aplicar un proceso que recorre el barreno hacia arriba hasta llegar a la boca. La diferencia entre la lectura base contra la lectura actual de cada punto representa el desplazamiento que se ha presentado.

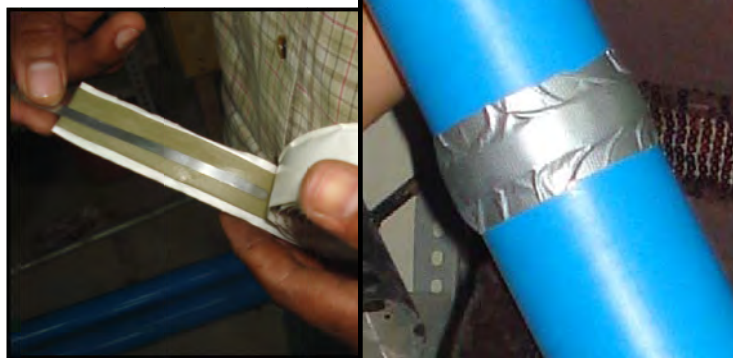
Cálculo de geometría por punto fijo arriba: este método se utiliza cuando el fondo del tubo no se localiza en un estrato estable o cuando no se puede tener acceso a él, debido a la acumulación de azolve. Se localiza topográficamente el punto correspondiente a la boca y a partir de aplicar un proceso que recorre el barreno hacia abajo hasta llegar al fondo o al punto que el azolve lo permita. Para obtener el desplazamiento real se aplica un proceso de ajuste a la geometría, el cual consiste en afectar este debido al desplazamiento topográfico presentado en el punto de la boca.

Cálculo de geometría por dos puntos fijos: Este método se utiliza cuando se requiere analizar el desplazamiento de la geometría con referencia a dos puntos fijos del tubo. Consiste en localizar topográficamente los dos puntos de interés y a partir del más alto aplicar un proceso que recorre el barreno hacia abajo hasta llegar al fondo o al punto que el azolve lo permita. Para obtener el desplazamiento real se aplica un proceso de ajuste a la geometría, el cual consiste primero en afectar esta debido al desplazamiento topográfico presentado en el punto de arriba y luego afinar ajustando por el desplazamiento presentado en el fondo del barreno.



Cuando se realiza la medición de desplazamientos en un inclinómetro de deben de proporcionar primero una serie de valores que identifican a los instrumentos auxiliares que intervienen en el proceso y definen parámetros que afectan la medición; estos valores son:

- Identificador de la sonda utilizada.
- Tipo de sonda utilizada
- Constante de la sonda
- Longitud del cable usado
- Corrección del cable usado
- Longitud del adaptador
- Identificador de la caja de control
- Número de lecturas a realizar
- Coordenadas X, Y y Z de la boca.



Procesamiento de lecturas de los inclinómetros:

El proceso a mano de las lecturas de inclinómetros es una operación tardada. Debido al trabajo invertido en la obtención de lecturas y posteriormente en el cálculo de los desplazamientos, el éxito de un programa de medición depende sobre todo de la organización y disciplina. Las lecturas de campo se deberán convertir en mediciones cuantitativas, de preferencia en forma de gráficas que muestren las curvas de movimientos tan pronto como sea posible después de la observación en campo. La información de campo se deberá revisar a mano antes de procesarla electrónicamente, el desechar lecturas que muestren grandes diferencias en las sumas a 180 grados y sustituirlas por el promedio de dos lecturas cercanas correctas, puede implicar el dejar de conocer información útil. Si se mantiene un registro de las curvas de movimientos sucesivos, la consistencia de las nuevas mediciones se puede referir a las lecturas previas. Las sumas de lecturas a 180 grados demasiado altas, que ocurren sin previo aviso y sin ninguna explicación, se deben desechar o en su efecto repetir el sondeo.



A. *Habilitado del pasador de fondo*



B. *Preparación del tubo de fondo*



C. *Una vez colocado el pasador es sella con un tapón y se coloca el Sikaflex en el exterior*



D. *Se coloca cinta para ductos una vez realizado el paso anterior*



E. Se realiza el acoplamiento de la tubería ABS



F. Muestra el alineamiento de la tubería ABS

Figura 4.11 Secuencia de preparación y colocación de Inclínómetro.

PLACA DE CARGA

Suele excavarse en el interior de túneles, los parámetros que se miden son la carga, los asentamientos o desplazamientos y el tiempo, lo que permite obtener el módulo de Young E . El ensayo consiste en colocar una placa de carga sobre la roca y medir los desplazamientos que se producen al aplicarse cargas conocidas. La orientación de la carga puede ser horizontal (si se hace en los hastiales) o vertical (si se realiza en la clave y plantilla de la galería), aplicándose mediante un gato y una bomba hidráulica para poder alcanzar mayores presiones. El área cargada suele variar desde 0,3 x 0,3 m hasta 1,0 x 1,0 m, si bien la elevada resistencia que habitualmente presentan



Figura 4.12 Ensayo de placa de carga Ref. [38]

los macizos rocosos obliga a emplear una placa más pequeña. En cada ensayo se efectúan varios ciclos de carga y descarga, obteniéndose el módulo de Young tanto en ramas de carga como de descarga.

El módulo E se calcula de la siguiente manera:

$$E = [qL(1 - \mu^2)]/z \dots \dots \dots \text{placa cuadrada}$$

$$E = [\pi qd(1 - \mu^2)]/4z \dots \dots \dots \text{placa circular}$$

Donde:

- q= carga aplicada
- L= ancho de la placa
- d= diámetro de la placa
- z=hundimiento de la placa
- μ =coeficiente de Poisson

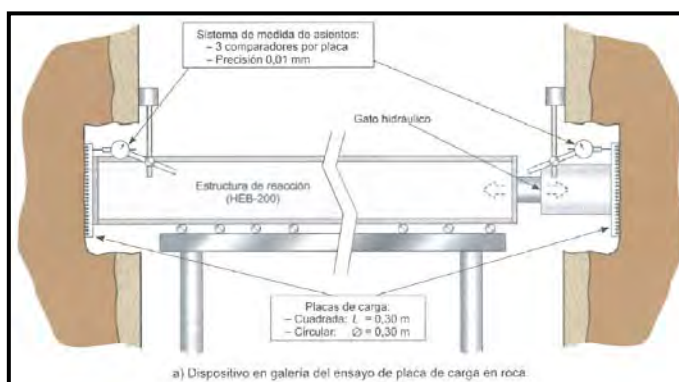


Figura 4.13 Esquema del ensayo de placa de carga Ref. [38]

GATO PLANO

Permite estimar el módulo de deformación en macizos rocosos duros y continuos, y medir el estado tensional de la roca. Antes de comenzar el ensayo se fijan en la pared rocosa unos clavos o puntos de referencia y se mide su separación (figura 10). A continuación se efectúa una ranura en la roca entre los puntos de referencia, mediante una sierra o perforación con taladros, lo que provoca un acercamiento entre los puntos al tender a cerrarse la ranura por liberación de los esfuerzos existentes en el macizo rocoso; se miden estas deformaciones inmediatamente después de realizar la hendidura y algún tiempo después, entre uno y tres días. Se introduce entonces un gato plano en la ranura y se aplica presión hasta que las distancias entre los puntos de referencia sean iguales a las primitivas; esta presión aplicada se considera igual a la tensión inicial de la roca, antes de realizar la hendidura, en la dirección perpendicular al gato plano. Durante el ensayo se registran las presiones aplicadas y se miden las deformaciones producidas, a partir de las cuales se obtiene el módulo de deformación elástico del macizo rocoso.

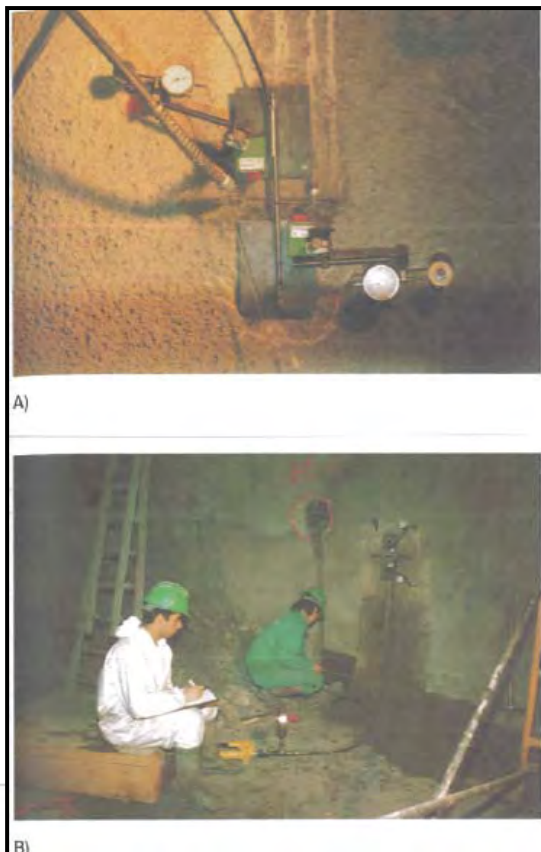


Figura 4.14 Ensayo con el método del gato plano. A) Dispositivo empleado.

B) Ejecución del ensayo

Ref. [38]

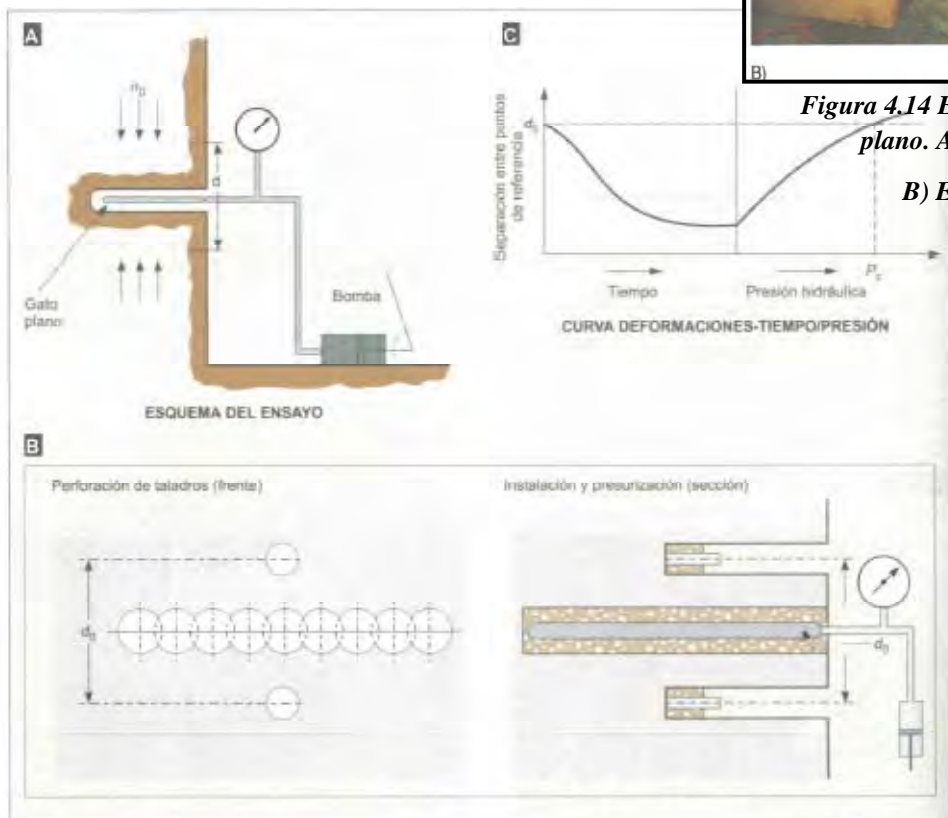


Figura 4.15 A) Esquema del ensayo del gato plano; B) Procedimiento de perforación e instalación del gato plano; C) Registro de deformaciones. Ref. [38]

CÉLULA DE PRESIÓN TOTAL

Consiste en dos placas de acero soldadas rellenas en su interior de un fluido de tipo de aceite o mercurio. La presión que el terreno ejerce sobre las celdas es transmitida por el fluido hasta un transductor de presión que puede ser neumático, hidráulico o eléctrico. Las células de presión total se pueden instalar en los revestimientos de los túneles.



Figura 4.16 Célula de presión

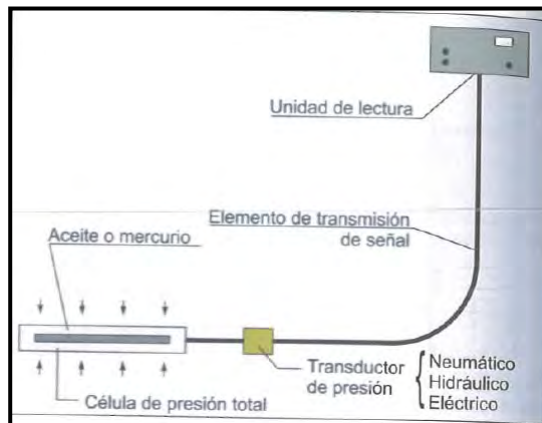


Figura 4.17 Esquema de célula de presión Ref. [38]



A. Excavación y colocación de la célula de presión



B. Relleno y compactación alrededor de la célula de presión



C. Alineación de la célula después de la compactación



D. Medición inicial de la célula de presión

Figura 4.18 Procedimiento de colocación de una célula de presión

CÉLULA DE CARGA

Se instalan en el anclaje para medir las tensiones transmitidas al terreno, así como la propia tensión de anclaje. Los puntos de medida se sitúan entre la cabeza del anclaje y el terreno. Estas células pueden ser de varios tipos:

Mecánicas: las deformaciones se miden directamente con un comparador.

Hidráulicas: Las deformaciones se miden con células que contienen una cámara de aceite que transmiten la carga a un transductor.

Eléctricas: Son células cilíndricas metálicas cuya deformación se transmite a sensores eléctricos.



Figura 4.19 Célula de carga de cuerda vibrante Ref. [38]

TÉCNICAS TOPOGRÁFICAS

La medición de asentamientos o bufamientos (desplazamientos verticales) pueden medirse superficialmente mediante técnicas topográficas o internamente mediante sondas, celdas hidráulicas de asentamientos y otra gran variedad de dispositivos.

Técnicas topográficas: las deformaciones verticales superficiales (plantilla del túnel) se puede definir realizando nivelaciones topográficas periódicas de un conjunto de puntos. La precisión de la nivelación debe ser congruente con la magnitud significativa de deformación que debe medirse. En todos los casos se requiere que los bancos de nivel sean monumentos robustos bien cimentados.

El método se realiza mediante la nivelación diferencial el cual consiste en: proporcionar el desnivel entre dos o más puntos. La posición relativa de los puntos se determina directamente restando a la lectura de atrás la lectura de adelante. Dichas lecturas reciben el nombre de lectura (+) y lectura (-) de las dos escalas “A” y “B” de las miras INVAR respectivamente. Si se conoce la posición absoluta de uno de los puntos, es posible conocer la de cualquier otro cercano a él y así ambos están referido a una superficie de nivel.

Triangulación: Método utilizado para definir las coordenadas precisas de aparatos, referencias superficiales, intersecciones de líneas visuales etc.

Un sistema de triangulación se forma con triángulos adyacentes encadenados según se necesite, y así, conociendo una sola distancia y todos los ángulos de los triángulos, se calculan todos los lados y las coordenadas de los vértices. Cada triángulo tendrá cuando menos lado en común con el triángulo siguiente.



Figura 4.20 Equipo de topografía preparando la zona de instrumentación

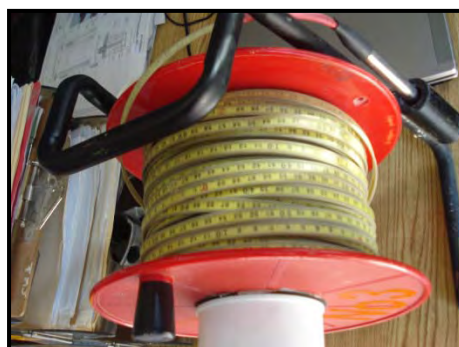


Figura 4.21 Cinta métrica

MEDIDOR DE JUNTAS TRIDIMENSIONAL

El objetivo del medidor de juntas tridimensionales es la determinación de desplazamientos diferenciales tridimensionales en la traza de la falla que se desea monitorear teniendo un punto de referencia en la zona de movimiento y otro punto en la zona estable, este tipo de instrumentación permite conocer rápidamente la velocidad, dirección y magnitud del desplazamiento.

La utilización del medidor de juntas tridimensionales es más socorrido en el monitoreo de taludes o mecanismos de falla donde se presente el deslizamiento de un bloque sobre otro, se instala por medio de dos placas metálicas direccionadas paralelamente. La placa fija de referencia se ancla al bloque fijo y la otra al bloque móvil por medio de varillas de acero, por medio de los orificios realizados en la placa móvil se puede medir los desplazamientos en las tres direcciones (X, Y y Z) con la ayuda del micrómetro de profundidad utilizado para la medición de extensómetros de barras tal como lo muestra la siguiente figura.



Figura 4.22 Medición de juntas tridimensionales

Por lo tanto el desplazamiento resultante será:

$$\text{Desplazamiento resultante} = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

En excavaciones subterráneas también se utiliza el medidor de juntas tridimensionales, particularmente cuando se interceptan fallas, las cuales se espera sufran desplazamientos que inicien un mecanismo de falla como el estudiado en el capítulo 2 por tal motivo deben monitorearse, el medidor de juntas tridimensionales nos dará datos confiables y rápidos para tomar las decisiones adecuadas.



Figura 4.23 Falla interceptada en Túnel de Desvió

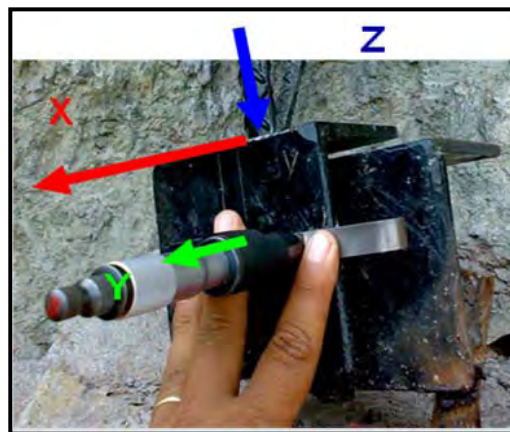


Figura 4.24 Ejes de referencia X, Y, y Z del medidor de juntas tridimensionales



Figura 4.25 Instalación de medidor de juntas tridimensionales en túnel

MEDICIÓN HIDRÁULICA

Dentro de la amplia variedad de instrumentos hidráulicos para medir velocidades encontramos:

- Tubo de Prant.
- Anemómetros.
- Anemómetro de eje vertical.
- Anemómetro de eje horizontal.
- Molinete Hidráulico.
- Anemómetro de hilo caliente.

Los instrumentos hidráulicos más comúnmente utilizados para medir caudales encontramos:

- Caudalímetro de flujo cerrado.
- Caudalímetro de área de paso constante.
- Caudalímetro de área de paso variable
- Caudalímetro electromagnético
- Caudalímetro de ultrasonido.
- Tubo Venturi.
- Toberas de medida.
- Diafragmas.
- Medidores de flujo por presión diferencial.

Los instrumentos hidráulicos para medir los niveles de agua en el túnel tenemos.

Estadal graduado

Estadal con graduación de código de barras.



Figura 4.26 Instrumentación a la salida del Túnel de Desvío I

4.3. INTERPRETACION DE RESULTADOS

Para la realización del análisis de resultados es necesario contar con los siguientes documentos:

- Memoria técnica de la obra
- Memoria de instrumentación
- Informes de análisis previos
- Informes del proceso de datos
- Informes de las visitas de inspección

Le memoria técnica de la obra debe contener la información necesaria de el túnel antes-durante y después de su construcción, dicha información debe ser geométrica, geológica, geotécnica y en su caso estructural, así como el avance de obra o en su caso bitácora de obra con los posibles problemas que se puedan presenta durante su construcción.

La memoria de instrumentación, es el documento que contiene toda la información a detalle del aparato instalado, dicha información puede ser: tipo de aparato, marca, modelo, fecha de instalación, fecha de ultima calibración, posición absoluta y posición relativa, fotografía del proceso de instalación, incidentes durante el periodo y posterior a su colocación, responsable de calibración, responsable de instalación, responsable de medición etc.

Los informes de análisis previos permiten conocer el comportamiento de la estructura en el paso inmediato para poder cotejarlos con los informes de los procesos de datos en el tiempo actual de la presentación del informe y los informes de las visitas de inspección con el objetivo de tener una referencia de datos precisa y sin ambigüedades que permitan acciones correctivas en tiempo y forma.

La comparación entre los valores medidos de las variables que determinan el comportamiento de la estructura, contra los valores esperados con base en los cálculos y el estado del arte de diseño, valores similares indican un comportamiento normal y las desviaciones significativas entre los valores medidos y los calculados, indican consideraciones erróneas de diseño o comportamiento critico que pude ocasionar la falla o el inicio de la misma.

La variación de los valores medidos en función del tiempo, valores constantes o linealmente variables, en relación con el incremento de cargas causado por la construcción, indican un comportamiento normal de la estructura. Valores variables en una forma no lineal y que no pueden ser explicados por la ocurrencia de eventos específicos, normalmente tienen que ser considerados como críticos y que se requiere tomar acciones correctivas.

La retroalimentación nos permite la calibración de los modelos de diseño geotécnico los cuales por medio de la difusión nos permiten adquirir mayor conocimiento al igual que la validación y/o creación de nuevos criterios de diseño y procedimientos constructivos.

Con el avance hoy en día de la tecnología la instrumentación automatizada está ganando terreno en el ámbito ingenieril debido a que proporciona ventajas de consideración como son: la facilidad para realizar las mediciones, la adaptación de la frecuencia preestablecida de medición, la mejora de la calidad y precisión en la toma de mediciones, disminución en el tiempo asignado para las mediciones y análisis de las mismas, etc. Entre los inconvenientes encontramos; falla de sensores, riesgo de acumulación de datos sin procesar, necesidad de personal más capacitado.

4.4. CONCLUSIONES

En el capítulo 4,1 “*TIPOS DE INSTRUMENTACIÓN*” se trato el tema de la instrumentación en forma genérica, cabe mencionar la importancia que tiene la planeación de la instrumentación y monitoreo durante la etapa de anteproyecto y durante la etapa de construcción, se definieron y desarrollaron los puntos más importantes por los que se requiere una instrumentación en la construcción de cualquier obra subterránea.

En el capítulo 4,2 “*COLOCACIÓN Y MEDICIÓN*” abordamos los tipos de instrumentos de acuerdo a lo que queremos medir, siendo estos; deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, asentamientos y mediciones hidráulicas, cada instrumento tiene un método propio de instalación, medición y mantenimiento, en este capítulo se describió los extensómetros de barras que son los instrumentos más usados en túneles, por otra parte también se describieron algunos otros instrumentos útiles y se mostraron imágenes de colocación de los mismos.

En el capítulo 4,3 “*ANÁLISIS DE RESULTADOS*” definimos la forma de plasmar y recolectar los datos más importantes requeridos para la posterior formación de presentaciones y base de datos que describen el comportamiento de la estructura.

En conclusión la instrumentación es una parte esencial en el estudio de una determinada construcción subterránea, cada instrumento tiene un procedimiento propio de medición con uno o varios objetivos de medición.

Lamentablemente el Túnel de Desfogue no fue instrumentado, por lo que no se tienen resultados de instrumentación, dicha instrumentación se direcciono a estructuras que presentaban mayores problemas geológicos que el túnel de desfogue, como lo fue la caverna de casa de máquinas, la galería de oscilación y los túneles a presión, en consecuencia del procedimiento constructivo llevado a cabo y longitudes de avance controladas en conjunto con los tratamientos se decidió no instrumentar el túnel, ya que en la zona de riesgo, se proporcionó un revestimiento con longitudes de avance de hasta un metro, el método constructivo se describe en el capítulo 7.

CAPÍTULO 5

5. DISEÑO GEOTÉCNICO DEL REVESTIMIENTO

5.1. INTERACCIÓN ROCA-REVESTIMIENTO

Una vez determinada la carga de roca máxima y el comportamiento del revestimiento propuesto se presenta la interacción de ambos, como puede observarse en la gráfica 5.1 abajo mostrada la carga de roca por cuña máxima probable de 64 kN/m^2 se encuentra cerca del límite de resistencia de la sección propuesta de 86 kN/m^2 , también se muestra en la zona sombreada la zona de falla, esto quiere decir que para una carga superior a 86 kN/m^2 se presentará el mecanismo de falla por cuña de roca y posiblemente el colapso de la excavación.

Se muestra también la ecuación de la razón de resistencia o seguridad del revestimiento interactuando con la carga de aplicación **$FS=0,0116(Hcr)-0,0028$** , como se definió para la curva característica del revestimiento este FS es la razón entre el esfuerzo actuante dividido por el esfuerzo resistente para la combinación de carga por cuña máxima posible determinada con UNWEDGE.

Se le nombro a la zona comprendida entre la zona máxima probable por cuña de roca y zona de resistencia a la falla con $FS < 1$ la zona de resistencia residual. La presión máxima que puede soportar el sistema de revestimiento a base de marcos metálicos se obtiene al igual $FS=1$ por lo tanto la $Hcr= 86 \text{ kN/m}^2$

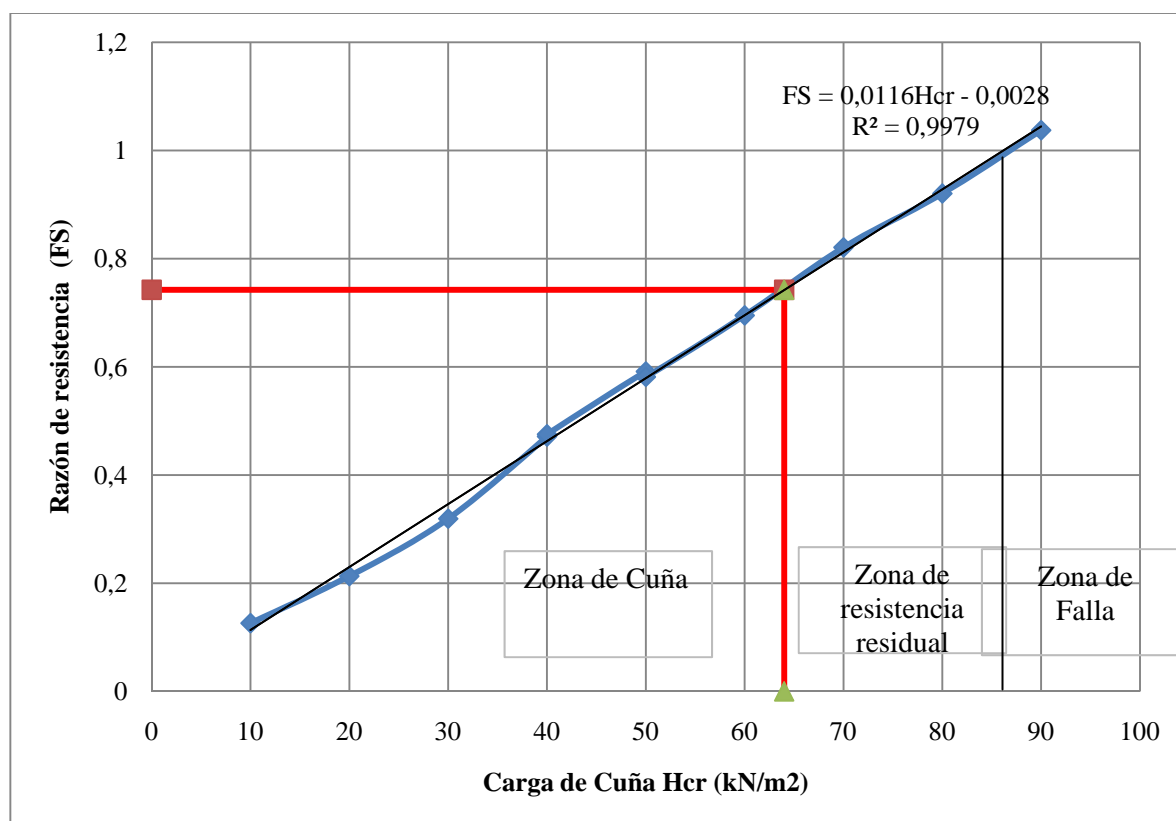


Figura 5.1 Gráfica Curva de Interacción Roca- Revestimiento I-COMBI

Del mismo modo se intercepta en la curva característica del revestimiento con el valor obtenido de carga de roca por los diferentes criterios, siendo la máxima la carga de 14,4 m de Hp obtenida con el criterio de Terzaghi y el mínimo de 5,9 m de Hp por Bieniawski, como puede observarse para la carga de 14,4 m se tiene un $FS < 1$, esto quiere decir que el esfuerzo actuante es menor al permisible teniendo este un valor 18,67 m de altura de roca, el cual se obtiene al igual $FS = 1$ y despejar Hp de la ecuación $FS = 0,0525 Hp + 0,0194$ que define el comportamiento del revestimiento primario para la Combinación 2.

Como puede observarse también en la gráfica existe una zona intermedia entre la zona de carga por Terzaghi y la zona de falla la cual corresponde a la zona de resistencia residual del revestimiento para este escenario en particular de carga. Si sobrepasa este límite se entraría a la zona de falla e iniciaría el comportamiento de mecanismo de falla y en consecuencia el posible colapso de la zona cargada.

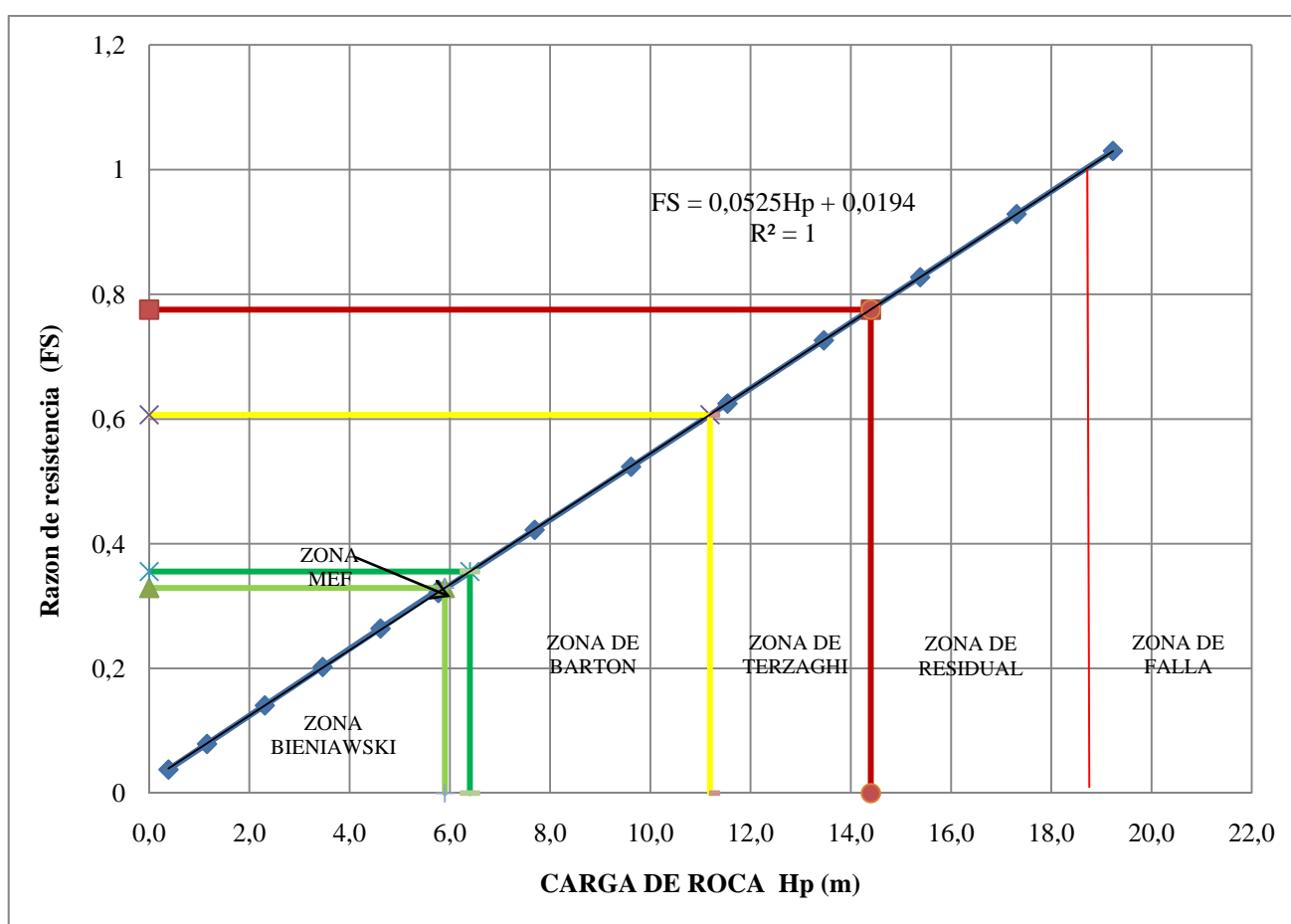


Figura 5.2 Gráfica 5 Curva de Interacción Roca- Revestimiento I-COMB2

5.2. COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA ROCA-REVESTIMIENTO

El comportamiento del sistema roca-revestimiento lo define justo el momento en el cual se instala el revestimiento y este empieza a interactuar con el medio, es decir el revestimiento empieza a recibir carga, por otra parte una vez que se realiza la excavación hasta el momento que se instala el revestimiento el macizo rocoso sufre una cierta deformación inicial u_{io} , para determinar esta deformación la cual la bibliografía recomienda toma $u_{io} = 1/3 u_i$ máxima, en este caso proponemos tomar la deformación u_{io} en función de la carga máxima estimada $hp=14,4$ m, sustituyendo este valor en la curva característica del revestimiento para la combinación 2 en función de desplazamientos tenemos que $u_{io}=10,4$ mm que es congruente con el valor de $1/3$ de u_i máxima. Como deformación máxima de revestimiento tendremos 15 mm aproximadamente que corresponde con la intersección de la curva característica del medio y la carga máxima 14,4 m de carga de roca.

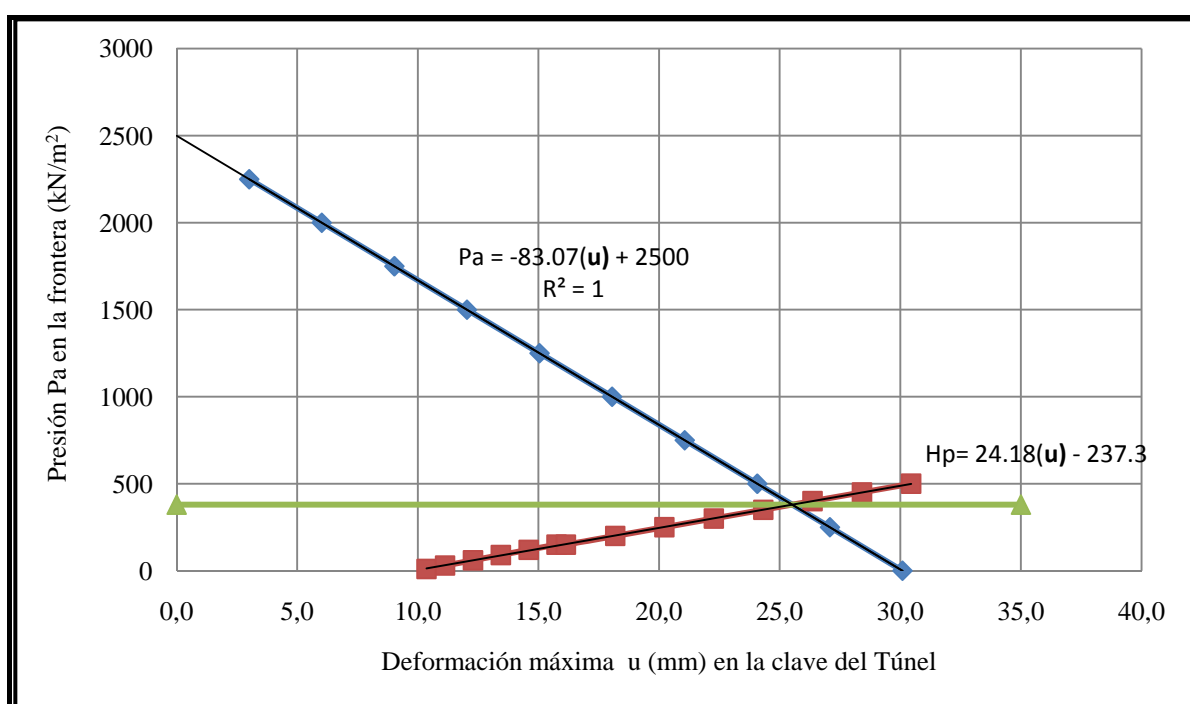


Figura 5.3 Gráfica Interacción del Macizo Rocosos con el Revestimiento Primario en la Bóveda

El punto de intersección de las curvas de respuesta del revestimiento H_p y la curva de comportamiento del medio “ P_a ” recibe el nombre de punto de equilibrio o carga de trabajo del revestimiento P_{ae} , en este punto de intersección se alcanza el equilibrio en el que la presión de apoyo desarrollada en el contacto estabiliza el sistema medio-revestimiento.

El factor de seguridad geotécnico se evalúa mediante el cociente entre la presión máxima de soporte dividida entre la presión de equilibrio.

$$FS = \frac{P_s \max}{P_{ae}} = \frac{500}{379,83} = 1,31$$

Dicho factor de seguridad se considera aceptable durante la construcción, por otra parte la deformación de equilibrio o deformación máxima $u_e=25,5$ mm es menor a la permisible (**40 mm**) la cual se obtiene de dividir el ancho de excavación 14,4 entre 360 de acuerdo a la referencia 1.

5.3. EVALUACIÓN DE LA PRESION DE DISEÑO DE SOPORTE

- Como primer escenario puede usarse la máxima presión de diseño, la cual será la establecida por Terzaghi, en la zona de fallas $H_p=14,4$ m, resistida por marcos metálicos empacados con concreto.
- Como segundo escenario se tiene la carga por cuña máxima probable cuyo valor estimado es $HP=6,4$ t/m²., resistida por marcos metálicos empacados con concreto.
- En la zona en la que no se tienen fallas se tendrá una presión de diseño del orden de $H_p= 6,0$ resultado obtenido del análisis con elemento finito (MEF), el cual es resistido tan solo con concreto lanzado y anclaje con distribución sistémica según se muestra en la figura 5.4 en la sección constante y figura 5.5 en la transición.
- La carga mínima con valor de $HP=5,90$ m resultado del análisis de Bieniawski no se utilizará en el diseño ya que es un valor menor al obtenido mediante el método de elemento finito.
- La carga con valor de $HP=11,19$ m resultado del análisis de Barton no se utilizará en el diseño ya que es un valor menor al obtenido mediante el método de Terzaghi

La resistencia temporal por tratamiento mediante anclas de fricción en la bóveda del túnel se analiza de la siguiente forma:

$$H_p = \frac{\sum_{n=1}^n F_z + F_c}{s * D * \gamma * F_s} \dots\dots\dots(\text{ec. 5.1})$$

Donde:

F_z = sumatoria de fuerzas verticales resistentes proporcionado por el anclaje.

s = separación del anclaje paralelo al eje longitudinal del túnel.

D = Diámetro o ancho del túnel.

γ = peso volumétrico de la roca.

F_c = Resistencia del concreto lanzado.

Tabla 5.1 Resistencia a la tensión del anclaje en Bóveda. (ver figura 5.4)

Ancla	Ángulo	F_x [kN]	F_z [kN]
1	13	274,48	63,37
2	23	259,31	110,07
3	34	233,54	157,52
4	45	199,19	199,19
5	56	157,52	233,54
6	68	105,53	261,19
7	79	53,75	276,52
8	90	0,00	281,70
Σ		1283,32	2884,51

$$F_c = (L_1 + L_2 + L_3 + L_4)t * \tau_c$$

$$F_c = (1,5 + 18 + 18 + 1,5)0,1 * 0,75 * 0,17 * \sqrt{20}$$

$$Hp = \frac{2884,51+2267}{1,5*14,4*26*1,3} = 6,11 \text{ m}$$

Teniendo un factor de seguridad geotécnico = 1,52

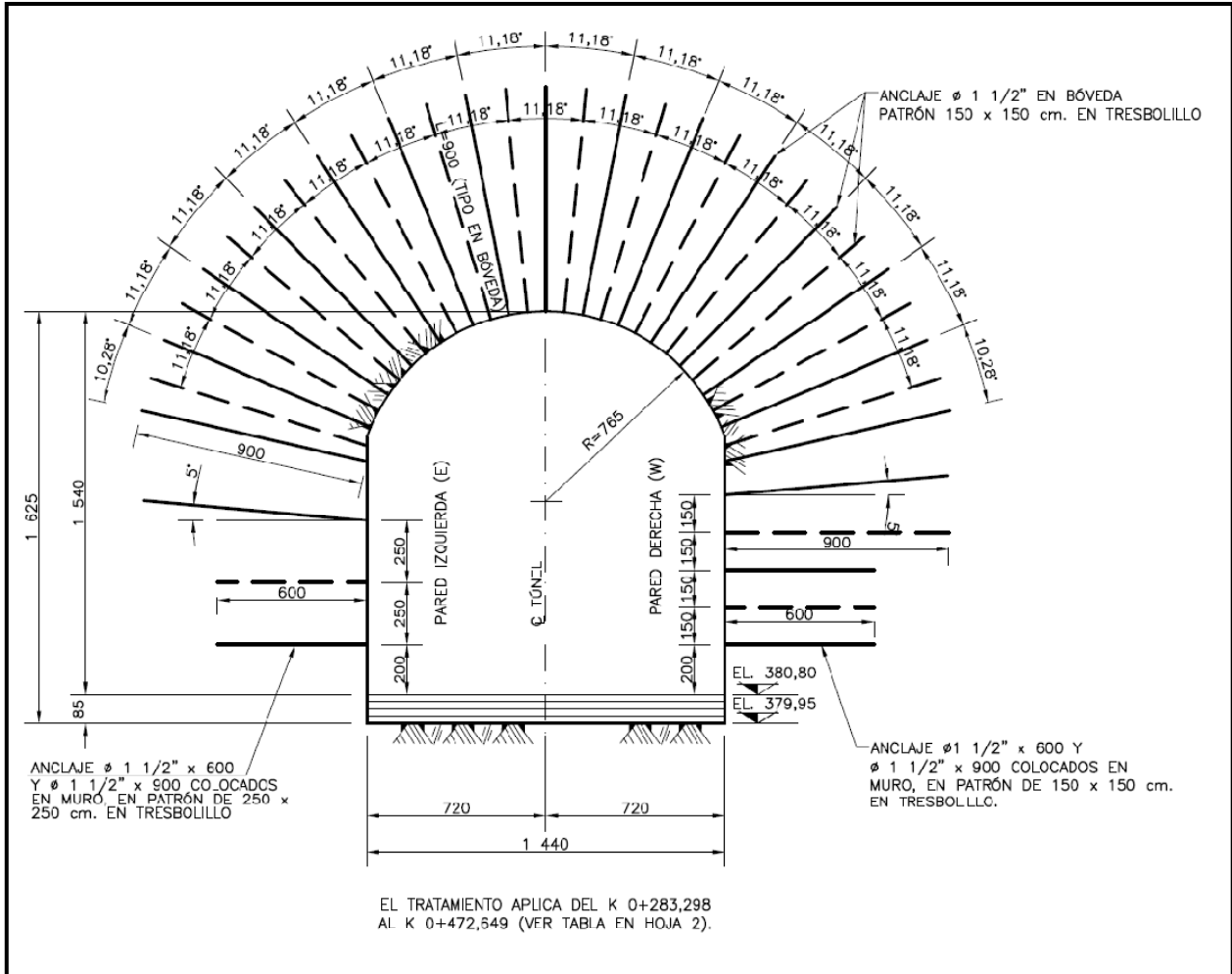


Figura 5.4 Sección Constante-Tratamiento mediante anclaje¹²

¹² Documento interno de CFE: LI YES 18-05 DES T GD 43"EXCAVACION Y TRATAMIENTO"

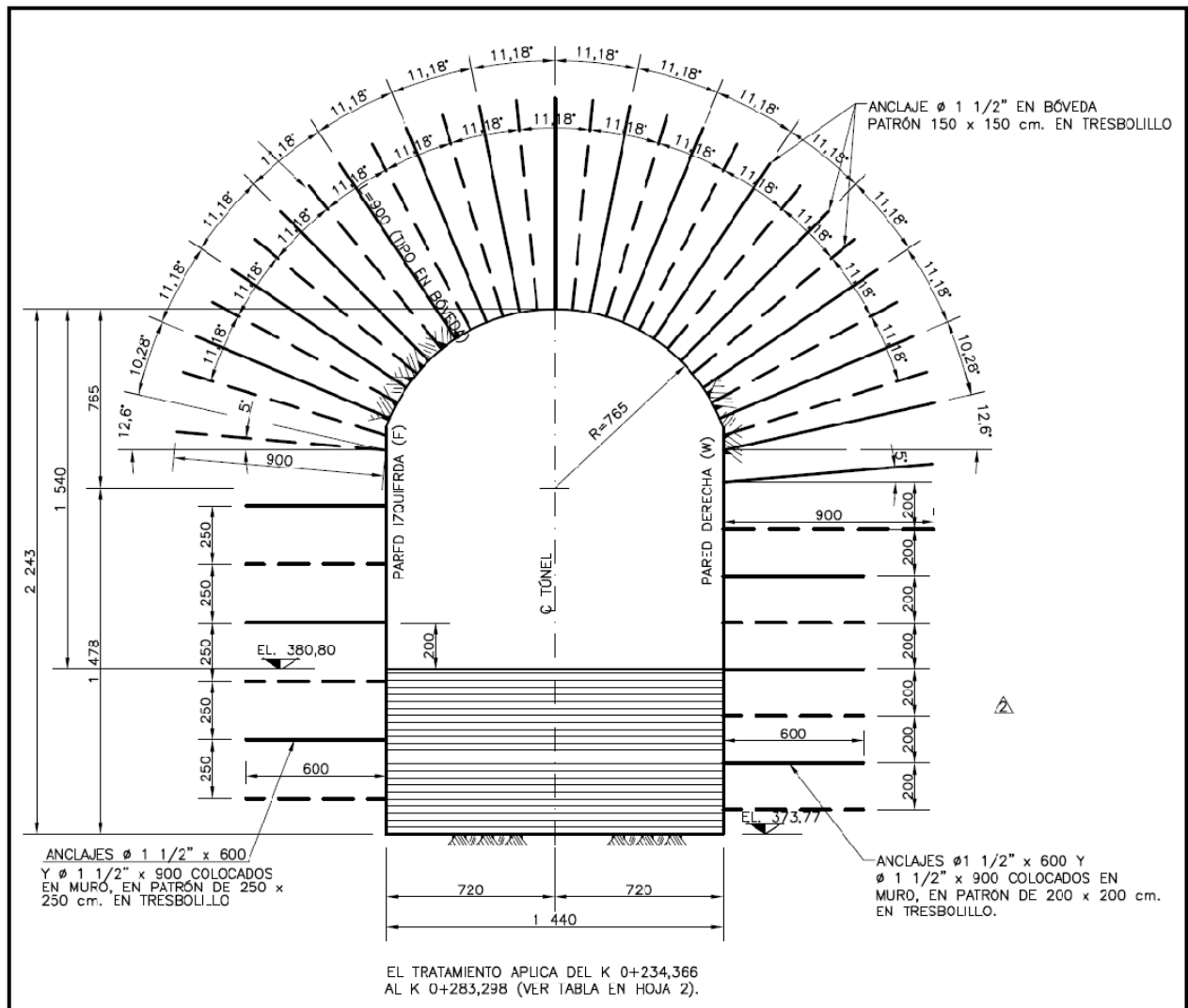


Figura 5.5 Sección Variable-Tratamiento mediante anclaje¹³

5.4. CONCLUSIONES

De acuerdo a los análisis realizados se tienen las siguientes conclusiones para la combinación 1, una relación de resistencia por debajo de 0,8 lo que proporciona un factor de seguridad estructural de 1,2 y un factor de seguridad geotécnico de 1,31 los cuales se consideran aceptables para la etapa de construcción del túnel.

En la zona donde solo se requiere un revestimiento a base de anclaje y concreto lanzado se estima una razón de resistencia de 0,65 obteniéndose un factor de seguridad de 1,52 el cual se considera suficiente durante la etapa de excavación.

Los patrones de anclaje se presentan en la figura 5,4 y 5,5 anteriores.

¹³ Documento interno de CFE: LI YES 18-05 DES T GD 43"EXCAVACION Y TRATAMIENTO"

CAPÍTULO 6

6. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO

6.1. ASPECTOS GENERALES

El Túnel de Desfogue será revestido por medio de dos tipos de revestimientos: revestimiento primario el cual proporciona de estabilidad durante la etapa de excavación y el revestimiento secundario el cual proporciona la estabilidad durante la vida útil de la estructura, ambos revestimientos son diseñados para soportar diferentes condiciones de carga.

El revestimiento primario está compuesto por un sistema de anclaje con varilla de 1 ½ “de diámetro (*ver figura 5.4 y 5.5*) y concreto lanzado con espesor de 10 cm y una resistencia a compresión simple de 200 kg/cm², y en las secciones donde se tiene la intersección del túnel de desfogue con el sistema de fallas se proporciona adicional a las anclas y concreto lanzado de marcos de acero IR305- 96.7 kg/m, los cuales son empacados con concreto hidráulico.

El revestimiento secundario será el revestimiento definitivo de la estructura, por lo que se construye de concreto armado con diferentes espesores y tratamientos necesarios para garantizar la estabilidad de la estructura bajo las condiciones de operación de la central.

El revestimiento de concreto en el túnel se debe diseñar por el método de factores de mayoración de carga y coeficientes de resistencia última, para la obtención de las dimensiones generales. Para el acero de refuerzo, se sigue lo especificado en la referencia [1]; considerando los elementos mecánicos de la combinación más desfavorable en el análisis estructural.

Materiales

Se usa para el revestimiento en el túnel de desfogue un concreto de resistencia nominal a los 28 días de $f'c = 24,52$ MPa (250 kg/cm²) y peso volumétrico 23,54 kN/m³ (2400 kg/m³).

El acero de las varillas de refuerzo es acero corrugado grado B con un esfuerzo de fluencia de $Fy = 411,9$ MPa (4200 kg/cm²).

Criterio para el reforzamiento de las estructuras de concreto

La cuantía mínima de acero de refuerzo será como se establece en el ACI 3185-05. Para el armado vertical la cuantía mínima es de 0,0033 de A_g en cada lecho (*capítulo 10.5 de la referencia [1]*); aunque no es necesario atender la cuantía mínima cuando las varillas adoptadas son mayores que las calculadas en por lo menos un tercio, conforme al párrafo 10.5.3., del ACI 318S-05. Para el armado horizontal la cuantía mínima de retracción y temperatura es igual a 0,0018 de A_g (*capítulo 7.12 de la referencia [1]*).

El recubrimiento libre corresponde al indicado en la referencia [1] literal 7.7, donde se acepta un recubrimiento libre de 7,5 cm en el paño de contacto con la roca y 5,0 cm para proteger el concreto en el paño exterior del muro.

Se utilizan los factores de reducción ϕ indicados en el capítulo 9 del ACI 318S-05.

Para diseñar el revestimiento de concreto a flexión, se usan las siguientes expresiones:

$$Mu < \phi Mn \dots\dots\dots(ec. 6.1) \text{ Ref. [1]}$$

$$\phi Mn = \phi \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \dots\dots\dots (ec. 6.2) \text{ Ref. [11]}$$

Si $w = \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \dots\dots\dots(ec. 6.3) \text{ Ref. [11]}$

Tenemos:

$$\phi Mn = \phi w b d^2$$

$$As = \rho b d$$

Donde:

ϕ = factor de reducción a flexión = 0,9

b= ancho del elemento

d= peralte efectivo

f'c = resistencia nominal del concreto

fy= esfuerzo de fluencia del acero

Dado el concepto de muros y losas, es conveniente que el cortante último lo tome íntegramente el concreto sin necesidad de refuerzo de acero. La expresión que se usa para calcular la contribución del concreto al cortante es:

$$\phi V_c = 0,17 \phi \sqrt{f'_c} * b w .d \dots\dots\dots(ec. 6.4) \text{ Ref. [1]} \text{ en Newton}$$

Esta misma expresión en kilogramos se tiene:

$$\left(\phi V_c = 0,53 \phi \sqrt{f'_c} * b w .d \right) \text{ En kilogramos Ref. [1]}$$

Donde:

Vc= Fuerza de corte tomada por el concreto

ϕ = factor de reducción de cortante = 0,75

f'c = resistencia nominal del concreto, en MPa (kg/cm²)

bw = ancho del elemento en mm (cm)

d= peralte o espesor del muro en mm (cm)

Este valor debe ser superior a V_u que es el cortante último. No obstante, se acepta que en zonas localizadas se coloque acero de refuerzo mediante estribos o grapas para obtener la resistencia al corte requerido.

Control de agrietamiento

Se sigue lo establecido en el capítulo 10.6 del ACI 318S-05, donde se especifica que la separación máxima del acero de refuerzo para un buen control del agrietamiento en la zona de tensión debe cumplir con la expresión:

$$S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \dots\dots\dots(\text{ec. 6.5}) \text{ Ref. [1]}$$

Pero no mayor de 30 cm para varillas con acero de refuerzo de 411,9 MPa.

Donde:

S = separación de las varillas.

f_s = esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo, puede tomarse como $0,67 F_y$ (MPa).

C_c = recubrimiento libre del acero a tensión.

En el caso del revestimiento del túnel de desfogue, donde C_c se establece en 5,0 cm, entonces la separación máxima recomendable de las varillas en la zona de tensión será de: 26 cm, se adopta 25 cm. En los casos donde no hay esfuerzos de tensión, se acepta una separación máxima de 30 cm.

En los casos en que el armado de refuerzo adoptado supere el armado calculado, se puede dividir el valor de f_s ($0,6 F_y$) por la relación entre el armado calculado y el armado adoptado, permitiendo que la máxima separación entre las varillas sea mayor que 25 cm no superando 30 cm; lo mismo aplica para las zonas de tensión.

6.2. REVESTIMIENTO PRIMARIO

6.2.1. DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño definitivo se proporciona de la siguiente forma:

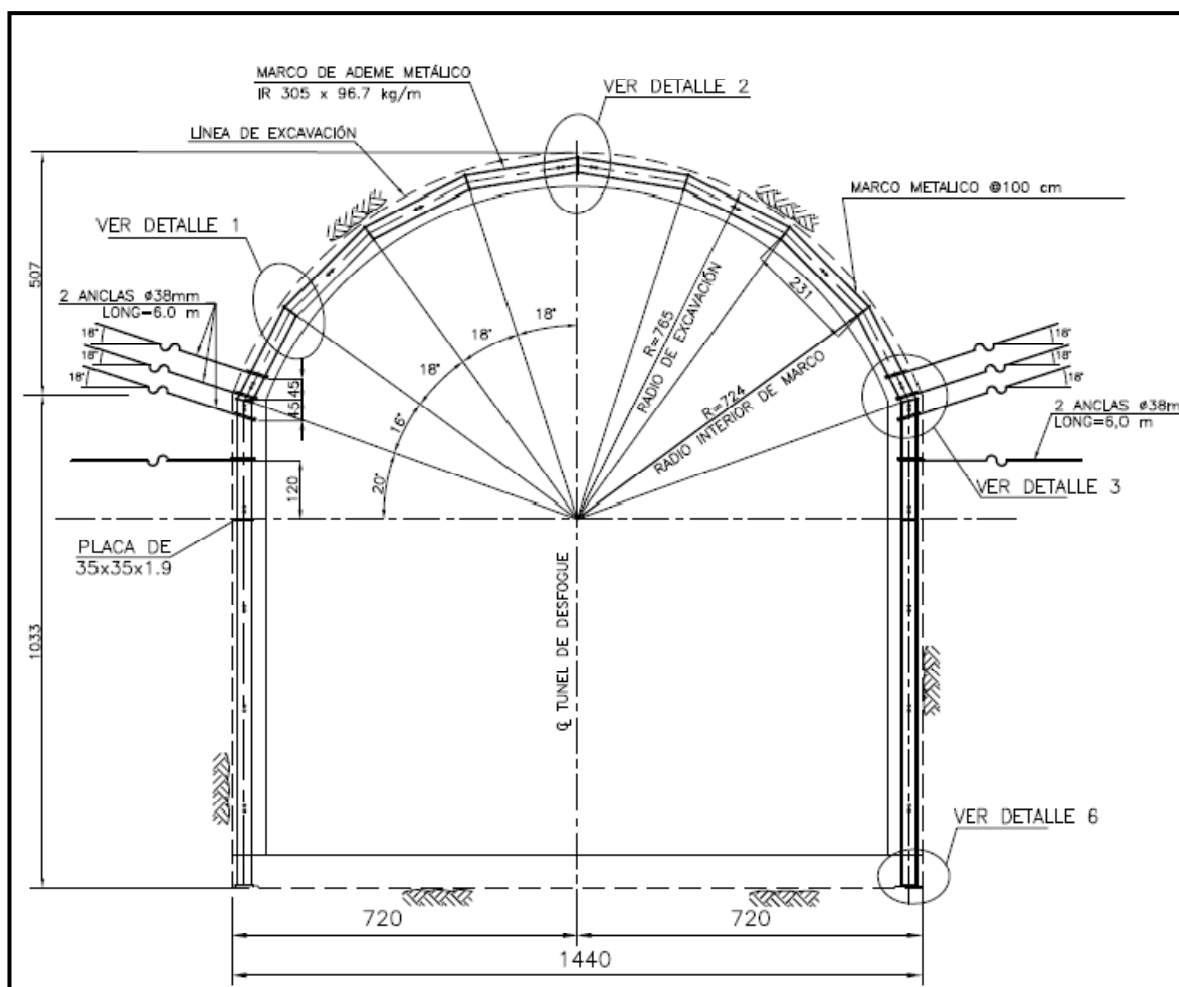


Figura 6.1 Colocación de Marco Metálico y Anclaje¹⁴

El diseño estructural de revestimiento primario consistió en marcos metálicos IR 305x96.7 kg/m separados a 1 m entre marco y marco, se requirió también de 6 anclas de 1 ½ ” pulgadas de diámetro colocadas en las esquinas del marco metálico con un ángulo de inclinación de 18 grados con respecto a la horizontal, y de 2 anclas de 1 ½ ” pulgadas de diámetro colocadas en los hastiales en la media sección superior.

El detalle de la colocación de anclaje se muestra en la figura 6.2, puede observarse que dichas anclas deben engancharse en forma de “L” al marco metálico y soldarse al mismo, estas anclas proporcionan de apoyo estructural al marco durante la primer etapa de excavación del túnel (media sección superior).

¹⁴ Documento interno de CFE

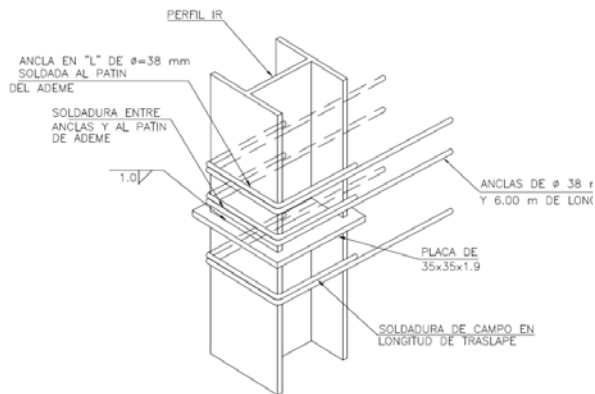


Figura 6.2 Detalle de colocación de anclaje

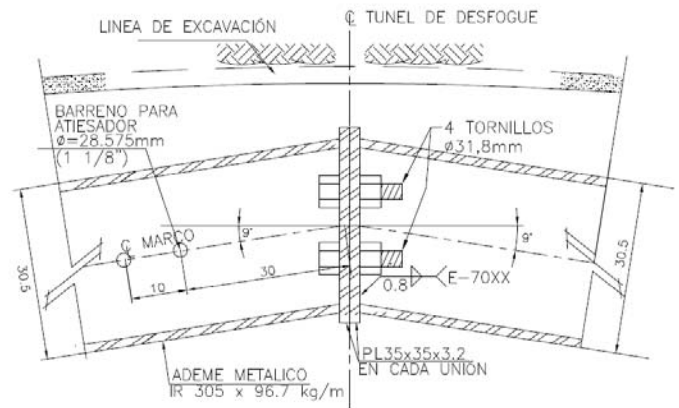


Figura 6.3 Detalle conexión en la clave del túnel

La conexión de la clave es de vital importancia en el diseño, esta se realizó por medio de la unión de los marcos a través de una placa metálica de espesor 32 mm, unidos por medio de soldadura E-70 XX, soldados en filete de 0.8 mm de espesor y 4 tornillos de alta resistencia A325 de 32.8 mm de diámetro.

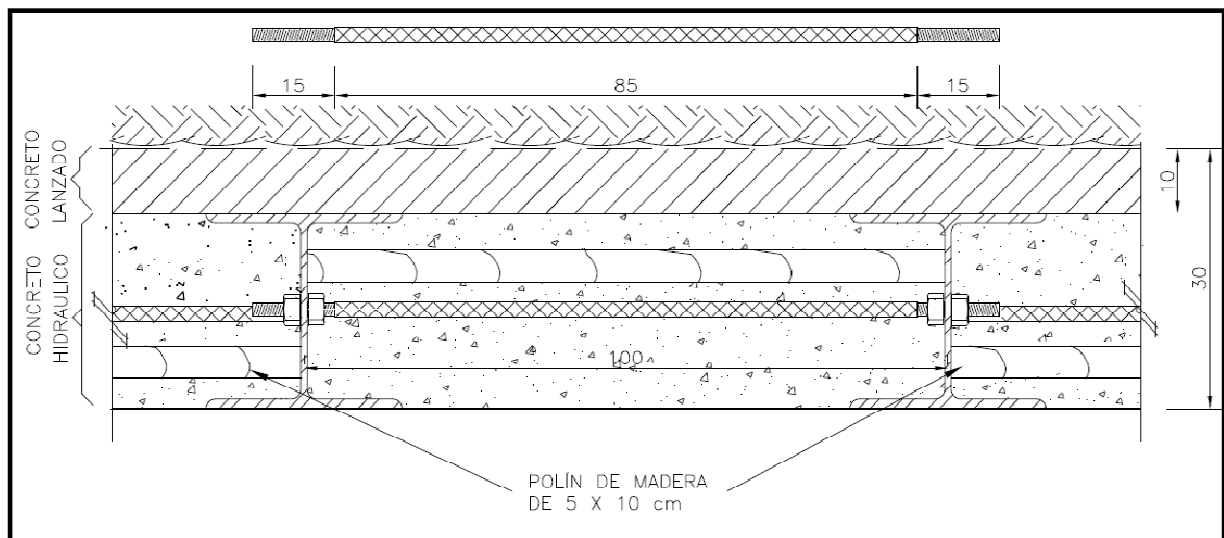


Figura 6.4 Detalle de arriostamiento entre marcos

La figura 6.4 muestra el tipo de liga entre marcos, a través de atiesadores con varilla de 1 pulgada de diámetro separados 2 metros paralelos al eje longitudinal del túnel, es decir a lo largo del marco, y se colaron polines de madera de 5 x 10 cm como complemento de arriostamiento.

6.2.2. FACTOR DE SEGURIDAD CON RESPECTO A LA PRESIÓN DE SOPORTE

Tabla 6.1 Respuesta de resistencia del revestimiento a diferente intensidad de carga- COMB1

RAZÓN MÁXIMA (RATIO)= ACTUANTE/PERMISIBLE					
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO Ratio [--]	BOVEDA Ratio [--]	HASTIAL DERECHO Ratio [--]	ANCLA Ratio [--]
COMB1	10	0,1594	0,1262	0,0694	0,3251
COMB1	20	0,2476	0,2132	0,1168	0,5717
COMB1	30	0,3538	0,3193	0,1641	0,8184
COMB1	40	0,4737	0,4713	0,2114	1,0650
COMB1	40	0,4778	0,4754	0,2320	0,8885
COMB1	50	0,5918	0,5915	0,2841	1,0928
COMB1	50	0,5871	0,5815	0,2855	0,5690
COMB1	60	0,6999	0,6952	0,3380	0,6822
COMB1	70	0,8128	0,8209	0,3904	0,7954
COMB1	80	0,9257	0,9205	0,4429	0,9086
COMB1	90	1,0385	1,0375	0,4953	1,0218

Tabla 6.2 Respuesta de resistencia del revestimiento a diferente intensidad de carga- COMB2

RAZÓN MÁXIMA (RATIO)= ACTUANTE /PERMISIBLE					
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO Ratio [--]	BOVEDA Ratio [--]	HASTIAL DERECHO Ratio [--]	ANCLA Ratio [--]
COMB2	10	0,0371	0,0379	0,0371	0,1531
COMB2	30	0,0672	0,0791	0,0672	0,3028
COMB2	60	0,1122	0,1408	0,1122	0,5273
COMB2	90	0,1573	0,2025	0,1573	0,7519
COMB2	120	0,2024	0,2642	0,2024	0,9764
COMB2	150	0,2474	0,3259	0,2474	1,3201
COMB2	150	0,2725	0,3211	0,2725	0,0740
COMB2	200	0,3556	0,4223	0,3556	0,0973
COMB2	250	0,4387	0,5236	0,4387	0,1200
COMB2	300	0,5218	0,6249	0,5218	0,1441
COMB2	350	0,6048	0,7262	0,6048	0,1675
COMB2	400	0,6879	0,8275	0,6879	0,1909
COMB2	450	0,7710	0,9288	0,7710	0,2198
COMB2	500	0,8541	1,0300	0,8541	0,2435

En la tabla 6.1 y tabla 6.2 donde la razón de resistencia para las anclas es sobrepasada, es decir, mayor a 1 se dice que el ancla alcanzo su resistencia, estas anclas son retiradas del modelo, como puede verse, la carga se distribuye hacia el elemento estructural y hacia las anclas circundantes al ancla que alcanzo su resistencia, la iteración se detiene hasta que el elemento principal alcanza su resistencia.

6.3. REVESTIMIENTO SECUNDARIO

6.3.1. DISEÑO ESTRUCTURAL

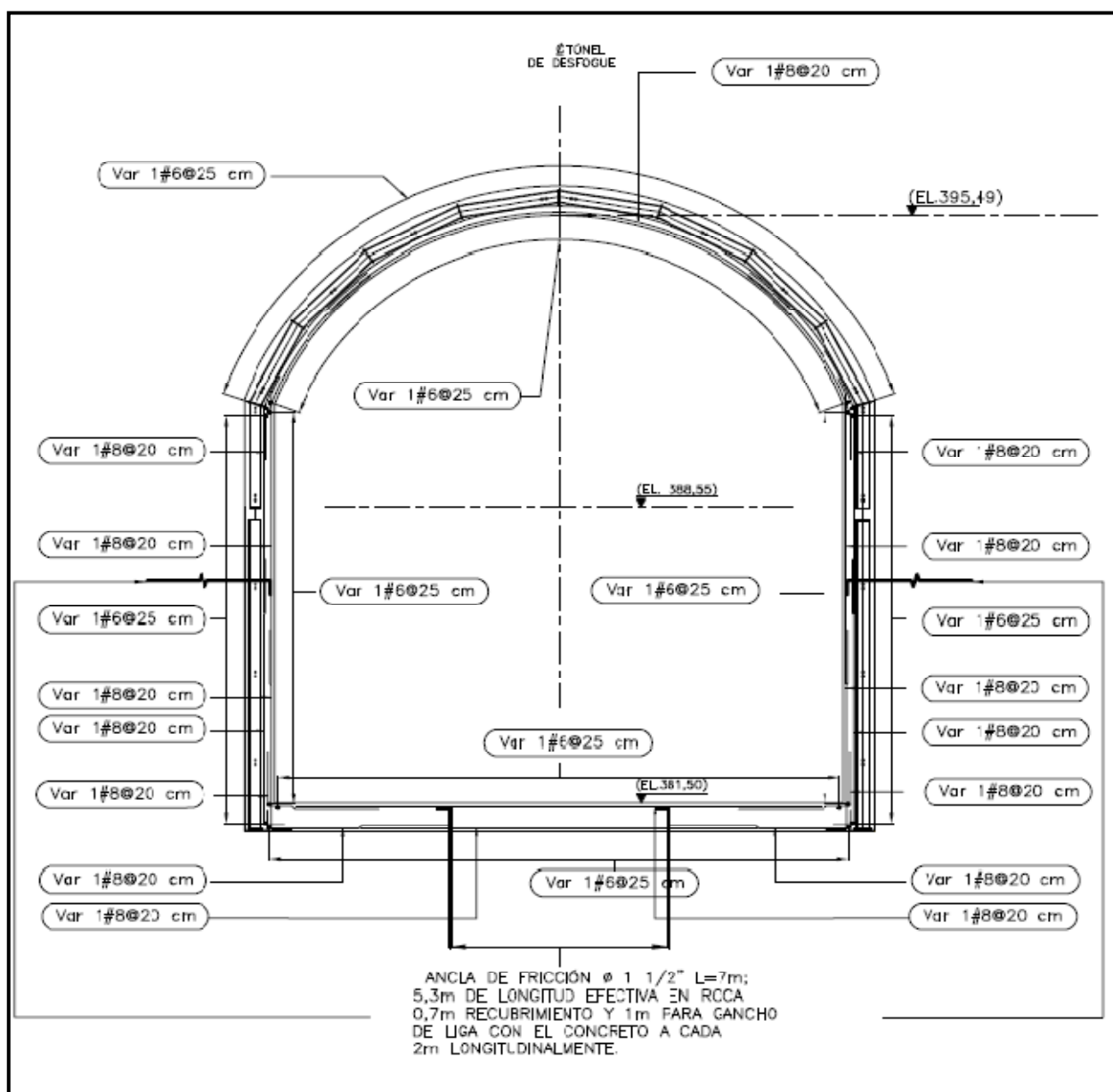


Figura 6.5 Resumen de diseño estructural - revestimiento secundario- sección constante-30 cm

Para la sección constante se requirió de dos anclas estructurales en los hastiales y dos anclas estructurales en la plantilla del túnel, estas anclas de 1 1/2" de diámetro y 5.3 m de longitud efectiva en roca además de 0.7 m de recubrimiento y 1 metro para gancho de liga resultando una longitud total de 7m (**ver apéndice F**), estas proporcionan los apoyos necesarios para proporcionar la siguiente cantidad de acero de refuerzo:

- Hastiales: los hastiales requirieron de var #8@20 cm en dos lechos, acero trabajando a tensión armado en dirección paralelo al hastial, para el acero transversal se requirió de var #6@ 25 cm en dos lechos armado en dirección perpendicular al hastial (ver figura 6.6).

- La bóveda requirió de var #8@20 cm en dos lechos, acero trabajando a tensión armado en dirección paralela al arco, para el acero transversal se requirió de var #6@25 cm en dos lechos, armado en dirección perpendicular.
- La plantilla requirió de var #8@20 cm en dos lechos, acero trabajando a tensión armado en dirección paralela a la plantilla, para el acero transversal se requirió de var #6@25 cm en dos lechos, armado en dirección del eje longitudinal del túnel.

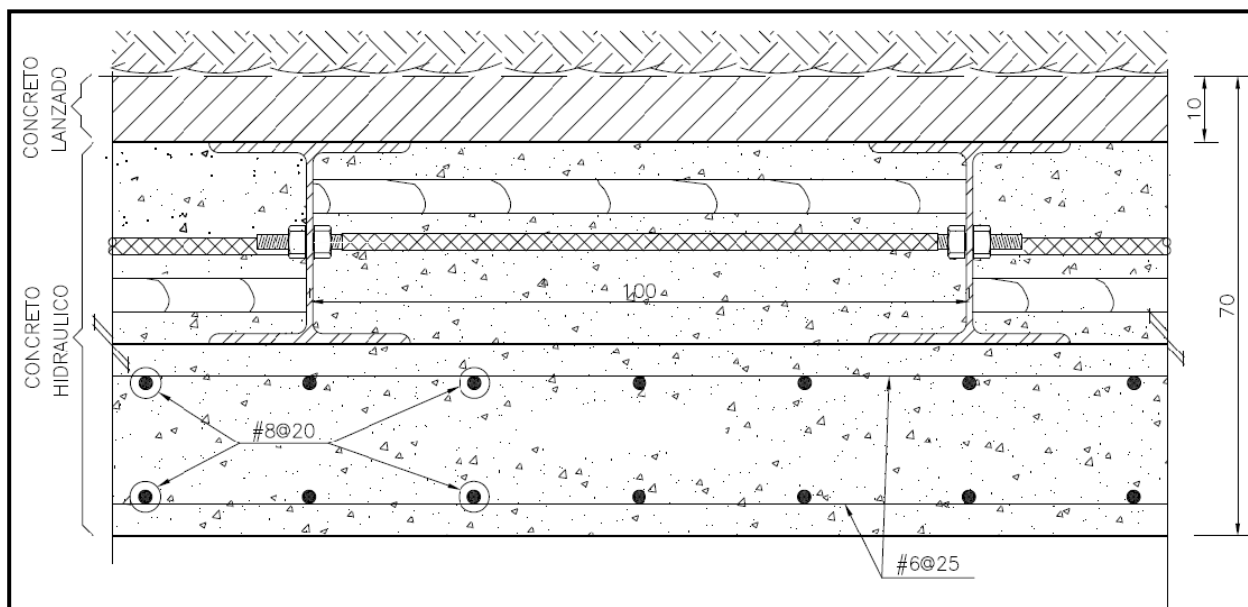


Figura 6.6 Detalle acero de refuerzo sección transversal 30 cm

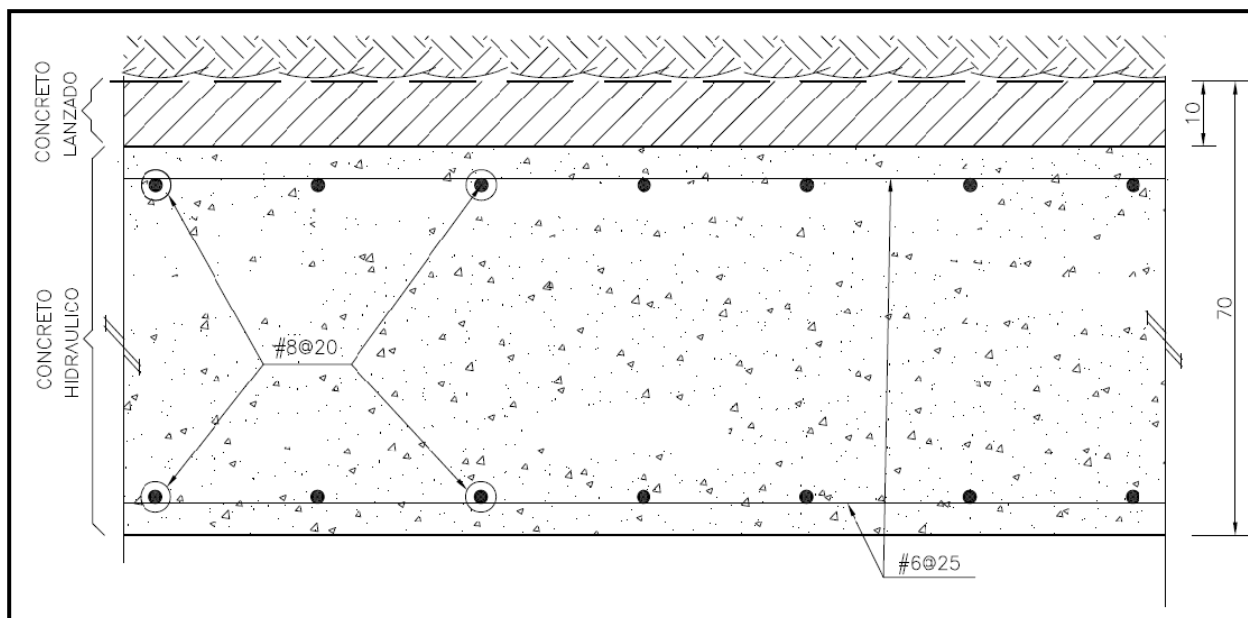


Figura 6.7 Detalle acero de refuerzo sección transversal- 60 cm

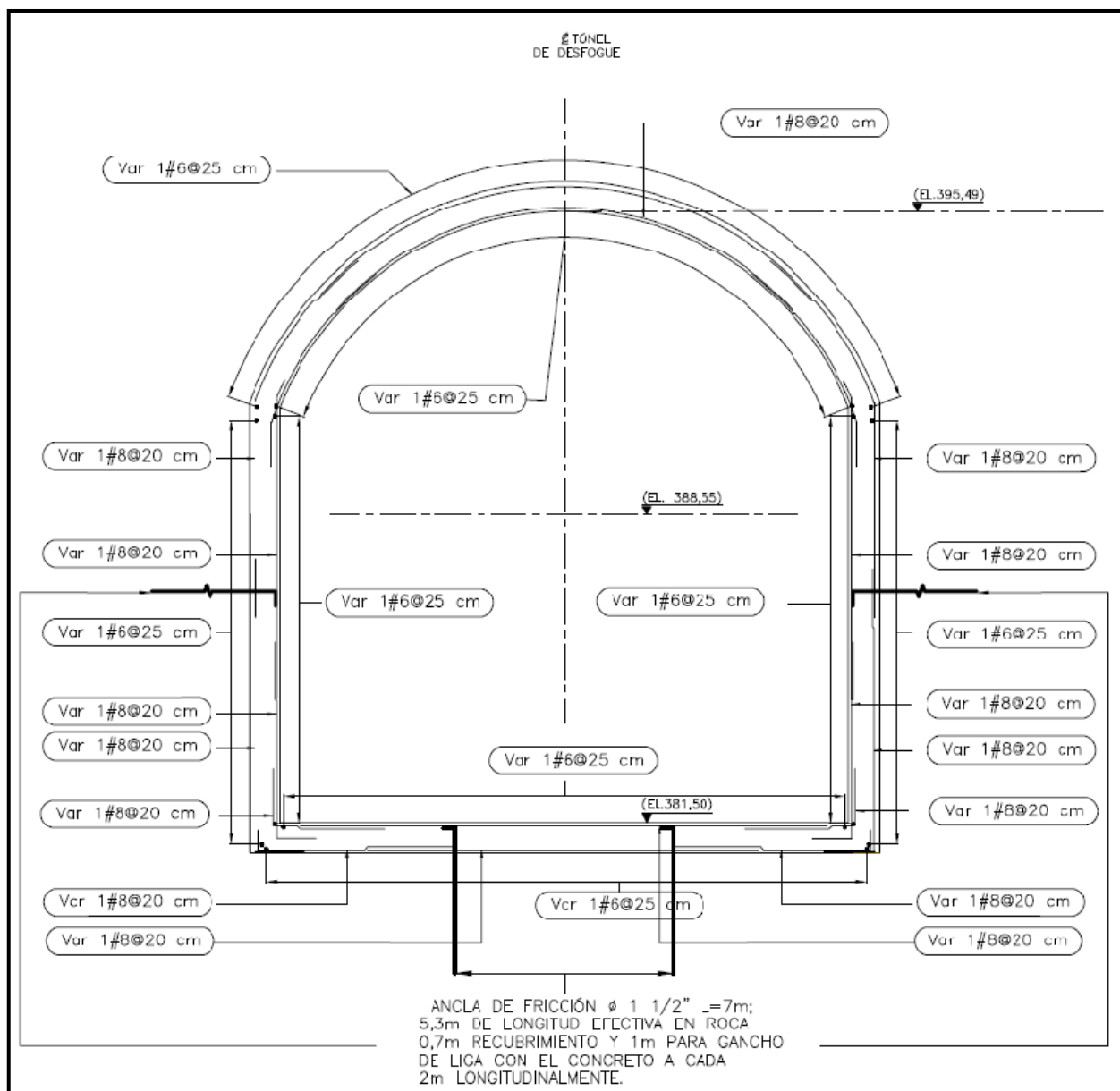


Figura 6.8 Resumen de diseño estructural -revestimiento secundario- sección constante 60 cm

En la sección constante con espesor $e = 60$ cm se requiere de la misma cantidad de anclas estructurales que para la sección con espesor $e = 30$ cm, al igual que la misma cantidad de acero de refuerzo, como puede verse en la figura 6.7 y figura 6.8.

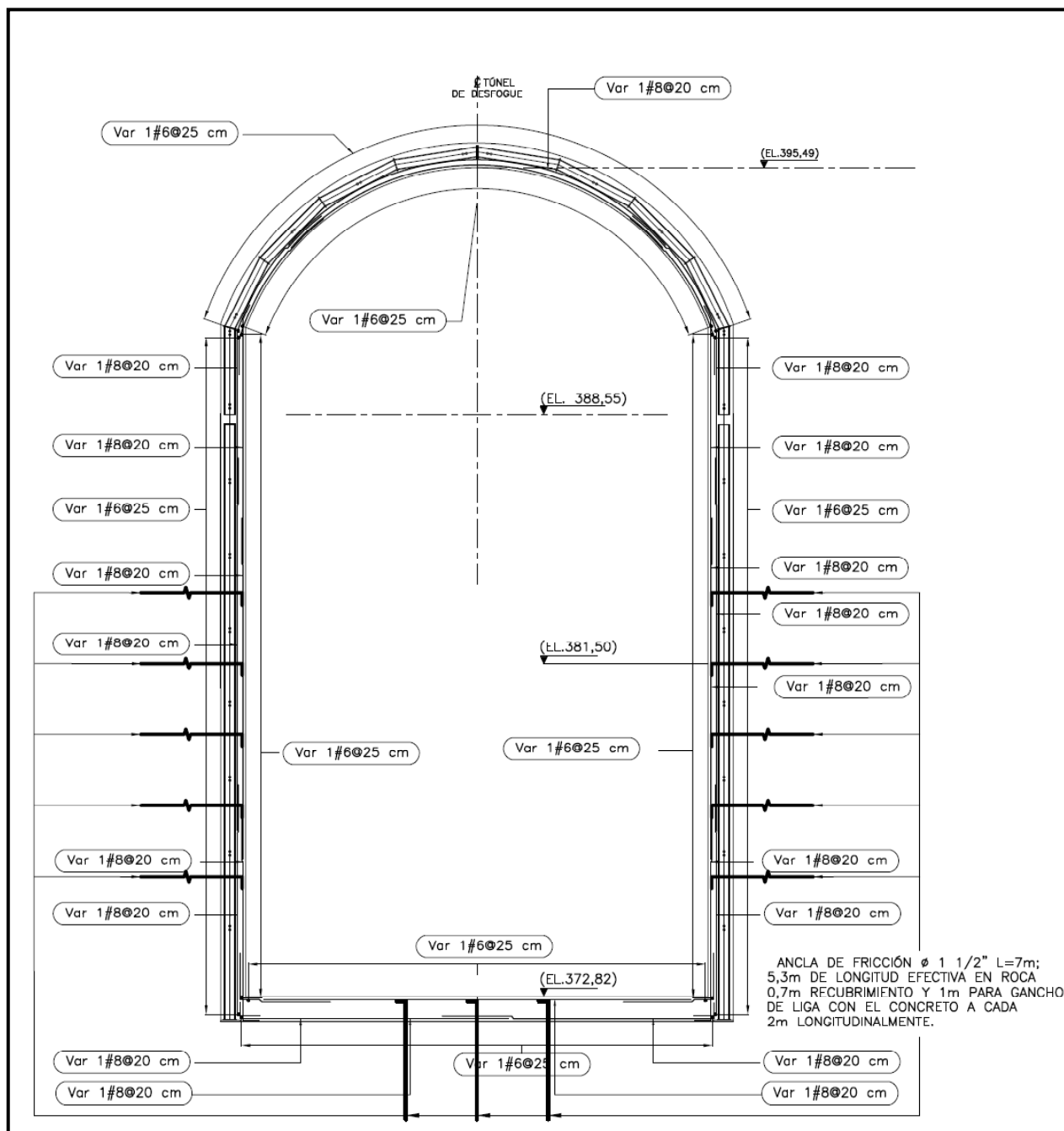


Figura 6.9 Resumen de diseño estructural para el revestimiento secundario- sección variable 30 cm

Para la sección variable se requirió de cinco anclas estructurales en los hastiales y tres anclas estructurales en la plantilla del túnel, estas anclas de 1 ½” de diámetro y 5.3 m de longitud efectiva en roca además de 0.7 m de recubrimiento y 1 metro para gancho de liga resultando una longitud total de 7 m (**ver apéndice F**), estas proporcionan los apoyos necesarios para proporcionar la siguiente cantidad de acero de refuerzo:

- Hastiales: los hastiales requirieron de var #8@20 cm en dos lechos, acero trabajando a tensión armado en dirección paralelo al hastial, para el acero transversal se requirió de var #6@ 25 cm en dos lechos armado en dirección perpendicular al hastial (ver figura 6.8).
- La bóveda requirió de var #8@20 cm en dos lechos, acero trabajando a tensión armado en dirección paralela al arco, para el acero transversal se requirió de var#6@25 cm en dos lechos armado en dirección perpendicular.

- La plantilla requirió de var #8@20 cm en dos lechos, acero trabajando a tensión armado en dirección paralela a la plantilla, para el acero transversal se requirió de var #6@25 cm en dos lechos, armado en dirección del eje longitudinal del túnel.

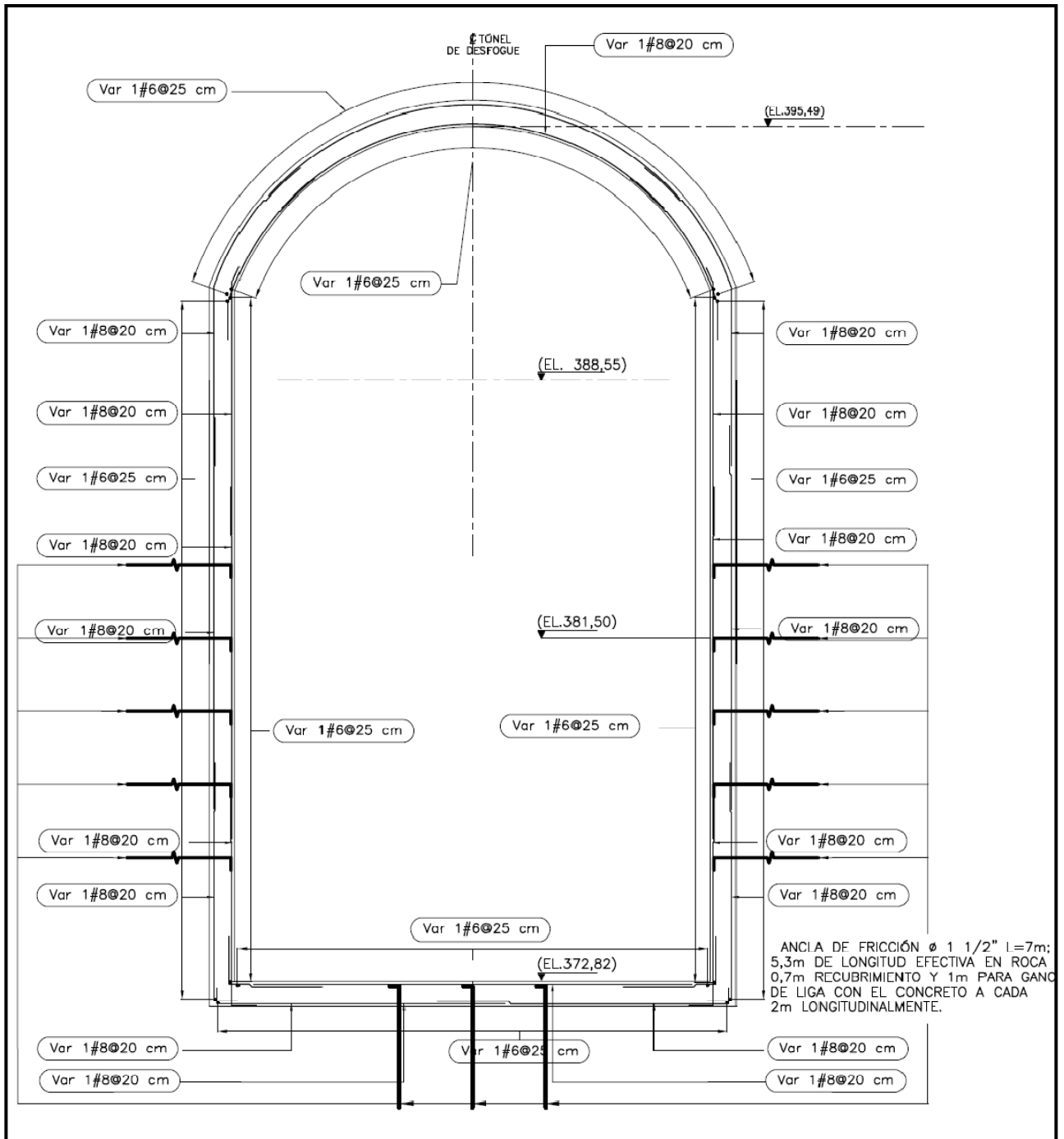


Figura 6.10 Resumen de diseño estructural para el revestimiento secundario- sección variable 60 cm

En la sección variable con espesor $e = 60$ cm se requiere de la misma cantidad de anclas estructurales que para la sección con espesor $e = 30$ cm, al igual que la misma cantidad de acero de refuerzo, como puede verse en la figura 6.7 y figura 6.10.

6.3.2. FACTOR DE SEGURIDAD CON RESPECTO A LA PRESIÓN DE SOPORTE

Tabla 6.3 Máxima razón de resistencia del anclaje estructural.

MÁXIMO RAZÓN= ACTUANTE/PERMISIBLE				
SECCIÓN	ESPESOR [cm]	COMBINACIÓN	HASTIAL	PLANTILLA
CONSTANTE	30	ENVOLVENTE	0,8896	0,5776
CONSTANTE	60	ENVOLVENTE	0,6867	0,6092
SECCIÓN	ESPESOR	COMBINACIÓN	HASTIAL	PLANTILLA
TRANSICIÓN	30	ENVOLVENTE	0,8081	0,8747
TRANSICIÓN	60	ENVOLVENTE	0,6265	0,8192

6.4. CONCLUSIONES

Para el revestimiento primario

La sección requiere de un marco metálico IR305 x 96,7 kg/m separados a cada metro en la zona de fallas empacados con concreto con una resistencia de 250 kg/cm², además de 6 anclas de 1 ½” de diámetro y 6 metros de longitud con una inclinación de 18 grados que funcionan como apoyo adicional al revestimiento.

Para el revestimiento secundario

Para la sección transversal constante y los distintos espesores de sección transversal variable en la transición se requiere de var#8@20 cm a dos lechos de acero a tensión (acero longitudinal) y de var#6@25 cm a dos lechos funcionando como estribo (acero transversal), se requieren también para la sección constante de 4 anclas estructurales 2 localizadas en los hastiales y 2 en la plantilla del túnel (ver figura 6.7 y figura 6.8) y para la sección en la transición se requiere de 13 anclas estructurales 5 en cada hastial y 3 en la plantilla del túnel (ver figura 6.9, figura 6.10 y apéndice F)

Las anclas propuestas tienen una razón de resistencia (ratio) del lado de la seguridad (ver tabla 6.3).

CAPÍTULO 7

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

7.1. TÚNEL DE DESFOGUE

A continuación se describen algunos métodos de excavación de túneles más utilizados en el mundo:

Método Austriaco con sistema de sección partida

En este sistema se abren dos galerías de avance o de reconocimiento, una en la clave y otra en la plantilla, para completar la sección del terreno que se va a travesar. Después se amplía la clave, sosteniendo con madera, en un avance corto (1,5 – 2,0 m), hasta excavar toda la zona de la bóveda, extrayendo los escombros por la galería inferior que se comunica con la clave mediante pozos a cada 20 m aproximadamente. Por último, se excavan los hastiales por tramos y se pasa a colocar, de abajo hacia arriba, el revestimiento definitivo de fábrica.

Método Belga

Es similar al método Austriaco pero solo con una galería en la clave del túnel.

Método de Madrid

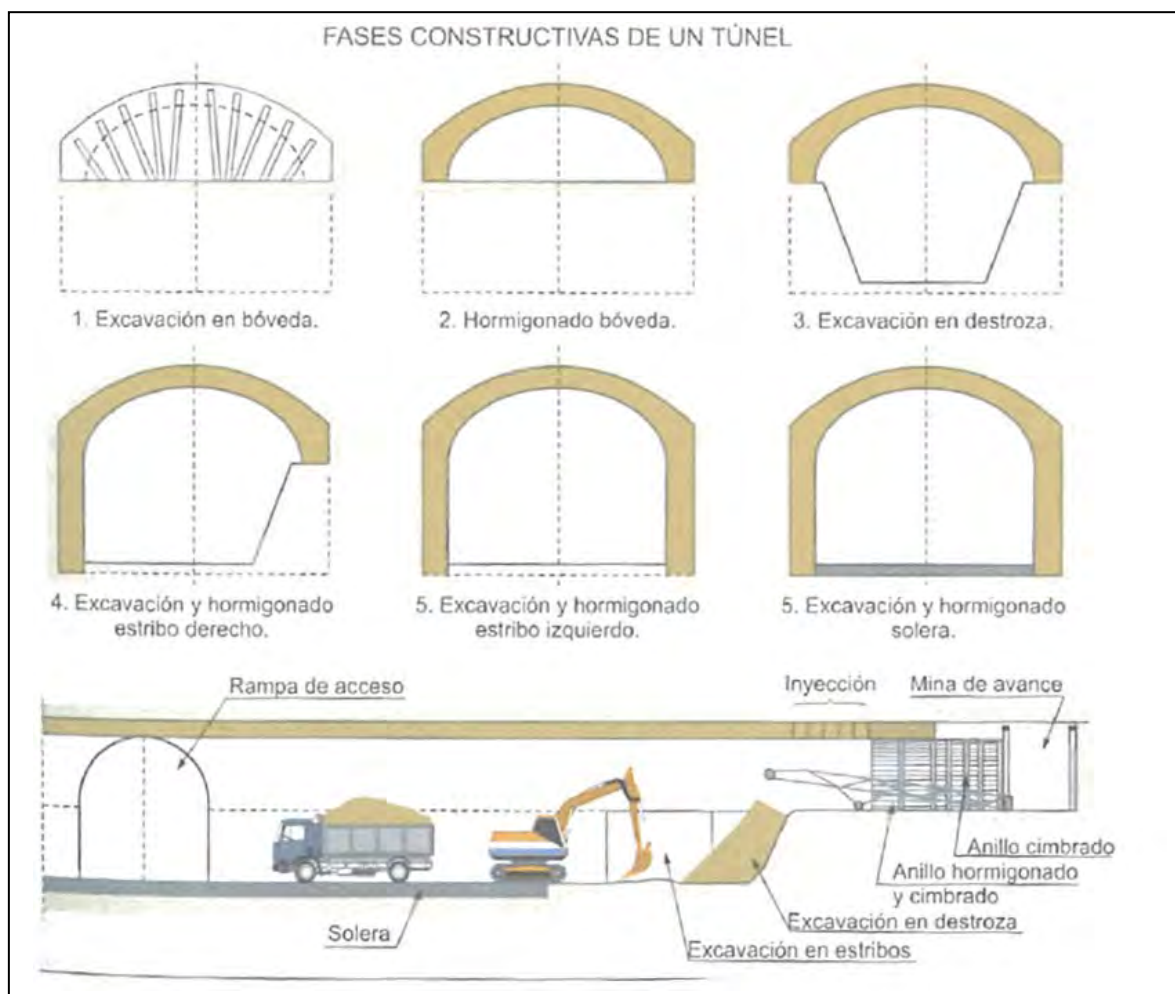


Figura 7.1 Método tradicional de Madrid (Ref. 34)

En el método de Madrid sus principios básicos se resumen en:

- Excavación de la galería en la clave.
- Se usan marcos metálicos para el sostenimiento longitudinal
- Colocación de concreto para el revestimiento definido de la bóveda en cada avance.
- Se excava la parte central de la sección inferior (destroza) y los hastiales (estribos).
- Colocación de concreto para el revestimiento definitivo de los hastiales por secciones (que van de 20 -25 m de distancia desde el avance) cerrando con la colocación de concreto en la plantilla.

El Nuevo Método Austriaco

El Nuevo Método Austriaco (NATM) constituye un procedimiento especial de construcción de túneles, sus principios básicos se resumen en:

- Aplicación inmediata de un sostenimiento provisional semirrígido de concreto proyectado, anclajes y excepcionalmente marcos metálicos.
- Instrumentación y medición en sitio de deformaciones/tiempos.
- Eventual refuerzo del sostenimiento.
- Construcción de refuerzo definitivo en función de la información anterior obtenida.

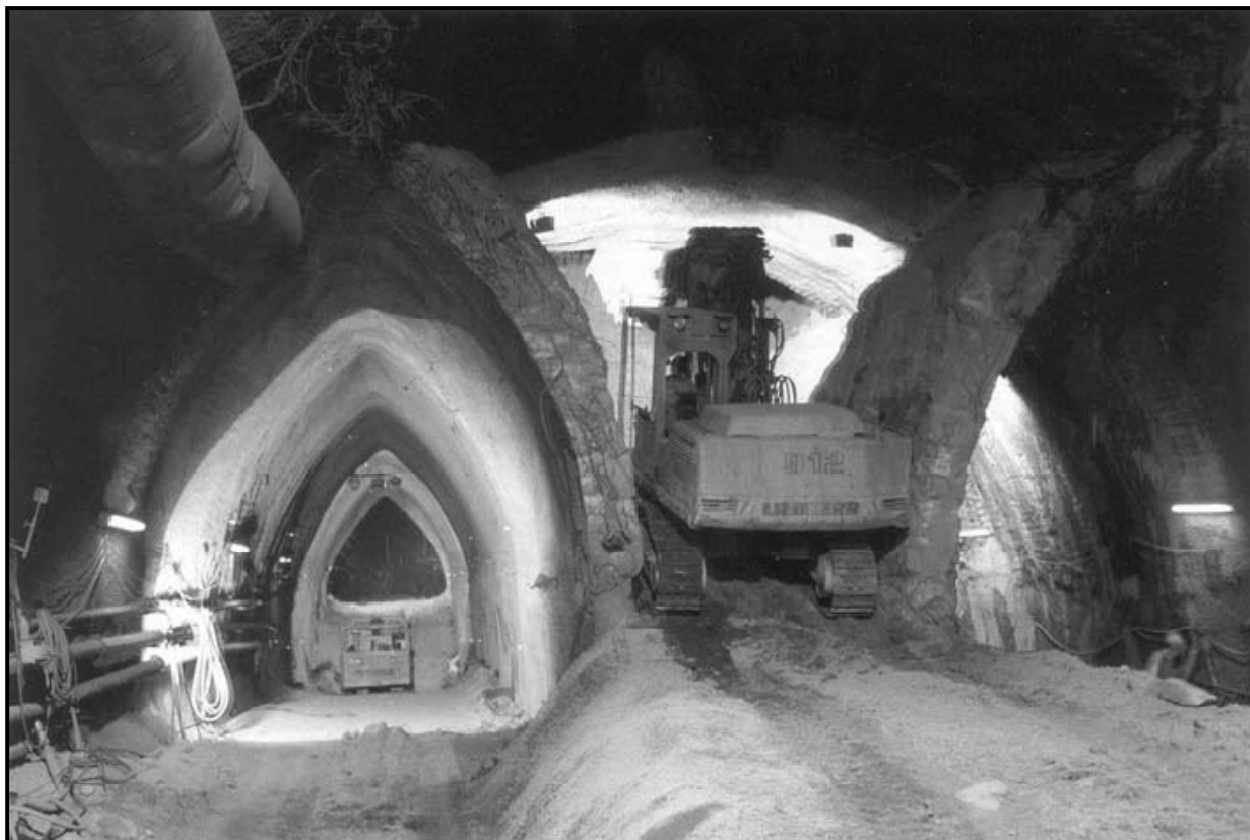


Figura 7.2 Método Austriaco (Ref. 20)

Para el Túnel de Desfogue se utilizó con sus respectivas variantes el Método de Madrid en combinación con Método Austriaco, los principios básicos utilizados para la secuencia de excavación del túnel son:

Revestimiento primario

ETAPA I: Excavación media sección superior

- 1) Perforación y carga de voladura
- 2) Saneo y desescombro.
- 3) Sostenimiento mediante anclaje y concreto lanzado
- 4) Colocación de Marcos Metálicos arriostrado.
- 5) Cimbrado mediante cimbra de madera.
- 6) Colocación de concreto (revestimiento primario).
- 7) Descimbrado.
- 8) Colocación de anclas y barrenación de drenes

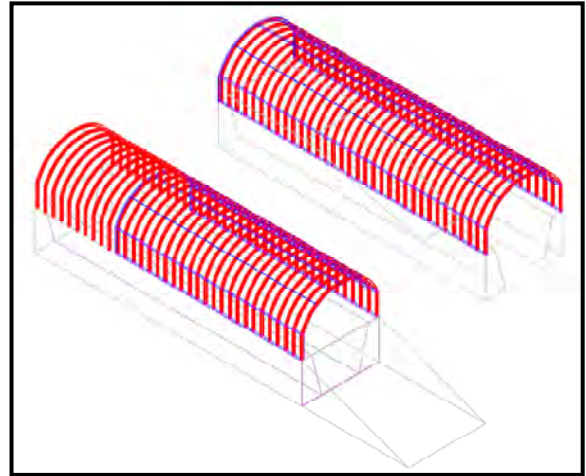


Figura 7.3 Esquema isométrico –Etapa I

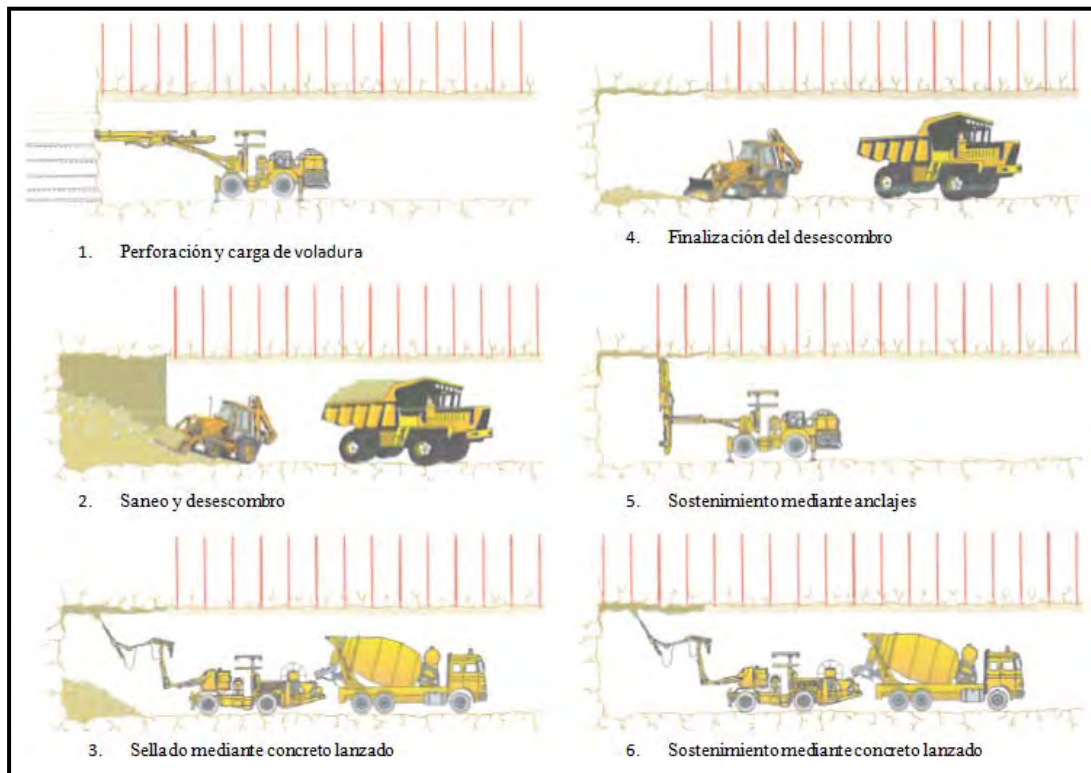


Figura 7.4 Secuencia de excavación y sostenimiento en avance por perforación y voladura. Ref. [38]

En la figura 7.3 y figura 7.4 se esquematiza el procedimiento constructivo a seguir durante la Etapa I de construcción del túnel, la excavación del frente se realiza mediante el método de perforación y voladura el cual básicamente consiste en efectuar por medio de taladros perforaciones en el frente de excavación, posteriormente a estas perforaciones se les carga con explosivos y se hacen detonar, las partes elementales de este sistema de excavación son:

Perforación, carga de barrenos con explosivos, voladura y ventilación, retiro del escombros y rezaga y saneo del frente bóveda y hastiales.

La sección teórica del túnel se divide en zonas, en las que las exigencias, tanto de densidad de perforación como de carga específica de explosivo y secuencia de encendido son distintas: A) Cuele, AA) Contracuele, B) destroza, C) Zapateras o plantilla y D) Contornos.

El cuele es la fase de la voladura que se dispara primero, su finalidad es crear una primera abertura en la roca que ofrezca al resto de las fases una superficie libre hacia la cual puedan escapar la roca con lo cual se posibilita y facilita su arranque. El cuele es sin duda la más importante de todas las fases de la voladura de un túnel en relación con el avance de la voladura.

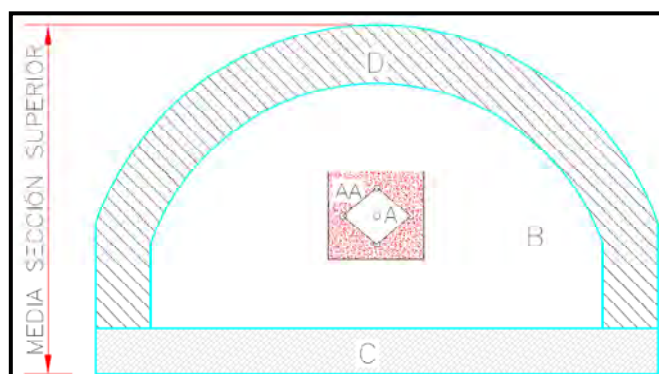


Figura 7.5 Fases de voladura en la media sección superior

El cuele más usado por su simplicidad es el cuele paralelo, consiste en un taladro vacío (barreno de expansión o barreno libre), sin explosivos, de mayor diámetro que el resto (75 a 102 mm) y, a su alrededor, tres o cuatro secciones de taladros cargados que explotan sucesivamente siguiendo una secuencia preestablecida (barrenos de cuña). La misión del barreno de expansión es la de ofrecer una superficie libre que evite el confinamiento de la roca de modo que facilite su arranque. Su diámetro varía entre 100 y 300 mm.

La perforación de los barrenos se realiza mediante martillos hidráulicos montados sobre una máquina denominada jumbo, la cual consta de una carrocería dotada de tres brazos articulados, en cada brazo puede montar un martillo de perforación, también cuenta con un sistema electrónico para controlar la dirección de los taladros, el impacto y la velocidad de rotación de los martillos y memorizar el esquema de tiro además de operar la perforación automáticamente por lo que requiere solo de un maquinista.

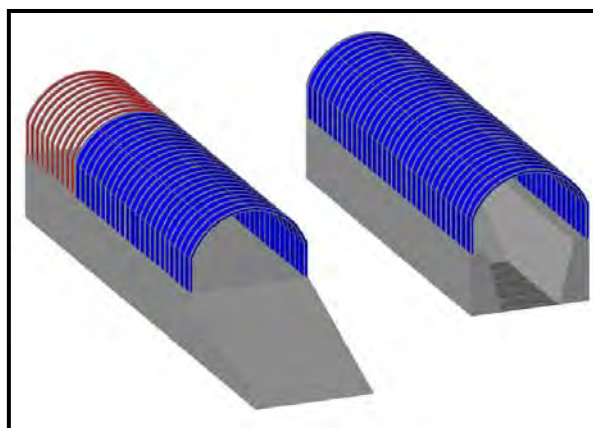


Figura 7.6 Esquema 3D de excavación de la media sección superior-Etapa I

Dos parámetros a menudo son calculados para el diseño de una voladura: el factor de carga o carga específica (kilogramo de explosivo por metro cúbico de roca volada) y el factor de barrenación (longitud total del barreno por volumen de roca volada (metro /metro cúbico)). Estos son los indicadores en conjunto de la economía total por voladura y permite fácilmente la comparación con la cantidad del patrón de voladura. El factor de carga varía grandemente con las condiciones, esto es cuando el confinamiento es mayor, el túnel más pequeño, o cuando la roca es de buena calidad y más resistente. Rocas con algunos vacíos requieren mayor factor de carga. Para los tipos más comunes de voladura de túneles, el factor varía entre 0,6 y 5 kg/m³. El factor de carga puede variar de 1 kg/m³ en un túnel con una abertura mayor que 30 m² a más de 3 kg/m³ para una menor que 10 m², en el mismo tipo de terreno. Factores típicos de barrenación varían entre 0.8 y 6 kg/m³.

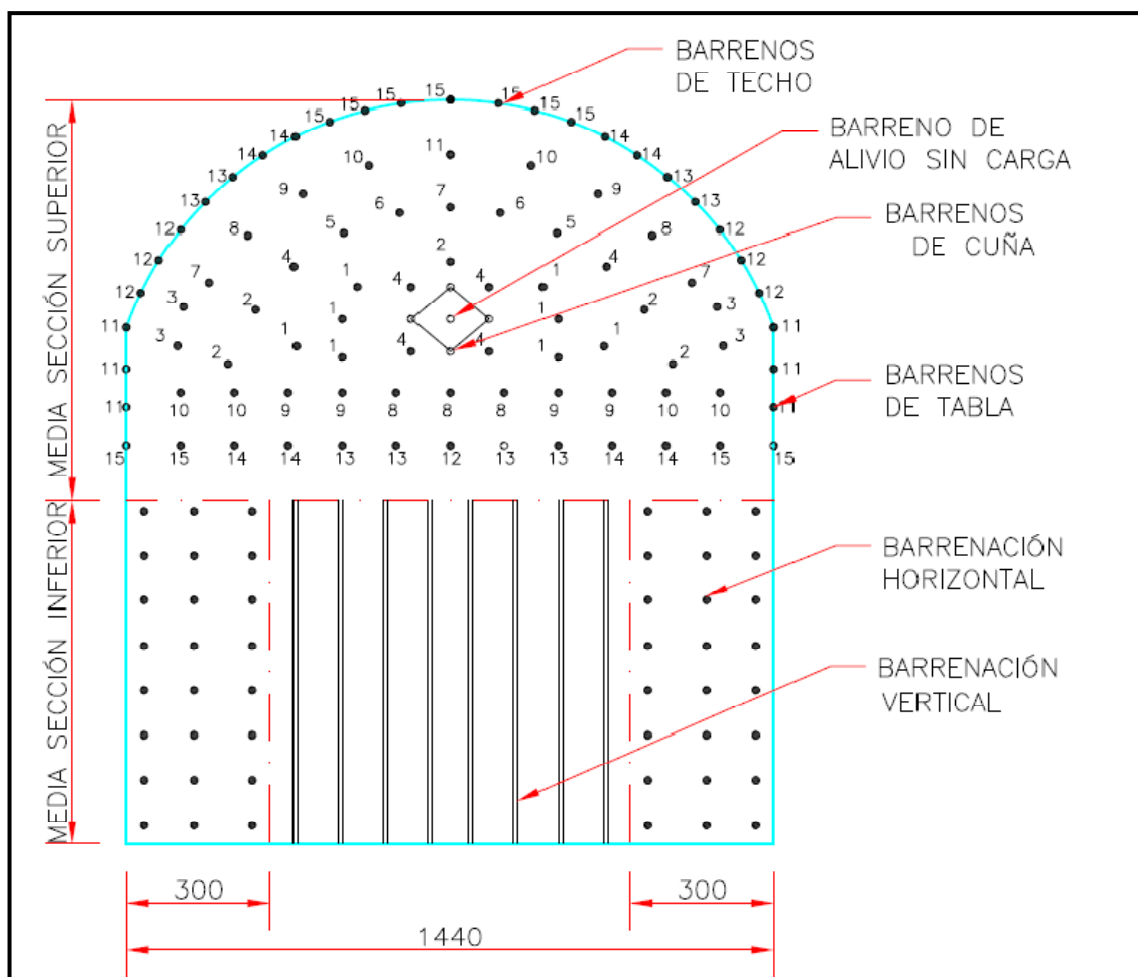


Figura 7.7 Esquema de excavación por barrenación y voladura de la media sección superior-Etapa I y II

ETAPA II: Excavación media sección inferior

- 9) Perforación y carga de voladura perpendicular al eje del túnel en el centro de la media sección (ver figura 7.7).
- 10) Saneo y desescombro.
- 11) Excavación mediante herramientas mecánicas (martillo hidráulico) de hastiales.
- 12) Saneo y desescombro.
- 13) Sellado mediante concreto lanzado.
- 14) Finalización del desescombro.
- 15) Colocación de Marcos Metálicos Arriostrados.
- 16) Cimbrado mediante Cimbra de madera.
- 17) Colocación de concreto (revestimiento primario)
- 18) Descimbrado.
- 19) Colocación de anclaje.

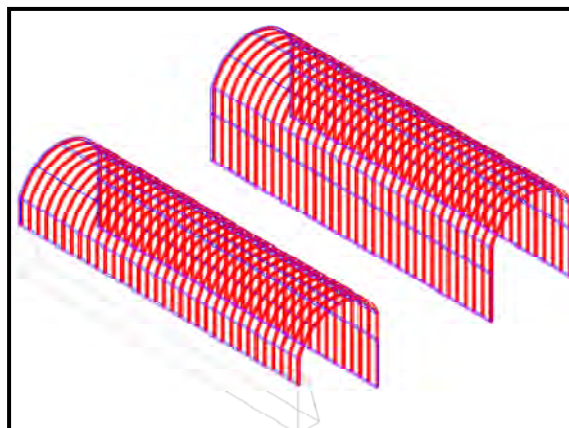


Figura 7.8 Esquema isométrico –Etapa II

Una vez concluido el ciclo de excavación y sostenimiento para el hastial izquierdo se inicia con el hastial derecho, con longitudes de avance menores a 9 metros, estos avances pueden ir desfasados por lo que se puede atacar ambos hastiales al mismo tiempo, el resultado de esquemática en la figura 7.8 y figura 7.9.

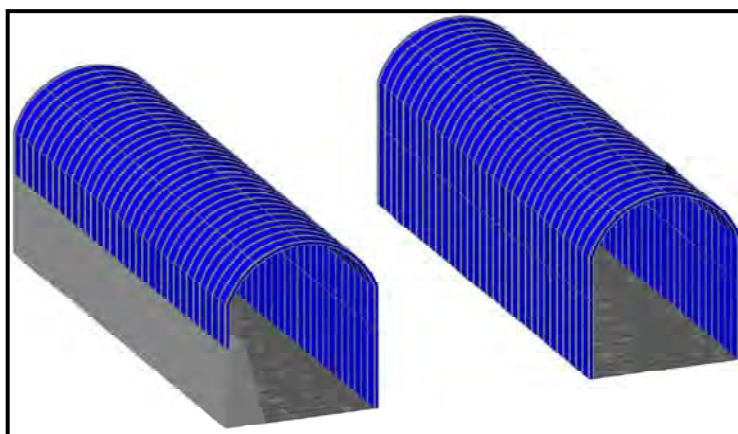


Figura 7.9 Esquema 3D de excavación de la media sección inferior-Etapa II

REVESTIMIENTO SECUNDARIO – ETAPA III

- 20) Colocación de anclaje estructural en bóveda y paredes.
- 21) Habilitado de acero de refuerzo en bóveda y paredes.
- 22) Cimbrado mediante cimbra deslizante.
- 23) Colocación de Concreto.
- 24) Retiro de cimbra.
- 25) Colocación de anclaje estructural en plantilla del túnel.
- 26) Habilitado de acero de refuerzo en plantilla.
- 27) Colocación de Concreto en plantilla.

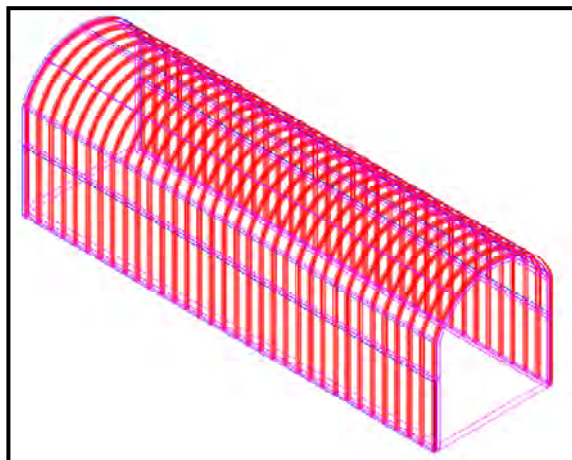


Figura 7.10 Esquema isométrico –Etapa III

Una vez concluida la etapa 2 del proceso constructivo se iniciara con la colocacion del revestimiento secundario o definitivo como se observa el esquema de la Figura 7.11.

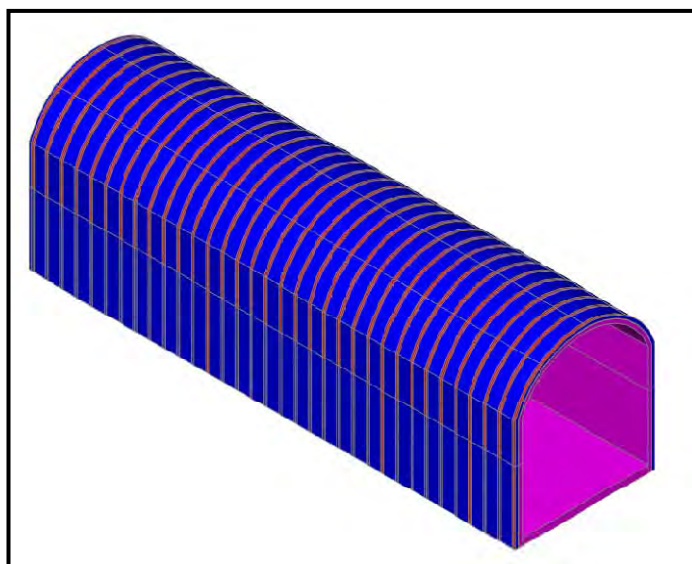


Figura 7.11 Esquema 3D revestimiento secundario-Etapa III

A continuación se muestran algunas imágenes que muestran el procedimiento constructivo llevado a cabo anteriormente descrito.

ETAPA I



Figura 7.12 Trabajos de perforación y voladura en el frente de excavación I



Figura 7.13 Trabajos de perforación y voladura en el frente de excavación II



Figura 7.14 Jumbo de tres brazos realizando perforaciones para anclas de esquina



Figura 7.15 Jumbo de tres brazos perforando barrenos



Figura 7.16 Patrón de anclaje y concreto lanzado en zona sin marcos metálicos.



Figura 7.17 Media sección superior concluida Etapa I

ETAPA II



Figura 7.18 Excavación de la media sección inferior



Figura 7.19 Excavación de la media sección inferior en intersección con galería de oscilación



Figura 7.20 Revestimiento primario concluido en la zona de transición (variable) del túnel



Figura 7.21 Colocacion de concreto en hastial derecho de la media sección inferior



Figura 7.22 Trabajos en la media sección inferior –hastial derecho



Figura 7.23 Últimos trabajos del revestimiento primario en la sección constante- media sección inferior

ETAPA III



Figura 7.24 Cimbra deslizante para el revestimiento secundario del túnel de desvió

A la fecha de formación de este trabajo está en proceso la Etapa II de construcción del túnel de desfogue, sin embargo el procedimiento constructivo para la etapa III será similar al utilizado en los túneles de desvió como lo muestra la figura 7.24 donde puede observarse que la cimbra está constituida por una armadura metálica espacial la cual esta soportada por una estructura también metálica tipo marco que desliza sobre dos rieles ubicados en la plantilla, lo cual permite un colado continuo una vez armada con acero de refuerzo. Este procedimiento garantiza un soporte continuo de la cimbra deslizante y evita el retraso en cimbrar y descimbrar constantemente utilizando madera como cimbra tradicional lo cual ocasiona pérdida de tiempo y aumentando el costo de la construcción.

Esta es la última etapa de construcción del túnel y es de vital importancia ya que constituye la protección definitiva del mismo, soportando las cargas de diseño, así como el intemperismo por las condiciones químicas del agua que pudieran ocasionar deterioro o daño por corrosión al acero de refuerzo.

7.2. TÚNEL FALSO DE DESFOGUE

Debido a problemas geotécnicos en la margen izquierda se tuvo la necesidad de girar el eje de la cortina 14 grados, provocando la obstrucción del túnel de desfogue por el pateo de el talud de la cortina aguas abajo, por otra parte este giro ocasionaba que también la obstrucción por completo del túnel de entrada a casa de máquinas al igual que el camino de acceso al mismo, el cual se encuentra a la elevación de 426 msnm, 30 m por arriba de la clave del túnel.

La solución planteada fue la prolongación y giro de la curva de salida del túnel de desfogue, posteriormente se observó que con esta solución se evitaba la obstrucción del portal de salida por parte de la cortina, pero se dejaba sin camino para entrar al túnel de acceso a casa de maquinas.

La segunda solución definitiva fue la prolongación del túnel en aproximadamente 35 metros de longitud que permitiera la creación de un talud, por donde, en su berma se construiría el camino de acceso.



Figura 7.25 Colocación de Marcos Metálico del túnel falso

La colocación de los marcos metálicos en la media sección superior sirvió constructivamente para proporcionar un sistema de cimbrado que soportará el peso del concreto masivo, el cual es de sección transversal variable desde 1,2 m hasta 3,5 metros en la colindancia con el muro derecho.



Figura 7.26 Cimbrado con marcos metálicos

La metodología de análisis y diseño fue la misma que para el túnel interno, en este caso, cabe mencionar que la carga por el relleno se tenía perfectamente determinada, por otra parte, en el diseño se agregaron las condicionantes de sismo debido a que es una estructura desplantada en su media sección superior sobre el nivel de terreno natural y deja de ser una estructura enterrada por lo que se le nombro “**TUNEL FALSO**”.



Figura 7.27 Colocación de acero de refuerzo del túnel falso

Una vez concluida el revestimiento de la media sección superior se prosiguió a la colocación del relleno compactado con rodillo, cabe mencionar que la fuerza dinámica del rodillo fue considerado en el diseño al igual que la sobrecarga por equipo transitando sobre el mismo relleno y la posibilidad de algún boleo o rodado que pudiera impactar sobre el túnel debido a lo sinuoso y pendientado del terreno.



Figura 7.28 Colocación de relleno sobre el Túnel Falso

Una vez concluido la colocación del relleno se prosiguió con la excavación de la media sección inferior, la excavación se realizó en el centro del túnel dejando la media sección superior apoyada en roca con esto se evito un sobreesfuerzo en el macizo y un posible colapso.



Figura 7.29 Berma y talud del camino concluidos

En consecuencia de la carga por relleno, fue necesaria la colocación de anclaje en las paredes sujetando los hastiales del túnel y la colocación de los marcos se realizó con longitudes de 1 metro de avance empacado inmediatamente con concreto hidráulico.



Figura 7.30 Colocación de la media sección inferior.



Figura 7.31 Camiones cargados transitando sobre el túnel falso.

7.3. CONCLUSIONES

El procedimiento de excavación llevado a cabo en la construcción del Túnel de Desfogue permitió un avance constante de excavación en el mismo túnel y en las demás obras de generación, como lo fue la galería de oscilación y los túneles de aspiración, este método de excavación permite utilizar a la misma roca como soporte de estabilización mientras se realizan los trabajos de excavación. El proceso de excavación del túnel lo podemos resumir en el ciclo de excavación de la figura 7.31 abajo mostrado.

Finalmente la construcción del túnel falso evitó retrasos en el avance de las Obras de Generación al igual que en la colocación de materiales en el cuerpo de la cortina, permitiendo que los cargadores y camiones fuera de carretera transitaran libremente por el talud aguas abajo de la cortina como se muestra en la figura 7.31 además de que proporciona de seguridad ante un posible rodado que pudiera ocasionar el taponamiento del portal de salida del desfogue lo cual provocaría enormes consecuencias no solo estructurales que dependen del libre flujo de agua en el desfogue si no también económicas.

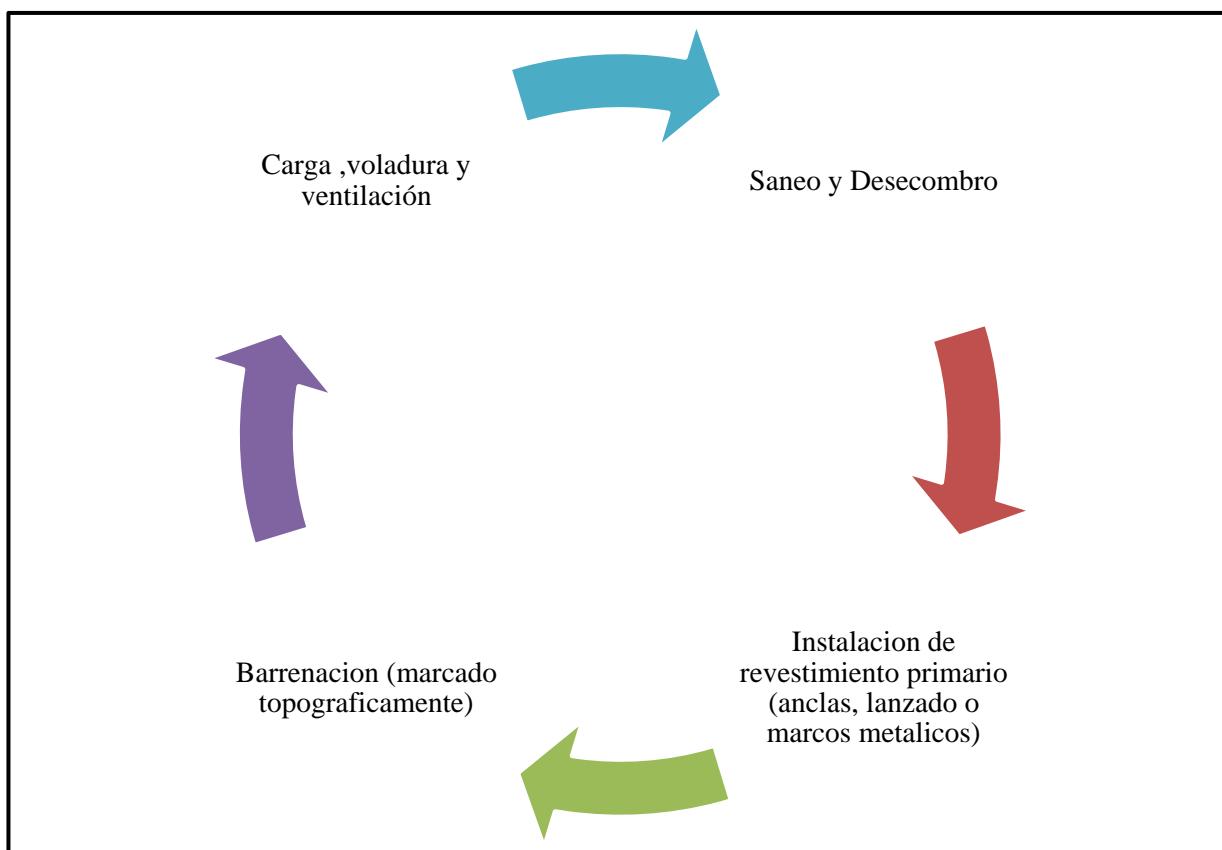


Figura 7.32 Ciclo de excavación llevado a cabo en el Túnel de Desfogue

CAPÍTULO 8

8. CONCLUSIONES

8.1. ANÁLISIS DE LOS PRINCIPALES RESULTADOS

Los resultados principales se muestran en la tabla resumen abajo mostrada:

Tabla 8.1 Resumen de los principales resultados

Descripción	Método /software empleado	Resultado
Índice de clasificación del macizo rocoso RMR	Bieniawski (1989)	Valor obtenido de 59 se clasifica el macizo como regular a bueno
Designación de la calidad del roca RQD	Barton 1974	Valor obtenido 13 clasificando a la roca como buena a media.
Determinación de la carga de roca Hp	Terzaghi	14,40 [m]
Determinación de la carga de roca Hp	Bieniawski	5,90 [m]
Determinación de la carga de roca Hp	Barton	11,19 [m]
Determinación de la carga de roca Hp	MEF	6 [m]
Determinación de presión por cuña máxima probable	UNWEDGE	6,4 [t/m ²]
Deformación máxima esperada en la clave	MEF	25,5 [mm]
Altura de carga de roca Hp última admitida para el revestimiento primario	Curva característica del revestimiento	19 [m]
Presión máxima de soporte por carga de cuña	SAP2000	8,6 [t/m ²]
Patrón de anclaje requerido en bóveda	Distribución y cantidad de anclaje	Var de \varnothing 1 ½ “ 900 150 x 150 en tresbolillo
Patrón de anclaje requerido en hastiales	Distribución y cantidad de anclaje	Var de \varnothing 1 ½ “ 600 150 x 150 en tresbolillo
Requerimiento de sección y acero	Sección compuesta	Marco metálico IR305x96,7 kg/m empacado en 30 cm de concreto $f'c=250$ kg/cm ²
Requerimiento de acero revestimiento secundario	Frame SAP2000	Var #8@20 cm y Var #6@25

8.2. ANÁLISIS SOBRE LOS PROCEDIMIENTOS

Procedimiento para la determinación de carga de roca

Finalmente concluimos que existen diferentes métodos y criterios para determinar las cargas a las que estará sometido un túnel, sin embargo, todo dependerá en la etapa de excavación de las condiciones geológicas en las que se construya el túnel, así por ejemplo, en la intersección de varios planos de falla los cuales pueden dar lugar a la formación de cuñas que por sus dimensiones no puedan ser estabilizadas o sostenidas mediante anclaje y concreto lanzado, siendo este el caso deberá proporcionarse de marcos metálicos empacados en concreto los cuales proporcionan una buena resistencia a este tipo de cargas, no sin antes aclarar que es de suma importancia tener claro las características mecánicas, geométricas y geológicas de las cuñas ya que son estas las que definen el número y características estructurales del marco metálico a utilizar.

En caso de que no se tenga la formación de grandes cuñas y la roca sea clasificada como regular a buena, se puede estabilizar la excavación mediante anclas de fricción y concreto lanzado, la elección del valor de carga obtenido por los diferentes criterios dependerá de las condiciones encontradas en el sitio mediante la previa exploración geotécnica y básicamente estará orientada a obedecer la clasificación del macizo rocosos mediante RMR y Q, así por ejemplo, para un RMR menor a 40 o Q menores a 4 se deberá usar el criterio de carga de roca más crítico, si para estas condiciones no se logra el sostenimiento mediante anclas y concreto lanzado deberá pensarse entonces en marcos metálicos empacados con concreto.

Para los escenarios de cargas de operación del túnel a las cuales estará sometido el revestimiento secundario, producto de las condiciones de operación de la central hidroeléctrica, haciendo trabajar el túnel a presión en la condición extraordinaria y como canal en condición normal, siendo este el caso, se consideró el nivel de aguas freáticas más probable la elevación correspondiente a la condición normal de operación, siendo esta elevación la carga hidráulica que rige el análisis y diseño estructural; se debe conocer también la permeabilidad de la roca y el contenido de material cálcico que pudiera ocasionar el taponamiento de los drenes, si este fuese el caso, deberá emplearse la carga hidráulica reducida, solo el 30 % de la carga total y no el 50%.

Procedimiento para el análisis y diseño estructural

El análisis se debe realizar mediante un Software que proporcione los elementos mecánicos y sea adaptable a diferentes secciones, si el elemento tiene una geometría simétrica y sección transversal constante entonces se puede modelar con elementos Frame que tienen la virtud de revisar los elementos rápidamente y hacen del análisis un procedimiento dinámico y preciso utilizando los reglamentos de diseño actuales, en caso de que la sección transversal sea variable y la geometría del elemento no sea simétrica se deberá usar elemento Shell o elementos sólidos.

El procedimiento de análisis ha sido descrito a través del desarrollo de este trabajo el cual se resume en los siguientes pasos:

- 1) Determinación de la geometría de la estructura a diseñar.
- 2) Determinación y asignación de cargas a considerar.
- 3) Determinación y asignación de apoyos (restricciones) en el modelo.
- 4) Obtención de elementos mecánicos de la estructura.

El diseño se resume en 2 pasos fundamentales:

- 1) Identificación del reglamento de diseño ACI 318S-05, LRFD.
- 2) Aplicación de las definiciones y restricciones para obtener el acero de refuerzo requerido.

Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo tiene dos objetivos fundamentales los cuales son: optimizar en tiempo y costo los procesos de construcción siempre del lado de la seguridad, por tal motivo se adoptó el procedimiento descrito en el capítulo 7, el cual proporciona un avance continuo del túnel atacando simultáneamente dos frentes de excavación con el objetivo de no detener los trabajos en las estructuras cercanas al túnel del desfogue, como lo son: galería de oscilación, túneles de aspiración y accesos a casa de máquinas.

Dentro de lo que destaca de este procedimiento fue la realización de un túnel ventana (o túnel de acceso) de dimensiones menores al túnel principal, el cual permitió la excavación por dos frentes de ataque desde el interior del túnel, este túnel después de servir con su objetivo fue sellado a base de un tapón de concreto, la excavación por medio de este procedimiento utiliza a la misma roca como soporte provisional, es decir, le sirve de hastial al mismo revestimiento mientras se excava la parte central, esto se puede realizar en rocas con este tipo de calidad ya que en caso contrario la seguridad quedaría comprometida con la resistencia de la misma roca.

La construcción del túnel falso se realizó con el objetivo de permitir un acceso a casa de máquinas, sirviendo este túnel de soporte para construir una vía de acceso encima de el mismo túnel falso, además de que protege el portal de salida del túnel de alguna posible obstrucción que pudiera originarse ante una acción sísmica y poner en riesgo la central obstaculizando el libre desalojo de las aguas turbinadas. La construcción de este túnel se realizó con el mismo principio que el túnel interno utilizando la misma roca de soporte provisional para la media sección inferior mientras se excava la parte central, posteriormente se reemplaza esta roca por marcos metálicos empacados con concreto.

8.1 ANÁLISIS SOBRE LA MODELACIÓN

Actualmente existen diversas técnicas numéricas las cuales pueden ser bidimensionales o tridimensionales la elección dependerá de las condiciones geológicas-geotécnicas y proceso constructivo del túnel y del grado de detalle que se requiera.

El modelo geotécnico bidimensional o tridimensional requiere de las siguientes consideraciones:

1. Conocimiento de las condiciones geológicas y características esenciales donde se construirá el túnel como: estratigrafía, rumbo y echado de las fallas principales, orientación y dirección propuesta del eje longitudinal del túnel, profundidad del túnel, etc.
2. Antes de realizar el modelado geotécnico se realizó un estudio de los principales parámetros como son:
 - Deformabilidad de la roca E.
 - Resistencia cortante de la roca.
 - Estimación de la cohesión c.
 - Estimación del ángulo de fricción Phi.
 - Esfuerzo a la compresión simple.
 - Esfuerzo a la tensión.
 - Relación de Poisson.

Estos valores pueden ser estimados con el uso de ROCLAB tal como se describe en el capítulo 1.

Si existe la intersección de varios planos de falla de dimensiones considerables que pongan en riesgo la estructura se deberá realizar un análisis de cuña máxima usando el software UNWEDGE en caso de que no se

cuenta con este software se puede realizar una aproximación de la presión de soporte analizando la cuña como cuerpo rígido.

Modelo empleado para análisis con UNWEDGE

La modelación mediante UNWEDGE se realizó mediante la siguiente secuencia:

Tabla 8.2 Secuencia de comandos para la modelación mediante UNWEDGE

ETAPA	COMANDO
1) Definición de la geometría de la excavación	Switch to Opening Section View
2) Definición del rumbo del eje del túnel	Input Data
3) Definición del rumbo y echado de las fallas así como sus propiedades	Input Data
4) Definición de las unidades de análisis	Project Setting Units
5) Asignación del soporte requerido	Perimeter Support Designer
6) Presentación	3D Wedge view
7) Revisión de resultados	Revisión de resultados mediante las leyes de la mecánica clásica (cuerpo rígido-bloque que se desliza sobre una superficie)

Modelo de análisis y diseño estructural mediante SAP2000

Existen varios software que realizan un modelado numérico tridimensional como son PLAXIS 3D, FLAC 3D ABAQUS etc., sin embargo la disponibilidad de estos software es limitada, no obstante se puede aproximar a una solución similar en el rango elástico por medio de SAP2000 ya que es un software que también utiliza el método de elemento finito.

Las etapas de modelado Geotécnico son:

1. Definición del problema, una vez determinado el modelo geológico-geotécnico se seleccionan los casos representativos para análisis mediante el MEF.
2. Se construye la malla de elemento finito, en este caso se considero la homogeneidad del medio ya que la heterogeneidad fue resuelta con la ayuda de UNWEDGE, la malla considera la geometría y ubicación del túnel, condiciones de carga, asignación de propiedades en los cuales se fundamenta la deformabilidad del medio (E y Poisson) de acuerdo a la teoría elástica, se densificó la malla en la zona donde se espero variaciones importantes de los esfuerzos y deformaciones, en la ubicación de la frontera de la malla se considero las recomendaciones de la referencia [33] colocándolos a una distancia suficiente para que sus efectos no alteren los desplazamientos producidos.
3. La aplicación de cargas se realizó en base a las recomendaciones de la referencia [33], aplicando una carga uniforme con variación en la intensidad de carga y sin considerar el peso de los elementos.
4. Se simulan las condiciones previas a la colocación del revestimiento.
5. Se simula el inicio de la excavación analizándose los efectos de desplazamientos y redistribución de esfuerzos en el frente de excavación, ya que es este una de las consideraciones por lo que se realiza un modelo numérico tridimensional, caso contrario se puede usar un análisis bidimensional con el software Phase 2.0.

6. El proceso de colocación de revestimiento y continuación de la excavación no fue requerido ya que los esfuerzos resultaron menores a los esperados por lo que no fue necesario realizar este análisis.
7. Una vez preparado y calibrado el modelo se realizó la recolección y presentación de datos en las gráficas mostradas en este trabajo.

Una vez realizado el análisis y diseño geotécnico la siguiente etapa es realizar el análisis y diseño estructural. A continuación se resumen los pasos y comandos para el análisis y diseño estructural:

Tabla 8.3 Secuencia de comandos para la modelación estructural mediante SAP2000

ETAPA	COMANDO
1) Definición de la malla geométrica: determinar las coordenadas x , y , z para cada nodo del elemento Frame.	Edit Grid Data <ul style="list-style-type: none"> • Table Joint Coordinates
2) Definir materiales, sean estos concreto, acero o sección compuesta de ambos.	Define Materials <ul style="list-style-type: none"> • Table Material Properties 02, 03a y 03b
3) Definir las condiciones de frontera, para Frame se recomienda utilizar la opción Spring line y en la opción de cargas seleccionar la opción NO LINEAL , eso proporciona al spring line de la acción automática de no incluir los spring que se encuentren a tensión y dejar solo los elementos a compresión simulando el confinamiento de la roca.	Assign – Frame- Line- Spring <ul style="list-style-type: none"> • Tabla Joint Restraint Assignments • Tabla Frame Spring Assignments
4) Existen dos formas de simular el ancla, una mediante un spring y otra mediante Frame corto, la segunda opción es la mejor ya que proporciona más datos del ancla que el spring pero antes se debe asegurar su longitud o profundidad para que pueda ser simulado como Frame apoyado.	1) Define –Frame-Section-Section Designer 2) Joint Spring
5) Definir los tipos de carga, se deberá convertir la carga a carga linealmente distribuida, aquí se le asigna la propiedad a la carga de incluir o no el peso propio.	Define –Load Patterns <ul style="list-style-type: none"> • Table load Patterns Definition
6) Definir el caso de carga, en este punto se asigna la propiedad de análisis no lineal y factores de escala.	Define- Load Case
7) Definir las combinaciones de carga.	Define- Load Combinations <ul style="list-style-type: none"> • Table case Static – Load Assignments
8) Asignar cargas, la asignación se realiza mediante la opción Frame Distributed Loads y de cargas no simétricas se realiza mediante la función Joint Patterns	1) Assign- Frame Loads- Distributed 2) Define-Joint Patterns- Assign – Joint Patterns 3) Table Frame Load Distributed

Tabla 8.3 Secuencia de comandos para la modelación estructural mediante SAP2000 (continuación)

<p>9) Para realizar el análisis estructural se puede hacer mediante dos procedimientos: 1. pidiendo los resultados gráficos en pantalla mediante el comando Show Forces/Stresses o 2. mediante la opción de tablas de las cuales las tablas más importantes en el análisis son:</p>	<p>Display-Show tables-Select Load Case-Analysis Results</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tabla Base Reactions • Tabla Joint Reactions • Tabla Elements Forces Frame • Tabla Element Joint Forces- Frame • Tabla Joint Displazaments.
<p>10) Antes de iniciar con el diseño se debe verificar que las anclas no alcancen su resistencia en caso contrario deben ser retiradas del modelo estructural y volver a correr el programa hasta que se cumpla las ecuaciones de equilibrio, es decir hasta que ningún ancla falle (proceso iterativo). Existen 2 métodos el primero consiste en usar spring nodales asignando la rigidez de las anclas y el segundo consiste en la simulación del ancla mediante frames.</p>	<p>Método 1: Assign –Joint-Spring –Spring Stiffness Método 2: a) Define-Section Properties-Frame sections-Add New Property-Other-Section Designer-Draw Solid Shape-Circle (clip derecho sobre el elemento, asignar diámetro de ancla y material), en Design Type seleccionar General Steel Section. b) Asignar el número de anclas con el ángulo correspondiente restringiéndolas con apoyo en la dirección de trabajo correspondiente. c) Verificar su ratio (iteración).</p>
<p>11) El diseño estructural obedece al de reglamento seleccionado mediante la opción Design sea este concreto o acero.</p>	<p>Design-View/revise Preferences</p>
<p>12) Para realizar el diseño, antes de correr el programa se debe seleccionar en la opción Design el reglamento de diseño, la combinación para la cual se requiere el diseño, una vez corrido el programa se selecciona la opción Start design.</p>	<p>Design- Select Design Combos</p>
<p>13) Para observar los resultados del diseño estructural se puede hacer mediante dos procedimientos, pidiendo los resultados gráficos dando botón derecho sobre la barra que se quiera diseñar o seleccionando las siguientes tablas:</p>	<p>1) Boton derecho del mouse -Column Design information . 2) Display- Show Tables- Select load Case -Design Data</p> <ul style="list-style-type: none"> • Table concrete Design • Table steel Design
<p>14) La revisión de los elementos sobre-esforzados se muestran mediante la elección de Display Design Info (Ratios) si los valores son menores a 1, la estructura se encuentra estable, es decir las fuerzas actuantes son menores a las permisibles; si es mayor que 1 el elemento se encuentra inestable, las fuerzas actuantes son mayores a las permisibles.</p>	<p>1) Verify all Members Passed 2) Design –Display Design Info 3) Display-Show Tables- Select Load Case- Design Data.</p>
<p>15) Se obtienen las imágenes requeridas</p>	<p>File –Capture Picture</p>
<p>16) Se crea la memoria de cálculo con las tablas requeridas que muestran los datos mínimos necesarios.</p>	<p>File-Advanced Report Writer</p>

8.3. ANÁLISIS SOBRE LA APLICACIÓN

La metodología planteada en el presente trabajo puede ser aplicada a diferentes túneles que tenga una similitud de funcionalidad, de geometría, y de carga por debajo de la utilizada en el túnel de desfogue, se puede ajustar dicha metodología a las condiciones a las cuales se encuentre el túnel, estudiándose desde la utilización de un revestimiento primario y secundario, hasta el mismo proceso constructivo.

Si las dimensiones del túnel son menores al aquí planteado, los requerimientos de refuerzo podrán variar en función de la geometría del mismo y de las condiciones de carga o escenarios de carga a la cual estará sometido el túnel, del confinamiento del mismo y de las propiedades mecánicas de la roca.

El modelo de mecanismo de falla del capítulo 2 se puede aplicar a casi todo tipo de túnel, debido a que es el mecanismo de falla más común en la historia de construcción de túneles y el que proporciona mayor comprensión del comportamiento que ocasiona la falla durante la excavación de un túnel, en la bibliografía consultada se considera que los túneles en roca tienden a estabilizarse posterior a la excavación formando un arco apoyado sobre los costados del túnel, por debajo de este arco se genera la zona de aflojamiento, la cual requiere de elementos artificiales para sostenerse, este criterio de falla es similar al criterio simplificado estudiado en el capítulo 2.

La herramienta ROCLAB no solo se puede aplicar en la construcción de túneles, sino también a todo tipo de obra que requiera de la estimación de los parámetros de la roca, como por ejemplo: construcción de cimentaciones y estabilidad de taludes.

El modelo mediante elemento finito deberá realizarse donde se espera que el medio sea muy deformable, es decir con baja resistencia es sus propiedades mecánicas, generalmente se utiliza en suelos donde se considera un medio homogéneo, en este trabajo se realizó como comparativo para los criterios empíricos conocidos, sin embargo su aplicabilidad dependerá de la homogeneidad y características particulares del medio.

La utilización de software como UNWEDGE puede proporcionarnos resultados rápidos sobre las cargas por cuña de roca que deban ser consideradas en la construcción de túneles, la utilización de UNWESDGE está obligada en cuanto se presente la excavación o se prediga con anterioridad mediante el estudio geológico que se presentarán mecanismos de falla mediante cuñas, también se puede utilizar en caso de no contar con el software un procedimiento descrito en el apéndice “B” donde se obtiene un valor aproximado al obtenido con el software .

La metodología o pasos a seguir para el análisis y diseño estructural puede ser aplicada a diferentes tipos de túneles de cualquier dimensión, sin embargo está limitado a la simetría del túnel y a la sección transversal constante del mismo, si esta sección varía el modelo mediante elemento Frame puede ser no óptimo y quizá debiera estudiarse mediante elemento sólidos.

8.4. ANÁLISIS SOBRE LA COMPARACIÓN CON OTRO TIPO DE TÚNELES

Existen diferentes tipos de túneles construidos en México con diferentes características de funcionalidad, sección geométrica, condiciones geotécnicas. Por lo que se presenta aquí para comparación, túneles con funcionalidad y geometría diferente al túnel de desfogue.

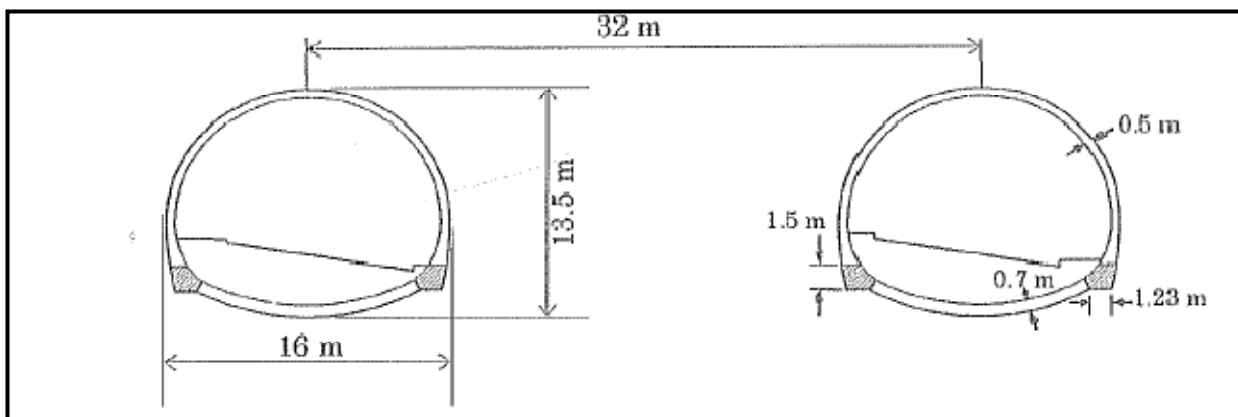


Figura 8.1 Túneles viales de Vista Hermosa al poniente de la ciudad de México. Ref. (33)

Los túneles viales de Vista Hermosa se construyeron para comunicar las colonias de vista hermosa, Cuajimalpa y Bosques de las Lomas con la Av. Prolongación paseo de la Reforma al poniente de la ciudad de México.

Los túneles tienen una sección semicircular de 16 m de ancho y 13,5 m de altura con una longitud de 85 m y separados 32 m, estos túneles tienen la particularidad de cruzar suelos arenosos con cementación débil y tienen una cobertura menor a 2 veces su diámetro, los cuales pasan por debajo de una autopista de alta circulación.

El procedimiento constructivo fue el siguiente:

- i) Construcción de la trabe de borde en los portales de entrada y salida.
- ii) Excavación de túneles de avance piloto para la construcción de las zapatas de apoyo.
- iii) Armado, cimbrado y colado de las zapatas.
- iv) Excavación con avance promedio de 0,8 m y altura de $A= 12$ m.
- v) Colocación del revestimiento (concreto lanzado y malla electro soldada como refuerzo).
- vi) Excavación del núcleo central de suelo.
- vii) Armado, Cimbrado y Colado del revestimiento secundario.
- viii) Excavación de la cubeta con avances promedio de 6,0 m.
- ix) Armado, Cimbrado y colado de la cubeta.

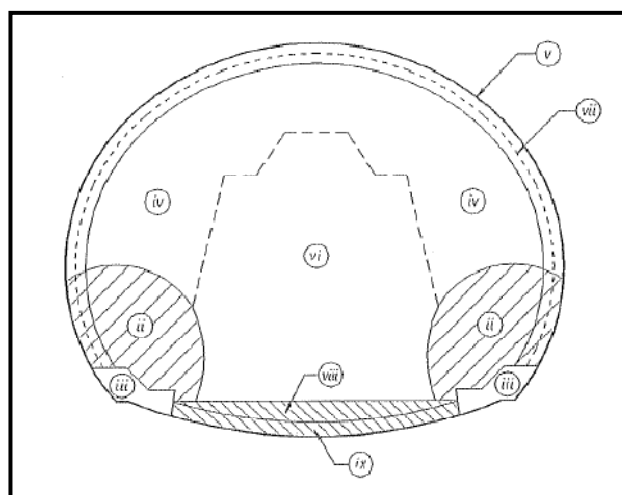


Figura 8,2 Procedimiento constructivo Ref. ()

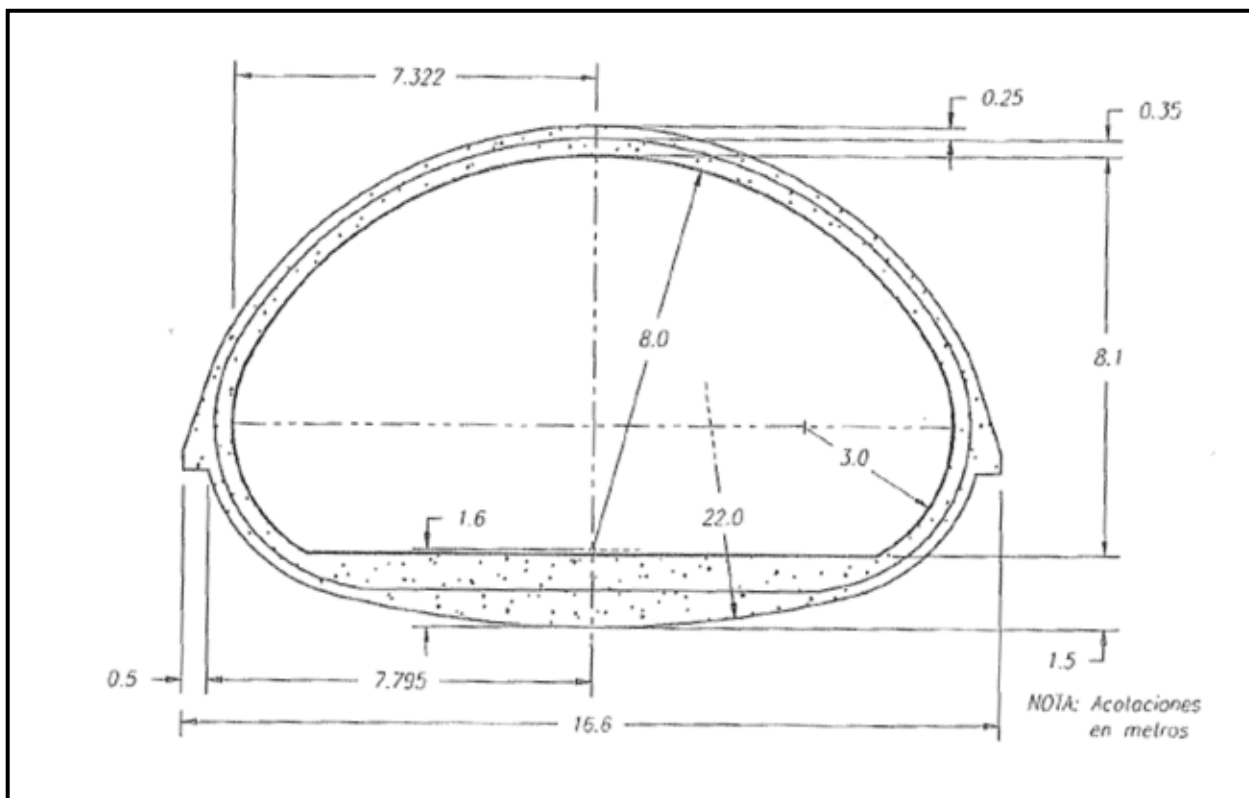


Figura 8.3 Túnel de estación en los suelos carbonatados de la ciudad de Monterrey

En el túnel de la estación del metro Juárez cuya sección transversal se muestra en la figura 8.3 fue construido en rocas sedimentarias cubiertas por depósitos aluviales, abanicos aluviales formados por limos carbonatados con diferentes grados de cementación e intercalados con un conglomerado muy cementado, a los que subyace un estrato de gravas y boleas empacados en limo poco arenoso, la sección de la figura 8.3 corresponde a un tramo de 700 m de longitud, con una cobertura promedio de 5 m.

El procedimiento adoptado fue como se muestra en la figura 8.4:

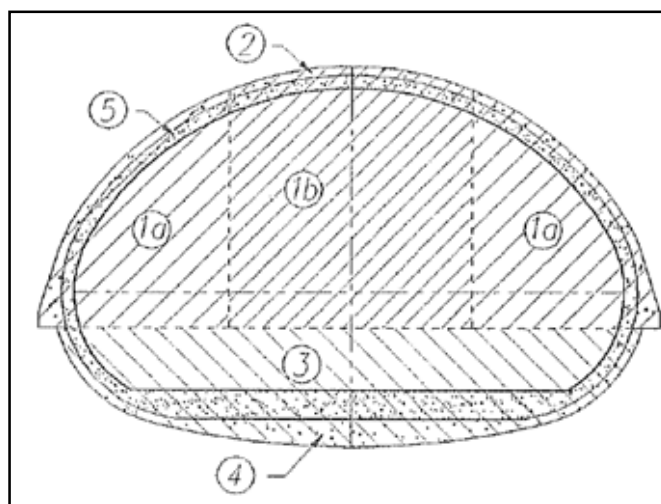


Figura 8.4 Procedimiento constructivo

- 1) Excavación de la media sección superior en dos etapas con avances de 2.5 m a 1.2 m para las condiciones normales y críticas respectivamente.
- 2) Colocación del revestimiento primario en la zona de la bóveda.
- 3) Excavación de la zona de la cubeta con avances de 3 m.
- 4) Colocación del revestimiento primario en la zona de la cubeta.
- 5) Colocación de dos membranas impermeables, armado y colado de revestimiento secundario.

En túneles de aprovechamiento hidráulico para la generación de energía se construyen todo tipo de túneles de diferentes secciones, como por ejemplo el túnel a presión que conduce el agua hacia la casa de maquinas el cual trabaja a grandes presiones de agua externas e internas, este túnel requiere de un análisis y diseño particular desde la disciplina geotécnica, estructural e hidráulicas, así por ejemplo la tubería a presión tiene una geometría cilíndrica con revestimiento de blindaje de acero revestido en concreto.

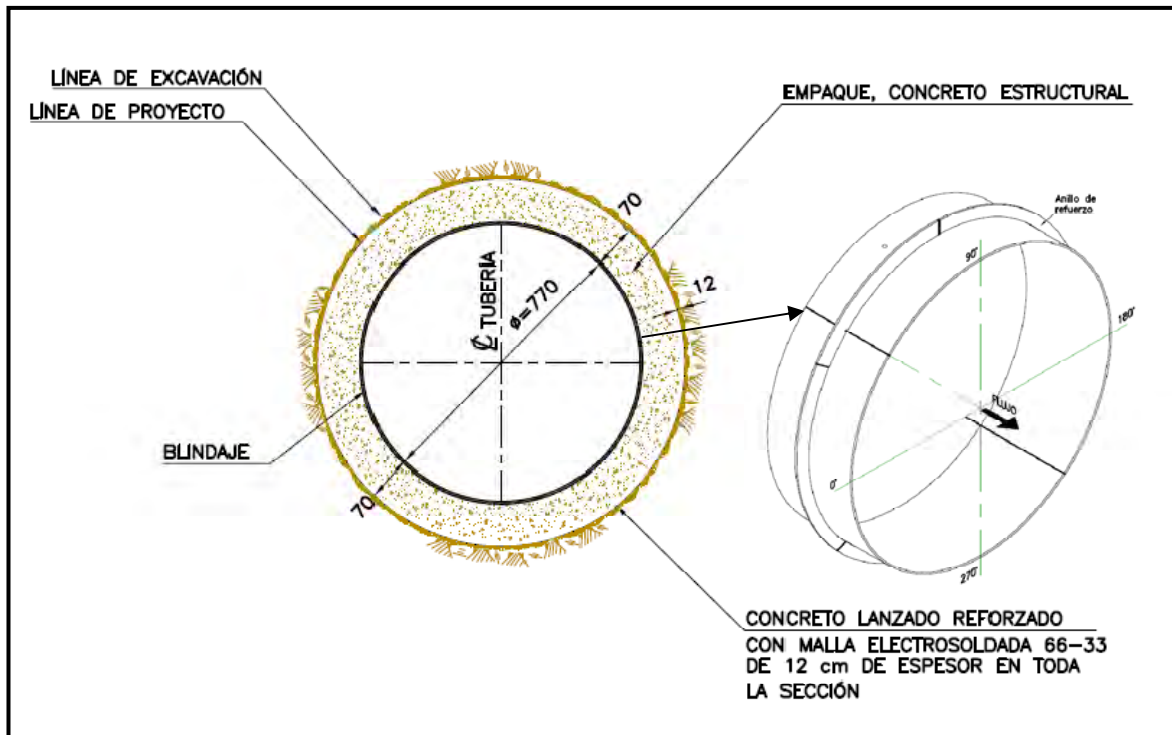


Figura 8.5 Sección transversal de la tubería a presión del P.H. La Yesca.



Figura 8.6 Inicio de la instalación de la tubería a presión

BIBLIOGRAFÍA

- 1) ACI (2005). "REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318 S-05) Y COMENTARIO".
- 2) ALBERRO J. (1983). "Presiones de roca en túneles e Interacción Roca- Revestimiento". México. Instituto de Ingeniería, UNAM, No.-468.
- 3) ALBERRO J. (1989). "Efecto de flujo de agua en el contorno de túneles". México, Instituto de Ingeniería, UNAM, No.-517.
- 4) ALBERRO J. y HERNÁNDEZ (1988). Desplazamiento y esfuerzos en un medio seminfinito elastoplástico al excavar un túnel circular". Series del Instituto de Ingeniería No. 510. México.
- 5) ALBERRO, A (1979). "Propiedades Mecánicas de las Rocas" Ed. Limusa, México.
- 6) BIENIEAWSKI, Z.T. (1974). "Geomechanical Classification of Rock Masses and Its Application un Tunneling". Proceedings, Third International Congress of Rock Mechanics.
- 7) BOWLES, E. J. (1996). Foundation Analysis and Design. 5 th editions. The Mc Graw Hill.
- 8) BRAJA M. DAS (1999). "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". 4 ta Edición. Editorial Thomson.
- 9) CFE (2008) "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES-DISEÑO POR SISMO". México, D.F.
- 10) CHAVÉZ J. (2003). "GEOTECNIA" UNAM.
- 11) CUEVAS G. y ROBLES F (2006). "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado". 4 ta Edición. Editorial Limusa.
- 12) GAZIEV, E. K. (1969). "Mecánica de Rocas en la Ingeniería Civil". UNAM
- 13) GUTIÉRREZ R. J. (2005). "Diseño de Soportes de Concreto lanzado y marcos de concreto lanzado reforzado para el soporte de obras subterráneas en roca". México, UNAM, Tesis.
- 14) HIBBELER. R. C. (2003). "Mechanics of Materials". 5 th edition. Prentice Hall.
- 15) HOKE E., (2006). "Practical Rock Engenieeering"
- 16) ICA (1996). "40 años de investigación y práctica en geotecnia". Fundación ICA, México, D.F.
- 17) IMCA. (2007). "MANUAL DE CONSTRUCCIÓN EN ACERO-(DEP) DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES". 4 ta Edición Editorial Limusa.
- 18) JUAREZ B. E. y BROWN, E. T. (1980) "Underground Excavation in Rock". London Institution of Mining and Metallurgy.
- 19) JUAREZ B. y RODRIGUEZ R. (1996) "Mecánica de Suelos". Editorial Limusa. México.
- 20) KOLYMBAS (2005). "Tunnelling and Tunnel Mechanics". Editorial Springer, Germany.
- 21) LEET, L. D. y JUDSON S. (1980). "Fundamentos de Geología Física". Editorial Limusa, S. A., México, D.F.

- 22) M. RAGAN D. (1987) "Geología estructural introducción a las técnicas geométricas", Editorial Omega, Barcelona.
- 23) MARSAL, R. J. y RESENDIZ, D. N. (1979) "Presas de Tierra y Enrocamiento". Editorial Limusa, México.
- 24) MORENO H.M. (2006). "Instrumentación del Canal Donato Guerra Sistema Cutzamala", IPN, México.
- 25) NTC (2004). "NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES", México, DF.
- 26) PECK R. B. (1969). "Deep excavation and tunneling in soft ground". State of the art report VII International Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering. México.
- 27) PETROS P. (1991). "GROUND ANCHORS AND ANCHORED STRUCTURES". Wiley-Interscience Publication. Canadá.
- 28) PIRALLA M. (2007). "Diseño Estructural". 2a. Edición. Editorial Limusa. México.
- 29) RAMOS B. A. (1999). "La Teoría de la Elasticidad Aplicada en Geotecnia". UNAM.
- 30) RODRÍGUEZ C. (1967). "La distribución de presiones alrededor de un túnel rígido en un medio visco elástico". México. Instituto de Ingeniería, UNAM, No.-151.
- 31) ROMO M. Y ROJAS E. "Modelos Constitutivos Utilizados en Geotecnia", Instituto de Ingeniería. UNAM, D-36.
- 32) SÁNCHEZ B. (1998). "Funcionamiento de túneles con distintas secciones y pendientes, y de canales con cauce irregular". Instituto de Ingeniería, UNAM, CI-5.
- 33) TAMEZ G, E, J. L. RANGEL NÚÑEZ y E. HOLGHÍN (1997). "Diseño Geotécnico de Túneles", TGC Geotecnia.
- 34) TARBUCK, E. J. y Lutgens, F.K. (1999). "Ciencias de la Tierra. Una introducción a la Geología Física. 6 ta. Edición. Editorial Prentice Hall, España.
- 35) USACE (1987). "Engineering and Design INSTRUMENTATION FOR CONCRETE STRUCTURES". US Army Corps of Engineers.
- 36) USACE (1994). "Rock Foundation". US. Army Corps of Engineers
- 37) USACE (1997). "Engineering and Design TUNNELS AND SHAFTS IN ROCK". US Army Corps of Engineers.
- 38) VALLEJO. G. (2005) "Ingeniería Geológica", Valladolid España Editorial Limusa.
- 39) VINNAKOTA S. (2006). "ESTRUCTURAS DE ACERO: COMPORTAMIENTO Y LRFD". Editorial Mc Graw Hill, México.
- 40) ZEEVAERT LEONARDO (1973). "Foundation Engineering for Difficult Sub-Soil Conditions". Editorial Van Nostrand Reinhold Company, USA.

APÉNDICE A: Clasificación geomecánica del macizo rocoso del túnel

A.1 Clasificación geomecánica de Bieniawski (RMR)

Tabla A.1 Clasificación de los parámetros y su evaluación (Bieniawski,1989)

Parámetro		Escala de valores							
1	Resistencia de la Roca inalterada	Is (kgf/cm ²)	>100	100-40	40-20	20-010	Se recomienda utilizar σ_c		
		σ_c (kgf/cm ²)	>2500	2500-1000	1000-500	500-250	250-050	050-010	>10
	Valuación estándar	15	12	7	4	2	1	0	
	Valor adoptado				4				
2	RQD %	100-90	90-75	75-50	50-25	<25			
	Valuación estándar	20	17	13	8	3			
	Valor adoptado		17						
3	Espaciamiento de juntas [m]	>2	2-0,6	0,6-0,2	0,2-0,06	<0,06			
	Valuación estándar	20	15	10	8	5			
	Valor adoptado		15						
Estado de las fisuras		A	B	C	D	E			
4	Longitud de discontinuidad (persistencia-continuidad)	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	20 m<			
	Valuación estándar	6	4	2	1	0			
	Valor adoptado	6							
4	Separación (apertura)	nula	<0,1 mm	0,1-1 mm	1-5 mm	<5mm			
	Valuación estándar	6	5	3	1	0			
	Valor adoptado		5						
4	Rugosidad	muy rugoso	rugoso	poco rugoso	suave	pulido			
	Valuación estándar	6	5	3	1	0			
	Valor adoptado		5						
4	Relleno	ninguno	duro <5 mm	duro 5 mm<	suave <5 mm	suave 5 mm<			
	Valuación estándar	6	4	2	2	0			
	Valor adoptado	6							
4	Intemperismo	ninguno	ligero	moderado	alto	muy alto			
	Valuación estándar	6	5	3	1	0			
	Valor adoptado	6							

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE BIENIAWSKI (RMR)							
Clasificación de los parámetros y su evaluación (Bieniawski, 1989)							
Parámetro		Escala de valores					
5	Aguas subterráneas	Filtración en 10 m de túnel (lts/min)	ninguna	<10	010-25	025-125	125<
		uf/σ1	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	0,5<
		Situación general	Seco	húmedo	escurrimientos	ligera presión de agua	serios problemas de agua
	Valuación estándar		15	10	7	4	0
	Valor adoptado						0
Ajuste en la evaluación por orientación de las discontinuidades							
Orientación del rumbo y buzamiento de las discontinuidades		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	
Valuación estándar	Túneles	0	-2	-5	-10	-12	
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25	
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60	
Valuación adoptado	Túneles			-5			
	Cimentaciones						
	Taludes						
6	Rumbo de la discontinuidad perpendicular al eje del túnel						
	Penetración de la discontinuidad en sentido de la excavación		Penetración de la discontinuidad en contrasentido de la excavación		Rumbo de la discontinuidad paralela al eje del túnel	Sin importar la dirección del rumbo	
	buzamiento	buzamiento	buzamiento	buzamiento	buzamiento	buzamiento	
	45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°	
	Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	

Resumen evaluación de los parámetros (Bieniawski, 1989).		
1	Resistencia de la roca inalterada	4
2	Calidad testigo RQD (%)	17
3	Espaciamiento de juntas	15
4	Estado de las fisuras	28
5	Aguas subterráneas	0
6	Factor de ajuste	-5
RMR = Σ Valuación Total=		59

Clasificación	I	II	III	IV	V
Rango estándar	81-100	61-80	41-60	21-40	20<
Rango adoptado			59		
Descripción del macizo rocoso	Muy bueno	Bueno	Regular	Malo	Muy malo
Características geotécnicas					
Tiempo medio de sostén	20 años para claros de 15 m	1 año para claros de 10 m	1 semana para claros de 5 m	10 hrs para claros de 2,5 m	30 minutos para claros de 1m
Cohesión de la roca [kgf/cm ²]	4>	3-4	2-3	1-2	1<
Cohesión adoptada [kg/cm ²]			3		
Ángulo de fricción interna [°]	45>	35-45	25-35	15-25	15<
Ángulo de fricción interna adoptado [°]			35		

A.2 Clasificación geomecánica de Barton (Q)

Tabla A.2. Clasificación Geomecánica de Barton (Q)					
Valores de los parámetros del índice Q (Barton 2000)			Valor adoptado		
1	Calidad del testigo RQD		RQD (%)		
	A	Muy mala	0-25		
	B	Mala	25-50		
	C	Media	50-75		
	D	Buena	75-90	80	
	E	Excelente	90-100		
Notas:					
i) Cuando se obtienen valores del RQD inferiores o iguales a 10, se toma un valor de 10 para calcular el índice Q.					
ii) Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90 et., tienen suficiente precisión.					
2	Índice de diaclasas		Jn		
	A	Roca masiva, sin diaclasas 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	6	
	F	Tres familias de diaclasas	9		
	G	Tres familias de diaclasas y algunas diaclasas aleatorias	12		
	H	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15		
	J	Roca triturada terrosa	20		
Notas:					
i) En 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 entre un cortante inferior a 10 cm.		Valor adoptado		
	A	Diaclasas discontinuas		4	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			
Notas:					
i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden.					
c) No existe Contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante.					

Valores de los parámetros del índice Q (Barton 2000)				
Índice de rugosidad de las discontinuidades (Continuación)		Jr	Valor adoptado	
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1		
I	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1		
Notas:				
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.				
Índice de alteración de las discontinuidades				
		ϕ_r	Ja	Valor adoptado
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)				
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo.	-	0,75	
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas.	25°-35°	1	
C	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Presentan minerales no remblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°	2	
D	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda).	20°-25°	3	
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	
b) 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	4
G	Fuertemente sobre consolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos pero con espesores inferiores a 5 mm).	16°-24°	6	
H	Sobre consolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm).	12°-16°	8	
J	Relleno de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de Ja depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	6°-12°	8-12	

Valores de los parámetros del índice Q (Barton 2000)				
Índice de alteración de las discontinuidades (continuación)		ϕ_r	Ja	Valor adoptado
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (reellenos de mineral de gran espesor).				
K	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H, y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	6,8 ó 8-12	
L	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles	--	5	
M	Zonas o bandas continuas de arcillas, de espesor grueso (ver clases G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas).	6°-24°	10,13 ó 13-20	
Nota: los valores expresados para los parámetros Jr y Ja se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos desfavorables 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: $T = \sigma_n \tan (Jr/Ja)$).				
Factor de reducción por la presencia de agua		Presión de agua [kgf/cm ²]	Jw	Valor adoptado
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	<1	1	1
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los reellenos de las discontinuidades	1-2,5	0,66	
C	Afluencia importante a presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	2,5-10	0,5	
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los reellenos 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<	0,2-0,1	
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable.	10<	0,1-0,05	
Notas:				
i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor Jw.				
ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.				
Condiciones tensionales de la roca				
6	a) Las zonas débiles interceptan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando	SRF		Valor adoptado
A	Múltiples zonas débiles, contenido arcilla o roca desintegrado químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad).	10		

Valores de los parámetros del índice Q (Barton 2000)					
Condiciones tensionales de la roca (continuación)				SRF	Valor adoptado
a) Las zonas débiles interceptan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando					
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación ≤ 50 m)			5	
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación > 50 m)			2,5	
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad).			7,5	
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación ≤ 50 m)			5	
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación > 50 m)			2,5	
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad).			5	
Notas:					
i) Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50% si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no interceptan a la excavación.					
b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF	Valor adoptado
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	>200	$<0,01$	2,5	
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0,01-0,3	1	1
k	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	
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0,5-0,65	5-50	
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0,65-1	50-200	
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	<2	>1	200-400	
Notas:					
i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, se disminuye el parámetro σ_c hasta $0,75 \sigma_c$; si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se tomará el valor $0,5 \sigma_c$. σ_c es resistencia a compresión simple, σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor y σ_θ es 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 de SRF entre 2,5 y 5 unidades (véase clase H).

Valores de los parámetros del índice Q (Barton 2000)

Continuación

c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometidas a altas presiones litostáticas		σ_0/σ_c	SRF	Valor adoptado
O	Presiones de deformación baja	1-5	5-10	
P	Presiones de deformación alta	>5	10-20	

Notas:

i) Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 Q^{1/3}$ (Singh et al., 1992). La resistencia a compresión de macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión q (MPa) = $7g Q^{1/3}$, donde g es la densidad de la roca en g/cm^3 (Singh, 1993).

d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua		SRF	Valor adoptado
R	Presiones de deformación baja	5-10	
S	Presiones de deformación alta	10-15	

Resumen de los valores de los parámetros del índice Q (Barton 2000)

Valor

1	Calidad de testigo RQD (%)	80
2	Índice de Diaclasado Jn	6
3	Índice de rugosidad de las discontinuidades Jr	4
4	Índice de la alteración de las discontinuidades Ja	4
5	Factor de reducción por la presencia de agua Jw	1
6	Condiciones tensionales de la roca SRF	1

Clasificación	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Rango estándar Q	0,001-0,01	0,01-0,1	0,1-1	1-4	4-10	10-40	40-100	100-400	400-1000
Rango calculado Q						13			
Descripción del macizo rocoso	Roca excepcionalmente mala	Roca extremadamente mala	Roca muy mala	Roca mala	Roca media	Roca buena	Roca muy buena	Roca extremadamente buena	Roca excepcionalmente buena

Apéndice B: Detalle de modelación mediante UNWEDGE

B.1. Teoría Básica de la Proyección Estereográfica

La resolución de problemas por los métodos usuales de geometría descriptiva exige la construcción de por lo menos dos vistas ortográficas, lo cual requiere tiempo y energías. Afortunadamente hay un método alternativo por el cual las relaciones angulares entre líneas y planos se pueden determinar más directamente.

Si se construye una esfera centrada en algún punto O de la traza de afloramiento de un plano estructural inclinado (figura B.1.1 (a)), el plano y su prolongación cortarán la esfera según un círculo máximo (figura B.1.1 (b)), es decir, según un círculo cuyo plano inclinado incluye el punto central O . Para que esta proyección esférica resulte practica se debe representar dos dimensiones, la forma más útil de hacerlo es proyectar todos los puntos de la parte inferior del círculo máximo al plano horizontal mediante su unión con el punto cenital P (figura B.1.2 (a)) lo que da el arco $abcd$. Análogamente, una línea que pasa por el punto O cortará la esfera en un punto y este punto se proyecta al plano horizontal utilizando también O ; por ejemplo, el punto b es la proyección de la línea Ob' (figura B.1.2. (a)). La representación resultante consiste en líneas y puntos contenidos en el círculo máximo horizontal. La circunferencia limítrofe se llama *primitiva*. Este es el método de proyección estereográfica, y la figura trazada en este plano diametral horizontal, junto con las direcciones de los puntos cardinales, es un estereograma (figura B.1.2. (b)).

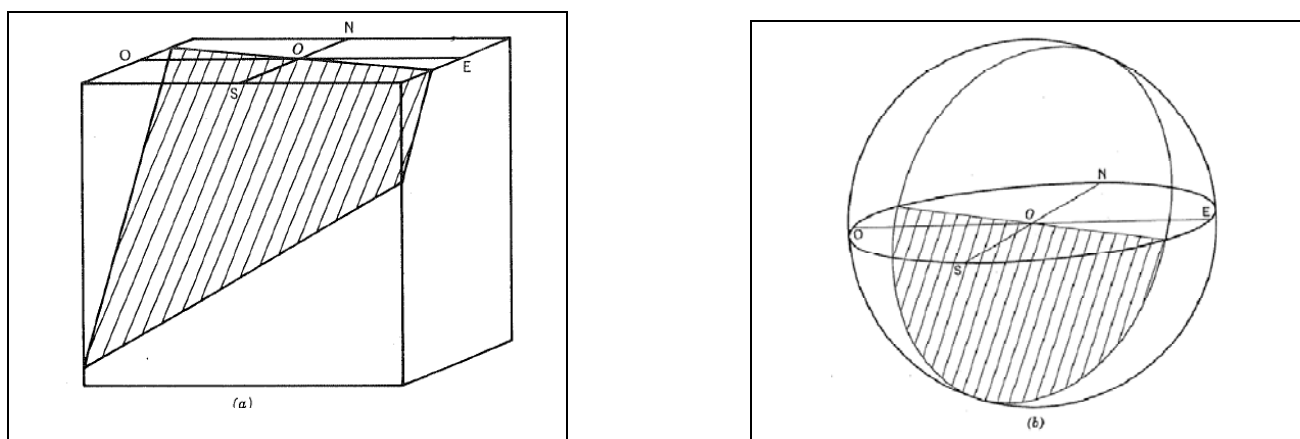


Figura B.1.1. Representación de un plano inclinado. (a) bloque diagrama con el punto O en la traza del afloramiento. (b) esfera centrada en el punto O , (según Phillips, 1971), Ref. [23]

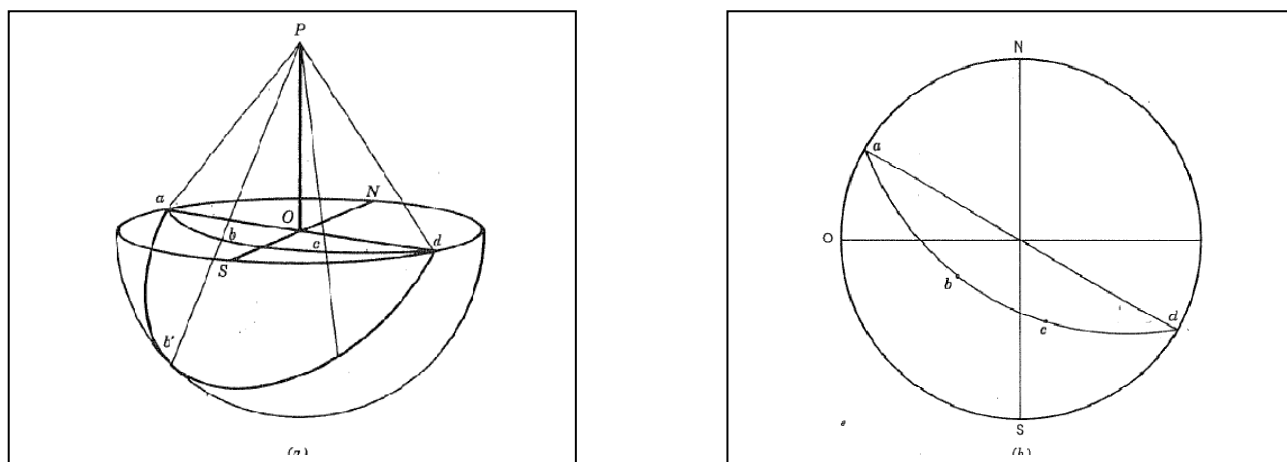


Figura B.1.2. Proyección estereográfica de un plano inclinado. (a) Proyección al plano ecuatorial horizontal. (b) Estereograma correspondiente, (según Phillips, 1971), Ref. [23]

B.2 Datos conocidos de la zona que será analizada mediante UNWEDGE

Se analiza la sección constante debido a que en ésta sección se presenta la falla de mayor importancia (Falla Crucero Pitayo) y la intersección con el mayor número de cruces con fallas.

PROPIEDADES DE LA ROCA INTACTA

Tabla B.2.1 Propiedades de la roca intacta

Parámetro	Dacita Porfídica (Tmid)	Riodacita Fluidal (Tmird)
Resistencia a la compresión simple (MPa)	76,2	132,7
Resistencia a la tensión indirecta (MPa)	15,2	27,8
Módulo de deformación E(MPa)	46977	48299
Peso volumétrico saturado	25,08	24,56
Índice de alteración (%)	0,38	1,54
Intemperismo acelerado (%)	0,32	1,02
Velocidad primaria Vp (m/s)	5634	5047
Módulo elástico probeta (MPa)	56286	46516
Relación de Poisson	0,31	0,29

Tabla B.2.2 Datos Geológicos-Sistema de Fracturas y Fallas

SISTEMA DE FRACTURAS Y FALLAS	RUMBO	ECHADO
1 FRACTURAS Y FALLAS PILAR Y LA ESPERANZA	N79 ⁰ E	62 ⁰ NW
2 FRACTURAS, FALLAS CRUCERO-PITAYO, LA QUEBRADA Y DIQUE DIABASICO	N25 ⁰ E	67 ⁰ SE
3 FRACTURAS Y FALLAS EL GOTERO Y EL YONQUE	N30 ⁰ W	68 ⁰ NE
4 SEUDOESTRATIFICACIÓN	N50 ⁰ W	54 ⁰ SW

Tabla B.2.3 Parámetros de resistencia para los distintos sistema de fallas

Parámetros de Resistencia en Cavernas P.H. La Yesca		Mohr - Coulomb		Barton-Choubey		
		ϕ [°]	c [t/m ²]	ϕ_r [°]	JCS	JRC
Pilar-Esperanza**	Falla	28	3,1	24	900	3
	Sistema	35	5	28	900	4
Pitayo-Quebrada*	Falla	24	1,2	22	500	1,3
	Sistema	29	5,4	24	500	5
Gotero-Yunque	Sistema	30	4,5	25,5	650	4
Seudoestratificación	Sistema	39	1,2			

*Medidos en pruebas de laboratorio

**Estimadas de características de juntas

Tabla B.2.4 Resumen de los parámetros de resistencia de la masa rocosa de las obras de generación.

Masa rocosa Parámetro	Material de falla crucero pitayo	Dacita porfídica descomprimida	Dacita porfídica	Dacita porfídica	Dacita fluidal	Dacita muy fracturada
vs	N/A		>2,7 km /s	3,8 km/s	3,2 km/s	1,4 - 1,7 km/s
GSI	N/A	34	50	58	60	17
sigci [Mpa]	N/A	50	90	90	132	30
mi	N/A	25	28	28	28	23
mb/mi	N/A	0,09	0,17	0,22	0,24	0,05
mb	N/A	2,37	4,69	6,25	6,71	1,19
s	N/A	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00
a	N/A	0,5	0,5	0,5	0,5	0,565
E [Mpa]	-----	3981	6500	10300	11558	1496
phi [°]	24	36	45	50	42	33
coh [Mpa]	0,012	0,60	1,80	2,47	2,27	0,30
sigcm [Mpa]	-----	4,47	12,11	15,04	23,42	1,30

Tabla B.2.5 Resumen de datos utilizados en el modelo UNWEDGE

SISTEMA DE FRACTURAS Y FALLAS	RUMBO	ECHADO	FRICCIÓN Ø [°]	COHESIÓN [t/m ²]
1 FRACTURAS Y FALLAS PILAR Y LA ESPERANZA	N79°E	62°NW	31,5	4,05
2 FRACTURAS, FALLAS CRUCERO-PITAYO, LA QUEBRADA Y DIQUE DIABASICO	N25°E	67°SE	26,5	3,3
3 FRACTURAS Y FALLAS EL GOTERO Y EL YONQUE	N30°W	68°NE	30	4,5
4 SEUDOESTRATIFICACIÓN	N50°W	54°SW	39	1,2

B.3 Revisión de resultados obtenidos mediante el software UNWEDGE

Geometría de la excavación

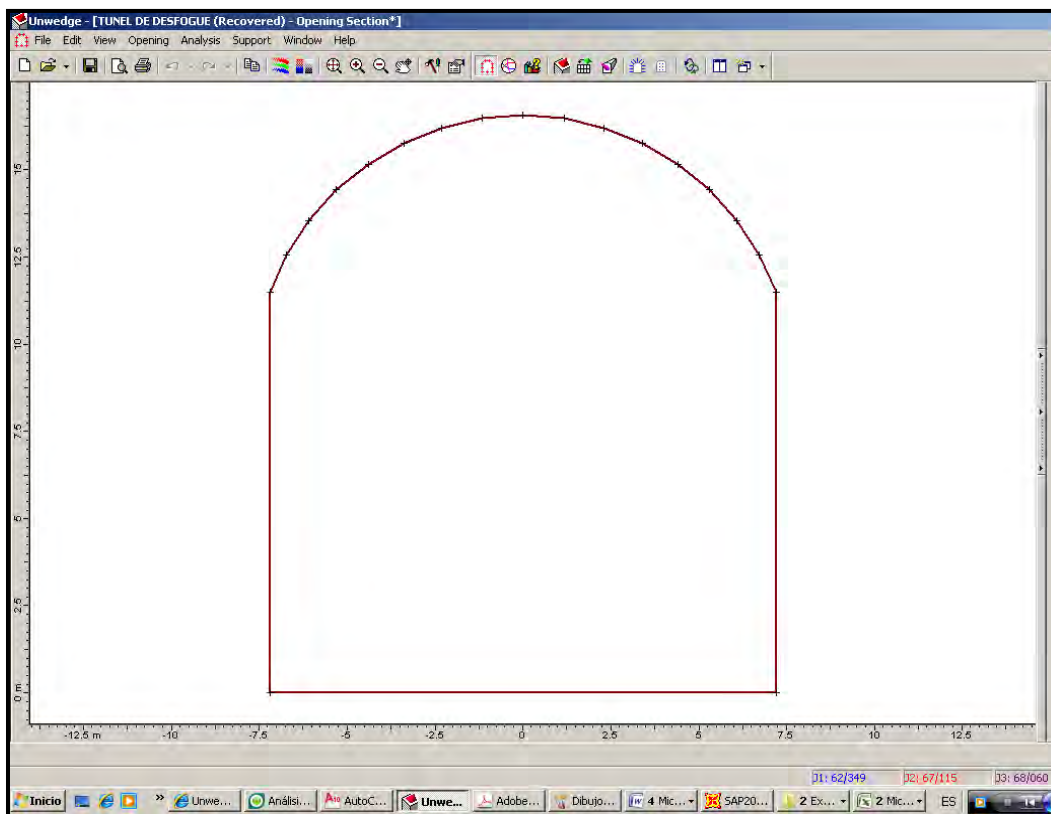


Figura B.3.1 Introducción de la geometría de excavación al software UNWEDGE.

Plantilla= 14,40 m.

Hastiales=10,30 m.

Ángulo de Bóveda= 140,5 grados

Radio de Bóveda=7,65 m.

Altura total de excavación= 16,60 m.

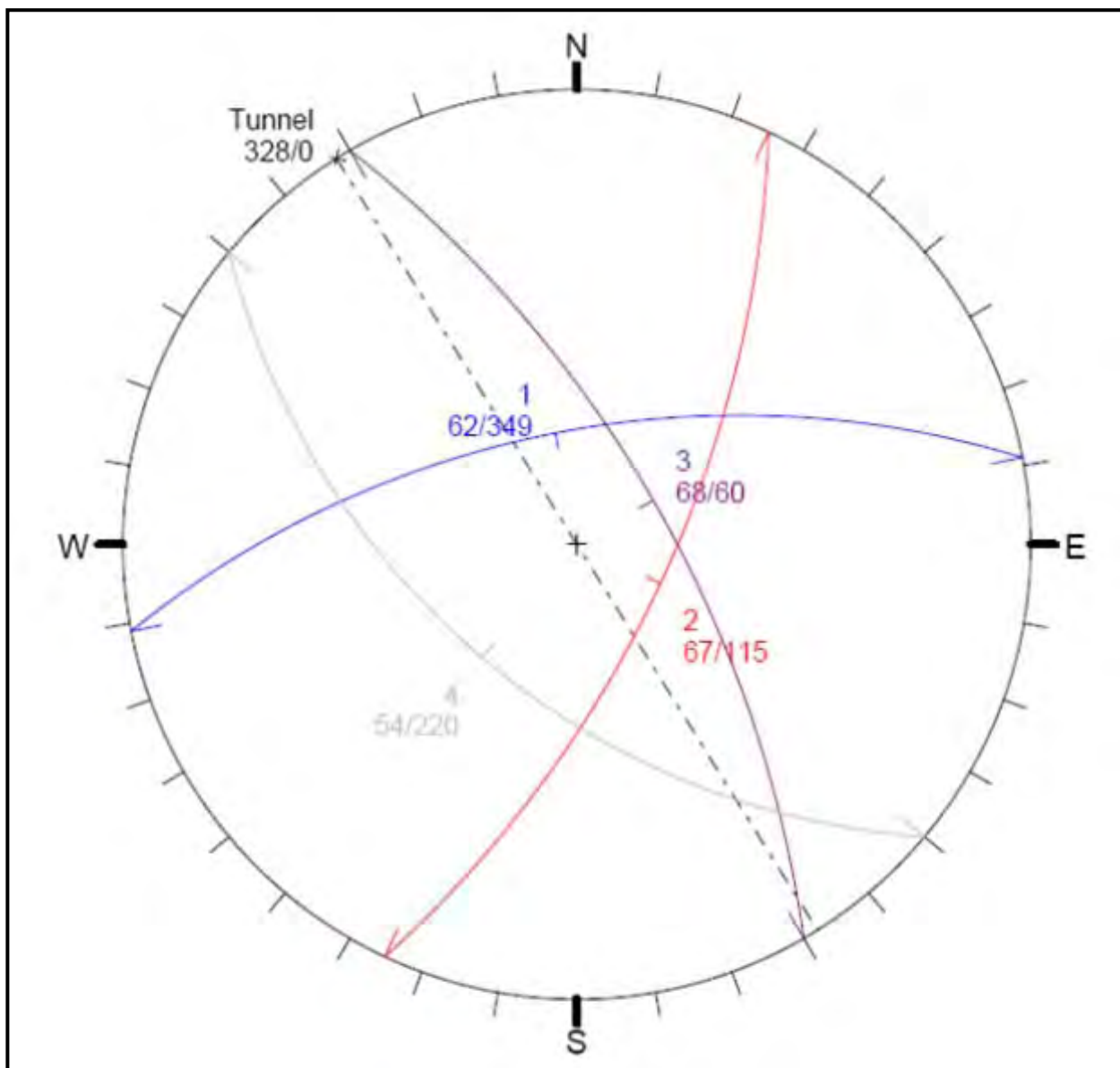


Figura B.3.2 Estereograma de fallas introducidas al software UNWEDGE

El estereograma muestra las proyecciones estereográficas de fracturas y fallas, así como el eje del túnel introducidas al software UNWEDGE, estas juntas de falla han sido catalogadas como lo muestra la tabla B.2.5 y asignado un color correspondiente con lo cual se puede identificar fácilmente el sistema de fractura y falla presentado en el modelo isométrico que genera el software ver figura B.3.5.

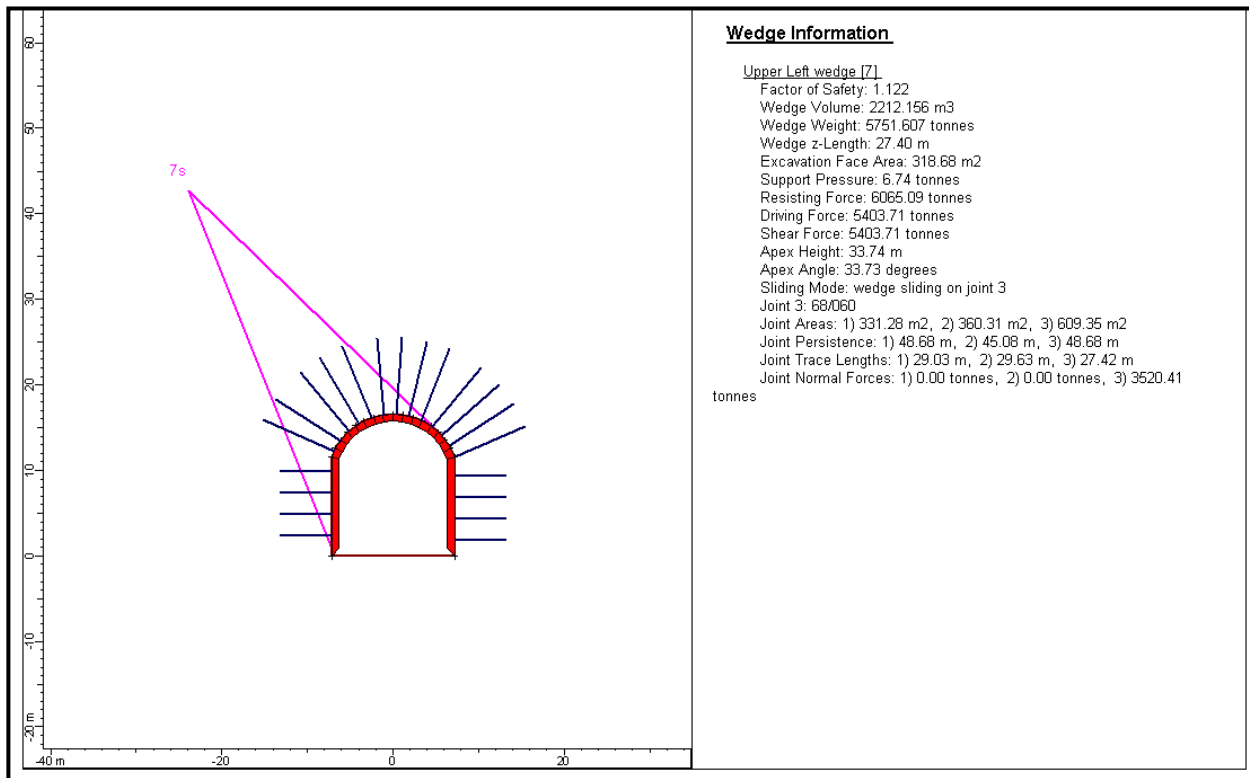


Figura B.3.3 Geometría cuña formada en el plano xy e información de la cuña.

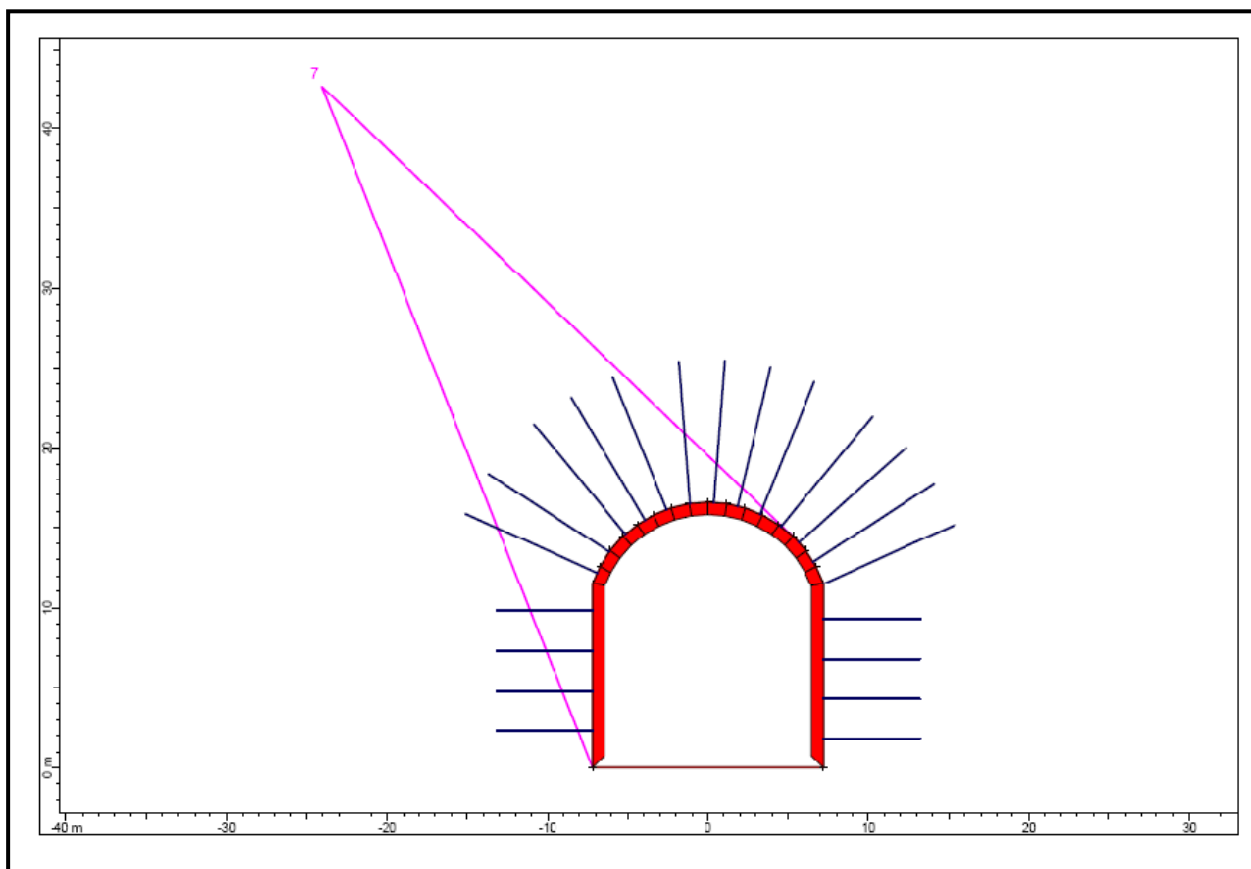


Figura B.3.4. Sistema de tratamiento durante la excavación y geometría de la cuña.

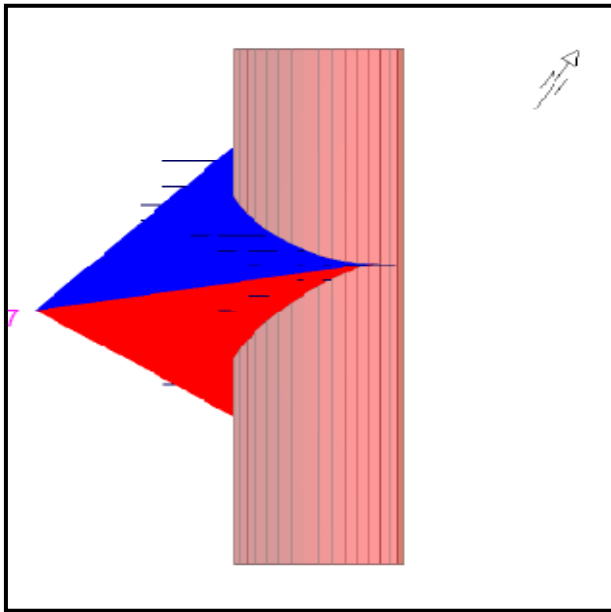


Figura B.3.5. Planta-Cuña máxima

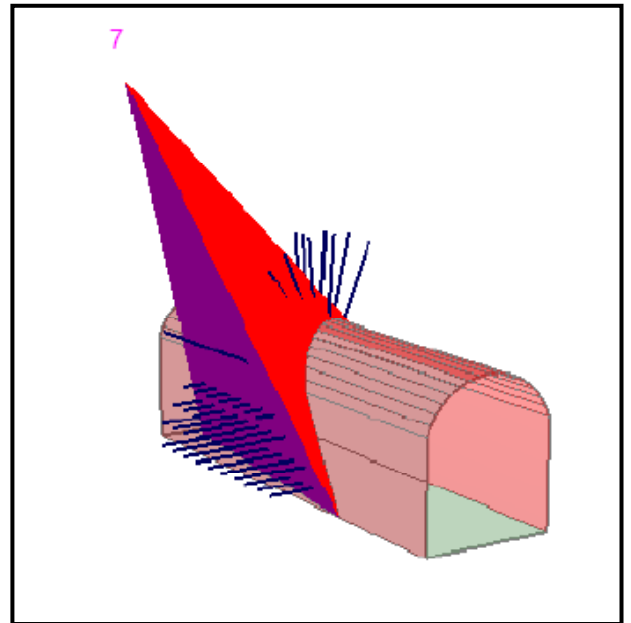


Figura B.3.6 Isométrico -Cuña máxima

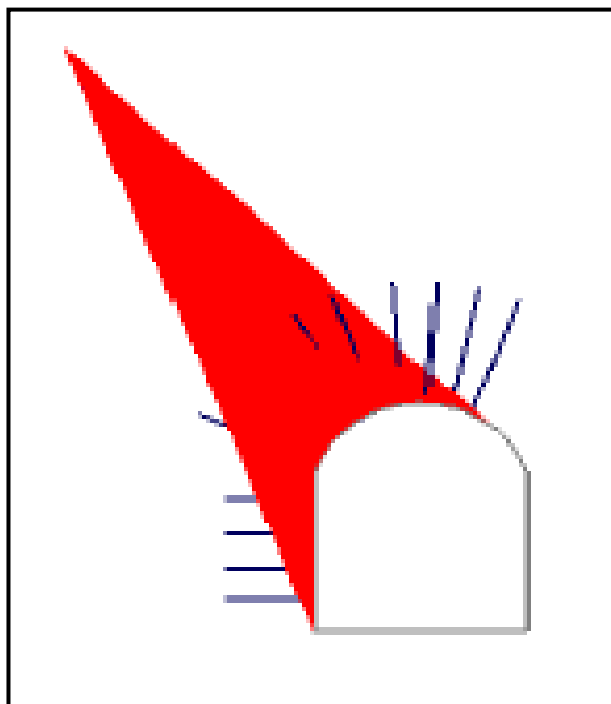


Figura B.3.7. Sección Transversal-Cuña máxima

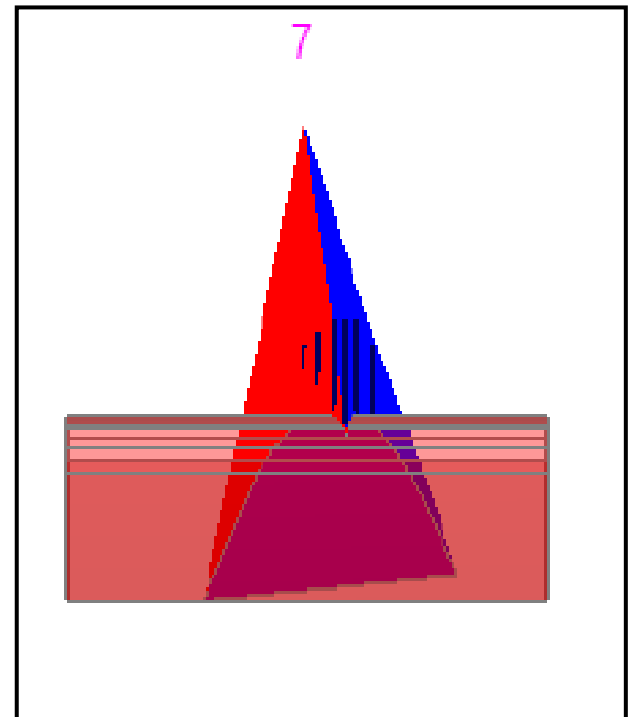


Figura B.3.8. Sección Longitudinal -Cuña máxima

El programa Unwedge se fundamenta en la teoría de bloque rígido por lo que podemos realizar una revisión ágil y rápida de los resultados de salida de la siguiente forma:

El ángulo que forma la cuña en el plano 3 con respecto a la línea horizontal del túnel (plantilla) es aproximadamente de 70° por lo tanto tenemos el siguiente diagrama de cuerpo libre para el peso de la cuña:

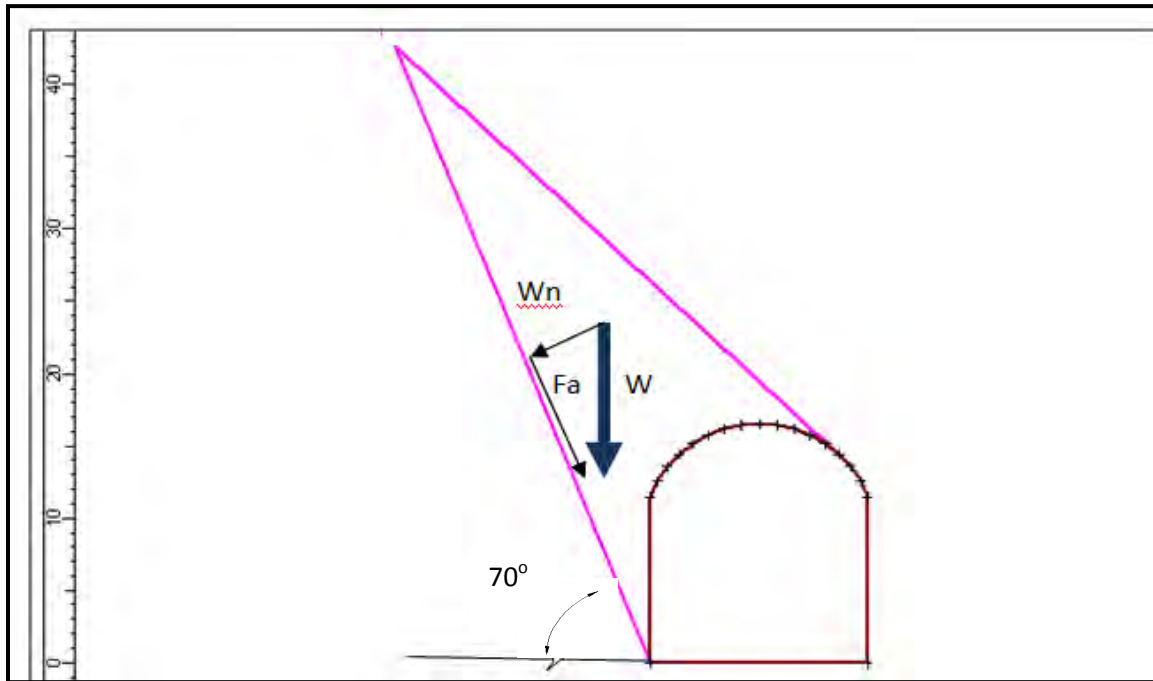


Figura B.3.9. Diagrama de cuerpo libre de la cuña máxima

Por lo que la fuerza actuante será igual a:

$$F_a = W \sin(\phi) \dots \dots \dots (\text{ec. B.3.1})$$

$$F_a = W \sin(20) = 5404 \text{ t}$$

La fuerza resistente:

$$F_{RM} = cA + Wn A \tan(\phi) \dots \dots \dots (\text{ec. B.3.2})$$

$$F_{RM} = 4,5 * 609 + 1967 \tan(30) = 3876$$

La resistencia por anclaje la calcularemos con la siguiente expresión:

$$F_A = n * 0,4 * f_y * A_a \dots \dots \dots (\text{ec. B.3.3})$$

Donde:

n= Número de anclas que atraviesan la cuña.

A=Área de la sección transversal del ancla.

$$F_A = 7 * \frac{27,42}{2} * 0,4 * 4200 * 11,4 = 1838 \text{ t}$$

La resistencia del concreto lanzado la calcularemos con la siguiente expresión:

$$F_c = (L_1 + L_2 + L_3)t * \tau_c \dots \dots \dots (\text{ec. B.3.4})$$

$$F_c = (29,03 + 29,63 + 27,42)0,1 * 0,75 * 0,17 * \sqrt{20}$$

$$F_c = 490 \text{ t}$$

La resistencia total es:

$$F_R = F_{RM} + F_A + F_c = 6204 \text{ t}$$

EL factor de seguridad se define como:

$$F_s = \frac{F_a}{F_R} \dots \dots \dots (\text{ec. B.3.5})$$

$$F_s = \frac{F_a}{F_R} = \frac{6204}{5404} = 1,14$$

Similar al obtenido con el software ahora bien, se requiere un factor de seguridad del orden de 1,5 por lo tanto la fuerza de soporte restante será:

$$P_s = 1,5(5404) - 6065 = 2041 \text{ t}$$

En consecuencia de que el análisis estructural se realiza en forma unitaria se uniformará la carga de la cuña sobre el revestimiento primario perpendicular a éste, obteniéndose así una carga HP distribuida de aflojamiento o relajación del macizo rocoso sobre el hastial y bóveda del túnel.

$$H_p = \frac{P_s}{A} \dots \dots \dots (\text{ec. B.3.6})$$

Donde:

Pw= Peso de la cuña.

A=Área de la traza del sistema de fallas con el túnel.

$$H_p = \frac{2041}{318} = 6,4 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Apéndice C: Geometría de los elementos estructurales

C.1 Geometría del revestimiento primario

En la figura 10.1 y 10.2 se muestran las etiquetas para los nodos de elementos frame respectivamente dibujadas en el programa SAP200 para la sección constante. Y transición sección transversal variable del túnel.

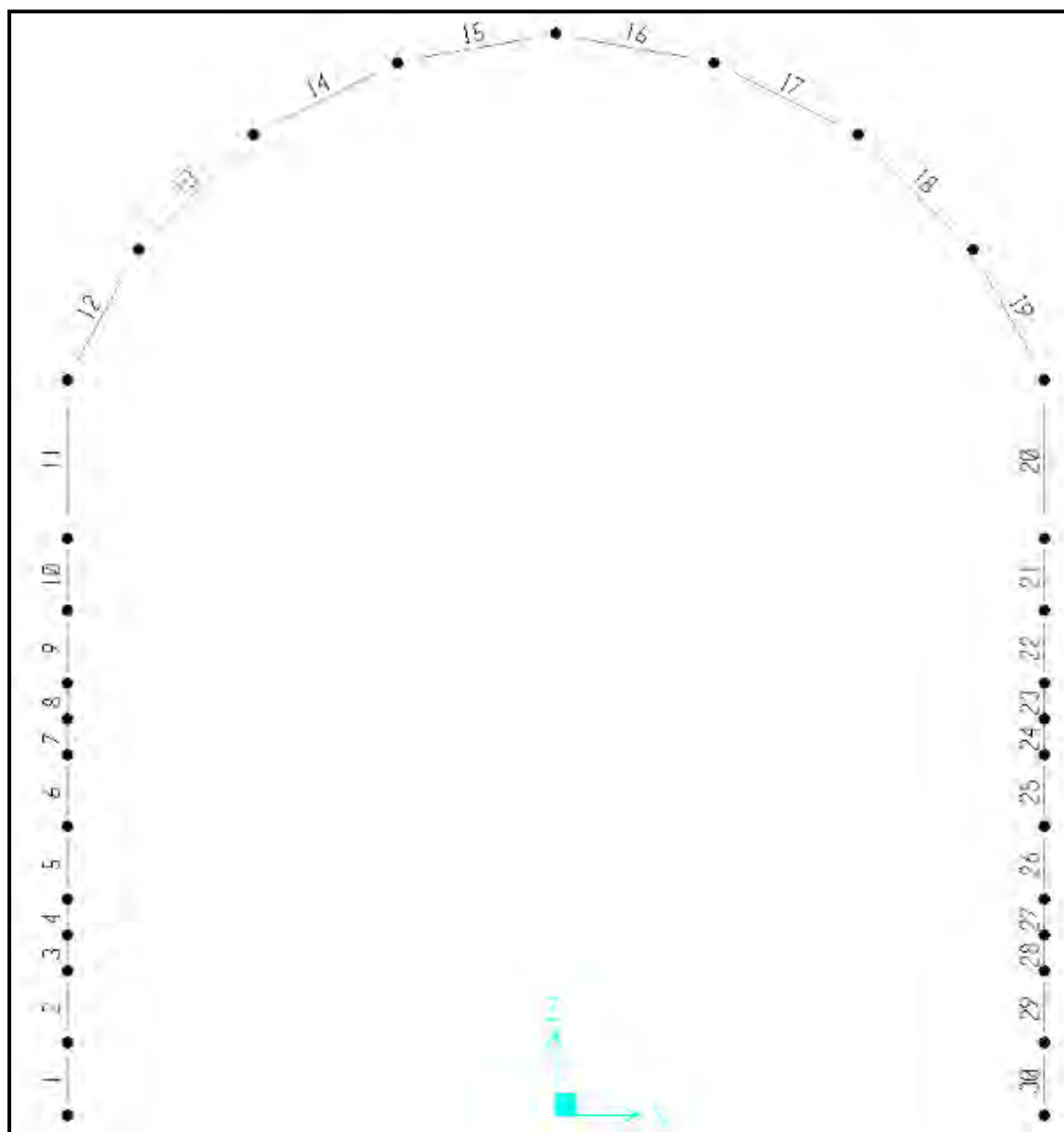


Figura C.1.1. Revestimiento primario - Enumeración de elementos Frame-Sección constante

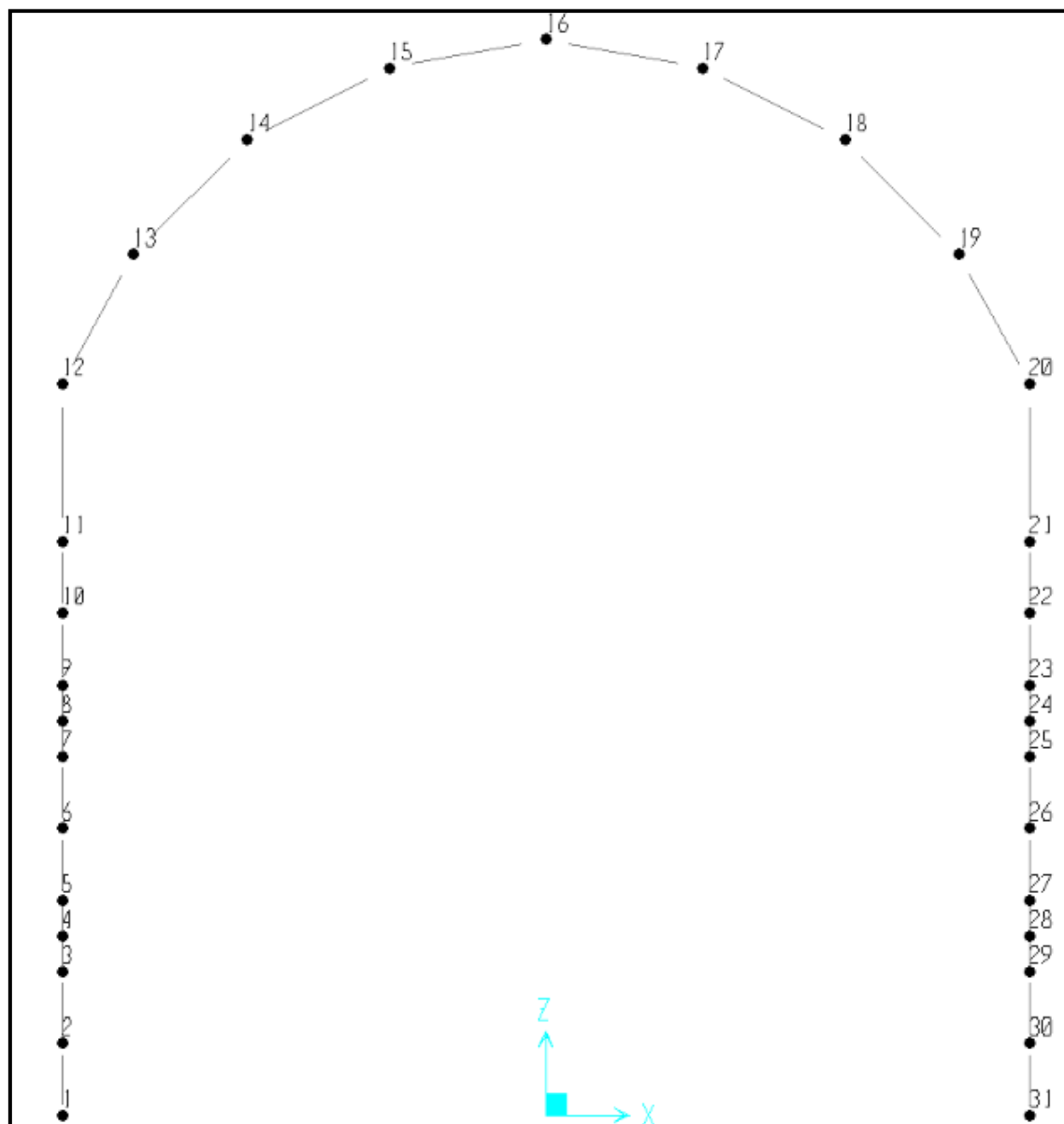


Figura C.1.2 Revestimiento primario-Enumeración de nodos- Sección constante

En la figura 2 y 3 se muestran la etiquetas para los nodos de elementos frame respectivamente dibujadas en el programa SAP200 para la sección-transición, notar que estas han sido etiquetadas en el sentido de las manecillas del reloj.

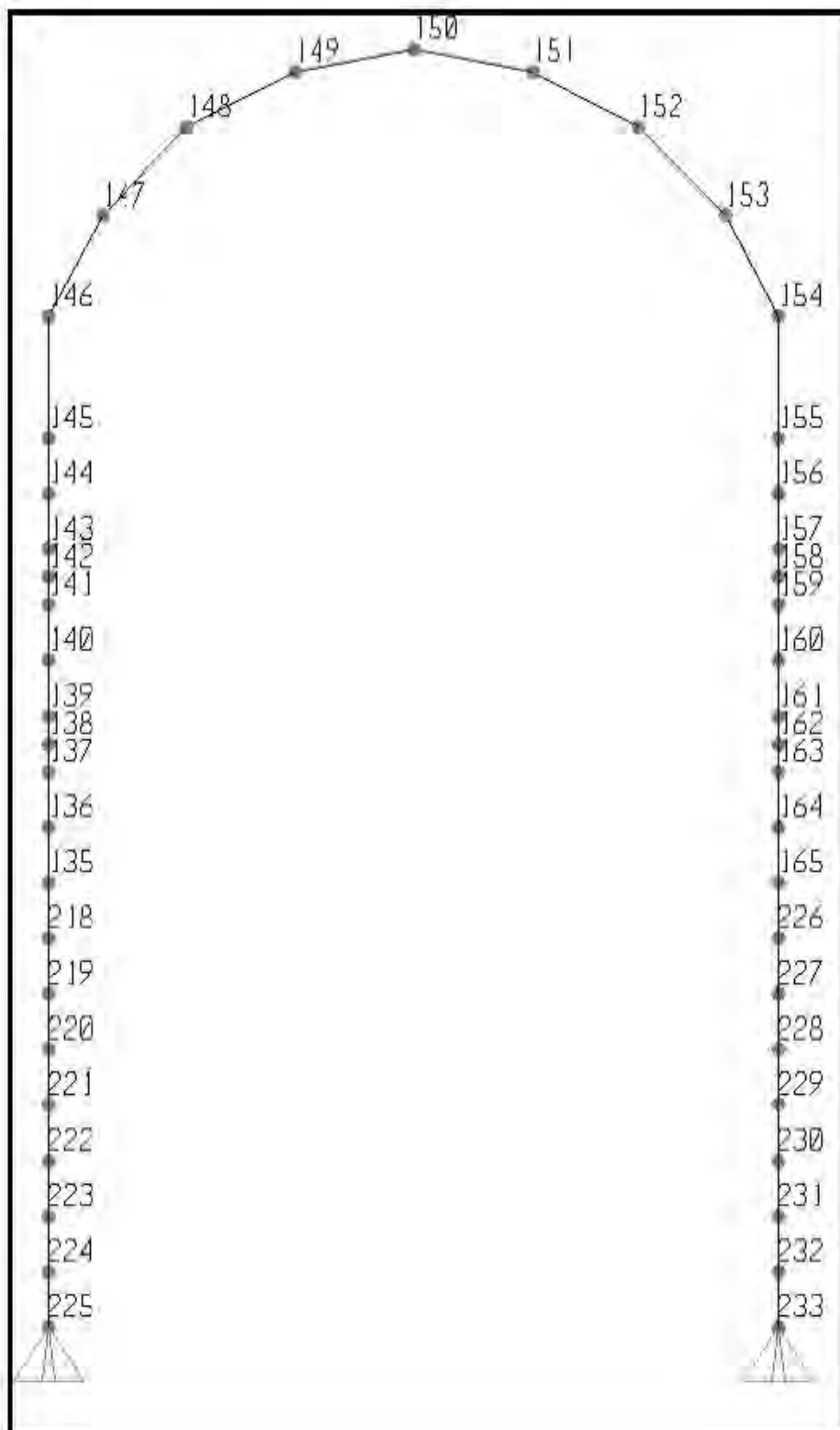


Figura C.1.3. Revestimiento primario - Enumeración de nodos-Sección transición

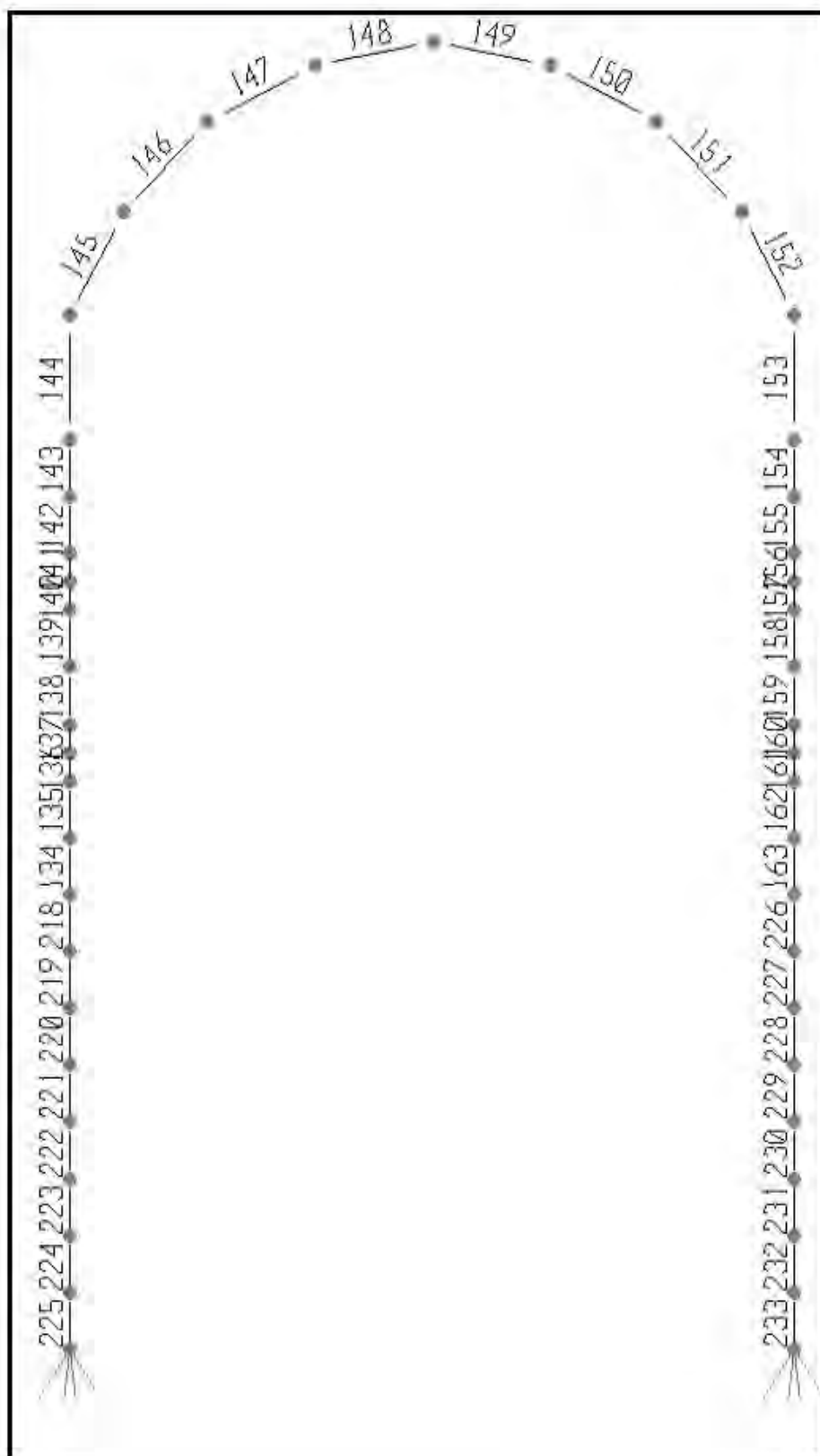


Figura C.1.4. Revestimiento primario- Enumeración de elementos Frame-Sección transición

C.2. Geometría del revestimiento secundario

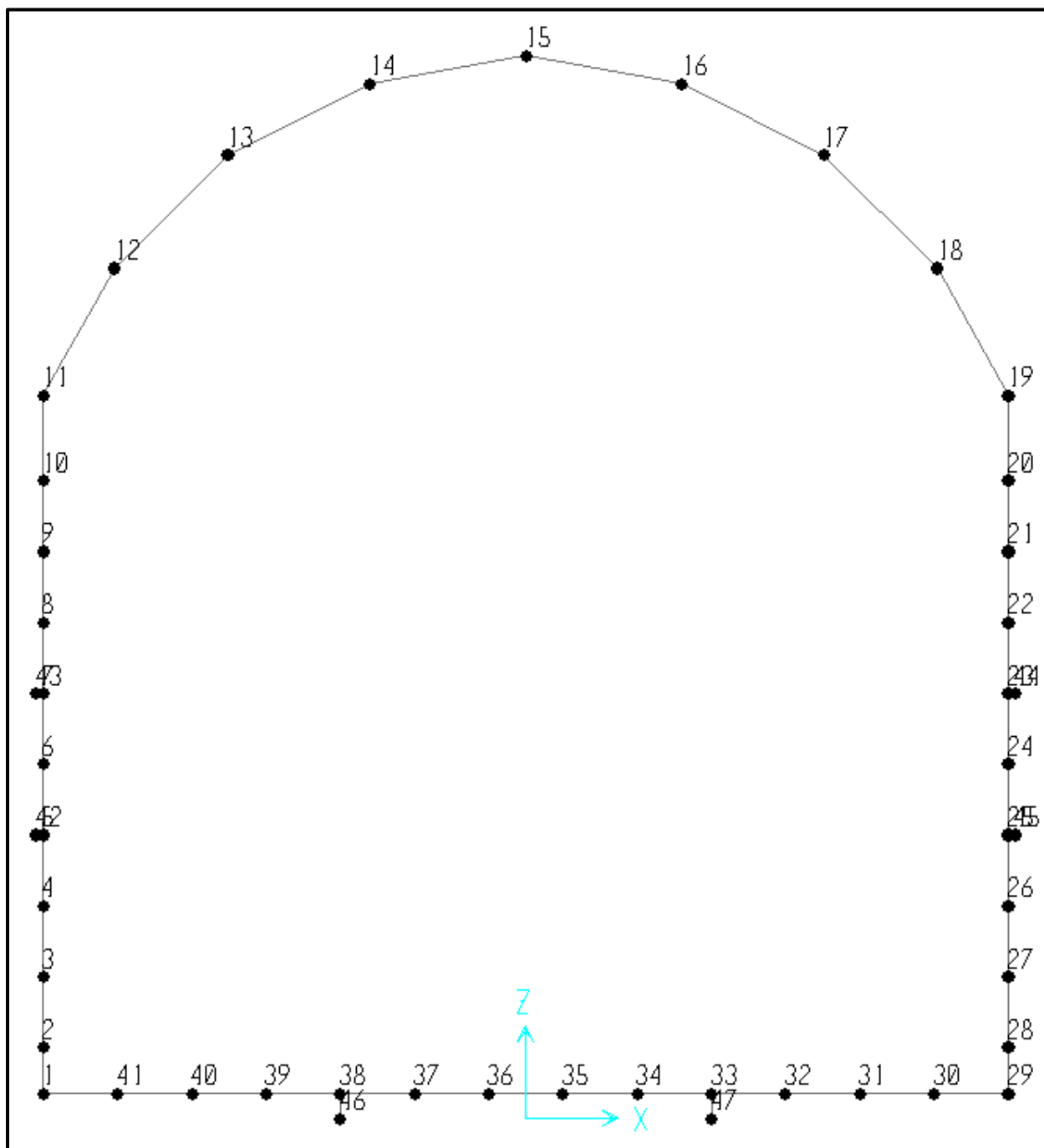


Figura C.2.1 Revestimiento secundario-Enumeración de nodos-Sección Constante

En la figura 1 y 2 se muestran las etiquetas para los nodos de elementos frame respectivamente dibujadas en el programa SAP200 para la sección constante, notar que estas han sido etiquetadas en el sentido de las manecillas del reloj.

En la figura 2 y 3 se muestran la etiquetas para los nodos de elementos frame respectivamente dibujadas en el programa SAP200 para la sección-transición, notar que estas han sido etiquetadas en el sentido de las manecillas del reloj.

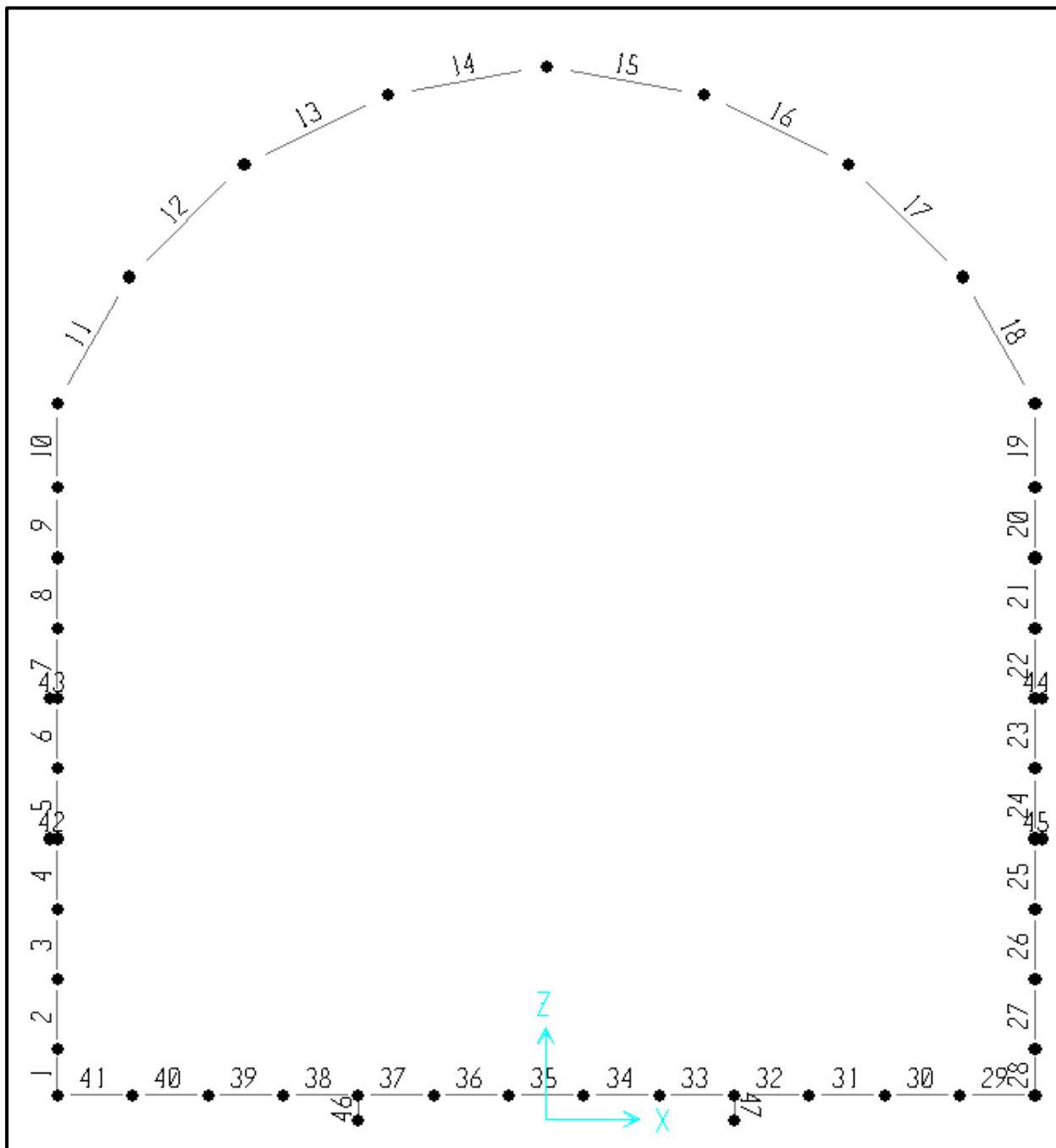


Figura C.2.2 Revestimiento secundario Enumeración de frames-Sección Constante.

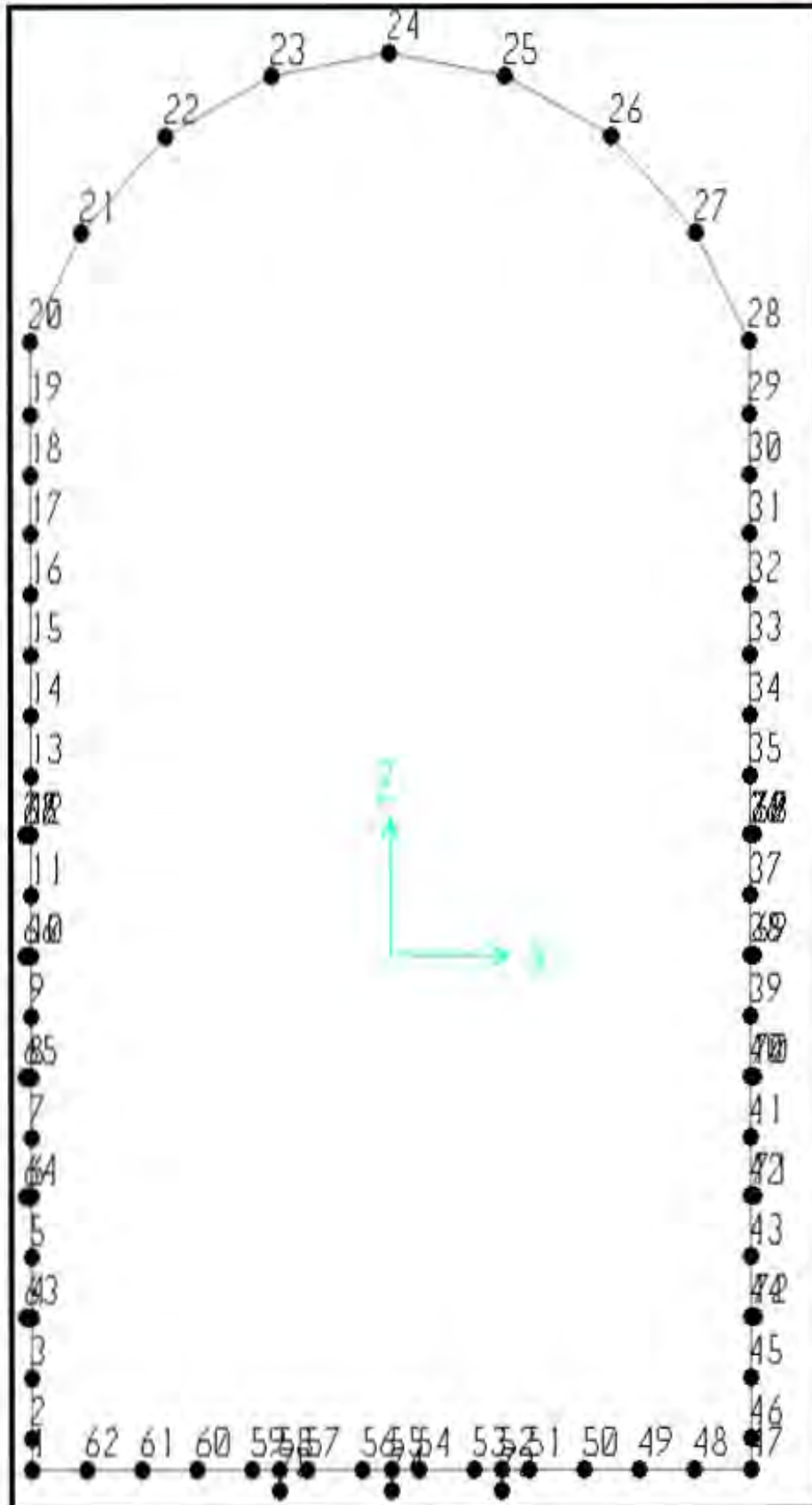


Figura C.2.3. Revestimiento secundario-Enumeración de nodos-Sección Transición.

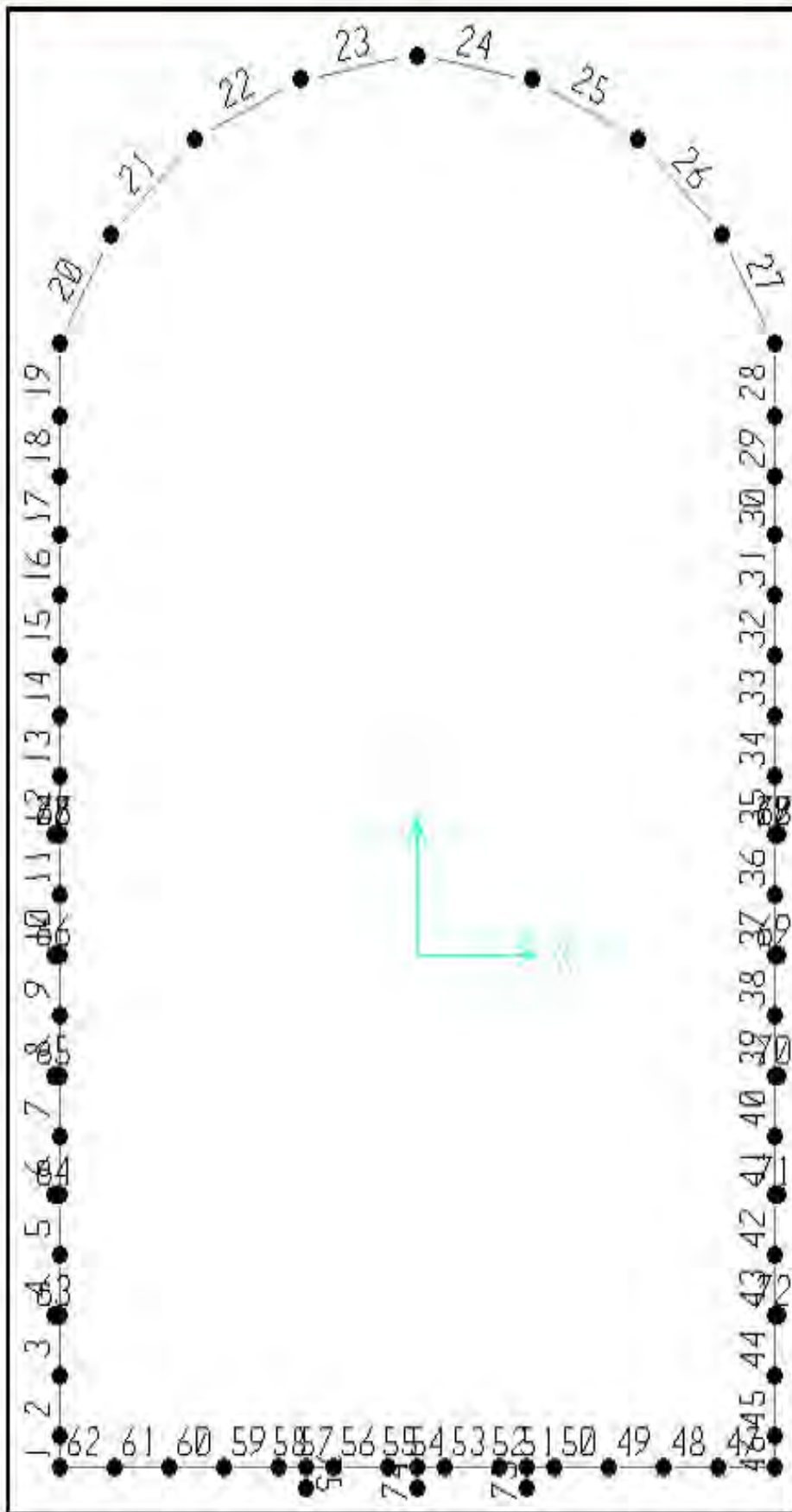


Figura C.2.4. Revestimiento secundario- Enumeración de Frames-Sección Transición.

C.3. Coordenadas geométricas revestimiento secundario

SECCIÓN – CONSTANTE

Tabla C.3.1 Coordenadas de nodos- sección constante - hastial Izquierdo			
Nodo	CoordSys	GlobalX	GlobalZ
Text	Text	m	m
1	GLOBAL	-6,8	0,35
2	GLOBAL	-6,8	1
3	GLOBAL	-6,8	2
4	GLOBAL	-6,8	3
5	GLOBAL	-6,8	4
6	GLOBAL	-6,8	5
7	GLOBAL	-6,8	6
8	GLOBAL	-6,8	7
9	GLOBAL	-6,8	8
10	GLOBAL	-6,8	9

Tabla C.3.2 Coordenadas de nodos-sección constante-bóveda			
Nodo	CoordSys	GlobalX	GlobalZ
Text	Text	m	m
11	GLOBAL	-6,8	10,2
12	GLOBAL	-5,8	12
13	GLOBAL	-4,2	13,6
14	GLOBAL	-2,2	14,6
15	GLOBAL	0	15
16	GLOBAL	2,2	14,6
17	GLOBAL	4,2	13,6
18	GLOBAL	5,8	12
19	GLOBAL	6,8	10,2

Tabla C.3.3 Coordenadas de nodos- sección constante-hastial derecho			
Nodo	CoordSys	GlobalX	GlobalZ
Text	Text	m	M
20	GLOBAL	6,8	9
21	GLOBAL	6,8	8
22	GLOBAL	6,8	7
23	GLOBAL	6,8	6
24	GLOBAL	6,8	5
25	GLOBAL	6,8	4
26	GLOBAL	6,8	3
27	GLOBAL	6,8	2
28	GLOBAL	6,8	1
29	GLOBAL	6,8	0,35

Tabla C.3.4. Coordenadas de nodos- sección constante –plantilla			
Nodo	CoordSys	GlobalX	GlobalZ
Text	Text	m	M
30	GLOBAL	5,75385	0,35
31	GLOBAL	4,70769	0,35
32	GLOBAL	3,66154	0,35
33	GLOBAL	2,61538	0,35
34	GLOBAL	1,56923	0,35
35	GLOBAL	0,52308	0,35
36	GLOBAL	-0,52308	0,35
37	GLOBAL	-1,56923	0,35
38	GLOBAL	-2,61538	0,35
39	GLOBAL	-3,66154	0,35
40	GLOBAL	-4,70769	0,35
41	GLOBAL	-5,75385	0,35

Tabla C.3.5 Coordenadas de nodos- sección constante - anclas			
Nodo	CoordSys	GlobalX	GlobalZ
Text	Text	m	m
43	GLOBAL	-6,9	6
44	GLOBAL	6,9	6
46	GLOBAL	-2,6154	0
47	GLOBAL	2,6154	0

SECCIÓN – TRANSICIÓN

Tabla C.3.6 Coordenadas de nodos-sección transición -hastial izquierdo

Nodo	CoordSys	GlobalX	GlobalZ
Text	Text	m	m
1	GLOBAL	-6,8	-8,52
2	GLOBAL	-6,8	-8
3	GLOBAL	-6,8	-7
4	GLOBAL	-6,8	-6
5	GLOBAL	-6,8	-5
6	GLOBAL	-6,8	-4
7	GLOBAL	-6,8	-3
8	GLOBAL	-6,8	-2
9	GLOBAL	-6,8	-1
10	GLOBAL	-6,8	0
11	GLOBAL	-6,8	1
12	GLOBAL	-6,8	2
13	GLOBAL	-6,8	3
14	GLOBAL	-6,8	4
15	GLOBAL	-6,8	5
16	GLOBAL	-6,8	6
17	GLOBAL	-6,8	7
18	GLOBAL	-6,8	8
19	GLOBAL	-6,8	9
20	GLOBAL	-6,8	10,2

Tabla C.3.7 Coordenadas de nodos-sección transición -hastial derecho

Nodo	CoordSys	GlobalX	GlobalZ
Text	Text	m	M
29	GLOBAL	6,8	9
30	GLOBAL	6,8	8
31	GLOBAL	6,8	7
32	GLOBAL	6,8	6
33	GLOBAL	6,8	5
34	GLOBAL	6,8	4
35	GLOBAL	6,8	3
36	GLOBAL	6,8	2
37	GLOBAL	6,8	1
38	GLOBAL	6,8	0
39	GLOBAL	6,8	-1
40	GLOBAL	6,8	-2
41	GLOBAL	6,8	-3
42	GLOBAL	6,8	-4
43	GLOBAL	6,8	-5
44	GLOBAL	6,8	-6
45	GLOBAL	6,8	-7
46	GLOBAL	6,8	-8
47	GLOBAL	6,8	-8,52

Tabla C.3.8 Coordenadas de nodos-sección transición - bóveda

Nodo	CoordSys	GlobalX	GlobalZ
Text	Text	m	m
21	GLOBAL	-5,8	12
22	GLOBAL	-4,2	13,6
23	GLOBAL	-2,2	14,6
24	GLOBAL	0	15
25	GLOBAL	2,2	14,6
26	GLOBAL	4,2	13,6
27	GLOBAL	5,8	12
28	GLOBAL	6,8	10,2

Tabla C.3.9 Coordenadas de nodos-sección transición -plantilla

Nodo	CoordSys	GlobalX	GlobalZ
Text	Text	m	m
48	GLOBAL	5,75385	-8,52
49	GLOBAL	4,70769	-8,52
50	GLOBAL	3,66154	-8,52
51	GLOBAL	2,61538	-8,52
52	GLOBAL	2,09231	-8,52
53	GLOBAL	1,56923	-8,52
54	GLOBAL	0,52308	-8,52
55	GLOBAL	-7,772E-16	-8,52
56	GLOBAL	-0,52308	-8,52
57	GLOBAL	-1,56923	-8,52
58	GLOBAL	-2,09231	-8,52
59	GLOBAL	-2,61538	-8,52
60	GLOBAL	-3,66154	-8,52
61	GLOBAL	-4,70769	-8,52
62	GLOBAL	-5,75385	-8,52

**Tabla C.3.10 Coordenadas de nodos-sección
transición -Anclas**

Nodo	CoordSys	GlobalX	GlobalZ
Text	Text	m	m
63	GLOBAL	-6,9	-6
64	GLOBAL	-6,9	-4
65	GLOBAL	-6,9	-2
66	GLOBAL	-6,9	0
67	GLOBAL	-6,9	2
68	GLOBAL	6,9	2
69	GLOBAL	6,9	0
70	GLOBAL	6,9	-2
71	GLOBAL	6,9	-4
72	GLOBAL	6,9	-6
73	GLOBAL	2,09	-8,87
74	GLOBAL	0	-8,87
75	GLOBAL	-2,09	-8,87

Apéndice D: Detalle de análisis sección compuesta a sección transformada¹⁵

Por simplicidad en los cálculos analizaremos la sección como una viga simplemente armada teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

$$bh' \left(\frac{h'}{2}\right) - nA_{st}(d - h') = 0 \dots\dots(ec. D.1)$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + Ad^2 \dots\dots\dots(ec. D.2)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \dots\dots\dots(ec. D.3)$$

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} \dots\dots\dots(ec. D.4)$$

Donde:

b= ancho considerado

h'= peralte a compresión.

n= factor de transformación

Es= módulo de elasticidad del acero.

Ec= módulo de elasticidad del concreto.

I= momento de inercia de ejes paralelos.

Datos de entrada:

$$A_{sp} = 47 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 27,5 \text{ cm}^2$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2,$$

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} = 238751 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 8,38$$

$$A_{sp} = 394 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 230 \text{ cm}^2$$

Resolviendo en (1) obtenemos que h'=14,65 cm

$$I = 631392,076 \text{ cm}^4$$

$$M_{max} = 108 \text{ t-m}$$

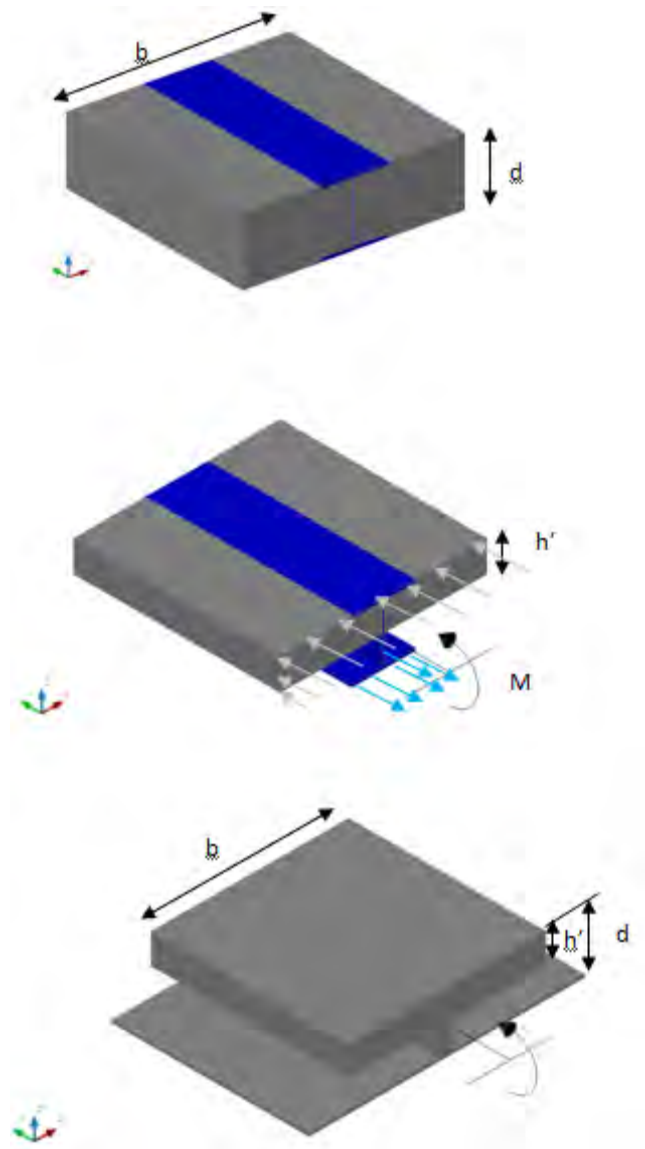


Figura D.1 Diagrama de sección transformada

¹⁵ Procedimiento descrito a detalle en la referencia 14

Apéndice E: Elementos mecánicos representativos (EMR)

E.1. EMR- revestimiento primario-sección constante

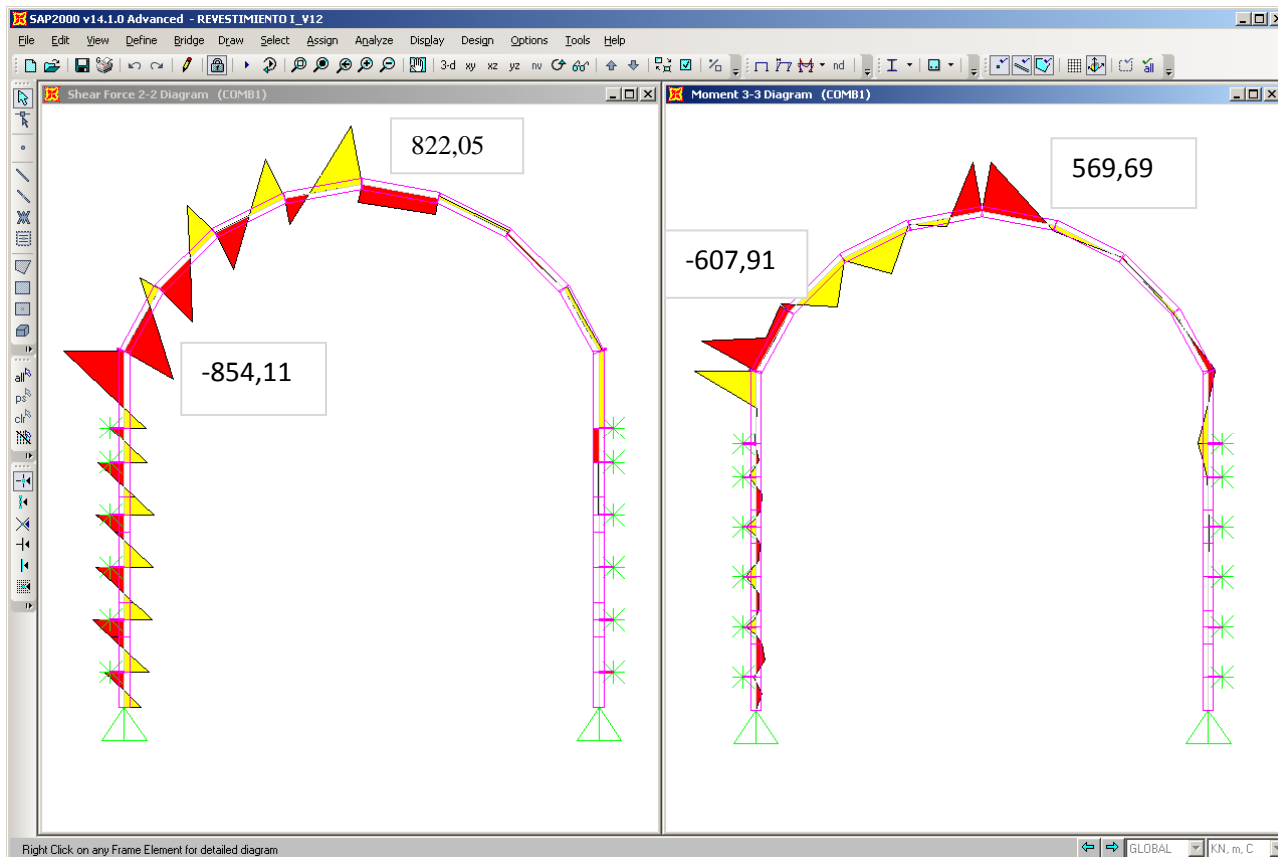


Figura E.1.1 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flexionante-Sección Cosntante-COMB1

Tabla E.1.1 Respuesta de la fuerza cortante a diferente intensidad de carga-sección constante-COMB1

SECCIÓN CONSTANTE		CORTANTE MÁXIMO		
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO [kN]	BÓVEDA [kN]	HASTIAL DERECHO [kN]
COMB1	10	71,97	-90,36	-5,17
COMB1	20	-196,76	189,53	-8,91
COMB1	30	-294,58	-294,58	-12,64
COMB1	40	-392,39	-354,52	-16,37
COMB1	40	-395,15	373,38	-39,30
COMB1	50	-493,65	464,67	-48,50
COMB1	50	-475,75	460,36	-48,74
COMB1	60	-570,18	550,78	-57,99
COMB1	70	-664,83	641,20	-67,23
COMB1	80	-759,47	731,62	-76,48
COMB1	90	-854,11	822,05	-85,73

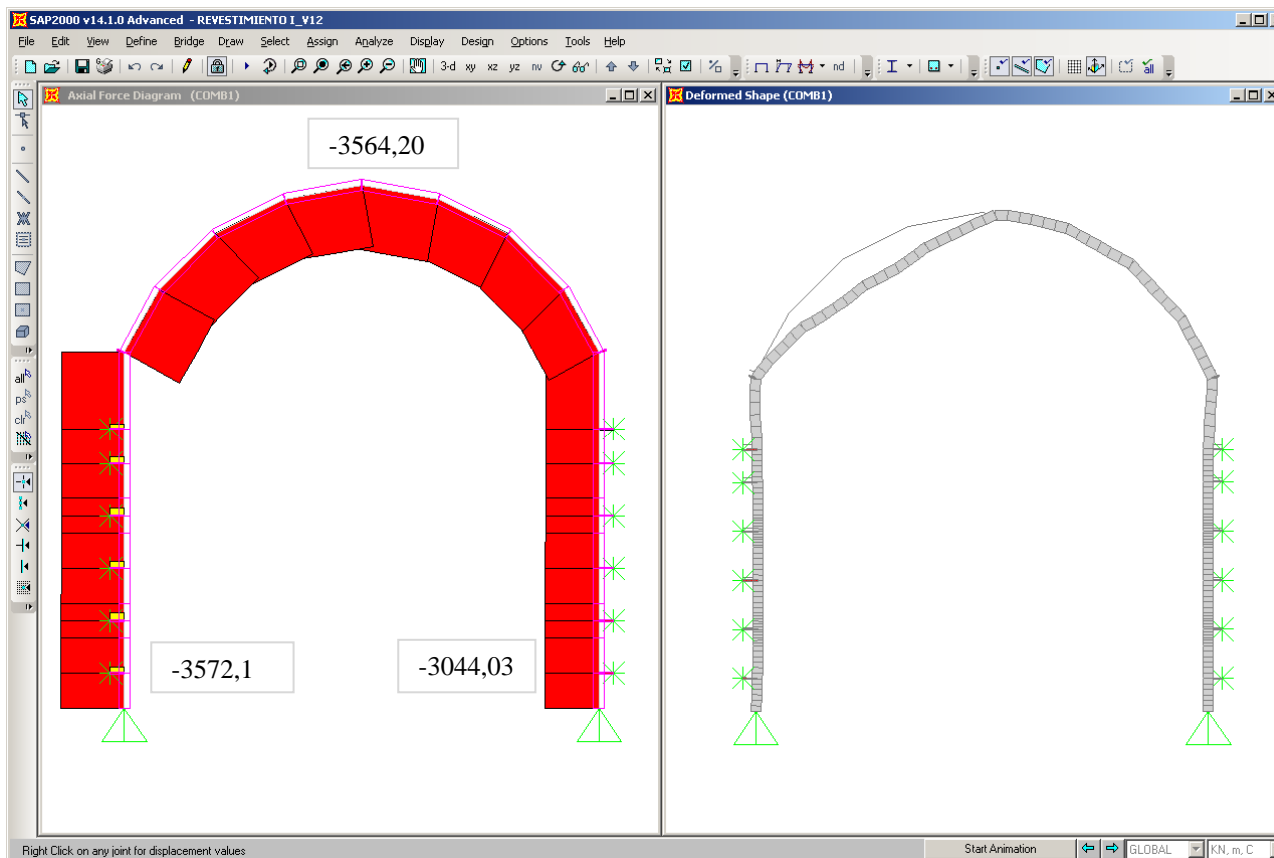


Figura E.1.2. Diagrama de Fuerza Axial y Deformación-Sección Constante-COMB1

Tabla E.1.2. Respuesta de momento flexionante a diferente intensidad de carga-sección constante-COMB1

TIPO DE CARGA	SECCIÓN CONSTANTE CARGA [kN/m ²]	MOMENTO MÁXIMO		
		HASTIAL IZQUIERDO [kN-m]	BÓVEDA [kN-m]	HASTIAL DERECHO [kN-m]
COMB1	10	-98,94	-68,97	5,72
COMB1	20	-143,07	-111,11	9,84
COMB1	30	-206,80	-166,84	13,94
COMB1	40	-285,26	-275,71	18,07
COMB1	40	290,37	-280,91	44,35
COMB1	50	362,74	-351,12	54,73
COMB1	50	338,75	-338,76	55,00
COMB1	60	406,03	-406,05	65,43
COMB1	70	473,32	-473,33	75,87
COMB1	80	540,61	-540,62	86,30
COMB1	90	607,89	-607,91	96,74

Tabla E.1.3. Respuesta de la fuerza axial a diferente intensidad de carga-sección constante-COMBI

SECCIÓN CONSTANTE		FUERZA AXIAL MÁXIMA		
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO [kN]	BÓVEDA [kN]	HASTIAL DERECHO [kN]
COMB1	10	-509,35	-467,93	-480,95
COMB1	20	-864,26	-828,30	-807,47
COMB1	30	-1219,16	-1237,41	-1133,97
COMB1	40	-1574,07	-1622,00	-1460,48
COMB1	40	-1568,89	-1616,76	-1431,99
COMB1	50	-1922,47	-2000,32	-1751,35
COMB1	50	-2053,22	-2011,44	-1759,84
COMB1	60	-2432,94	-2397,22	-2080,89
COMB1	70	-2812,66	-2873,01	-2401,73
COMB1	80	-3192,38	-3153,57	-2722,98
COMB1	90	-3572,10	-3564,19	-3044,03

Tabla E.1.4. Respuesta de deformación a diferente intensidad de carga-sección constante-COMBI

SECCIÓN CONSTANTE		DEFORMACIÓN MÁXIMA		
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO Δ [m]	BÓVEDA Δ [m]	HASTIAL DERECHO Δ [m]
COMB1	10	-0,000150	-0,001848	0,000179
COMB1	20	-0,000260	-0,003546	0,000000
COMB1	30	-0,000370	-0,005244	-0,000012
COMB1	40	-0,000489	-0,006942	0,000587
COMB1	40	-0,000485	-0,007110	0,001134
COMB1	50	-0,000596	-0,008550	0,001400
COMB1	50	0,000581	-0,008716	0,000057
COMB1	60	0,000698	-0,010420	0,000068
COMB1	70	0,000814	-0,012130	0,000078
COMB1	80	0,000930	-0,013840	0,002200
COMB1	90	0,001046	-0,015550	0,002477

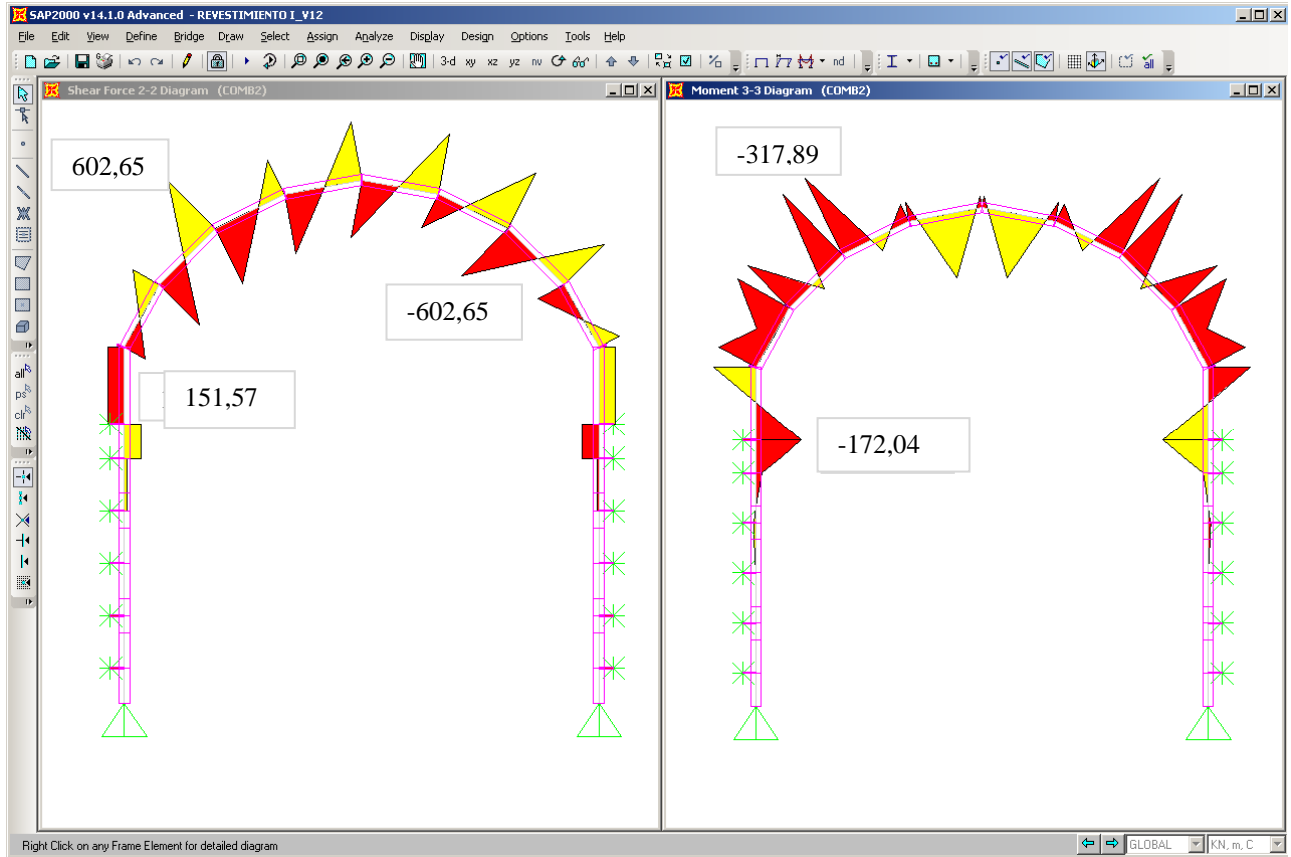


Figura E.1.3. Diagrama de Cortante y Momento Flexionante-Sección Constante- COMB2

Tabla E.1.5 Respuesta de la fuerza cortante a diferente intensidad de carga – sección constante-COMB2

TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	CORTANTE MÁXIMO		
		HASTIAL IZQUIERDO [kN]	BÓVEDA [kN]	HASTIAL DERECHO [kN]
COMB2	10	2,82	-21,74	-2,82
COMB2	30	5,59	-43,86	-5,59
COMB2	60	9,74	-77,62	-9,74
COMB2	90	13,89	-112,53	-13,89
COMB2	120	18,05	-147,46	-18,05
COMB2	150	22,19	-182,35	-22,19
COMB2	150	47,23	-186,38	-47,23
COMB2	200	-61,84	-245,85	61,84
COMB2	250	77,04	-305,32	-77,04
COMB2	300	91,95	-364,68	91,95
COMB2	350	106,46	-424,25	-106,46
COMB2	400	121,34	-483,72	-121,34
COMB2	450	136,67	-543,19	-136,67
COMB2	500	151,57	-602,65	-151,57

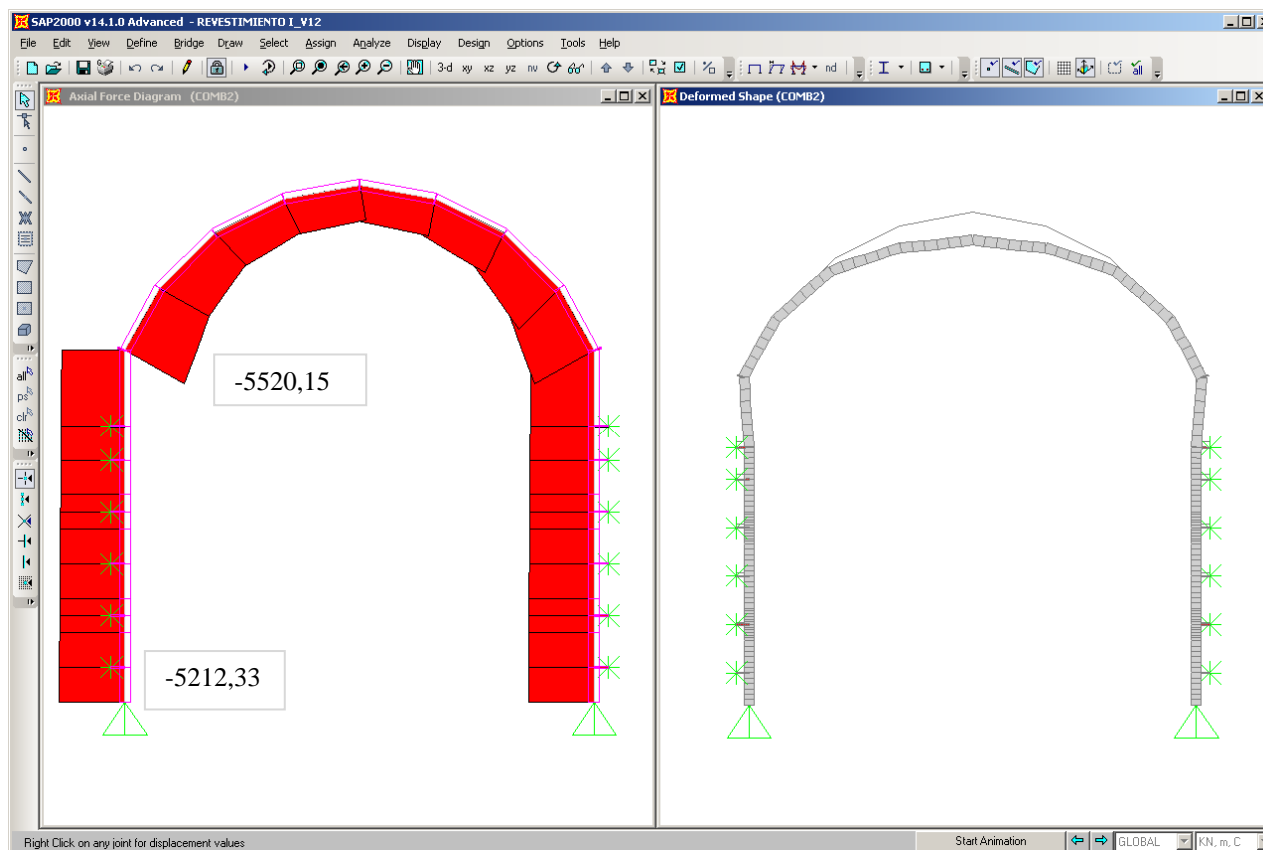


Figura E.1.4. Diagrama de Fuerza Axial y Deformación- Sección Constante-COMB2

Tabla E.1.6. Respuesta de momento flexionante a diferente intensidad de carga-sección constante- COMB2

SECCIÓN CONSTANTE		MOMENTO MÁXIMO		
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO [kN-m]	BÓVEDA [kN-m]	HASTIAL DERECHO [kN-m]
COMB2	10	-3,17	-13,47	3,17
COMB2	30	-6,28	-26,64	6,28
COMB2	60	-10,94	-46,40	10,94
COMB2	90	-15,61	-66,16	15,61
COMB2	120	-20,28	-85,92	20,28
COMB2	150	-24,94	-105,68	24,94
COMB2	150	-53,59	-100,14	53,59
COMB2	200	-70,51	-131,14	70,51
COMB2	250	-87,43	-162,26	87,43
COMB2	300	-104,36	-193,39	104,36
COMB2	350	-121,28	-224,51	121,28
COMB2	400	-138,20	-255,64	138,20
COMB2	450	-155,12	-286,77	155,12
COMB2	500	-172,04	-317,89	172,04

Tabla E.1.7. Respuesta de la fuerza axial a diferente intensidad de carga- sección constante-COMB2

SECCIÓN CONSTANTE		FUERZA AXIAL MÁXIMA		
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO [kN]	BÓVEDA [kN]	HASTIAL DERECHO [kN]
COMB2	10	-256,34	-190,95	-256,34
COMB2	30	-460,12	-408,11	-460,12
COMB2	60	-765,80	-733,83	-765,80
COMB2	90	-1071,47	-1059,56	-1071,47
COMB2	120	-1377,15	-1385,29	-1377,15
COMB2	150	-1682,83	-1711,02	-1682,83
COMB2	150	-1671,92	-1713,79	-1671,92
COMB2	200	-2177,70	-2257,56	-2177,70
COMB2	250	-2683,74	-2801,32	-2683,74
COMB2	300	-3189,24	-3345,09	-3189,24
COMB2	350	-3695,01	-3888,86	-3695,01
COMB2	400	-4200,78	-4432,65	-4200,78
COMB2	450	-4706,55	-4976,39	-4706,67
COMB2	500	-5212,33	-5520,15	-5212,32

Tabla E.1.8. Respuesta de deformación a diferente intensidad de carga-sección constante-COMB2

SECCIÓN CONSTANTE		DEFORMACIÓN		
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO Δ [m]	BÓVEDA Δ [m]	HASTIAL DERECHO Δ [m]
COMB2	10	-0,00008	-0,00078	0,00008
COMB2	30	-0,00017	-0,00155	0,00017
COMB2	60	-0,00029	-0,00271	0,00029
COMB2	90	-0,00042	-0,00386	0,00042
COMB2	120	-0,00054	-0,00502	0,00054
COMB2	150	-0,00067	-0,00617	0,00067
COMB2	150	-0,00128	-0,00656	0,00128
COMB2	200	-0,00168	-0,00860	0,00168
COMB2	250	-0,00289	-0,01064	0,00289
COMB2	300	-0,00249	-0,01269	0,00249
COMB2	350	-0,00289	-0,01474	0,00289
COMB2	400	-0,00329	-0,01678	0,00329
COMB2	450	-0,00370	-0,01883	0,00370
COMB2	500	-0,00410	-0,02087	0,00410

E.2. EMR- revestimiento primario-sección transición

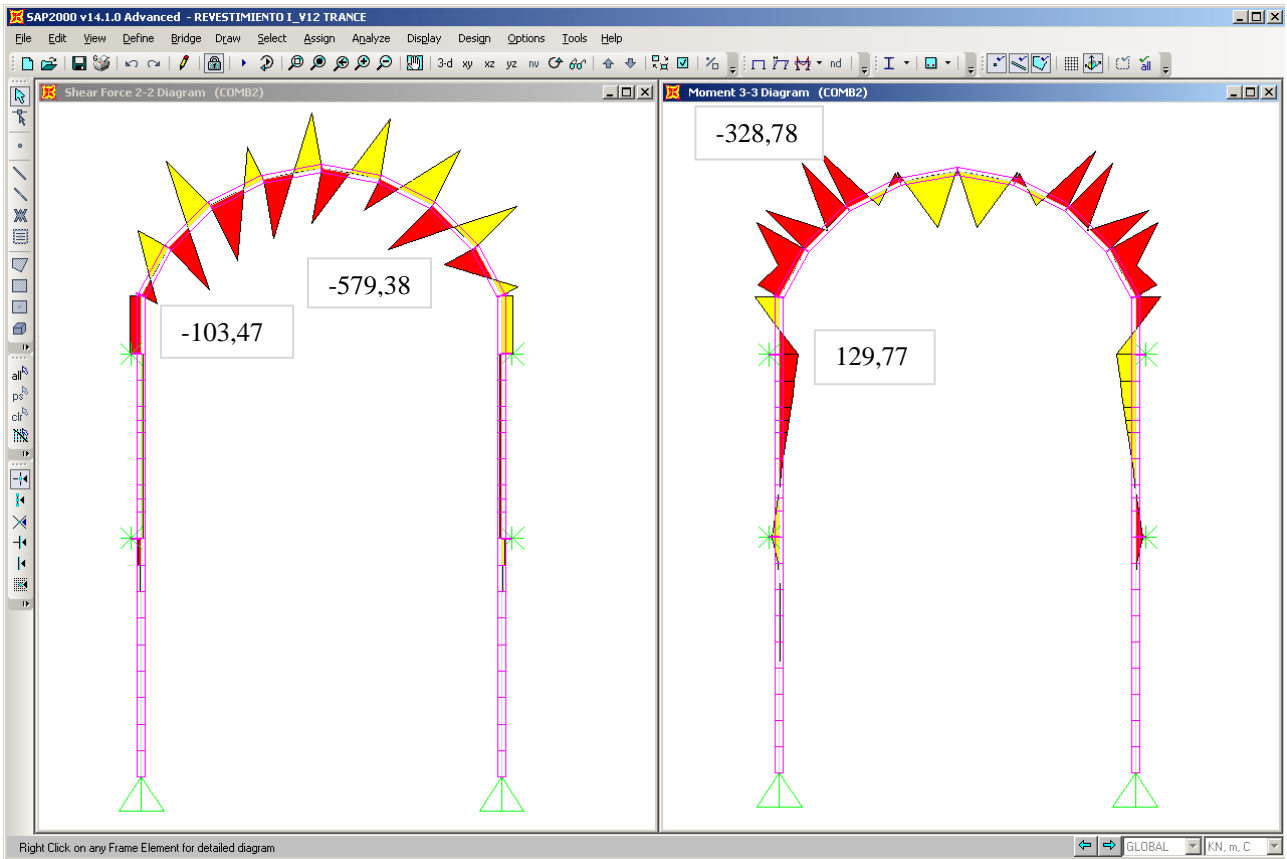


Figura E.2.1 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flexionante-Sección Transición-COMB2

Tabla E.2.1. Respuesta de la fuerza cortante a diferente intensidad de carga-sección transición-COMB2

SECCIÓN- TRANSICIÓN		CORTANTE MÁXIMO		
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO [kN]	BÓVEDA [kN]	HASTIAL DERECHO [kN]
COMB2	10	2,13	-22,48	2,13
COMB2	30	3,99	-45,12	3,99
COMB2	60	-6,79	-79,09	6,79
COMB2	90	-9,59	-113,06	9,59
COMB2	90	-19,04	-111,83	19,04
COMB2	120	-25,22	-145,37	25,22
COMB2	150	-31,40	-178,91	31,40
COMB2	200	-41,69	-235,92	41,69
COMB2	300	-62,29	-350,40	62,29
COMB2	400	-82,88	-464,89	82,88
COMB2	500	-103,47	-579,38	103,47

Tabla E.2.2. Respuesta de momento flexionante a diferente intensidad de carga-sección transición COMB2

SECCIÓN- TRANSICIÓN		MOMENTO MÁXIMO		
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO [kN-m]	BÓVEDA [kN-m]	HASTIAL DERECHO [kN]
COMB2	10	-2,60	-13,95	2,60
COMB2	30	-4,88	-27,47	4,88
COMB2	60	-8,28	-47,75	8,28
COMB2	90	-11,69	-68,03	11,69
COMB2	90	-18,66	-65,13	18,66
COMB2	120	-31,04	-84,42	31,04
COMB2	150	-30,25	-103,71	30,25
COMB2	200	51,82	-135,86	51,82
COMB2	300	77,80	-200,17	77,80
COMB2	400	103,70	-264,48	103,70
COMB2	500	129,77	-328,78	129,77

Tabla E.2.3. Respuesta de la fuerza axial a diferente intensidad de carga – sección transición-COMB2

SECCIÓN -TRANSICION		FUERZA AXIAL MÁXIMA		
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO [kN]	BÓVEDA [kN]	HASTIAL DERECHO [kN]
COMB2	10	-301,14	-190,15	-301,14
COMB2	30	-492,63	-406,74	-492,63
COMB2	60	-779,85	-731,61	-779,85
COMB2	90	-1067,84	-1056,49	-1067,84
COMB2	90	-1082,03	-1057,81	-1082,03
COMB2	120	-1371,23	-1383,16	-1371,23
COMB2	150	-1660,42	-1708,51	-1660,42
COMB2	200	-2000,10	-2250,74	-2000,10
COMB2	300	-3106,39	-3335,25	-3106,39
COMB2	400	-4070,33	-4419,69	-4070,33
COMB2	500	-5034,35	-5504,16	-5034,35

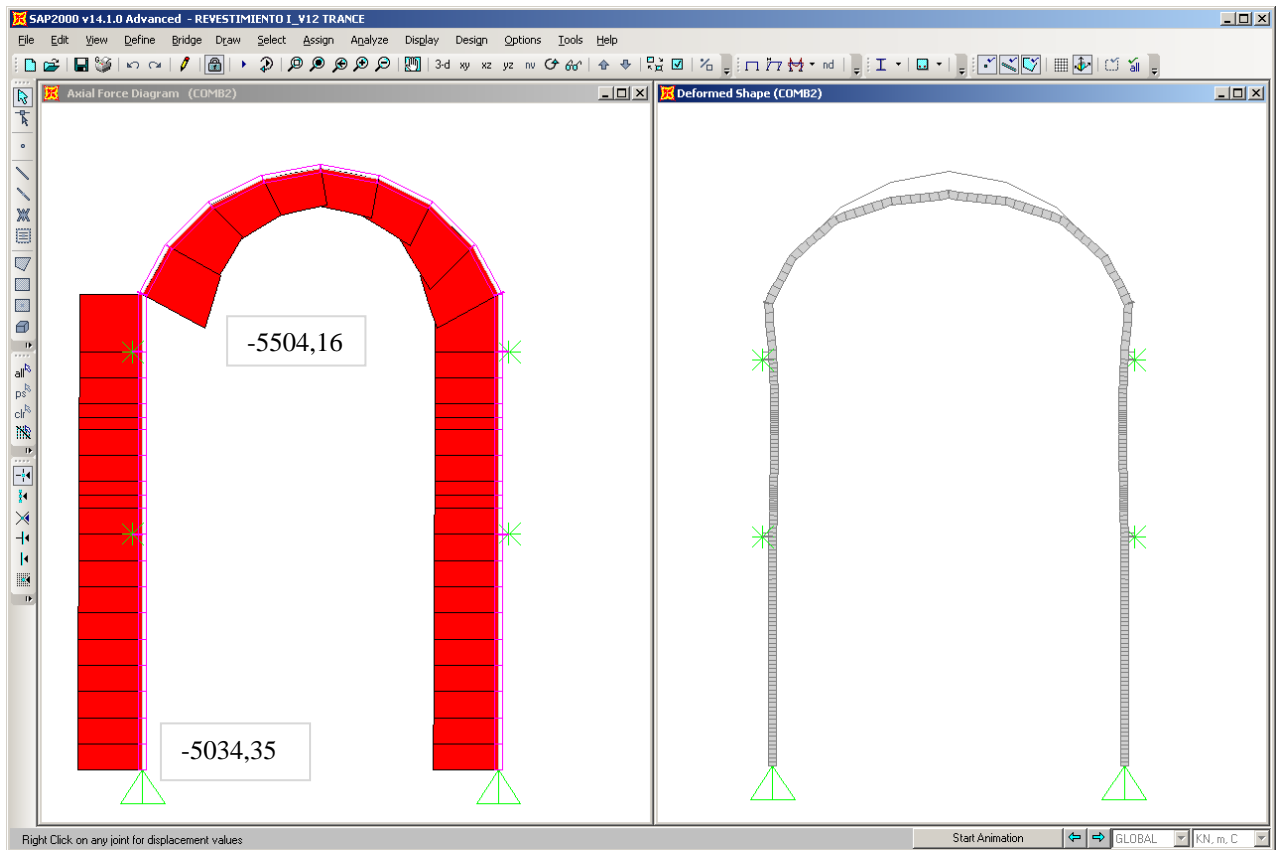


Figura E.2.2 Diagrama de Fuerza axial y Deformación-Sección Transición-COMB2

Tabla E.2.4. Respuesta de deformación a diferente intensidad de carga – sección transición -COMB2

SECCIÓN-TRANSICIÓN		DEFORMACIÓN		
TIPO DE CARGA	CARGA [kN/m ²]	HASTIAL IZQUIERDO Δ [m]	BÓVEDA Δ [m]	HASTIAL DERECHO Δ [m]
COMB2	10	-0,000144	-0,00114	0,000144
COMB2	30	-0,00027	-0,002162	0,00027
COMB2	60	-0,000459	-0,0036	0,000459
COMB2	90	-0,000648	-0,005227	0,000648
COMB2	90	-0,00097	-0,00548	0,00097
COMB2	120	-0,00126	-0,00709	0,00126
COMB2	150	-0,001564	-0,008703	0,001564
COMB2	200	-0,002059	-0,011386	0,002059
COMB2	300	-0,003048	-0,01675	0,003048
COMB2	400	-0,004038	-0,02211	0,004038
COMB2	500	-0,005028	-0,02748	0,005028

E.3. EMR- revestimiento secundario – sección constante – espesor 30 cm

Tabla E.3.1 Reacciones en la base-sección constante-espesor 30 cm

OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFZ KN
ENVOLVENTE	Combination	0	1693,03
ENVOLVENTE	Combination	0	375,74

Tabla E.3.2 Reacciones en anclaje-sección constante-espesor 30 cm

Nodo Text	OutputCase Text	StepType Text	F1 KN	F3 KN
43	ENVOLVENTE	MÁX	-104,93	0
43	ENVOLVENTE	MÍN	-249,56	0
44	ENVOLVENTE	MÁX	249,56	0
44	ENVOLVENTE	MÍN	104,93	0
46	ENVOLVENTE	MÁX	-0,02	28,52
46	ENVOLVENTE	MÍN	-0,08	-159,16
47	ENVOLVENTE	MÁX	0,08	28,52

Tabla E.3.3. Desplazamientos máximos-sección constante-espesor 30cm

Desplazamientos máximos -Hastial Izquierdo

Nodo Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 mm	U3 mm
1-10	ENVOLVENTE	MAX	1,111	-0,695
1-10	ENVOLVENTE	MIN	-0,125	-1,438

Desplazamientos máximos -Bóveda

Nodo Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 mm	U3 mm
11-20	ENVOLVENTE	MAX	0,867	-0,842
11-20	ENVOLVENTE	MIN	-0,867	-3,382

Desplazamientos máximos -Hastial Derecho

Nodo Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 mm	U3 mm
21-29	ENVOLVENTE	MÁX	0,125	-0,695
21-29	ENVOLVENTE	MÍN	-1,111	-1,412

Desplazamientos máximos-Plantilla

Nodo Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 mm	U3 mm
30-41	ENVOLVENTE	MÁX	0,025	0,44
30-41	ENVOLVENTE	MÍN	-0,025	-0,672

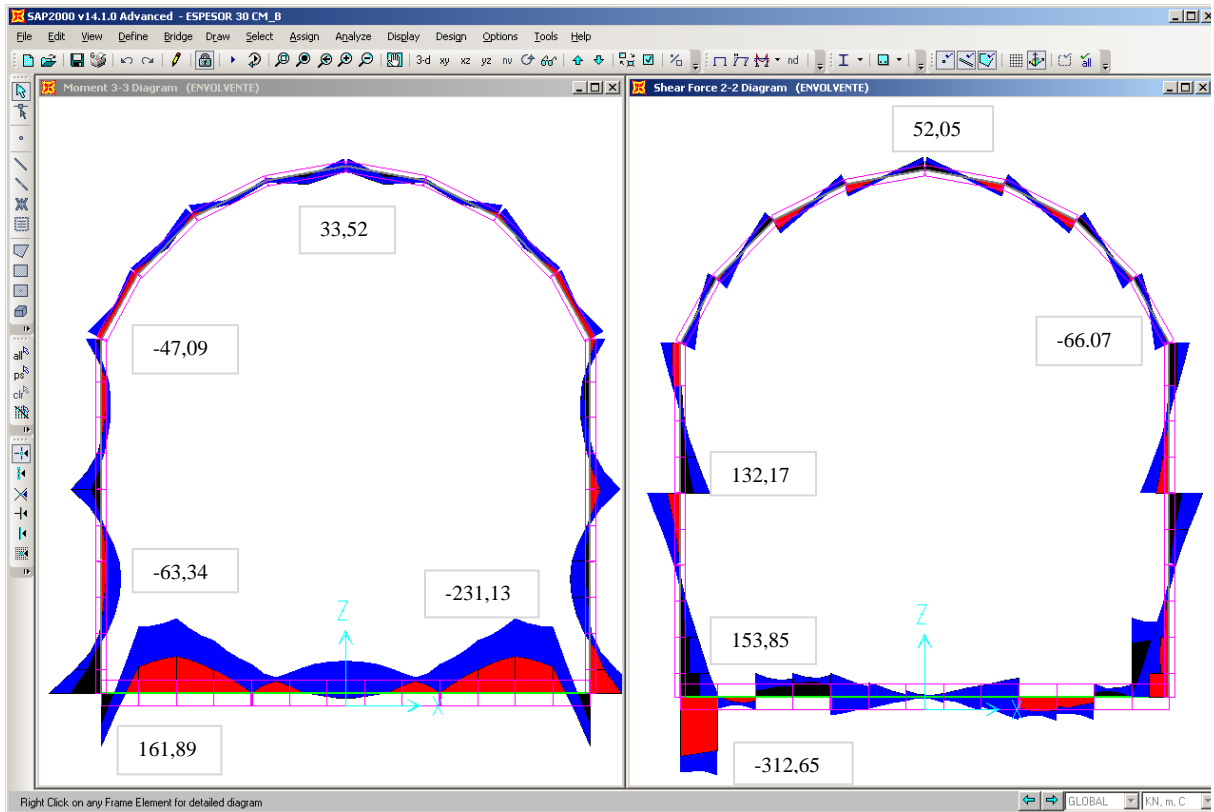


Figura E.3.1. Diagramas de Momento Flexionante y Fuerza Cortante-Sección Constante-Espesor 30 cm

Tabla E.3.4 Frames- Elementos mecánicos máximos-sección transición-espesor 30 cm

Element Forces - Frames- Hastial Izquierdo						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	kN	kN	kN-m
1-10	0-10	ENVOLVENTE	MÁX	-267,37	153,85	161,89
1-10	0-10	ENVOLVENTE	MÍN	-534,94	-132,17	-63,342
Element Forces - Frames- Bóveda						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	kN	kN	kN-m
11-18	18	ENVOLVENTE	MÁX	-173,47	52,05	33,52
11-18	18	ENVOLVENTE	MÍN	-412,56	-66,07	-47,09
Element Forces - Frames- Hastial Derecho						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	kN	kN	kN-m
19-28	10	ENVOLVENTE	MÁX	-267,37	132,17	63,34
19-28	10	ENVOLVENTE	MÍN	-534,94	-153,85	-161,89
Element Forces - Frames- Plantilla						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	kN	kN	kN-m
29-41	13,7	ENVOLVENTE	MÁX	-80,31	312,65	161,89
29-41	13,7	ENVOLVENTE	MÍN	-153,85	-312,65	-231,13

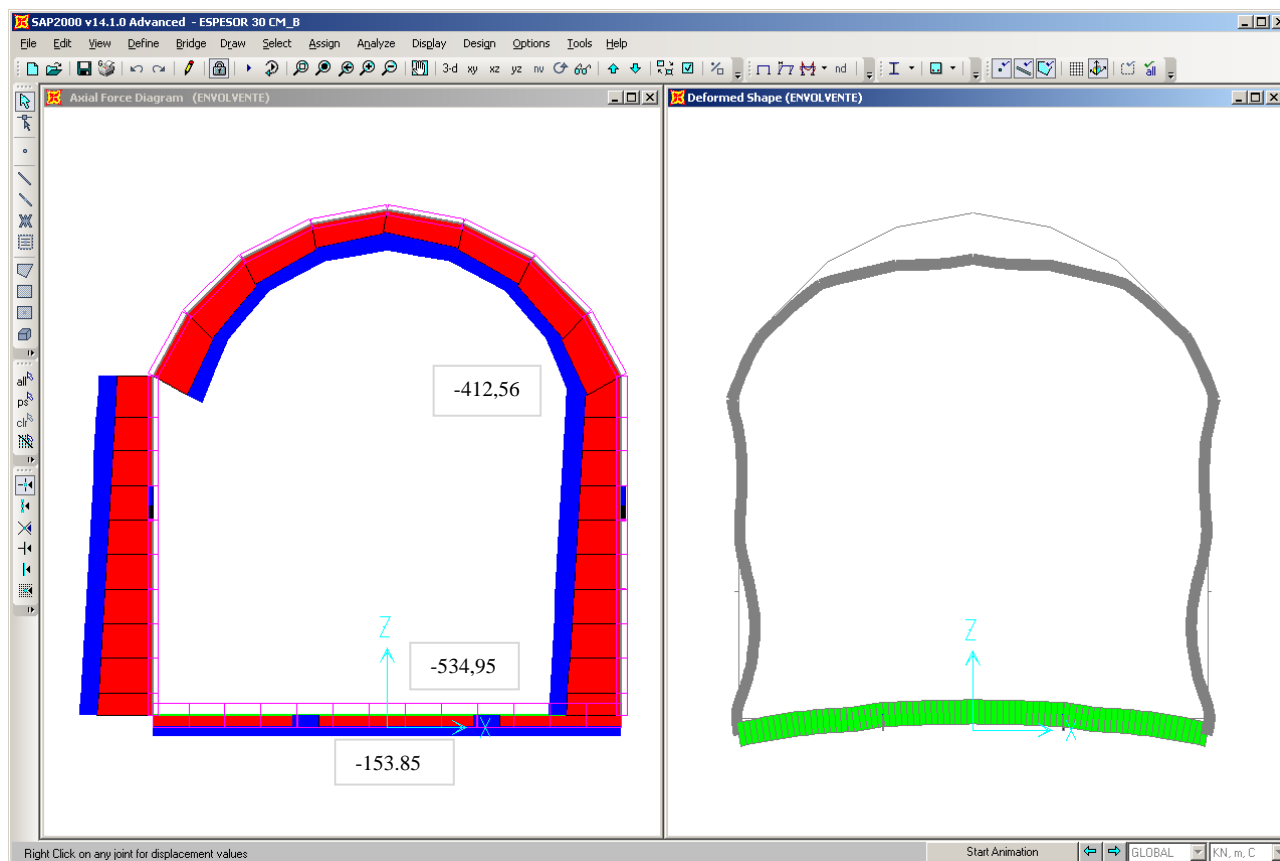


Figura E.3.2. Diagramas de Fuerza Axial y Deformación- Sección Constante-Espesor 30 cm

Tabla E.3.5. AISC-ASD01- Razón de resistencia en anclaje-sección constante-espesor 30 cm

Frame Text	DesignSect Text	Combo Text	Location m	P kN	TotalRatio Unitless
42	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	0,1	0	0,00046
43	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	0,1	249,56	0,889627
44	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	0,1	249,56	0,889627
45	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	0,1	0	0,00046
47	ANCLA LOSA	ENVOLVENTE	0,35	159,19	0,577673
46	ANCLA LOSA	ENVOLVENTE	0,35	159,19	0,577673

Tabla E.3.6. ACI 318-05/IBC2003-Resumen de diseño de concreto-sección constante- espesor 30 cm

Frame Text	DesignSect Text	Location m	FTopCombo Text	FTopArea cm ² /200 cm	FBotArea cm ² /200 cm	FTopArea cm ² /200 cm	FBotArea cm ² /200 cm
0-10	HASTIAL IZQUIERDO	10	ENVOLVENTE	10,3	18,94	50,7	50,7
29-41	PLANTILLA	13,7	ENVOLVENTE	13,41	9,37	50,7	50,7
19-28	HASTIAL DERECHO	10	ENVOLVENTE	20,32	12,37	50,7	50,7
11-18	BÓVEDA	18	ENVOLVENTE	7,62	5,06	50,7	50,7

E.4. EMR- revestimiento secundario – sección constante – espesor 60 cm

Tabla E.4.1. Reacciones en la Base-sección constante-espesor 60 cm

OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX kN	GlobalFZ kN
ENVOLVENTE	Combination	0	2431,07
ENVOLVENTE	Combination	0	902,91

Tabla E.4.2. Reacciones en las anclas-sección constante-espesor 60 cm

Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	F1 KN	F3 KN
43	ENVOLVENTE	MÁX	-93,29	0
43	ENVOLVENTE	MÍN	-192,63	0
44	ENVOLVENTE	MÁX	192,63	0
44	ENVOLVENTE	MÍN	93,29	0
46	ENVOLVENTE	MÁX	-0,06	33,08
46	ENVOLVENTE	MÍN	-0,12	-165,8
47	ENVOLVENTE	MÁX	0,12	33,08
47	ENVOLVENTE	MÍN	0,06	-165,81

Tabla E.4.3. Desplazamientos máximos-sección constante-espesor 60 cm

Joint Displacements -Hastial Izquierdo				
Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 mm	U3 mm
1-11	ENVOLVENTE	MÁX	0,1	-1,023
1-11	ENVOLVENTE	MÍN	-0,5	-1,805
Joint Displacements - Bóveda				
Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 mm	U3 mm
12-19	ENVOLVENTE	MÁX	0,643	-1,161
12-19	ENVOLVENTE	MÍN	-0,643	-3,077
Joint Displacements – Hastial Derecho				
Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 mm	U3 mm
20-29	ENVOLVENTE	MÁX	0,222	-1,023
20-29	ENVOLVENTE	MÍN	-0,1	-1,784
Joint Displacements-Plantilla				
Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 mm	U3 mm
30-41	ENVOLVENTE	MÁX	0,042	0,507
30-41	ENVOLVENTE	MÍN	-0,042	-0,99

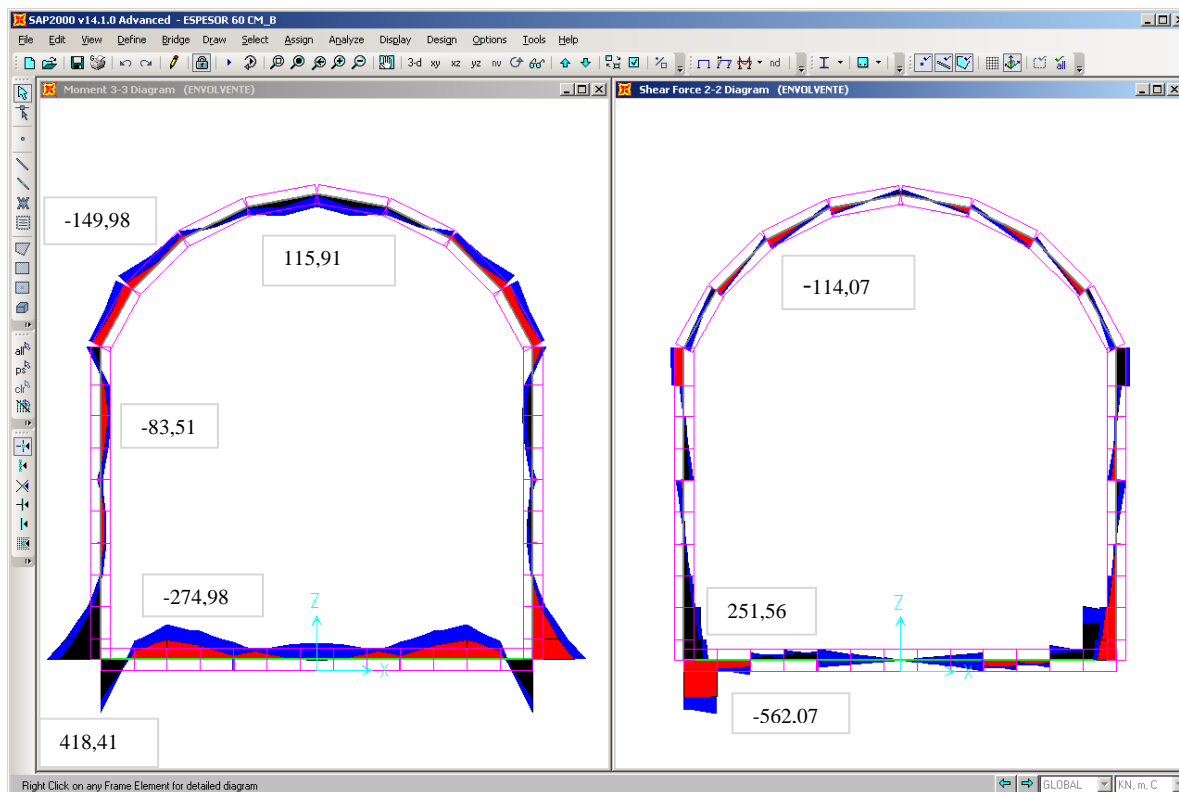


Figura E.4.1. Diagrama de Momentos Flexionante y Fuerza Cortante-Sección Constante- Espesor 60 cm

Tabla E.4.4. Elementos mecánicos máximos

Element Forces - Frames Hastial Izquierdo						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
1-10	0-10	ENVOLVENTE	MÁX	-368,69	251,56	418,41
1-10	0-10	ENVOLVENTE	MÍN	-878,10	-138,40	-83,51
Element Forces - Frames Bóveda						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
11-18	0-18	ENVOLVENTE	MÁX	-203,26	62,10	115,91
11-18	0-18	ENVOLVENTE	MÍN	-558,80	-114,07	-149,98
Element Forces - Frames Hastial Derecho						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
19-28	0-10	ENVOLVENTE	MÁX	-368,69	138,40	83,51
19-28	0-10	ENVOLVENTE	MÍN	-878,10	-251,56	-418,41
Element Forces - Frames Plantilla						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
29-41	0-13,70	ENVOLVENTE	MÁX	-200,28	562,07	418,41
29-41	0-13,70	ENVOLVENTE	MÍN	-251,56	-562,07	-274,98

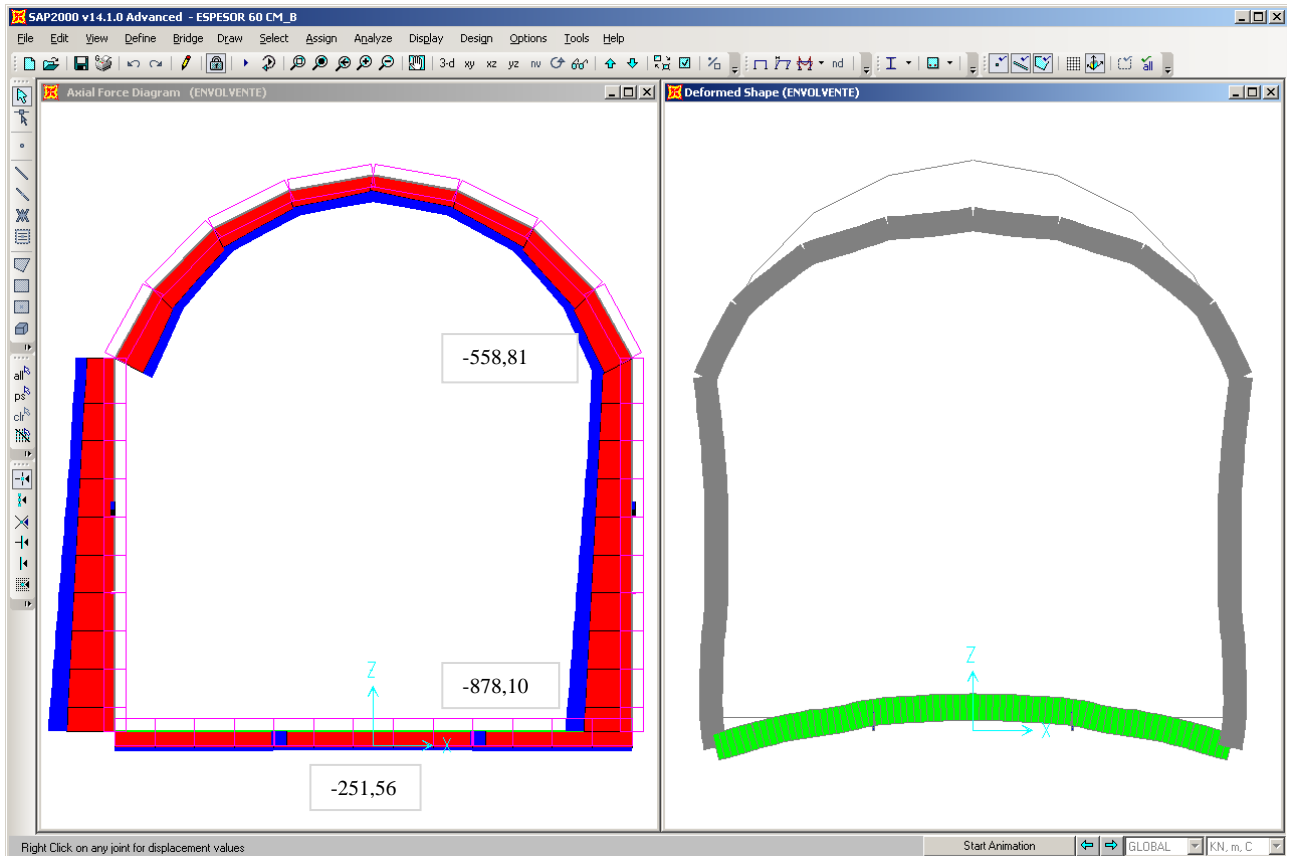


Figura E.4.2. Diagrama de Fuerza Axial y Deformación-Sección Constante – Espesor 60 cm

Tabla E.4.5. AISC-ASD01-Razón de Resistencia del anclaje-sección constante-espesor 60 cm

Frame	DesignSect	Combo	Location	P	TotalRatio
Text	Text	Text	m	kN	Unitless
43	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	0,1	192,63	0,686774
44	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	0,1	192,63	0,686774
47	ANCLA LOSA	ENVOLVENTE	0,35	165,84	0,609294
46	ANCLA LOSA	ENVOLVENTE	0,35	165,84	0,609294

Tabla E.4.6. ACI 318-05/IBC2003 –Resumen de diseño de concreto-sección constante-espesor 60 cm

Frame	DesignSect	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotArea	FTopArea	FBotArea
Text	Text	m	Text	cm ² /200 cm	cm ² /200 cm	cm ² /200 cm	cm ² /200 cm
1-10	HASTIAL HIZQUIERDO	0-10	ENVOLVENTE	7,2	28,42	50,7	50,7
29-41	PLANTILLA	0-13,70	ENVOLVENTE	15,98	24,43	50,7	50,7
19-28	HASTIAL DERECHO	0-13,70	ENVOLVENTE	29,27	14,07	50,7	50,7
11-18	BÓVEDA	0-13,70	ENVOLVENTE	10,35	7,76	50,7	50,7

E.5. EMR- revestimiento secundario – sección transición – espesor 30 cm

Tabla E.5.1. Reacciones en la Base-sección transición -espesor 30 cm

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFZ
Text	Text	kN	kN
ENVOLVENTE	MAX	0	2856,53
ENVOLVENTE	MIN	0	-69,53

Tabla E.5.2. Reacciones en las anclas-sección transición –espesor 30 cm

Joint Reactions-Anclas Hastial Izquierdo

Joint	OutputCase	StepType	F1	F3
Text	Text	Text	kN	kN
63	ENVOLVENTE	MÁX	45,32	0
63	ENVOLVENTE	MÍN	-172,85	0
64	ENVOLVENTE	MÁX	32,80	0
64	ENVOLVENTE	MÍN	-168,95	0
65	ENVOLVENTE	MÁX	21,21	0
65	ENVOLVENTE	MÍN	-149,84	0
66	ENVOLVENTE	MÁX	22,68	0
66	ENVOLVENTE	MÍN	-78,42	0
67	ENVOLVENTE	MÁX	-153,21	0
67	ENVOLVENTE	MÍN	-187,94	0

Joint Reactions-Anclas Hastial Derecho

Joint	OutputCase	StepType	F1	F3
Text	Text	Text	KN	KN
68	ENVOLVENTE	MÁX	187,947	0
68	ENVOLVENTE	MÍN	153,214	0
69	ENVOLVENTE	MÁX	78,429	0
69	ENVOLVENTE	MÍN	-22,684	0
70	ENVOLVENTE	MÁX	149,841	0
70	ENVOLVENTE	MÍN	-21,215	0
71	ENVOLVENTE	MÁX	168,952	0
71	ENVOLVENTE	MÍN	-32,802	0
72	ENVOLVENTE	MÁX	172,856	0
72	ENVOLVENTE	MÍN	-45,326	0

Joint Reactions-Anclas Plantilla				
Joint	OutputCase	StepType	F1	F3
Text	Text	Text	KN	KN
73	ENVOLVENTE	MÁX	0,41	60,43
73	ENVOLVENTE	MÍN	-1,58	-244,39
74	ENVOLVENTE	MÁX	0,00	62,33
74	ENVOLVENTE	MÍN	0,00	-227,07
75	ENVOLVENTE	MÁX	1,58	60,43
75	ENVOLVENTE	MÍN	-0,41	-244,39

Joint Reactions-Anclas adicionales				
Joint	OutputCase	StepType	F1	F3
Text	Text	Text	KN	KN
76	ENVOLVENTE	MÁX	-50,516	0
76	ENVOLVENTE	MÍN	-187,947	0
77	ENVOLVENTE	MÁX	187,947	0
77	ENVOLVENTE	MÍN	50,516	0
78	ENVOLVENTE	MÁX	-53,135	0
78	ENVOLVENTE	MÍN	-197,685	0
79	ENVOLVENTE	MÁX	197,685	0
79	ENVOLVENTE	MÍN	53,135	0

Tabla E.5.3. Desplazamientos máximos-sección transición –espesor 30 cm

Joint Displacements- Hastial Izquierdo				
Joint	OutputCase	StepType	U1	U3
Text	Text	Text	mm	mm
1-20	ENVOLVENTE	MÁX	11,926	-0,76
1-20	ENVOLVENTE	MÍN	-0,181	-2,067

Joint Displacements -Bóveda				
Joint	OutputCase	StepType	U1	U3
Text	Text	Text	mm	mm
20-28	ENVOLVENTE	MÁX	3,731	0,075
20-28	ENVOLVENTE	MÍN	-3,731	-4,012

Joint Displacements- Hastial Derecho				
Joint	OutputCase	StepType	U1	U3
Text	Text	Text	mm	mm
29-47	ENVOLVENTE	MÁX	0,181	-0,76
29-47	ENVOLVENTE	MÍN	-11,926	-2,067

Joint Displacements -Plantilla				
Joint	OutputCase	StepType	U1	U3
Text	Text	Text	mm	mm
48-62	ENVOLVENTE	MÁX	0,035	0,383
48-62	ENVOLVENTE	MÍN	-0,035	-0,83

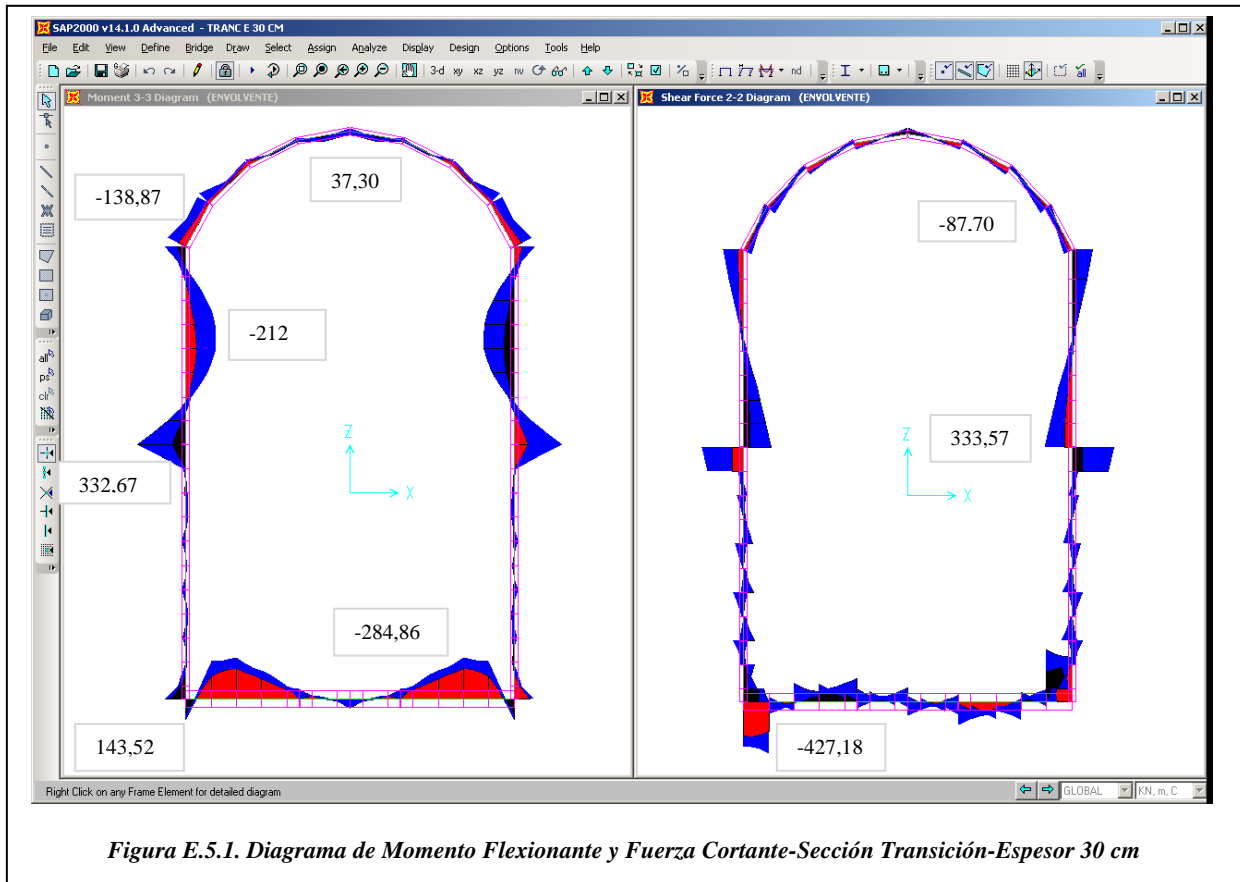


Tabla E.5.4. Elementos mecánicos máximos-sección transición-espesor 30 cm

Element Forces - Frames-Hastial izquierdo						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
0-20	0-18,72	ENVOLVENTE	MÁX	-246,52	230,39	332,67
0-20	0-18,72	ENVOLVENTE	MÍN	-725,94	-333,57	-212,01
Element Forces - Frames-Bóveda						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
21-27	0-18	ENVOLVENTE	MÁX	-163,74	45,42	37,31
21-27	0-18	ENVOLVENTE	MÍN	-486,13	-87,70	-138,87
Element Forces - Frames-Hastial Derecho						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
28-46	0-18,72	ENVOLVENTE	MÁX	-266,72	339,79	212,01
28-46	0-18,72	ENVOLVENTE	MÍN	-725,94	-230,39	-332,68
Element Forces - Frames-Plantilla						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
47-75	0-13	ENVOLVENTE	MÁX	-123,18	427,19	143,53
47-75	0-13	ENVOLVENTE	MÍN	-212,72	-427,19	-284,87

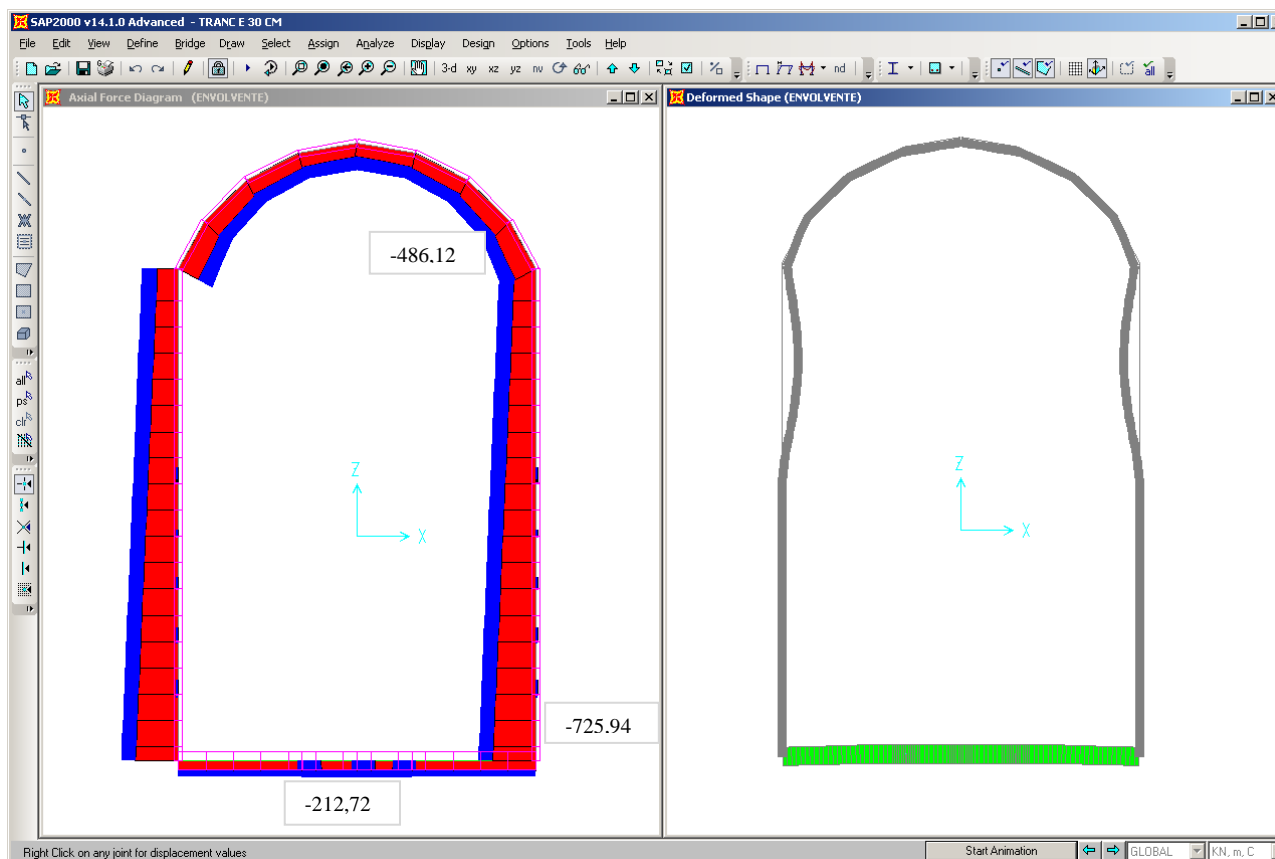


Figura E.5.2 Diagrama de Fuerza Axial y Deformación – Sección Transición-Espesor 30 cm

Tabla E.5.5. AISC-ASD01- Razón de resistencia del anclaje-sección transición –espesor 30 cm

Frame Text	DesignSect Text	P KN	TotalRatio Unitless
69	ANCLA HASTIAL	79,39	0,28263
70	ANCLA HASTIAL	149,95	0,533393
71	ANCLA HASTIAL	168,92	0,600714
72	ANCLA HASTIAL	172,86	0,615103
63	ANCLA HASTIAL	172,86	0,615103
64	ANCLA HASTIAL	168,92	0,600714
65	ANCLA HASTIAL	149,95	0,533393
66	ANCLA HASTIAL	79,39	0,28263
68	ANCLA HASTIAL	190,76	0,808116
67	ANCLA HASTIAL	190,76	0,808116
76	ANCLA HASTIAL	190,76	0,808116
77	ANCLA HASTIAL	190,76	0,808116
78	ANCLA HASTIAL	197,68	0,721836
79	ANCLA HASTIAL	197,68	0,721836
74	ANCLA PLANTILLA	227,09	0,806989
75	ANCLA PLANTILLA	244,42	0,874771
73	ANCLA PLANTILLA	244,42	0,874771

Tabla E.5.6. ACI 318-05/IBC2003-Resumen de diseño de concreto- sección transición- espesor 30 cm

Frame	DesignSect	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotArea	FTopArea*	FBotArea*
Text	Text	m	Text	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
0-20	HASTIAL IZQUIERDO	0-18,72	ENVOLVENTE	26,9	40,65	50,7	50,7
21-27	BÓVEDA	0-18	ENVOLVENTE	17,23	10,53	50,7	50,7
28-27	HASTIAL DERECHO	0-18,72	ENVOLVENTE	43,98	25,02	50,7	50,7
28-27	PLANTILLA	0-13	ENVOLVENTE	16,48	8,26	50,7	50,7

E.6. EMR – revestimiento secundario – sección transición – espesor 60 cm

Tabla E.6.1 Reacciones en la base-sección transición-espesor 60 cm

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFZ
Text	Text	kN	kN
ENVOLVENTE	MÁX	0,00	3945,72
ENVOLVENTE	MÍN	0,00	708,45

Tabla E.6.2. Reacciones en las anclas-sección transición-espesor 60 cm

Joint Reactions- Anclas Hastial Izquierdo

Joint	OutputCase	StepType	F1	F3
Text	Text	Text	KN	KN
63	ENVOLVENTE	MÁX	145,70	0
63	ENVOLVENTE	MÍN	-54,11	0
64	ENVOLVENTE	MÁX	25,61	0
64	ENVOLVENTE	MÍN	-176,18	0
65	ENVOLVENTE	MÁX	22,07	0
65	ENVOLVENTE	MÍN	-145,58	0
66	ENVOLVENTE	MÁX	31,56	0
66	ENVOLVENTE	MÍN	-54,75	0
67	ENVOLVENTE	MÁX	-36,41	0
67	ENVOLVENTE	MÍN	-137,16	0

Joint Reactions- Reacciones Anclas Hastial Derecho

Joint	OutputCase	StepType	F1	F3
Text	Text	Text	KN	KN
68	ENVOLVENTE	MÁX	137,16	0
68	ENVOLVENTE	MÍN	36,42	0
69	ENVOLVENTE	MÁX	54,76	0
69	ENVOLVENTE	MÍN	-31,56	0
70	ENVOLVENTE	MÁX	145,59	0
70	ENVOLVENTE	MÍN	-22,08	0
71	ENVOLVENTE	MÁX	176,18	0
71	ENVOLVENTE	MÍN	-25,61	0
72	ENVOLVENTE	MÁX	54,11	0
72	ENVOLVENTE	MÍN	-145,70	0

Joint Reactions- Reacciones Anclas Plantilla				
Joint	OutputCase	StepType	F1	F3
Text	Text	Text	KN	KN
73	ENVOLVENTE	MÁX	0,42	55,38
73	ENVOLVENTE	MÍN	-1,43	-226,24
74	ENVOLVENTE	MÁX	0	48,12
74	ENVOLVENTE	MÍN	0	-239,21
75	ENVOLVENTE	MÁX	1,43	55,38
75	ENVOLVENTE	MÍN	-0,42	-226,24

Joint Reactions- ANCLAS EN HASTIAL ADICIONALES				
Joint	OutputCase	StepType	F1	F3
Text	Text	Text	KN	KN
76	ENVOLVENTE	MÁX	-36,419	0
76	ENVOLVENTE	MÍN	-137,164	0
77	ENVOLVENTE	MÁX	137,164	0
77	ENVOLVENTE	MÍN	36,419	0
78	ENVOLVENTE	MÁX	-38,307	0
78	ENVOLVENTE	MÍN	-144,276	0
79	ENVOLVENTE	MÁX	144,276	0
79	ENVOLVENTE	MÍN	38,307	0

Tabla E.6.3. Desplazamientos máximos-sección transición-espesor 60 cm

Joint Displacements- Hastial Izquierdo				
Joint	OutputCase	StepType	U1	U3
Text	Text	Text	Mm	mm
1-19	ENVOLVENTE	MÁX	1,447	-1,119
1-19	ENVOLVENTE	MÍN	-0,147	-2,483
Joint Displacements-Bóveda				
Joint	OutputCase	StepType	U1	U3
Text	Text	Text	Mm	mm
20-28	ENVOLVENTE	MÁX	0,465	-1,444
20-28	ENVOLVENTE	MÍN	-0,465	-3,468
Joint Displacements-Hastial Derecho				
Joint	OutputCase	StepType	U1	U3
Text	Text	Text	Mm	mm
29-47	ENVOLVENTE	MÁX	0,147	-1,119
29-47	ENVOLVENTE	MÍN	-1,447	-2,483
Joint Displacements-Plantilla				
Joint	OutputCase	StepType	U1	U3
Text	Text	Text	M	m
48-62	ENVOLVENTE	MÁX	0,063	0,374
48-62	ENVOLVENTE	MÍN	-0,063	-1,237

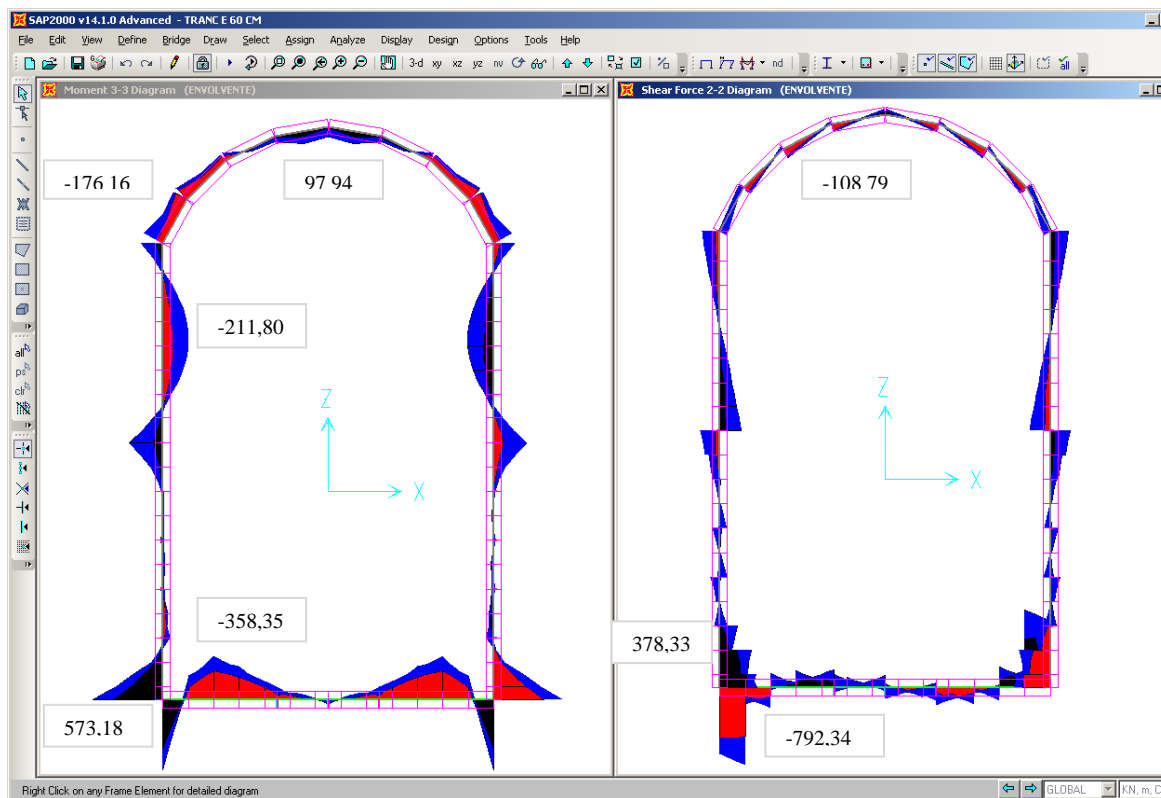


Figura E.6.1 Diagrama de Momento Flexionante y Fuerza Cortante-Sección Transición-Espesor 60 cm

Tabla E.6.4. Elementos mecánicos máximos-sección transición – espesor 60 cm

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	kN	kN	kN-m
1-19	0-18	ENVOLVENTE	MÁX	-366,12	378,34	573,18
1-19	0-18	ENVOLVENTE	MÍN	-1229,30	-199,30	-211,80
Element Forces - Frames- Bóveda						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	kN	kN	kN-m
20-27	0-18	ENVOLVENTE	MÁX	-206,72	60,60	97,95
20-27	0-18	ENVOLVENTE	MÍN	-564,55	-108,79	-176,16
Element Forces - Frames- Hastial Derecho						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	kN	kN	kN-m
28-46	0-18	ENVOLVENTE	MÁX	-366,12	199,30	211,80
28-46	0-18	ENVOLVENTE	MÍN	-1229,30	-378,34	-573,18
Element Forces - Frames- Plantilla						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	kN	kN	kN-m
47-62	0-18	ENVOLVENTE	MÁX	-288,44	792,35	573,18
47-62	0-18	ENVOLVENTE	MÍN	-379,77	-792,35	-358,35

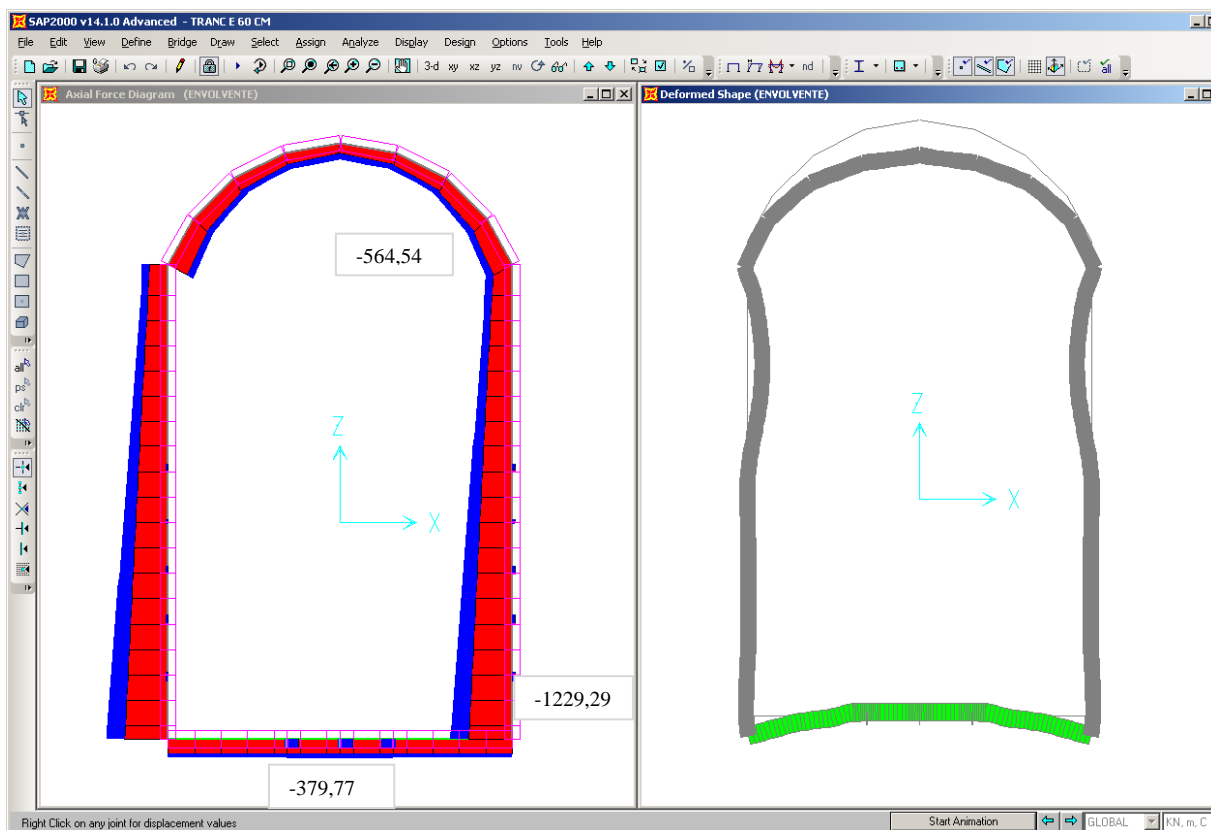


FIGURA E.6.2 Diagrama de Fuerza Axial y Deformación- Sección Transición – Espesor 60 cm

Tabla E.6.5. AISC-ASD01-Razón de resistencia del anclaje-sección transición-espesor 60 cm

Frame Text	DesignSect Text	Combo Text	P kN	TotalRatio Unitless
63	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	-145,70	0,533675
64	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	176,18	0,626514
65	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	145,59	0,517802
66	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	54,76	0,195036
67	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	139,22	0,576679
68	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	139,22	0,576679
69	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	54,76	0,195036
70	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	145,59	0,517802
71	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	176,18	0,626514
72	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	-145,70	0,533675

Tabla E.6.5. AISC-ASD01- Razón de Resistencia del anclaje- sección transición-espesor 60 cm (continuación)

Frame	DesignSect	Combo	P	TotalRatio
Text	Text	Text	kN	Unitless
73	ANCLA PLANTILLA	ENVOLVENTE	226,28	0,819224
74	ANCLA PLANTILLA	ENVOLVENTE	239,24	0,850126
75	ANCLA PLANTILLA	ENVOLVENTE	226,28	0,819224
76	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	139,22	0,576679
77	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	139,22	0,576679
78	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	144,28	0,513145
79	ANCLA HASTIAL	ENVOLVENTE	144,28	0,513145

Tabla E.6.6. ACI 318-05/IBC2003- Resumen de diseño de concreto-sección transición-espesor 60 cm

Frame	DesignSect	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotArea	FTopArea	FBotArea
Text	Text	m	Text	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
1-19	HASTIAL IZQUIERDO	18	ENVOLVENTE	14,6	36	50,7	50,7
20-27	BÓVEDA	18	ENVOLVENTE	12,12	6,52	50,7	50,7
28-46	HASTIAL DERECHO	18	ENVOLVENTE	35	19,26	50,7	50,7
47-62	PLANTILLA	14	ENVOLVENTE	20,79	33,51	50,7	50,7

Apéndice F: Revisión de anclas estructurales – revestimiento secundario

La fuerza última de tensión R_u en el anclaje será determinada de acuerdo a los resultados de salida que presente el modelo estructural, este valor deberá ser comparado contra la resistencia nominal de cada barra de anclaje.

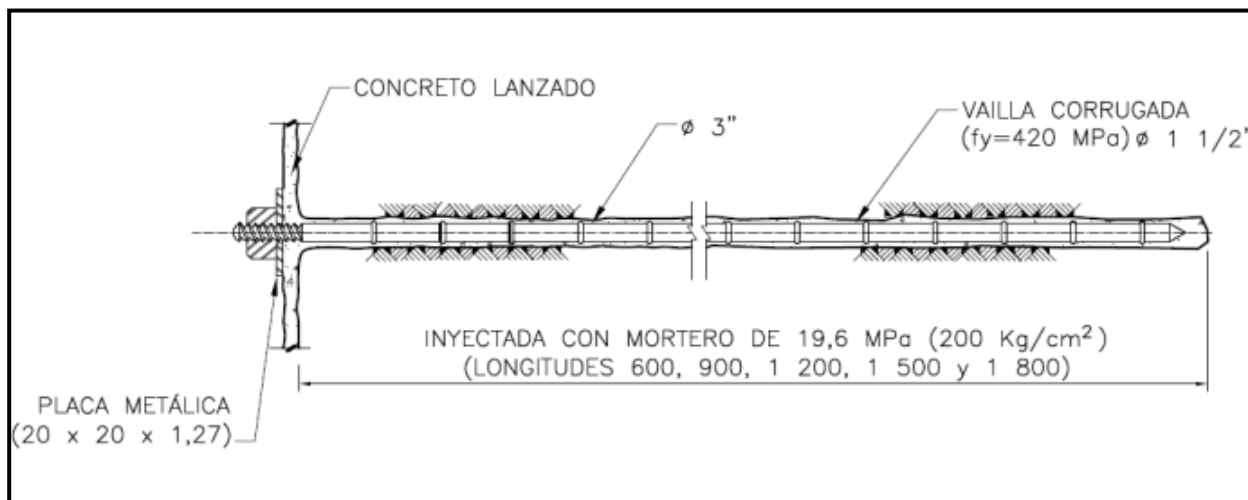


Figura F.1 Detalle de anclaje estructural trabajando a fricción –Tipo¹⁶

Este proceso es iterativo hasta que ninguna barra de anclaje sobre pase su resistencia nominal, en caso de que un ancla falle se distribuirá los esfuerzos hacia el ancla más cercana, esta condición es indeseable por lo que se proporcionará a la estructura de la cantidad suficiente de anclas que garanticen la no falla de la estructura.

De acuerdo con las Especificaciones de AISC-2005, ref. [39], la resistencia de diseño a tensión de los elementos de conexión roscados está dada por:

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b \dots\dots\dots \text{Ref. [39]}$$

Y para que el elemento de conexión cumpla con el diseño a tensión, se debe cumplir:

$$\phi R_n > R_u \dots\dots\dots \text{Ref. [39]}$$

Donde:

$\phi = 0,75$, coeficiente de reducción de resistencia a la tensión. Ref. [39]

F_{nt} = Resistencia nominal a la tensión, para elementos de conexión roscados cuando existe rosca en el plano de corte. $F_{nt} = 0,75 \cdot F_u$. (Ref. [39])

F_u = Resistencia máxima a la tensión o última del acero de la barra corrugada, para un acero de refuerzo Grado 60.

$F_u = 550 \text{ MPa}$.

A_b = área neta del elemento de conexión roscado. Se adopta el área neta límite: $0,85 \cdot A_g$, que reduce el valor del área bruta de la sección transversal. Ref. [39].

A_g = área bruta de la barra corrugada.

$$\phi R_n = \phi \cdot 0,75 \cdot F_u \cdot 0,85 \cdot A_b \dots\dots\dots \text{Ref. [39]}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 550 \cdot 0,85 \cdot \frac{\pi \cdot 3,81 \text{ cm}^2}{4}$$

¹⁶ Detalle procedente de la ingeniería interna de CFE

Por lo tanto:

$$\phi Rn = 299,8 \text{ kN}$$

Comprobando que se cumple la condición:

$$\phi Rn > Ru$$

$$299,8 \text{ kN} > 224,25 \text{ kN} \text{ Si Cumple (Sección Constante).}$$

$$299,8 \text{ kN} > 239,24 \text{ kN} \text{ Si Cumple (Sección Transición).}$$

Revisión por cortante

La fuerza última de tensión Ru en el anclaje será determinada de acuerdo a los resultados de salida que presente el modelo estructural, este valor deberá ser comparado contra la resistencia nominal de cada barra de anclaje.

De acuerdo con las Especificaciones de AISC-2005, ref. [39], la resistencia de diseño a cortante de los elementos de conexión roscados está dada por:

$$\phi \cdot Rn = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \dots\dots\dots \text{Ref. [39]}$$

Y para que el elemento de conexión cumpla con el diseño a cortante, se satisfacer que la resistencia nominal Rn debe ser mayor a la acción última Ru.

$$\phi Rn > Ru \dots\dots\dots \text{Ref. [39]}$$

Donde:

$$\phi = 0,75, \text{ coeficiente de reducción de resistencia a cortante.}$$

F_{nv} = Resistencia nominal a cortante, para elementos de conexión roscados cuando existe rosca en el plano de corte.

$$F_{nv} = 0,40 \cdot F_u. \text{ (Ref. [39])}$$

F_u = Resistencia máxima a la tensión o última del acero de la barra corrugada, para un acero de refuerzo Grado 60.

$$F_u = 550 \text{ MPa.}$$

A_b = Área neta del elemento de conexión roscado. Se adopta el área neta límite: $0,85 \cdot A_g$, que reduce el valor del área bruta de la sección transversal.

A_g = área bruta de la barra corrugada.

Por lo tanto:

$$\phi Rn = \phi \cdot 0,40 \cdot Fu \cdot 0,85 \cdot A_b \dots\dots\dots \text{Ref. [39]}$$

$$\phi Rn = 0,75 \cdot 0,40 \cdot 550 \cdot 0,85 \cdot \frac{\pi \cdot 3,81^2}{4}$$

Por lo tanto:

$$\phi Rn = 159,9 \text{ kN}$$

$$\phi Rn > Ru \dots\dots\dots \text{Ref. [39]}$$

Las anclas se modelaron para que solo trabajaran a tensión, sin embargo presentan en su interacción con el revestimiento principal una fuerza cortante mínima.

$$159,9 \text{ kN} > 0,012 \text{ kN} \text{ Si Cumple (Sección Constante).}$$

$$159,9 \text{ kN} > 0,035 \text{ kN} \text{ Si Cumple (Sección Transición).}$$

Revisión del esfuerzo de tensión y corte en las anclas

Según las Especificaciones de A.I.S.C. 2005, Ref. [39], se tiene que los esfuerzos para elementos roscados, que se pueden asimilar a las varillas corrugadas utilizadas para las anclas. Para elementos roscados, cuya parte roscada está incluida dentro del plano de corte, de acuerdo con la ref. [39]:

$$F_{nt} = 0,75 F_u \dots\dots\dots\text{Ref. [39]}$$

$$F_{nv} = 0,40 F_u \dots\dots\dots\text{Ref. [39]}$$

Las propiedades del acero de refuerzo para varillas corrugadas de acero de baja aleación, Grado 60 (60000 psi = lb/in²), de acuerdo con la norma ASTM A706, son:

<i>Tabla F.1. Propiedades del acero</i>			
Propiedad	(kg/cm²)	kPa	MPa
Esfuerzo de fluencia, F _y	4200	411880	411,88
Esfuerzo último o máximo, F _u	5608	550000	550

Se trabaja con anclas de $\phi 1 \frac{1}{2}$ ", Grado 60, con un área de sección transversal de:

$$A_g = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 3,81^2}{4} = 0,00114 \text{ m}^2$$

Esfuerzos nominales del acero de la varilla corrugada:

<i>Tabla F.2 Esfuerzos nominales del acero</i>		
Esfuerzo nominal	Definición	Valor (MPa)
Esfuerzo nominal a la tensión	F _{nt} = 0,75 F _u	412,5
Esfuerzo nominal al corte	F _{nv} = 0,40 F _u	220

De acuerdo con A.I.S.C., ref. [39], el coeficiente de reducción de resistencia, es igual para elementos de conexión roscados a tensión y cortante, $\phi = 0,75$. Por lo tanto, el esfuerzo nominal de tensión considerando el coeficiente de reducción es:

$$F_{nt} = (0,75) \cdot (412,5 \text{ MPa}) = 309,37 \text{ MPa}, \quad (\text{Tensión})$$

y el de cortante es:

$$F_{nv} = (0,75) \cdot (220 \text{ MPa}) = 165,0 \text{ MPa} \quad (\text{Cortante})$$

Los esfuerzos actuantes son:

$$f_t = T_u / A = 239,24 / 0,00114 = 209,86 \text{ MPa} \quad (\text{Tensión})$$

$$f_v = V_u / A = 0,035 / 0,00114 = 0,031 \text{ MPa} \quad (\text{Cortante})$$

F_{nt} > f_t 309,37 MPa > 209,86 MPa Sí cumple el ancla más esforzada

F_{nv} > f_v 165,0 MPa > 0,031 MPa Sí cumple el ancla más esforzada

Verificación de la longitud de los anclajes

Para las anclas de tensión adoptadas ($\phi 1 \frac{1}{2}$ ”), es necesario calcular la longitud mínima en la roca cuando es embebida en mortero con $f'c = 19,6$ MPa (lechada-cemento).

Los anclajes pueden fallar en una de las siguientes cuatro formas:

1. Ruptura de la barras
2. Ruptura en la interfase acero-lechada de cemento
3. Ruptura en el contacto roca-lechada de cemento
4. Ruptura de la masa suelo o roca

Fundamentados en el libro “Ground Anchors and Anchored Structures” de Petros P. Xanthakos Canadá 1991, ref. [27], a continuación se presenta el análisis de los cuatro modos de falla enumerados para los anclajes del túnel de desfogue del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca:

Datos de entrada

T_u = Fuerza máxima de tensión última en el ancla para la combinación crítica de carga; en el dispositivo de prueba, de acuerdo con el análisis estructural realizado.

T_n = Fuerza de tensión de servicio en el ancla para la condición de carga de servicio; de acuerdo con la combinación crítica de carga.

D_b = Diámetro propuesto para el anclaje en la roca de acuerdo con la revisión de resistencia a la tensión y a cortante. Barra corrugada No. 12, $\phi = 1 \frac{1}{2}$ ” = 38,1 mm de acero Grado 60 $\rightarrow F_y = 411,88$ MPa, $F_u = 550$ MPa.

D = Diámetro de la perforación. Para un ancla de $\phi 1 \frac{1}{2}$ ”, se sugiere, $D = 3$ ” = 76,2 mm.

Ruptura de la barra

Con la finalidad de evitar que falle la barra, es suficiente verificar que el estado de esfuerzos en el acero sea menor que el valor correspondiente a su límite de fluencia dividido por un coeficiente de seguridad, para este caso se limitó el valor del esfuerzo al 60% del límite de fluencia.

$$F_{ancla} \leq 0,60 F_y \dots \dots \dots \text{Ref. [17]}$$

$$T_n = F_{ancla} \times A_{ancla}$$

Donde:

$$T_u = 249,56 \text{ kN (carga de servicio, Combinación Envolvente.)}$$

$$A_{ancla(\phi 1 \frac{1}{2})} = 1140 \text{ mm}^2$$

Al limitar el valor del esfuerzo de fluencia al 60% de su valor especificado, tenemos: $F_y = 411,88$ MPa ; $0,60 F_y = 247,128$ MPa.

Por lo tanto;

$$T_{n_{ancla}} = 247,128 \times 0,00114 = 281,72 \text{ kN}$$

$$T_{n_{ancla}} = 281,72 \text{ kN}$$

Comprobando que se cumple la condición:

$$T_{n_{ancla}} > T_u \quad 281,72 \text{ kN} > 249,56 \quad \text{Sí cumple para el ancla más esforzada.}$$

Ruptura en la interface acero-lechada de cemento.

La longitud de anclaje (Ls) requerida para evitar la falla en la interface acero-cemento, se determina considerando que el esfuerzo tangencial de adhesión se caracteriza por una distribución uniforme, la cual depende de las rugosidades de la barra, en este caso son barras corrugadas.

Un primer criterio está dado por las siguientes expresiones:

$$L_s = 30 \cdot D_b \text{ (Roca sana)}$$

$$L_s = 40 \cdot D_b \text{ (Roca fisurada)}$$

$$L_s = 60 \cdot D_b \text{ (Roca meteorizada)}$$

$$D_b: \text{ diámetro de la barra} = 38,1 \text{ mm } (\phi 1 \frac{1}{2}'')$$

Para el caso específico del túnel de desfogue se considera que la roca podría llegar a estar fisurada en algunas zonas, por lo tanto;

$$L_s = 40 \cdot D_b \text{ (Roca fisurada)}$$

$$L_s = 40 \cdot 38,1 = 1524 \text{ mm}$$

Por otra parte la longitud de desarrollo (Ld) en función de la resistencia del acero y la lechada de cemento, de acuerdo con lo indicado en el código ACI-318S-05, Ref. [1], está dada por la siguiente:

$$L_d = \frac{f_y D_b}{1,1 \sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots \text{ (Numeral 12.2.2 ACI-318S-05, ref. [1])}$$

En la cual:

$$D_b : \text{ Diámetro de la barra} = 38,1 \text{ mm}$$

$$f_y : \text{ Resistencia nominal a la fluencia del acero} = 411,88 \text{ MPa}$$

$$f'_c: \text{ Resistencia nominal de la lechada a la compresión} = 19,6 \text{ MPa}$$

$$L_d = \frac{411,88 (38,1)}{1,1 \sqrt{19,6}} = 3222,3 \text{ [mm]}$$

Ruptura en el contacto roca-lechada de cemento

La profundidad o longitud de anclaje (L) requerida, de acuerdo Petros P. Xanthakos , Ref. [27], está dada por la expresión:

$$L = \frac{F}{\frac{2}{3} \pi \cdot D \cdot \tau_p} * FS \dots\dots\dots \text{ Ref. [27]}$$

Donde:

$$F: \text{ Fuerza de tracción en el anclaje}$$

Se analizara el ancla a su resistencia última:

$$F = Tn_{ancla} = 247,128 \times 0,00114 = 281,72 \text{ kN}$$

Fs: Factor de mayoración de la carga, de acuerdo con la categoría del anclaje. En el documento de la ref. [27], se indican los factores de seguridad recomendados. Para anclajes con niveles de riesgo progresivamente crecientes y que son anclajes permanentes, el valor del factor de seguridad sugerido es 2,0.

D: Diámetro de la perforación= 76,2 mm (valor sugerido para anclajes de $\phi 1 \frac{1}{2}$ " de diámetro).

τ : Capacidad última de contacto lechada-terreno considerando distribución uniforme. Se utilizó el valor para rocas de resistencia media igual a 0,70 N/mm² = 0,70 MPa. Ref. [27].

Con los anteriores parámetros se obtiene:

$$L = \frac{2,0 \cdot 1,5 \cdot 281720}{\pi \cdot 76,2 \cdot 0,70} = 5043,54 \text{ mm}$$

Los factores de mayoración de carga tienen el propósito de lograr la seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio por encima de las especificaciones de diseño. Además ayudan a asegurar que las deformaciones bajo las cargas de servicio no sean excesivas.

Ruptura de la masa suelo o roca

En capítulo 5 “Consideraciones de diseño de anclaje” del libro anteriormente mencionado, ref. [27], se plantea la siguiente expresión para considerar el trabajo del grupo de los anclajes:

$$L = \sqrt{\frac{\Gamma_q \cdot F}{\gamma \cdot s \cdot \tan(\phi)}} \dots\dots\dots \text{Ref. [27]}$$

Donde:

Γ_q : Factor de mayoración de la carga aplicada para evitar la falla del anclaje dentro de la masa rocosa. Por lo general $3 < \Gamma_q < 5$, Ref. [27].

F: Fuerza de tracción en el anclaje (carga de servicio, de acuerdo con las combinaciones de carga Envolverte.)

Se analizará el ancla a su resistencia última:

$$F = Tn_{ancla} = 247,128 \times 0,00114 = 281,72 \text{ kN}$$

γ =Peso específico de la roca 25 kN/m³ (Peso seco).

s=Separación entre las barras de anclaje.

ϕ =Angulo de fricción interna de la roca = 35°

$$\tan\phi = \tan(35^\circ) = 0,7$$

Para este cálculo se adopta un valor del factor de seguridad: $\Gamma_q = 3,5$, dada la importancia de la estabilidad de la estructura, y para garantizar que no se generen fenómenos de inestabilidad.

Las anclas están separadas S= 2 m en un sentido, por lo tanto la longitud mínima requerida es:

$$H = \sqrt{\frac{3,5 \cdot 281720}{25 \cdot 2 \cdot \tan(35)}} = 5,30 \text{ m}$$

Conclusiones

De acuerdo con los análisis anteriores, y los cuatro criterios de falla para la determinación de la longitud mínima de los anclajes, se concluye que la mínima longitud de anclaje requerida es de 6,00 m (6000 mm), para las barras corrugadas de anclaje de $\phi 1 \frac{1}{2}$ ” de diámetro, que conforman el grupo de barras a tensión, de acero de $f_y = 411,88$ MPa,

Como conclusión la reacción del apoyo a suministrar no deberá sobrepasar de la resistencia nominal en tensión $T_n = 281,72$ [KN] y cortante $T_{vn} = 159,9$ [KN].

Tabla F.3. Resistencia a la tensión y cortante de acuerdo al reglamento

Reglamento	T_n [KN]	T_{vn} [KN]
ASD 2005	281,72	187,81
AISC 2005	299,8	159,9

La longitud de anclaje analizada anteriormente permite simular la barra como un apoyo simple, es decir, restringiendo la deformación $U_1=0,0$, $U_2=0,0$, y $U_3=0,0$, $M_{33}=0$ en la frontera con concreto y el macizo rocoso y liberando los grados de libertad en la unión del ancla con el revestimiento definitivo.