



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

“ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN CENTRALES
HIDROELÉCTRICAS DURANTE EL PRIMER LLENADO, VACIADO RÁPIDO O
SISMO”

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ALFREDO LUNA GONZÁLEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO, FACULTAD DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR
DR. GRACIA SÁNCHEZ JESÚS, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. PEDROZO ACUÑA ADRIÁN, INSTITUTO DE INGENIERÍA
M.I. FRANCO VÍCTOR, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. RETAMA VELASCO JAIME, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D.F SEPTIEMBRE 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. GRACIA SÁNCHEZ JESÚS

Secretario: DR. PEDROZO ACUÑA ADRIÁN

Vocal: DR. RIVERA CONSTANTINO RIGOBERTO

1er. Suplente: M.I. FRANCO VÍCTOR

2do. Suplente: DR. RETAMA VELASCO JAIME

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: DIVISION DE POSGRADO DE INGENIERÍA DE LA UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

FIRMA

Agradecimientos

A mi familia por su cariño y apoyo incondicional, a mis verdaderos amigos. Gracias a Ustedes por ser la llama que no solo me dio luz sino abrigo en muchos momentos de descreimiento, gracias por sus lecciones de vida, y por sus ejemplos, que llenaron mi vida de un nuevo sentimiento . . . gracias por ese apoyo invaluable e incondicional. Sus vidas y sus enseñanzas me hacen tener fe en algo sumamente sagrado: que la vida se debe encarar con dignidad y con pasión.

Contenido

INDICE DE TABLAS	viii
INDICE DE FIGURAS	ix
Capítulo 1 Introducción	1
Capítulo 2 Antecedentes y Estado del arte	3
2.1 Presa Hidroeléctrica “La Yesca”	3
2.1.1 Etapas de Identificación a Factibilidad	5
2.1.2 Etapa de Preconstrucción.....	6
2.1.3 Problemas acontecidos durante la construcción (hasta 2008)	8
2.1.4 Bloque Inestable Margen Izquierda Descubrimiento del fenómeno	10
2.1.5 Explicación geológica del problema	13
2.1.6 Sistema de fallas colapso	13
2.1.6.1. Falla Colapso	14
2.1.6.2. Falla Colapso1	15
2.1.6.3. Falla Colapso 2	15
2.1.6.4. Falla 2VD	16
2.1.7 Sistema de fallas Vertedor	16
2.1.8 Instrumentación y sus Resultados.....	21
2.1.6.5. Medidores de juntas.....	25
2.1.6.6. Referencias superficiales	26
2.2 Condiciones de estabilidad de las presas de Yesa e Itoiz.....	37
2.2.1 La presa de Itoiz.....	39
2.2.2 El embalse de Yesa	41
2.3 El desastre de Vaiont.....	43
2.3.1 Fases de puesta en carga del embalse	45
2.4 La rotura de la presa bóveda de malpasset	47
2.5 El deslizamiento de Cortes (Valencia).....	52
Capítulo 3 Marco teórico.....	57
3.1 Métodos determinísticos	58
3.2 Métodos de equilibrio límite.....	59
3.3 Taludes en suelos	62
3.4 Talud infinito	63
3.5 Método de las cuñas	65

3.6	Métodos de la masa total. Método de Taylor.....	67
3.7	Ábacos de Hoek y Bray.....	71
3.8	Método de rebanadas (Método de Bishop).....	73
3.9	Consideraciones a tener en cuenta en los análisis de estabilidad.....	76
3.10	Taludes en rocas.....	78
3.10.1	Rotura plana.....	78
Capítulo 4	Caso de estudio.....	81
4.1	Descripción de la estructura en estudio.....	81
4.2	Colocación de Recargue de Material.	81
4.3	Lumbreras de Cortante.	83
4.4	Tapón – Ancla en Túneles de Desvío 1 y 2.	84
4.5	Obra de excedencias modificación del eje de la estructura de control y del eje del canal de descarga.	85
4.6	Reducción de los volúmenes de excavación en la Obra de Excedencias.....	86
Capítulo 5	Análisis de resultados.....	88
5.1	Consideraciones generales.....	88
5.1.1	Coeficientes de Aceleración Sísmica.....	89
5.2	Pronóstico hidrológico para el cierre final del P.H la Yesca.....	90
5.3	Análisis de Estabilidad para la Margen Izquierda del P.H. “La Yesca”.	97
5.3.1	Descripción del sistema de estabilización para la margen izquierda.....	99
5.3.2	Contrapeso y Material de Recargue.....	100
5.3.3	Descopetes (Excavaciones en el Bloque Potencialmente inestable).....	101
5.3.4	Tapones Estructurales.....	101
5.3.5	Lumbreras de Cortante (o Muro de Cortante).....	102
5.4	Casos de Carga (Para la estabilidad).....	103
5.4.1	Caso 1: Etapas de Construcción.	103
5.4.2	Caso 2: Etapas de Operación.....	103
5.4.3	Caso 3: Vaciado Rápido del Embalse.....	104
5.4.4	Caso 4: Sismo.....	104
5.5	Estabilidad de los Tapones – Ancla respecto al llenado del embalse.....	104
5.5.1	Caso de Carga.....	105
5.6	Bloque inestable y medidas de mitigación de los desplazamientos.....	106
5.6.1	Bloque Potencialmente Inestable (Macizo Rocoso).....	106
5.6.2	Descopete.....	107

5.6.3	Lumbreras de Cortante	107
5.6.4	Contrapeso y Material de Recargue.....	108
5.6.5	Fuerza Resistente del Contrapeso (fm)	109
5.6.6	Fuerza Resistente del Material de Recargue (FREC)	109
5.6.7	Tapones Estructurales	110
5.7	Drenajes y Tratamientos	112
5.7.1	Drenajes	112
5.7.2	Tratamientos	112
5.8	Análisis de estabilidad.....	113
5.8.1	Fuerza actuante en el bloque Inestable (W)	114
5.8.2	Fuerza Cohesiva (Rc)	114
5.8.3	Supresión (U).....	114
5.8.4	Calculo del Factor de Seguridad para la margen Izquierda.....	115
5.8.5	Factores de Seguridad Permisibles	116
5.8.6	Análisis estructural	117
5.8.7	Metodología	118
5.8.8	Materiales	119
5.8.9	Porcentajes Mínimos Permisibles	119
5.8.10	Calculo de Deformaciones Unitarias	120
5.8.11	Diseño estructural	121
5.8.12	Acero de Refuerzo y Fuerza Actuante en el Casquillo 1er. Etapa.	121
5.8.13	Fuerzas de Diseño	122
5.9	Análisis de estabilidad para la margen izquierda durante el llenado del vaso.	122
5.9.1	Coeficientes de Aceleración Sísmica	126
5.9.2	Casos de Carga	127
5.9.2.1.	Caso 1: Etapas de Construcción	127
5.9.2.2.	Caso 2: Etapas de Operación.....	127
5.9.2.3.	Vaciado Rápido del Embalse	128
5.9.2.4.	Caso 4: Sismo.....	128
5.10	Estabilidad de los Tapones Estructurales	128
5.10.1	Casos de Carga	129
5.11	Bloque inestable y medidas de mitigación de los desplazamientos	130
5.12	Bloque Inestable (Macizo Rocoso)	130
5.13	Descopete.....	131

5.13.1	Lumbreras de Cortante	131
5.13.2	Contrapeso y Material de Recargue.....	132
5.13.3	Fuerza Resistente del Contrapeso (fm)	133
5.13.4	Fuerza Resistente del Material de Recargue (FREC)	134
5.13.5	Tapones Estructurales	135
5.13.6	Geometría de la Sección de los Tapones Estructurales.	138
5.13.7	Fuerza Resistente (T)	138
5.9.2.5.	Caso 1: Etapas de Construcción	139
5.14	Caso 2: Etapas de Operación.....	139
5.15	Drenajes y Tratamientos	141
5.15.1	Drenajes	141
5.15.2	Tratamientos	141
5.15.3	Fuerzas actuantes.....	142
5.15.4	Fuerza actuante en el bloque inestable (W).	143
5.15.5	Fuerza Cohesivas (Rc).....	143
5.15.6	Supresión (U).....	144
5.16	Calculo del factor de seguridad para la estabilidad de la margen izquierda	145
5.16.1	Calculo del factor de seguridad para la estabilidad de los tapones estructurales con respecto a la carga del embalse	149
Capítulo 6	Comparativa	161
6.1	Análisis de la fuerza resistente (t) de los tapones estructurales con respecto al avance de construcción.....	162
6.2	Avance de construcción	167
6.3	Análisis de las cargas en el embalse con respecto al tiempo de llenado.....	180
6.4	Resumen de Fuerzas para cada Caso de análisis	185
6.4.1	Caso 1 Construcción	185
6.4.2	Caso 2: Operación	187
6.4.3	Caso 3: Vaciado Rápido del Embalse.....	188
6.4.4	Casos de Construcción + Sismo	189
Capítulo 7	Conclusiones.....	192
7.1	Recomendaciones	194
Capítulo 8	Referencias.....	196
Capítulo 9	CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA LA ESTABILIDAD DE LA MARGEN IZQUIERDA 200	

INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.1 Campaña de estudio.</i>	6
<i>Tabla 2.2 Resumen de actividades desarrolladas en la boquilla y zona de obras.</i>	7
<i>Tabla 2.3. Características de las fallas que delimitan el bloque inestable de la margen izquierda del P.H La Yesca.</i>	17
<i>Tabla 2.4 Extensómetros de barra sobre las bermas del portal de entrada de los túneles de desvió.</i>	22
<i>Tabla 2.5 Zonas donde se detectó visualmente el desplazamiento.</i>	23
<i>Tabla 2.6. Medidores de juntas instalados en Junio de 2008.</i>	26
<i>Tabla 2.7. Referencias superficiales instalados en Junio de 2008.</i>	27
<i>Tabla 2.8. Inclínómetro instalados en Junio de 2008.</i>	30
<i>Tabla 2.9. Medidores de juntas en Julio de 2008.</i>	31
<i>Tabla 2.10. Referencias superficiales instaladas en agosto de 2008.</i>	32
<i>Tabla 2.11. Inclínómetro instalado en agosto de 2008.</i>	33
<i>Tabla 2.12. Referencia superficial instalada en septiembre de 2008.</i>	34
<i>Tabla 2.13. Inclínómetros instalados en septiembre de 2008.</i>	34
<i>Tabla 2.14. Medidores de juntas tridireccionales instalados en octubre de 2008.</i>	35
<i>Tabla 2.15. Referencias superficiales instaladas de 2008.</i>	36
<i>Tabla 2.16. Referencias superficiales instaladas en noviembre de 2008.</i>	37
<i>Tabla 5.1. Propiedades Mecánicas de los Materiales.</i>	88
<i>Tabla 5.2 . Coeficientes de Aceleración Sísmica del Terreno.</i>	89
<i>Tabla 5.3 . Coeficientes de Aceleración Sísmica del Terreno, reducidos.</i>	89
<i>Tabla 5.4 Factores de seguridad Mínimos requeridos por el reglamento USACE EM 1110-2-1902.</i>	116
<i>Tabla 5.5 Factores de seguridad Mínimos requeridos por LoSA.</i>	117
<i>Tabla 5.6 .Secciones tipo para el Tapón – Ancla del túnel; notas de cálculo de LoSA, junio 2010.</i>	117
<i>Tabla 5.7 Propiedades Mecánicas de los materiales.</i>	126
<i>Tabla 5.8 Aceleración sísmica del terreno, Sección 8.1.6 Bases de Licitación P.H. “La Yesca”.</i>	126
<i>Tabla 5.9. Coeficientes de aceleración sísmica del Terreno, reducidos en 2/3.</i>	127
<i>Tabla 5.10 Etapas de Descopete y material retirado.</i>	131
<i>Tabla 5.11 Factores de Seguridad Mínimos requeridos por el reglamento USACE EM-1110-2-1902, Estabilidad de Taludes.</i>	146
<i>Tabla 5.12 Factores de Seguridad Mínimos requeridos por LoSA, Informe de Marzo 2010.</i>	146
<i>Tabla 6.1 Factores de Seguridad para la estabilidad de los Tapones.</i>	161
<i>Tabla 6.2 Propiedades Mecánicas (Resistencia al Corte en la zona de falla, Sa)</i>	162
<i>Tabla 6.3 . Fuerza resistente del Tapón estructural el Túnel 1.</i>	164
<i>Tabla 6.4 Propiedades Mecánicas (Resistencia al Corte en la zona de falla, Sa)</i>	165
<i>Tabla 6.5. Fuerza resistente del Tapón estructural el Túnel 2.</i>	166

INDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1 Portal de salida de los túneles de desvió excavados sobre el plano de la falla lavadero, aguas abajo del túnel 2 se observa el bloque deslizado frente al puente Mabey.	9
Figura 2. 2 Falla expuesta en el camino 6MI, a) desarrollo de la ceja o saliente sobre el plano de la falla, se observa el espesor de aproximadamente 5 m de zona de falla constituida por material de brecha con arcilla. b) estrías generadas en el plano de la falla por el movimiento del bloque del alto de la falla.....	10
Figura 2. 3 Falla colapso en el túnel de desvió 1.....	11
Figura 2. 4 Bloque inestable de la margen izquierda, delimitado por las fallas colapso, colapso 1, colapso 2 y el dique granítico del portal de entrada de los túneles de desvió. .	12
Figura 2. 5 Planta estructural de la margen izquierda del P.H. La Yesca, se ilustran las principales fallas que delimitan el bloque inestable, así como las intersecciones entre los planos de falla.....	12
Figura 2. 6 Modelo de falla lístrica que se identifica para el sistema de fallas colapso.....	14
Figura 2. 7 Panorámica de la margen izquierda en la que se ilustran las fallas importantes que afectan la ladera y las que delimitan el bloque inestable.....	15
Figura 2. 8 Camino 15 bis. Zona donde se aproximan las fallas Colapso 2 y 2VD, originando una zona de roca totalmente fracturada y alterada.	16
Figura 2. 9 Sección esquemática del bloque inestable, limitado por las fallas Colapso y Colapso 1.....	18
Figura 2. 10 Estereogramas que muestran las intersecciones entre los planos de las fallas Colapso, Colapso 1 y Colapso 2, en la ladera y a nivel del túnel de desvió 2.	18
Figura 2. 11 Sección esquemática que ilustra el bloque inestable, el pilar de roca entre las falla 2VD Colapso1 así como la fosa entre las fallas 2VD y Colapso.....	19
Figura 2. 12 Fosa Limitada por las fallas Colapso y 2VD, rellena por depósitos de talud y material de pumicitas. La base de la fosa consiste en roca muy fracturada. Oxidada y propilitizada.	20
Figura 2. 13 Localización de los extensómetros de barra, primera etapa.....	21
Figura 2. 14 Desplazamiento detectado visualmente el 13 de mayo de 2008 en el camino 9MI. Elevación 395 m y ubicación del medidor de juntas tridireccional MJT-1.	23
Figura 2. 15 Instrumentación instalada en los meses de junio y julio de 2008.	24
Figura 2. 16 Desplazamientos resultantes (X, Y, Z) en los medidores de juntas MJT's 1, 2 y 3.	26
Figura 2. 17 Delimitación de la zona de deslizamiento con la instrumentación instalada en la margen izquierda, junio de 2008.	28
Figura 2. 18 Dirección del desplazamiento obtenida con referencias superficiales, junio de 2008.....	28
Figura 2. 19 Magnitud y velocidad del deslizamiento obtenida con referencias superficiales, junio de 2008.....	29
Figura 2. 20 Desplazamiento (X, Y) en las referencias superficiales.....	29
Figura 2. 21 Medidores de juntas instalados dentro del Túnel No. 1, julio de 2008.....	31

<i>Figura 2. 22 Referencias superficiales instaladas y retiradas en agosto de 2008.</i>	33
<i>Figura 2. 23 Estación GPS para detección de desplazamiento en tiempo casi real, octubre de 2008.</i>	34
<i>Figura 2. 24 Desplazamientos en los medidores de juntas tridireccionales MJT-1 y MJT-19.</i>	35
<i>Figura 2. 25 Referencias superficiales instaladas sobre el monolito de atraque, octubre de 2008.</i>	36
<i>Figura 2. 26 Presa de Vaiont.</i>	44
<i>Figura 2. 27 Fotografía tomada por Eduardo Semenza el 4 de noviembre de 1960, se aprecian los deslizamientos del primer llenado y la presa a la derecha.</i>	45
<i>Figura 2. 28 Fotografía del monte Toc tomada por E. Semenza el 1 de septiembre de 1959 con la grúa de construcción de la presa a la derecha. La línea inferior corresponde al paleodeslizamiento existente y la superior al límite del deslizamiento de 1963.</i>	46
<i>Figura 2. 29 Idéntica vista tomada por Daniele Rossi a finales de octubre de 1963 después del desastre.</i>	46
<i>Figura 2. 30 La presa de Malpasset recién construida, estribo derecho e izquierdo tras la rotura y relación de la estructura de Malpasset con dirección de foliación del gneiss de cimentación (Londe, 1987).</i>	49
<i>Figura 2. 31 Explicación de la rotura de Malpasset según Londe (1987).</i>	51
<i>Figura 2. 32 Grieta observada en el arranque de la bóveda, aguas arriba (Londe, 1987).</i>	51
<i>Figura 2. 33 Ladera izquierda del Júcar, aguas arriba de la Presa de Cortes, inmediatamente después de terminarse los trabajos de estabilización del deslizamiento.</i>	52
<i>Figura 2. 34 Sección representativa del deslizamiento de Cortes.</i>	53
<i>Figura 2. 35 Envoltentes de rotura de Coulomb de la argilita dolomítica donde se sitúa la superficie de deslizamiento de Cortes.</i>	54
<i>Figura 2. 36 Superficie estriada de rotura en el deslizamiento de Cortes.</i>	55
<i>Figura 3. 37 Diagrama de fuerzas</i>	62
<i>Figura 3. 38 Rotura plana en un talud ‘Infinito’.</i>	64
<i>Figura 3. 39 Ábacos para el cálculo de estabilidad de taludes infinitos.</i>	66
<i>Figura 3. 40 Método de las cuñas para análisis de rotura poligonales.</i>	67
<i>Figura 3. 41 Fuerzas que actúan sobre una superficie de rotura curva.</i>	68
<i>Figura 3. 42 Superficies de rotura: a) Circulo de pie, b) Circulo de punto medio (Jiménez Salas y otros, 1976).</i>	70
<i>Figura 3. 43 Estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas (Jiménez Salas y otros, 1976).</i>	71
<i>Figura 3. 44 Estabilidad de taludes homogéneos en terrenos con rozamiento interno. (Taylor, 1961; en Jiménez Salas y otros, 1976). En la zona “A” el círculo crítico de pie queda totalmente por encima del pie del talud. En la zona B el círculo de pie más desfavorable penetra por debajo del pie del talud. Para el significado de D y ψ.</i>	72
<i>Figura 3. 45 Corrección del peso específico para utilizar los ábacos de Taylor.</i>	72
<i>Figura 3. 46 Tanteo con diversos círculos (con diferente centro y radio) y obtención del coeficiente de seguridad mínimo (1,4) correspondiente al talud.</i>	74
<i>Figura 3. 47 salida gráfica del programa Slide, con la representación de las superficies de rotura potencial.</i>	76

<i>Figura 3. 48 Relación entre la inclinación de la ladera natural y el talud excavado (Oteo, 1997).</i>	77
<i>Figura 3. 49 Geometría de la rotura plana ene talud, a) Grieta de tracción en cabecera, b) Grieta de tracción en la cara del talud. (Modificado de Hoek y Bray, 1981).</i>	80
<i>Figura 3. 50 a) Fuerzas actuando sobre una superficie de deslizamiento plana b) Fuerzas ejercidas por un elemento externo resistente (anclaje) aplicando sobre el talud.</i>	80
<i>Figura 5. 51 Estimación del escurrimiento anual para 2011 con datos hasta septiembre.</i>	90
<i>Figura 5. 52 Estimación del escurrimiento anual para 2011 con datos hasta octubre.</i>	90
<i>Figura 5. 53 Comparación entre distribución empírica y distribución normal.</i>	91
<i>Figura 5.54 Tendencia.</i>	91
<i>Figura 5. 55 Reconstrucción de Fourier-Pareto (componente cíclico).</i>	92
<i>Figura 5. 56 Componente aleatoria (segundo residuo).</i>	92
<i>Figura 5. 57 Distribución de probabilidad del segundo residuo.</i>	93
<i>Figura 5. 58 Comparación entre probabilidad teórica y probabilidad empírica.</i>	93
<i>Figura 5. 59 Distribución normal.</i>	94
<i>Figura 5. 60 Curvas de llenado para el cierre del 1 de marzo de 2012.</i>	94
<i>Figura 5. 61 Curvas de llenado para el cierre del 1 de mayo de 2012</i>	95
<i>Figura 5. 62 Curvas de llenado para el cierre del 1 de junio de 2012</i>	95
<i>Figura 5. 63 Vista aérea de la Margen Izquierda.</i>	98
<i>Figura 5. 64 Vista de las etapas de los Descopetes.</i>	107
<i>Figura 5. 65 Vista de Contrapeso.</i>	108
<i>Figura 5. 66 Geometría de la Sección de los Tapones Estructurales.</i>	111
<i>Figura 5. 67 Diagrama de cuerpo libre del sistema de Estabilización de Margen Izquierda.</i>	113
<i>Figura 5. 68 Diagrama de Supresión del Macizo Rocoso.</i>	115
<i>Figura 5. 69 Vista aérea de la Margen Izquierda.</i>	123
<i>Figura 5. 70 Vista del Contrapeso.</i>	133
<i>Figura 5. 71 Analogía del Trabajo en los Tapones Estructurales.</i>	136
<i>Figura 5. 72 Numero de secciones para determinar la fuerza resistente de los Tapones Estructurales.</i>	137
<i>Figura 5. 73 Analogía del Criterio de falla Mohr – Coulomb al sistema del bloque potencialmente inestable.</i>	142
<i>Figura 5. 74 Diagrama de Supresión en el macizo rocoso.</i>	144
<i>Figura 5. 75 Comportamiento de los Factores de Seguridad con respecto a la fecha del cierre definitivo.</i>	148
<i>Figura 5. 76 Factor de seguridad.</i>	150
<i>Figura 5. 77 Relación de Fuerza Resistente vs Fuerzas Actuantes para el Tapón Estructural 1</i>	151
<i>Figura 5. 78 Comportamiento de factor de seguridad para la fecha de cierre definitivo el 01 de marzo de 2012.</i>	152
<i>Figura 5. 79 Relación de Fuerza Resistente vs Fuerzas Actuantes para el Tapón Estructural 2.</i>	152
<i>Figura 5. 80 Factor de seguridad.</i>	153

<i>Figura 5. 81 Relación de Fuerza Resistente vs Fuerzas Actuantes para el Tapón Estructural 1, para el cierre en mayo.....</i>	<i>154</i>
<i>Figura 5. 82 Comportamiento de factor de seguridad para la fecha de cierre definitivo el 01 de mayo de 2012.....</i>	<i>155</i>
<i>Figura 5. 83 Relación de Fuerza Resistente vs Fuerzas Actuantes para el Tapón Estructural 2, cierre en mayo.....</i>	<i>156</i>
<i>Figura 5. 84 Factor de seguridad.....</i>	<i>157</i>
<i>Figura 5. 85 Relación de Fuerza Resistente vs Fuerzas Actuantes para el Tapón Estructural 1, para el cierre en junio.....</i>	<i>158</i>
<i>Figura 5. 86 Factor de seguridad.....</i>	<i>159</i>
<i>Figura 5. 87 Fuerza resistente vs Fuerza actuante.....</i>	<i>160</i>
<i>Figura 3. 88 Relación de los Factores de Seguridad en los Tapones Estructurales con respecto a la fecha de cierre definitivo.</i>	<i>162</i>
<i>Figura 3. 89 Relación de la Fuerza resistente del Tapón T1 respecto a la longitud del Tapón.</i>	<i>165</i>
<i>Figura 3. 90 Relación de la Fuerza resistente del Tapón T2 respecto a la longitud del Tapón.</i>	<i>167</i>
<i>Figura 6. 91 Etapas de Construcción para el Tapón Túnel 1.....</i>	<i>168</i>
<i>Figura 3. 92 Relación de la Fuerza resistente del Tapón T1 vs tiempo.</i>	<i>171</i>
<i>Figura 3. 93 Relación de la Fuerza Resistente del Tapón T1 respecto al Tiempo de Construcción (Para el Cierre Marzo 2012).....</i>	<i>173</i>
<i>Figura 3. 94 Relación de la Fuerza resistente del Tapón T2 respecto a la longitud del Tapón.</i>	<i>176</i>
<i>Figura 3. 95 Relación de la Fuerza Resistente del Tapón T1 respecto al Tiempo de Construcción.</i>	<i>179</i>
<i>Figura 3. 96 Comportamiento de llenado del embalse para el cierre del 01 de marzo del 2012.....</i>	<i>180</i>
<i>Figura 3. 97 Comportamiento de llenado del embalse para el cierre del 01 de marzo del 2012; arreglo visual.....</i>	<i>181</i>
<i>Figura 3. 98 Comportamiento de llenado del embalse para el cierre del 01 de marzo del 2012.....</i>	<i>183</i>
<i>Figura 3. 99 Comportamiento de llenado del embalse para el cierre del 01 de marzo del 2012.; arreglo visual.....</i>	<i>183</i>
<i>Figura 3. 100 Comportamiento de llenado del embalse para el cierre del 01 de junio del 2012.....</i>	<i>184</i>
<i>Figura 3. 101 Llenado del embalse para el cierre del 01 de junio del 2012, arreglo visual.</i>	<i>185</i>

CAPÍTULO 1

Introducción

El continuo crecimiento de la población, de las actividades industriales y comerciales que demandan cada vez un mayor consumo de energía eléctrica, así como el incremento en los precios de los combustibles fósiles y de la alta contaminación que generan en su utilización para generar electricidad, hacen que el aprovechamiento del agua para generar la energía eléctrica sea una opción más viable para satisfacer dichas necesidades, al tratarse de un recurso renovable y no contaminante a comparación con otro tipo de centrales. En México existen grandes centrales hidroeléctricas construidas para aprovechar este recurso, recientemente se han construido la C.H. Leonardo Rodríguez Alcaine (El Cajón) y la C.H. Ing. Alfredo Elías Ayub (La Yesca), ambas establecidas sobre el río Santiago y equipadas con dos unidades de 375 MW cada una.

En el capítulo II Antecedentes, describo de manera resumida, problemas que se han suscitado en centrales hidroeléctricas alrededor del mundo, explicando los efectos generados y sus causas, también se menciona un proyecto nacional en el que he participado y que ha tenido problemas similares.

En el capítulo III se describe el marco teórico existente, la descripción de los métodos de análisis existentes y el objetivo que persiguen, permiten ser el punto de arranque para el análisis y solución del caso de estudio, cabe indicar que las obras hidráulicas son de carácter multidisciplinario, siendo para este caso como se ven afectados aspectos estructurales y geotécnicos por el funcionamiento hidráulico.

En el capítulo IV presento el caso de estudio que es la más reciente central hidroeléctrica en la que participo a nivel nacional y es también donde desarrollo la solución que se implementó para la problemática analizada

En el capítulo V indico el análisis realizado desarrollado por el método de Mhor Coulomb, ante las condiciones hidráulicas de arranque de operaciones en la central hidroeléctrica el cual me brinda resultados favorables, que posteriormente comparo con el desarrollado por CFE.

En el capítulo VI presento una comparativa entre los métodos de análisis utilizados en este trabajo contra los presentados por los consultores contratados por CFE.

En las conclusiones emito mis comentarios, detallando los beneficios que el análisis efectuado con el método de mi elección proporciona a los Ingenieros hidráulicos en el entendimiento de la fuerte correlación entre el funcionamiento hidráulico común durante la operación de la central hidroeléctrica y los demás elementos que la componen como el caso de la cortina y las laderas del embalse.

CAPÍTULO 2

Antecedentes y Estado del arte

2.1 Presa Hidroeléctrica “La Yesca”

La Comisión Federal de Electricidad inició en 1961 el estudio del Río Grande de Santiago con objeto de seleccionar sitios para el aprovechamiento de generación de energía hidroeléctrica y continuaron de forma discontinua entre 1964 y 1965.

Hubo un lapso de 20 años de interrupción en la continuidad de los estudios ya que fue hasta 1980 cuando la antigua Brigada Móvil de Perforación de Estudios Geológicos del Noroeste elaboró el informe “ Geología Regional del Río Santiago y Geología de los Estrechamientos La Múcura, La Yesca y Cajones 4, Estados de Jalisco y Nayarit, en este documento se describen los antecedentes de los estrechamientos, el reconocimiento geológico de campo, la Geología Regional y una descripción geológica de cada sitio; también se asienta que los estudios de la Yesca de los años 60s hacen referencia a dos alternativas situadas a 7 y 8.3 kilómetros aguas abajo de la confluencia de los Ríos Bolaños y Santiago. En ese año, se definieron las alternativas conocidas como las alternativas Las Garzas, Juanepanta y La Yesca, sitios que se ubican relativamente cercanos unos de otros, resultando más atractivas las alternativas Juanepanta y La Yesca, en las que se realizaron programas de exploración directa con sondeos y excavaciones del subsuelo mediante socavones y métodos auxiliares de geofísica, operados durante los años 1981 y 1984 en ambas márgenes del estrechamiento.

En 1988, especialistas de la Superintendencia de Estudios Zona Pacífico Norte (SEZPN) evaluaron las alternativas estudiadas por medio de un análisis comparativo considerando los resultados obtenidos con objeto de avalar o no la viabilidad geológica para el desplante de una planta hidroeléctrica en el sitio, concluyendo que la alternativa de la Yesca era la más viable para pasar a nivel de Factibilidad.

En 1990 se llevaron a cabo los estudios de Factibilidad geológica del Eje Yesca y los resultados se plasmaron en el Informe de Factibilidad Geológica del P.H. La Yesca de agosto de 1991, en dicho informe se describe también los antecedentes aquí asentados.

Posteriormente, en 2001 se agregó mayor información con apreciaciones y verificaciones geológicas, complementadas con trabajos geofísicos, hasta esas fechas se tenía contemplado un proyecto con una presa de 138 m de altura.

En el 2004, la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos (CPH) decidió reiniciar las actividades en este proyecto, pero considerando una presa de 200 m de altura y, durante ese año, la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) realizó 3 barrenos con recuperación de núcleos, dos en la margen izquierda y uno en la derecha, realizó la ejecución de 5 tendidos de refracción sísmica en la margen derecha con objeto de explorar el llamado circo de erosión y evaluó el esquema de obras de la alternativa del Eje Juanepanta, el cual fue descartado debido a las condiciones potenciales de inestabilidad manifestadas en la margen derecha y el potente espesor hasta de 60,0 m de roca de mala calidad que se tendría para el desplante del plinto.

En el 2005, ya considerando el eje Yesca, se realizaron nuevos trabajos de exploración directa, la CPH otorgó a contrato la realización de 6 sondeos con recuperación de núcleos y la excavación de un socavón en la margen derecha para explorar las obras de generación, correspondientes a un primer diseño de obras civiles, dichas actividades estuvieron bajo la supervisión de la GEIC.

A partir de noviembre de 2005, la GEIC recibe la autorización formal por parte de la CPH, de realizar los estudios necesarios para obtener la ingeniería básica de

diseño que se incorpora en los documentos de la licitación del proyecto, por lo que la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos formalizó con la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, ambas de la Comisión Federal de Electricidad, las actividades de la etapa de preconstrucción del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, relacionadas con el “Estudio geológico para la preconstrucción del P.H. La Yesca”, al amparo del acuerdo GEIC-SC-005-2006.

2.1.1 Etapas de Identificación a Factibilidad

A continuación se resumen los volúmenes de obra cubiertos en las diferentes campañas:

• **CAMPAÑA 1963 – 1964**

OBRA REALIZADA	CANTIDAD
Geología de detalle	0.66 km ²
Perforación de diamante	1777 m en 37 sondeos
Excavación subterránea	786 m en 19 socavones

Debido al lapso de 20 años en la continuidad de los estudios la información rescatada de esta etapa es poco confiable, en la perforación no existía en ese entonces el sistema wire-line que permite el sacado de muestras por medio del barril sin tener que sacar la tubería de perforación y por lo tanto es poco confiable, y los socavones son de pequeña dimensión y en promedio de 15 m de longitud.

• **CAMPAÑA 1981 – 1983**

OBRA REALIZADA	CANTIDAD
<u>Alt. La Yesca</u>	
Geología	
Geología de detalle	1.7 km ²
Geología de semi-detalle, embalse	48 km ²
2 Socavones (BY-20 y BY-23)	119 m
6 Barrenos (BYR-38, 39, 40 y BY 41, 42,43)	566 m
Pruebas de permeabilidad en 6 sondeos	127
Prospección de bancos de material	5.2 km

Geofísica	
Tendidos de refracción sísmica (TRS)	70
Sondeos eléctricos verticales (SEV)	30
Topografía	
Configuración topográfica	170 Has.
Verificación y corrección de la Nivelación del tramo Sta. Rosa – Múcura- La Yesca.	Informe
Apoyo a geofísica	3800 m
Localización puntos geológicos	150
Control topográfico obra directa	118.79 m
Localización de obras directas	2 socavones y 6 sondeos
Levantamiento de caminos	32.3 km

En la tabla, se hace una síntesis de las campañas de estudios del proyecto La Yesca, para las diversas alternativas y las principales actividades llevadas a cabo.

Tabla 2.1 Campaña de estudio.

CAMPAÑA DE ESTUDIO (CFE)	ALTERNATIVA	ETAPA	ACTIVIDADES PRINCIPALES
1961-1963	Yesca – Plan de barrancas	Reconocimiento (Gran visión)	Identificación fotogeológica de estrechamientos y reconocimiento de campo
1963-64	La Yesca eje 3 (presa arco)	Factibilidad	Barrenos y socavones tecnología antigua
1980	Las Garzas, Juanepanta, La Yesca y otra aguas arriba de la confluencia del Río Bolaños	Gran visión	Identificación fotogeológica y reconocimiento de campo
1981-1983	Las Garzas	Prefactibilidad	Geología y geofísica : 48 Trs, 12 Sev y 3 Dipolo- dipolo
	Eje Juanepanta	Factibilidad	Geología, geofísica : 70 Trs, 30 Sev, 6, barrenos (462.8 m) y 2 socavones (184.8 m)
1991	Eje La Yesca (Alternativa Eje socavones)	Factibilidad (presa de 138 m de altura)	2 socavones de 50 m, 3 barrenos en el cauce, 2 barrenos en la Margen izquierda y 1 barreno en la Margen derecha. Geofísica: ,
2001	Eje La Yesca (Aguas abajo del Eje socavones)	Ampliación a la factibilidad	8 líneas de exploración geofísica e informe
2004	Ejes La Yesca y Juanepanta	Evaluación Factibilidad (considerando una presa de 200 m de altura)	Geofísica en el eje La Yesca, geofísica en zona inestable de la Margen derecha y 3 barrenos
Noviembre de 2005 a Septiembre de 2006	Eje La Yesca	Pre- construcción y diseño ejecutivo	Exploración geológica y geotécnica en cada obra del proyecto, Informe geológico de Preconstrucción, Abril de 2007.

2.1.2 Etapa de Preconstrucción

Noviembre de 2005 a septiembre de 2006

En las tablas siguientes se resumen los volúmenes de obra ejecutados, tanto en la zona del embalse como en la boquilla y zonas de obras:

Tabla 2.2 Resumen de actividades desarrolladas en la boquilla y zona de obras.

EMBALSE			
ACTIVIDAD	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	DESCRIPCION
MAPEO GEOLÓGICO SEMI REGIONAL	59,0	Km ²	Mapeo geológico semi regional, verificación de lineamientos y geoformas e identificación de zonas inestables, quedaron pendientes 111 km ² .
ESTUDIOS PETROGRÁFICOS	7	Estudios	Se recolectaron siete muestras de roca en sitios de importancia para su descripción al microscopio.
ELABORACIÓN DE INFORME	1	Informe	Con los datos obtenidos hasta nov/2006, se desarrolló un capítulo referente al embalse que se incluye en este informe, acompañado de tres planos.
Tabla 1.1.2. Resumen de actividades desarrolladas en la zona del embalse			

SITIO DE LA BOQUILLA Y ZONAS DE OBRAS			
ACTIVIDAD	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	DESCRIPCIÓN
TOPOGRAFÍA DE PRECISIÓN.	511	Puntos	420 puntos de control y ubicación de detalles geológicos.
	11	Líneas	Para detalles geológicos en secciones.
	2 864,00	M	Línea de referencia en socavones y cadenamientos
	34 900,00	M	Para líneas de estudios geofísicos
LIGAS TOPOGRÁFICAS.	10 655,00	M	Ligas con brújula y cinta a partir de puntos posicionados con topografía de precisión, incluye configuración de socavones.
GEOLOGÍA DE SEMIDETALLE	264,50	Ha	Mapeo geológico a semidetalle en el sitio de la boquilla, Aspectos geológicos más relevantes.
GEOLOGÍA DE DETALLE.	143,89	Ha	Mapeo de detalle de unidades litológicas, contactos, fallas y fracturas, datos estructurales y mapeo de alteraciones.
MUESTRAS PARA PETROGRAFÍA	76	Muestras	Obtención de muestras de roca directamente del macizo rocoso para caracterización petrográfica
ESTUDIOS PETROGRÁFICOS	66	Estudios	Caracterización petrográfica de las muestras de roca para establecer composición y origen de las rocas.
MEDICIÓN DE DATOS ESTRUCTURALES	5 464	Datos	Los datos estructurales fueron mapeados y medidos en toda la zona de obras incluyendo socavones exploratorios.
GEOFÍSICA.	420	Sondeo	Sondeos eléctricos verticales.

	296	TRS	Tendidos de refracción sísmica, incluyen los realizados para petit sísmique de socavones 04 M.D, 03 M.I, 05 M.I y 07 M.I.
	24	Cross hole	En pedraplenes de prueba y terraplén de aluvión
	1	Tomografía	Tomografía sísmica entre crueros 0+180 derecho y 0+260 derecho del socavón 04 M.D.
PERFORACIÓN	3 763,95	M	35 barrenos (10 obras de desvío; 11 obras de contención; 4 obras de generación y 10 obras de exoedencias).
DESCRIPCIÓN Y FOTOGRAFIADO DE NÚCLEOS	3 495,20	M	Distribuidos en 34 barrenos, en las diferentes zonas de obras
	3 492,30	M	Distribuidos en 34 barrenos, en las diferentes zonas de obras
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD	311	Pruebas	Se realizaron un total de 311 pruebas de permeabilidad, sin embargo únicamente se hizo el cálculo de 309 pruebas.
EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA (SOCAVONEAS)	1 294,40	M	Mapeo geológico de detalle a paredes abatidas, 544,30 m en el socavón 04 M.D. (Obras de generación) y 750,10 m en los socavones 03 M.I, 05 M.I y 07 M.I.(Obras de exoedencias)
ELABORACIÓN DE INFORME FINAL	1	Informe	Informe técnico, incluye 3 planos geológicos del embalse y de la boquilla y zonas de obras, para determinar modelo geológico del sitio y la integración de 35 ORR's de barrenos.

Durante esta etapa, el diseño general de obras tuvo constantes modificaciones, debido a que es un proyecto que se fue definiendo conforme se realizaban las exploraciones programadas, varias de ellas no concluidas en su totalidad.

2.1.3 Problemas acontecidos durante la construcción (hasta 2008)

Desde el inicio de la etapa de construcción se han presentado problemas que evidencian la complejidad geológico-estructural del sitio de la Yesca. Antes de entrar a una descripción detallada de los problemas principales cabe mencionar las condiciones enfrentadas en la obra de desvío, donde se hicieron las primeras excavaciones, así como en el plinto.

En los portales de entrada de los túneles se encontró roca de mala calidad desde la elevación 550 hacia las bermas inferiores, la roca de calidad regular a buena se encontró en el dique granítico y en sus inmediaciones, dicho cuerpo estuvo presente desde la elevación 550 hasta el nivel del piso del túnel 1 (elevación 392). Los portales de salida estaban afectados por la falla lavadero, debido a la mala calidad de roca que constituía el bloque del alto de la falla, se requirió retirar este material dejando expuesto el plano de la falla en todo el portal de salida. Las excavaciones adicionales que se realizaron aguas abajo de la salida del túnel de desvío 2, afectaron el plano de la falla lavadero creando condiciones que favorecieron el deslizamiento del bloque ubicado frente al puente Mabey, ocurrido en el mes de octubre de 2008.



Figura 2. 1 Portal de salida de los túneles de desvió excavados sobre el plano de la falla lavadero, aguas abajo del túnel 2 se observa el bloque deslizado frente al puente Mabey.

En el sitio del plinto ocurrió el deslizamiento del bloque que se conocía como el prisma entre los puntos PI-2 y PI-3, los límites estructurales no facilitaban la salida geométrica del bloque, sino que falló a través de la masa de roca que había quedado expuesta a la intemperie evidenciando la respuesta que tiene el macizo rocoso al rápido deterioro que descomprime la roca excavada.

Sin lugar a dudas el movimiento de la ladera (bloque inestable) a través de la falla Colapso ha constituido el principal problema de la margen izquierda y del proyecto, al respecto se ha realizado una intensa campaña de análisis e interpretación geológica, de instrumentación y monitoreo del movimiento, así como de propuestas para la estabilización del bloque y para la ubicación óptima de las obras de excedencias y del plinto en función de las condiciones geológicas definidas en esta margen. Estos tres aspectos, bloque inestable, obra de excedencias y plinto, se abordan con detalle en el desarrollo de este escrito.

2.1.4 Bloque Inestable Margen Izquierda Descubrimiento del fenómeno

En marzo de 2008 se excavó el camino 6MI a partir de la plataforma de lumbreras de cierre provisional (elev. + 456), ubicada arriba del portal de entrada de los túneles de desvío, esta excavación dejó expuesta una falla importante de la ladera con echado de 32° hacia el interior de la misma. En el mes de abril, se observaron los primeros indicios de movimiento de una gran masa en la ladera sobre este plano de falla, desarrollándose una “ceja” o saliente al alto de la falla y estrías de dirección $N20^\circ E$, que indicaban en ese momento, la dirección de movimiento de la ladera. Posteriormente, esta estructura también se descubrió en el camino ribereño 9MI y en las excavaciones de los caminos 2VD y 15Bis.



Figura 2. 2 Falla expuesta en el camino 6MI, a) desarrollo de la ceja o saliente sobre el plano de la falla, se observa el espesor de aproximadamente 5 m de zona de falla constituida por material de brecha con arcilla. b) estrías generadas en el plano de la falla por el movimiento del bloque del alto de la falla.

Durante Abril y Mayo, se observó el agrietamiento del concreto lanzado en el portal de entrada de los túneles de desvío, la distribución de dichas grietas se relacionó con el límite oeste del dique granítico que se encontró en esta excavación. Posteriormente en el mes de Junio, se detectó el desarrollo de grietas de tensión a lo largo de zona de brecha de la falla Colapso 1 en la plataforma 550, sitio donde se ubicaba el proyecto de la lumbrera de cierre final. La inestabilidad de la masa rocosa se manifestó también en el frente de excavación del túnel de desvío 1 en el

cadena 0+085, sobre una estructura que se comprobó como la extensión hacia el interior de la ladera de la falla expuesta en el camino 6MI. En los primeros 50 m de este túnel, se desarrollaron grietas de tensión en el concreto de revestimiento orientadas al N70°-80°W. La interpretación geológica de esta estructura condujo a denominarla como falla Colapso por correlación con la falla definida con este nombre en la etapa de estudios, sólo que a diferencia de aquella, su traza en la ladera no define por sí sola un rasgo semicircular, sino que se identificó como un superficie ligeramente alabeada y con rumbo preferencial NE30° , cuya asociación con otras fallas que se denominaron Colapso 1, Colapso 2, Vertedor 1 (ya conocida anteriormente) y La Curva al parecer delimitaban la zona de movimientos. Dichas estructuras se caracterizaron como las más importantes de la margen izquierda, por el potente espesor de, roca brechada y alterada y la presencia de una capa de arcilla de muy baja resistencia al corte que presentaba continuidad en todo el plano de falla. En consecuencia se interpretaron como las zonas de debilidad del macizo rocoso donde podía ocurrir el desgarre de la masa.



Figura 2. 3 Falla colapso en el túnel de desvío 1.

Todos los elementos citados anteriormente condujeron a definir los límites del bloque inestable mediante las fallas Colapso, Colapso 1, Colapso 2 y el dique granítico, la falla Vertedor 1 podría influir en el bloque en una extensión muy corta. Los límites del bloque así definidos afectaron a los túneles de desvío, al plinto y a la lumbrera de cierre final.

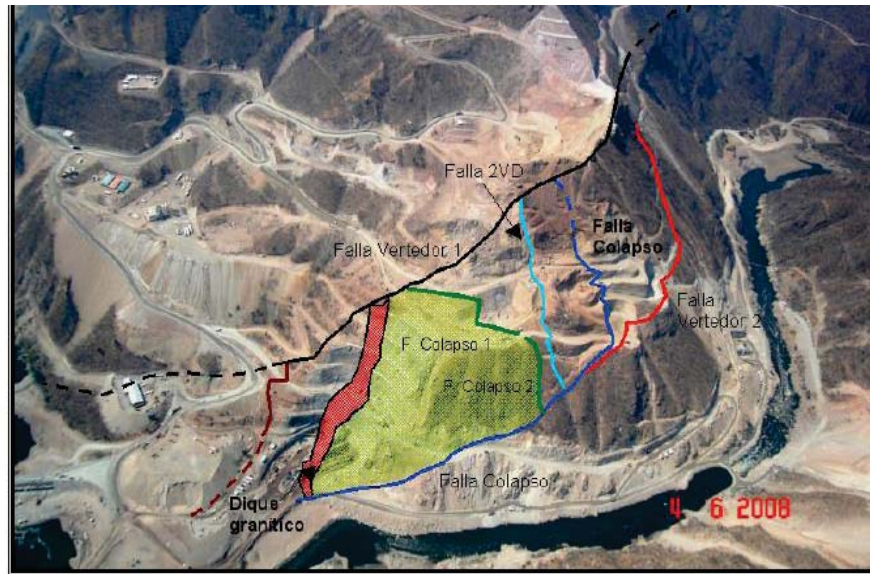


Figura 2. 4 Bloque inestable de la margen izquierda, delimitado por las fallas colapso, colapso 1, colapso 2 y el dique granítico del portal de entrada de los túneles de desvío.

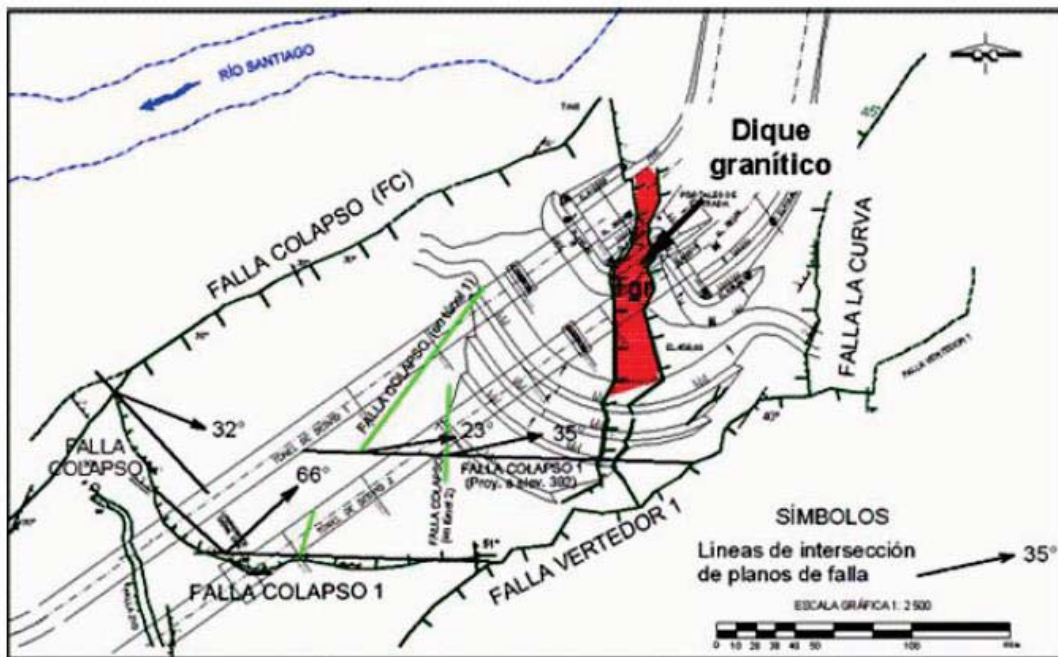


Figura 2. 5 Planta estructural de la margen izquierda del P.H. La Yesca, se ilustran las principales fallas que delimitan el bloque inestable, así como las intersecciones entre los planos de falla.

2.1.5 Explicación geológica del problema

Cabe señalar como antecedente que en la etapa de estudios geológicos del P. H. La Yesca se definió la presencia de fallas Colapso en la margen izquierda, las cuales se caracterizaron con una geometría semicircular definida más por la asociación de rasgos geomorfológicos que por los escasos afloramientos de sus planos de falla; no obstante, estos planos de falla permitieron ubicarlas en campo y analizar su influencia en la obra de desvío. Con el progreso de las excavaciones en la actual etapa de construcción, se han puesto al descubierto fallas importantes por su potente espesor de roca cizallada y brechada, identificándose la falla La Curva, confirmando la continuidad de la falla Vertedor 1 y definiendo con detalle la ubicación y características de las fallas Colapso en las excavaciones de los caminos 6MI, ribereño, descopete de margen izquierda y del túnel de desvío. Estas estructuras se describen a continuación.

2.1.6 Sistema de fallas colapso

Corresponde a un sistema de fallas lítricas, cuyo modelo se caracteriza por una falla maestra (Falla Colapso) desde la cual “despegan” fallas secundarias inclinadas en la misma dirección de la falla maestra (fallas sintéticas) y que están evidenciadas por las fallas Colapso 1 y Colapso 2; el modelo también presenta fallas inclinadas en sentido contrario al deslizamiento que experimentó la masa rocosa (fallas antitéticas) que en este caso están representadas por la falla 2-VD. Estas fallas se producen por un movimiento normal de tipo rotacional que ocasiona planos de falla de rumbo e inclinación variable, de tal forma que en planta, sus planos son alabeados con tendencia a desarrollar una geometría semicircular, mientras que en sección se observa que el echado en la parte alta de los planos de falla tienen inclinaciones mayores a los 60° y paulatinamente va disminuyendo su intensidad hasta mostrar ángulos inferiores a los 30° en la parte inferior o pie de falla, hasta ser casi horizontal e incluso llegar a tener echado contrario al movimiento de la falla.

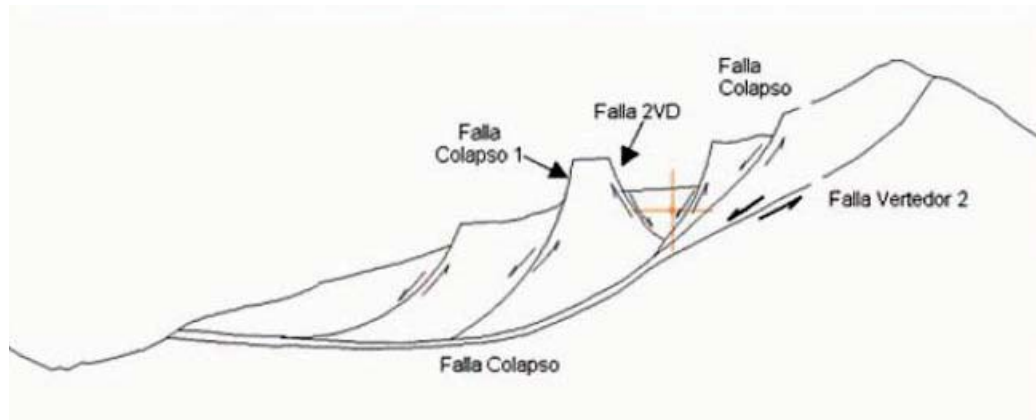


Figura 2. 6 Modelo de falla lístrica que se identifica para el sistema de fallas colapso.

2.1.6.1. Falla Colapso

Tiene rumbos variables que van de N30°E/32°SE en el camino ribereño a N15°W/ 30°NE en el camino 6-MI y N20°E/32 SE en el camino 15-BIS, los datos evidencian un comportamiento muy uniforme en cuanto al echado, pero al ser de bajo ángulo, cualquier alabeo del plano provoca las variaciones que se observan en los rumbos registrados. La zona que mayor evidencia proporciona sobre la variación del echado del plano de falla se encuentra a la altura de la galería GI-1, aquí el rumbo de la falla es N35°W y el echado de 56° hacia el NE, mientras que hacia la parte inferior, sobre el camino 15-BIS, este echado disminuye hasta 32°. Esta estructura presenta un espesor de zona de falla de hasta 6 m que consiste en roca cizallada por múltiples planos de falla con capas de material arcilloso producto de la alteración de la zona de falla de hasta 10 cm de espesor; en algunas partes se formó una franja arcillosa de color rojiza y verdosa (harina de falla) de hasta 1.2 m de espesor y en los sitios donde la falla coincide con la presencia de cuerpos intrusivos (Tda, camino 6MI) se observa además de la harina de falla, una intensa alteración hidrotermal que desarrolló el mayor espesor de material arcilloso de color blanquecino que consta principalmente de montmorillonita.

La falla Colapso se presenta en toda la ladera izquierda y su continuidad a partir de la galería GI-1 hacia la zona del vertedor se ha considerado como la falla Vertedor 2, ya que sus características de espesor de zona de falla y roca fracturada son menos desfavorables que las observadas en la zona de inestabilidad.

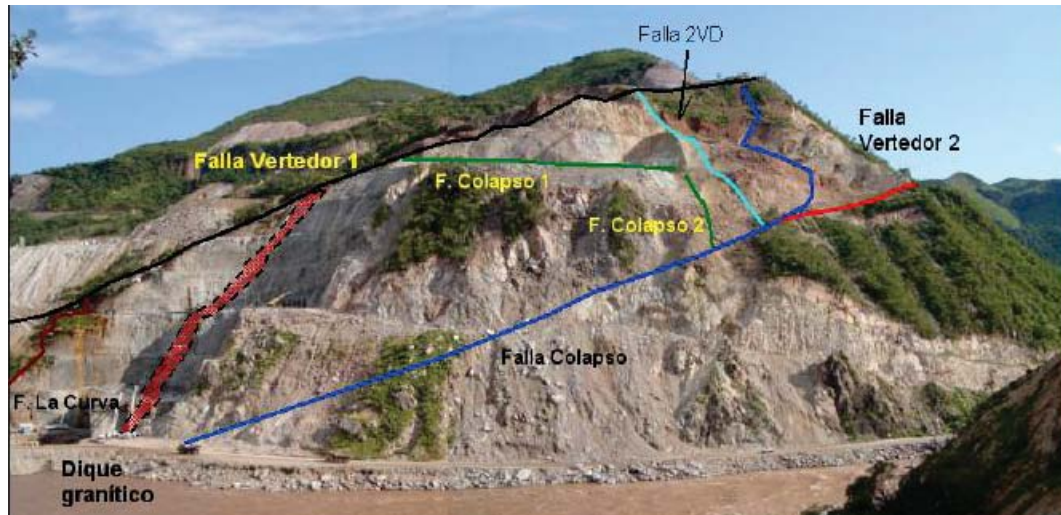


Figura 2. 7 Panorámica de la margen izquierda en la que se ilustran las fallas importantes que afectan la ladera y las que delimitan el bloque inestable.

2.1.6.2. Falla Colapso1

Tiene rumbo $N86^{\circ}E/71^{\circ}NW$, su traza estuvo expuesta en la plataforma 550 donde se le observó un espesor de brecha de falla de hasta 5 m, posteriormente se excavó la berma 535 con el talud formado por el plano de la falla que evidenciaba su carácter ondulado, actualmente la excavación del descopete está dejando una menor exposición de dicho plano. La zona de falla es un material de muy mala calidad, está constituida por fragmentos de roca angulosos inmersos en una matriz de arcilla de color rojo, producto del fracturamiento y la fricción ocasionada por el movimiento entre los bloques desplazados.

2.1.6.3. Falla Colapso 2

Representa una variación en rumbo y echado de la falla Colapso 1, prácticamente es una continuidad de ésta y ambas tienden a formar una trayectoria semicircular; su dato es $N40^{\circ}W/62^{\circ}NE$. En la zona del punto PI-3 del anterior trazo del plinto, la falla colapso 2 y 2Vd se encuentran muy próximas, lo cual origina una zona de roca totalmente fracturada y alterada.



Figura 2. 8 Camino 15 bis. Zona donde se aproximan las fallas Colapso 2 y 2VD, originando una zona de roca totalmente fracturada y alterada.

2.1.6.4. Falla 2VD

Tiene una inclinación que en términos generales está dispuesta en dirección contraria a las fallas colapso; su rumbo varía de N12°E a N20°E con echado de 62°NW, se observa en los cortes del vertedor, en el camino 2-VD, en el piso de la anterior alternativa del plinto y en el camino 15-BIS. Su plano de falla es ligeramente alabeado y sobre el mismo se desarrolló una franja de harina de falla que alcanza hasta 2.5 m de espesor.

2.1.7 Sistema de fallas Vertedor

Consiste en fallas normales que dislocan a las fallas Colapso interrumpiendo su continuidad, como se observa en los cortes de la elevación 550, de lo cual se deduce que son fallas más recientes. La falla Vertedor 1 es la estructura que más destaca en la margen izquierda por su importante espesor de la zona de falla que se desarrolló a lo largo de la estructura con un espesor variable de 5 a 10 m, a menudo se encuentra también una franja de roca silicificada con espesores variables entre 5 y 15 m. Esta estructura constituye un cambio significativo en la calidad de roca de

la ladera, ya que en el alto de la falla se encuentra roca muy alterada por oxidación y alteración propilítica, mientras que bajo la falla mejora la calidad de la roca al presentarse una alteración menor hidrotermal menor.

La asociación de las fallas principales Colapso, Colapso1, Colapso 2 y La Curva delimitan un bloque segmentado por el dique granítico encontrado en la excavación de los portales de entrada de los túneles de desvío. Estas excavaciones modificaron las condiciones de equilibrio de la ladera y detonaron su movimiento, los agrietamientos desarrollados en el concreto lanzado son evidencias de que la condición inestable tiene su límite precisamente hasta el dique granítico. Aun cuando la falla Colapso corta a este intrusivo por debajo de los túneles de desvío, el dique se comporta como un obstáculo al ser una roca dura y consistente, por lo que está soportando los esfuerzos de la masa que se ha estado moviendo y no permite, hasta ahora, que la falla La Curva participe de esta condición de inestabilidad. Establecidos los límites del bloque inestable por las evidencias de movimiento de la masa, se resumen en la tabla 2.3 las características de las principales fallas que lo definen.

Tabla 2.3. Características de las fallas que delimitan el bloque inestable de la margen izquierda del P.H La Yesca.

Falla	Rumbo	echado	elev.	Descripción de la zona de falla
Falla Colapso	N25°E	32	SE	515 brecha de falla de 5 m de espesor.
	N37°E	32	SE	410 Material arcillo-arenoso de color rojizo y verdoso de 1-1.2 m de espesor, cubiertos por roca cizallada en una franja de 6 m de espesor.
Falla Colapso 1	N86°W	71	NE	535 Brecha de falla, material de roca muy fragmentada y oxidada de hasta 10 m de espesor.
Falla Colapso 2	N52°W	65	NE	500 Material arcilloarenoso de color pardo de 1.5-2 m de espesor,
	N40°W	62	NE	510 cubierta por brecha de falla de 2-3 m de espesor.
Dique granítico	N10°W	73	NE	390 Principalmente en el contacto del bajo del dique, se observan
	N15°W	65	NE	456 10-20 cm de material arcillo arenoso y 0.3 m a 1 m de brecha de falla. Espesor del dique 4-15 m, roca fracturada.
Falla La Curva	N25°E	78	NW	445 Material arcillo-arenoso de 60-80 cm de espesor, cubierto por
	N40°E	45	NW	435 brecha de color rojo oxidado de 3-5 m de espesor.

Cinemáticamente la asociación de las fallas Colapso y Colapso1 no reúnen condiciones para que ocurra el movimiento del bloque, sin embargo la variación de rumbo y echado de las estructuras genera intersecciones entre los planos de falla

que dan una componente dirigida hacia la zona de los portales de entrada de los túneles de desvío.

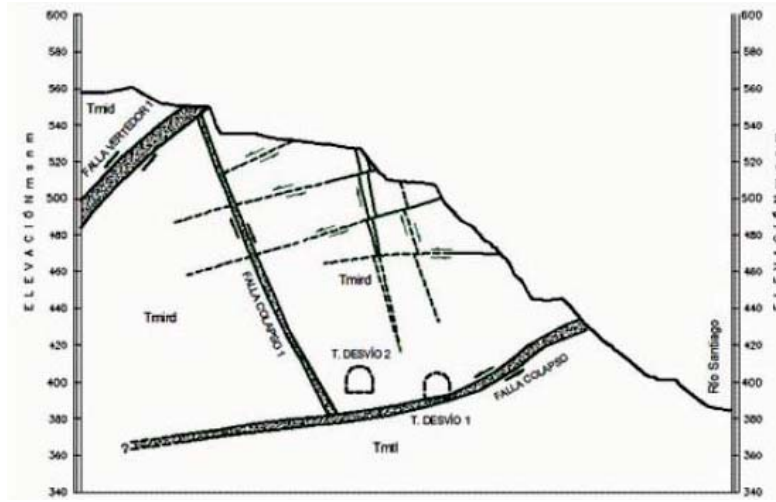


Figura 2. 9 Sección esquemática del bloque inestable, limitado por las fallas Colapso y Colapso 1.

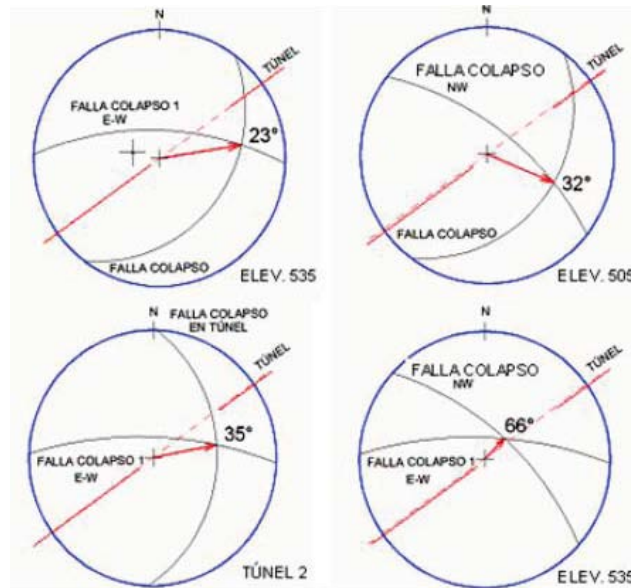


Figura 2. 10 Estereogramas que muestran las intersecciones entre los planos de las fallas Colapso, Colapso 1 y Colapso 2, en la ladera y a nivel del túnel de desvío 2.

Los movimientos registrados en el bloque inestable mediante la instrumentación, tienen direcciones variables que indican un movimiento irregular ocasionado por la inconsistencia y los bloques desarticulados que lo conforman. Con el avance de las excavaciones que quitaron peso al bloque inestable se observó que éste consiste en una masa totalmente resquebrajada por un súbito

deslizamiento sobre la falla colapso, estas características se confirman por la mala calidad de roca encontrada en las excavaciones de las bermas 535, 520 y 505, así como por las dificultades para ejecutar en el bloque inestable barrenos exploratorios y la accidentada excavación de la lumbrera de cortante 1. Con base en estas características se interpreta que la parte superficial del bloque experimenta movimientos por relajación o descompresión de la roca, mientras que a profundidad, donde la masa está confinada, responde más como una roca consistente y tiende a moverse conforme a la dirección que tiene la línea de intersección de las fallas más cercanas.

La explicación de que el bloque que albergaba al trazo anterior del plinto se encuentre en un estado relativamente sano, con una roca que tiene consistencia y estructura, se explica como resultado del mecanismo de deslizamiento en el que la falla 2Vd representa un alivio en el esfuerzo que produjo el desplazamiento de la masa, de tal forma que el bloque limitado por esta falla y las fallas Colapso 1 y Colapso 2 se identifica como un pilar de roca que no tuvo deformación importante sino que deslizo como un bloque monolítico en movimiento traslacional sobre la falla Colapso. Entre la falla 2VD y la falla Colapso (en su tramo de la galería GI-1), tuvo lugar un hundimiento que originó la fosa que posteriormente se relleno con material de pómez (lahar) y depósitos de talud.

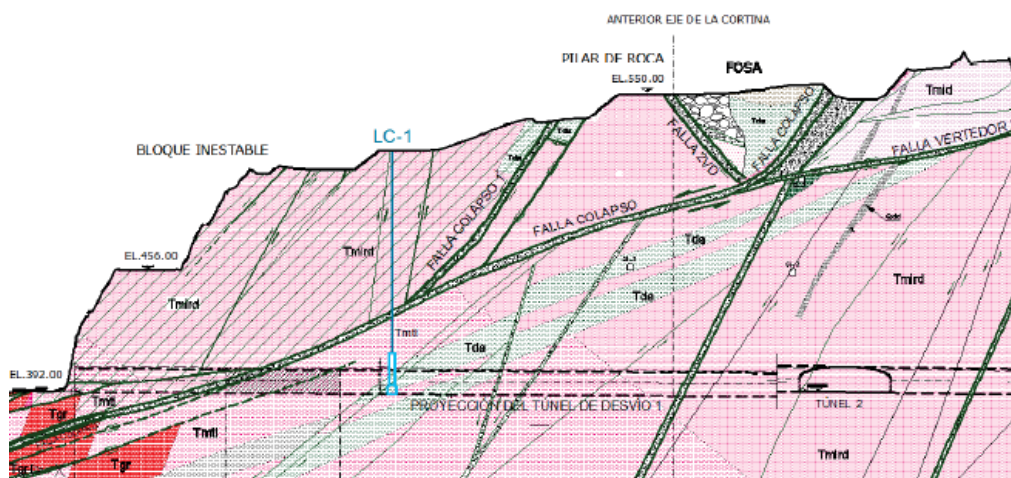


Figura 2. 11 Sección esquemática que ilustra el bloque inestable, el pilar de roca entre las falla 2VD Colapso1 así como la fosa entre las fallas 2VD y Colapso.

La falla Colapso está inclinada hacia el interior de la ladera, por otra parte la franja de material arcilloso que contiene le atribuye características impermeables, estas condiciones favorecen la acumulación del agua infiltrada por encima de la falla Colapso, lo cual satura al macizo rocoso y con ello incrementa la condición de inestabilidad del bloque. Esta agua colgada fue la que se vació cuando el túnel de desvío 1 atravesó la falla Colapso en el cadenamiento 0+110, tiene relación con la fosa de las fallas Colapso y 2VD, ya que es a través de esta donde tiene lugar la mayor infiltración de agua a la ladera, tal como se observó en las filtraciones que aparecieron en el acceso a la galería GI-3, las cuales se ubicaron justo por debajo de la fosa.



Figura 2. 12 Fosa Limitada por las fallas Colapso y 2VD, rellena por depósitos de talud y material de pumicitas. La base de la fosa consiste en roca muy fracturada. Oxidada y propilitizada.

2.1.8 Instrumentación y sus Resultados

Entre el 26 de diciembre de 2007 y el 11 de abril de 2008, antes de la activación del deslizamiento, se instalaron ocho extensómetros de barra en la superficie de las bermas excavadas sobre los portales de entrada y salida de los túneles de desvío 1 y 2.

Los extensómetros se instalaron para verificar la estabilidad de los cortes y la efectividad de los tratamientos. Los movimientos que muestran son superficiales por la descompresión de la roca en una longitud máxima de 24 m. y no se relacionan con la masa inestable ya que las barras no cruzan las fallas principales.

A excepción del ETPE-4, cubierto por la construcción del monolito de concreto, los demás continúan funcionando.



Figura 2. 13 Localización de los extensómetros de barra, primera etapa.

Tabla 2.4 Extensómetros de barra sobre las bermas del portal de entrada de los túneles de desvío.

Extensómetro	Coordenadas			Fecha base	Ultima medición	Barra	Ultimo desplazamiento mm
	X	Y	Z				
PORTAL DE ENTRADA							
ETPE-1	593251.932	2343988.070	503.712	02/Ene/2008	14/Mar/2009	6	0.903
						9	1.818
						12	35.675
ETPE-2	593332.658	2343995.607	484.039	10/Ene/2008	13/Mar/2009	3	3.033
						6	3.762
						9	4.971
ETPE-3	593232.902	2344002.790	503.738	28/Ene/2008	13/Mar/2009	3	7.313
						9	20.566
						12	36.021
ETPE-4	593320.416	2344064.150	420.027	11/Abr/2008	04/Sep/2008	3	5.339
						6	2.992
						12	3.459
ETPE-5	593272.690	2344013.052	460.860	07/Abr/2008	13/Mar/2009	3	5.272
						9	25.338
						15	76.448
ETPE-6	593259.684	2344020.735	460.896	07/Abr/2008	13/Mar/2009	18	49.088
						3	5.339
						6	2.992
ETPE-7	593233.863	2344053.804	460.870	07/Abr/2008	13/Mar/2009	3	2.297
						9	7.246
						15	20.319
ETPE-8	593274.090	2343978.289	503.607	11/Abr/2008	13/Mar/2009	18	59.970
						3	-0.271
						9	60.603
ETPS-1	592738.150	2343759.700	457.939	10/Ene/2008	11/Mar/2009	18	63.673
						3	58.211
						9	60.603
PORTAL DE SALIDA							
ETPS-1	592738.150	2343759.700	457.939	10/Ene/2008	11/Mar/2009	3	-0.117
						9	-0.157
						15	-0.020
ETPS-2	592733.927	2343704.412	457.701	29/Dic/2007	11/Mar/2009	3	1.006
						9	1.634
						15	2.013
ETPS-3	592684.284	2343761.358	415.244	15/Feb/2008	11/Mar/2009	3	2.571
						9	0.168
						18	6.091

En los taludes de los portales de entrada, los extensómetros EXT-3 (Elev. 503 m), EXT-5 (460 m) y EXT-8 (503 m) indican velocidades de desplazamiento menores de 0,1 mm/día entre los 4 y 24 m de longitud, correspondientes a desplazamientos por relajación de la roca superficial.

Durante los meses de mayo y junio de 2008 la excavación de los portales de entrada de los túneles de desvío en la margen izquierda, las condiciones geológicas y las vibraciones inducidas en la roca por las voladuras durante las excavaciones

subterráneas, generaron inestabilidad de una gran masa a través de un plano de falla preexistente con espesores de arcilla de entre 1 a 80 cm.

Durante recorridos de inspección fueron detectadas visualmente cuatro zonas de movimiento en las fallas Colapso y Colapso 1; la primera se observó el 13 de mayo de 2008 en el camino 9 MI a la elevación 395 m. En estas zonas se colocaron medidores de junta tridireccionales para conocer la magnitud y la dirección de los desplazamientos.

Tabla 2.5 Zonas donde se detectó visualmente el desplazamiento.

Zona	Falla	Fecha de instalación	Medidor de juntas
Camino 9MI, Elev. 395 m	Colapso	02-jun-08	MJT-1
Camino 6MI, Elev. 456 m	Colapso	02-jun-08	MJT-2
Túnel 1, Marcos 60, 62	Colapso	02-jun-08	MJT-3
Camino 15, Elev. 500 m	Colapso 1	21-jun-08	MJT-4



Figura 2. 14 Desplazamiento detectado visualmente el 13 de mayo de 2008 en el camino 9MI. Elevación 395 m y ubicación del medidor de juntas tridireccional MJT-1.

En forma inmediata se procedió a proyectar e instalar un sistema de instrumentación, que comenzó a funcionar en junio de 2008, con los siguientes objetivos:

1. Delimitar la zona inestable en superficie y a profundidad.
2. Conocer la velocidad y dirección de los desplazamientos.

3. Verificar la estabilidad de los taludes en los portales de entrada y salida de los túneles de desvío.
4. Informar los resultados a las autoridades para una oportuna toma de decisiones.

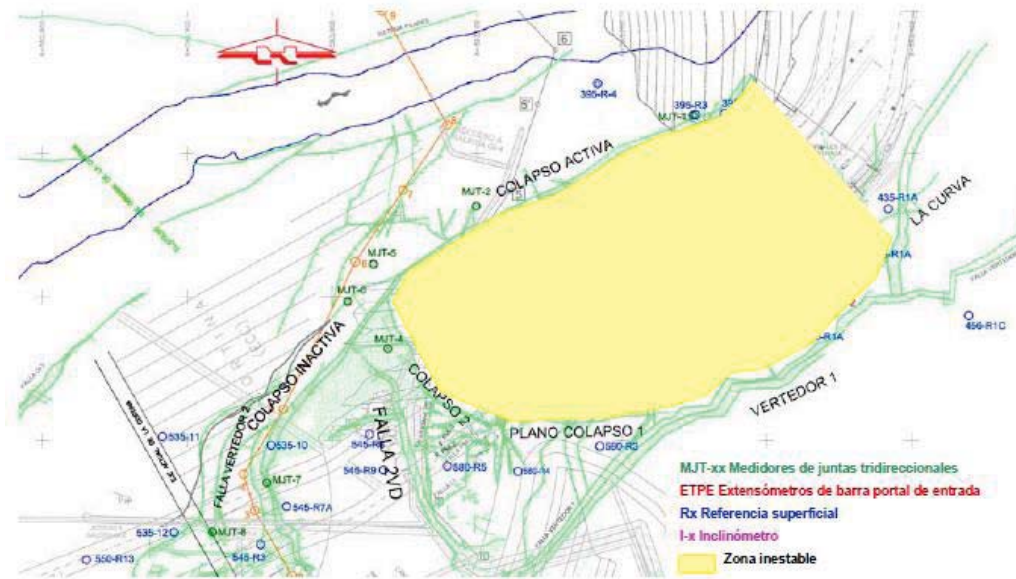


Figura 2. 15 Instrumentación instalada en los meses de junio y julio de 2008.

El sistema consistió en:

Medidores de juntas tridireccionales.

- Objetivo: determinar el desplazamiento diferencial tridireccional en la traza de la falla, teniendo un punto de medición en la zona de desplazamiento respecto a otro en la zona considerada estable.
- Cantidad: 12, nomenclatura: MJT's 1 al 12.

Referencias superficiales (desplazamiento horizontal y vertical).

- Objetivo: determinar los desplazamientos horizontales y verticales de la superficie del terreno respecto a puntos fijos localizados en la margen derecha, utilizando un taquímetro electrónico para la determinación de

distancias y cálculo por trilateración (desplazamiento horizontal), y nivel fijo para control altimétrico (desplazamiento vertical).

- Cantidad: 32 referencias en las bermas y caminos de las elevaciones 395, 435, 456, 500, 535, 545 y 580 m, 4 bases de centraje forzoso y 10 bancos de nivel.

Inclinómetros

- Objetivo: determinar desplazamientos horizontales a profundidad a lo largo de una tubería de ademe para inclinómetro instalada dentro de un barreno vertical. El desplazamiento se obtiene en dos direcciones ortogonales entre sí.
- Cantidad: 2; nomenclatura: I-2 e I-4.

Extensómetros de barra

- Objetivo: Conocer el desplazamiento horizontal en cortes mediante barras de acero colocadas a diferentes profundidades dentro de un barreno horizontal, respecto a un punto fijo instalado en el brocal del barreno.

2.1.6.5. Medidores de juntas

Los primeros medidores instalados fueron los de la Falla Colapso: MJT-1 (02-junio-08), MJT-2 (02-junio-08) y MJT-3 (02-junio-08), los dos primeros en el exterior y el tercero dentro del túnel 1. Las mediciones indicaron velocidades de desplazamiento de 9 a 5 mm/día del 2 al 19 de junio de 2008. A partir del 20 de junio disminuyó a 0,3 mm/día debido al primer retiro de 240,000 m³ de material realizado del 19 al 28 de junio de 2008 entre las elevaciones 550 a 525 m. Los tres medidores fueron removidos por actividades constructivas.

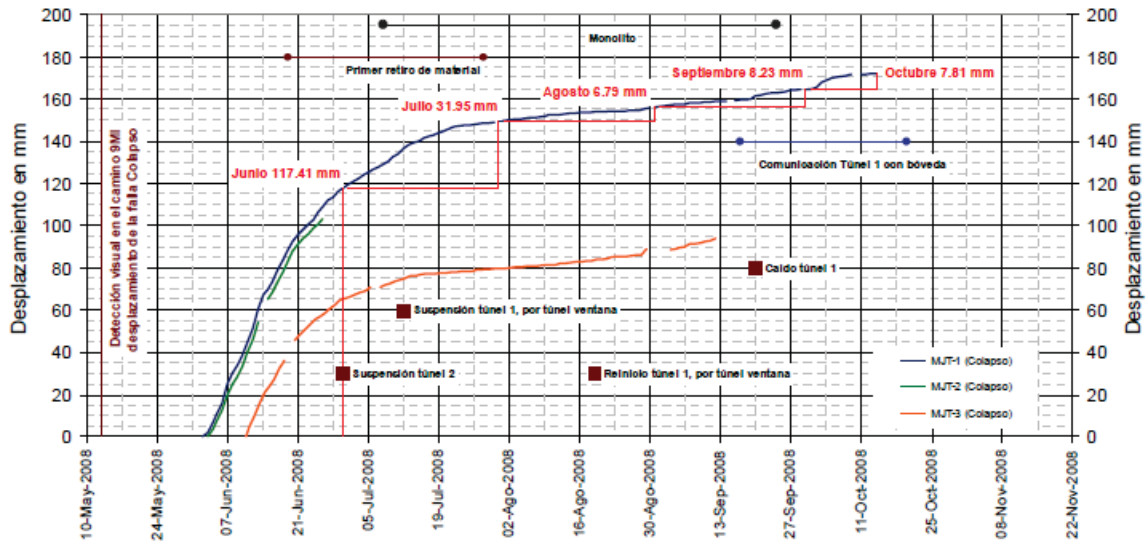


Figura 2. 16 Desplazamientos resultantes (X, Y, Z) en los medidores de juntas MJT's 1, 2 y 3.

En la Tabla 2.6 se indican los medidores de juntas instalados para cuantificar los desplazamientos y conocer la dirección del movimiento.

Tabla 2.6. Medidores de juntas instalados en Junio de 2008.

Junio 2008						
Nomenclatura	Coordenada		Elevación m	Fecha base	Ultima medición	Desplazamiento acumulado mm
	X	Y				
MJT-1	593249.048	2344126.783	406.764	02/Jun/2008	14/Oct/2008	172.200
MJT-2	593099.504	2344063.452	449.793	02/Jun/2008	01/Jul/2008	104.730
MJT-3	593214.347	2344037.897	400.708	02/Jun/2008	12/Sep/2008	93.560
MJT-4	593038.428	2343964.049	514.232	18/Jun/2008	21/Jun/2008	14.930
MJT-5	593028.520	2344023.008	480.629	17/Jun/2008	04/Jul/2008	0.510
MJT-6	593010.749	2343997.070	494.943	16/Jun/2008	04/Jul/2008	0.380
MJT-7	592954.910	2343870.603	530.477	27/Jun/2008	13/Oct/2008	2.700

2.1.6.6. Referencias superficiales

Para determinar la extensión de la zona de deslizamiento, y conocer la dirección y la magnitud de los desplazamientos horizontales y verticales de la superficie del terreno, se inició la instalación de referencias superficiales sobre las bermas y parte

alta de la zona en movimiento a las elevaciones 395, 435, 456, 500, 550 y 580 m (Tabla 2.7).

Tabla 2.7. Referencias superficiales instalados en Junio de 2008.

Junio 2008							
Referencia		Coordenadas			Fecha base	Ultima medición	Desplazamiento Acumulado (cm)
		X	Y	Z			
Elev. 395	395-R1	593296.071	2344121.571	399.936	10/Jun/2008	02/Sep/2008	7.09
	395-R2	593270.840	2344127.974	404.006	10/Jun/2008	14/Oct/2008	8.09
	395-R3	593250.819	2344127.222	404.704	10/Jun/2008	07/Oct/2008	1.57
	395-R4	593183.180	2344148.907	404.117	10/Jun/2008	12/Feb/2009	0.94
Elev. 435	435-R1	593343.700	2344048.582	436.047	12/Jun/2008	27/Feb/2009	3.02
	435-R3	593262.528	2344097.025	435.499	12/Jun/2008	13/Mar/2009	11.92
Elev. 456	456-R1	593321.546	2344010.175	456.979	12/Jun/2008	27/Feb/2009	1.27
Elev. 500	500-R1	593293.656	2343975.632	500.824	23/Jun/2008	13/Mar/2009	7.36
	500-R2	593253.696	2343988.425	500.758	23/Jun/2008	13/Mar/2009	7.64
	500-R3	593224.256	2344017.695	500.506	23/Jun/2008	13/Mar/2009	6.42
Elev. 535	535-10	592957.236	2343897.820	531.837	23/Jun/2008	12/Mar/2009	0.35
	535-11	592914.013	2343902.350	533.370	23/Jun/2008	12/Mar/2009	1.78
	535-12	592890.990	2343836.044	539.019	22/Jul/2008	12/Mar/2009	2.03
Elev. 550	550-R10	592957.236	2343897.820	531.837	23/Jun/2008	26/Sep/2008	3.28
	550-R11	592914.013	2343902.350	533.370	23/Jun/2008	26/Sep/2008	3.24

En junio de 2008 se llevó a cabo la medición inicial de las referencias superficiales instaladas en mayo, logrando con las mediciones subsecuentes determinar la extensión de la zona de deslizamiento, su velocidad y magnitud. Por recomendación de las autoridades de GEIC y de la Residencia General, las líneas de referencias superficiales de las elevaciones 545 y 550 m, se extendieron más allá de la zona de deslizamiento, con la finalidad de verificar que la zona perimetral no presentara movimiento durante el primer retiro de material en la zona inestable. Con el inicio del primer recorte de la elevación 550 a la 530 m, efectuado entre el 19 de junio y el 28 de julio, fue necesario remover la línea de referencias superficiales de la elevación 550 m durante este mes.

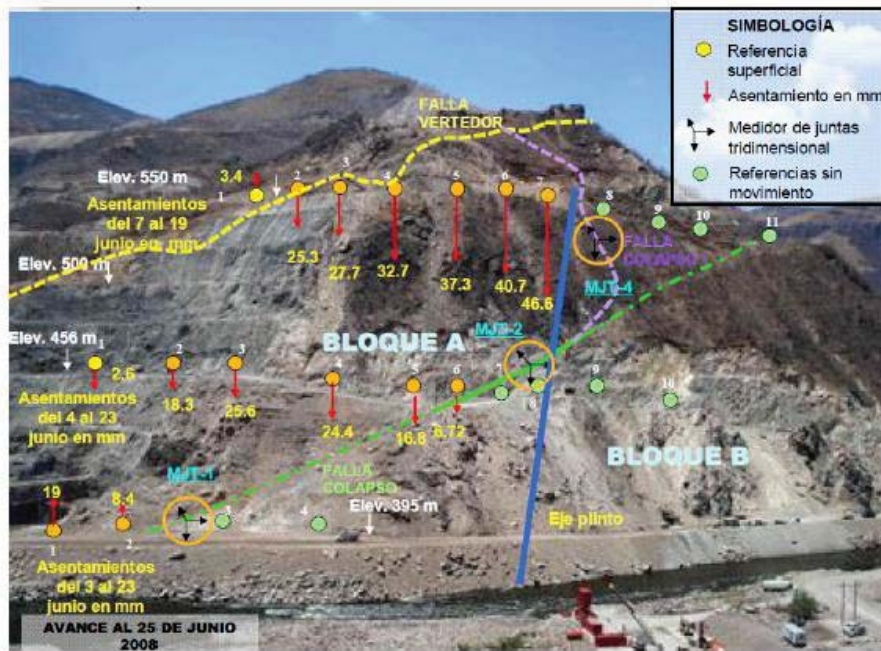


Figura 2. 17 Delimitación de la zona de deslizamiento con la instrumentación instalada en la margen izquierda, junio de 2008.



Figura 2. 18 Dirección del desplazamiento obtenida con referencias superficiales, junio de 2008.

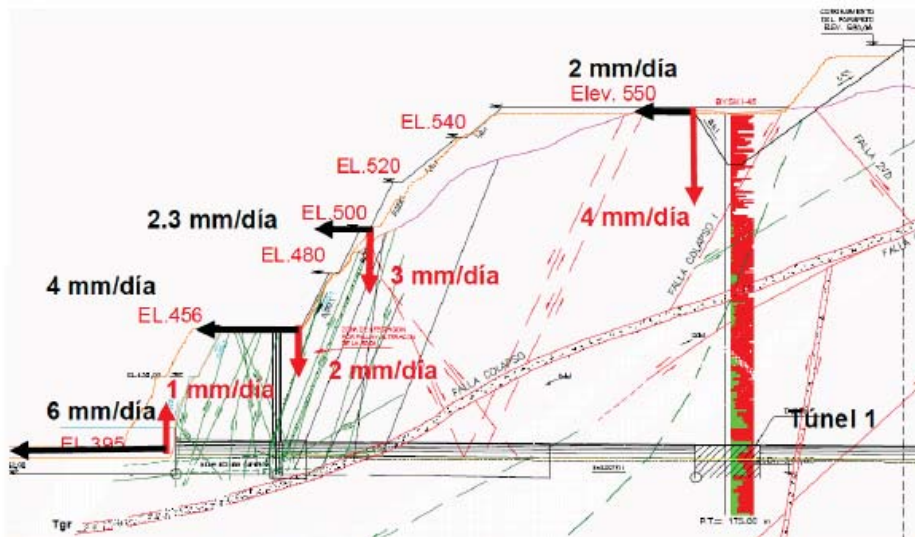


Figura 2. 19 Magnitud y velocidad del deslizamiento obtenida con referencias superficiales, junio de 2008.

Las referencias superficiales indicaron desplazamiento entre las elevaciones 535 y 435 m con dirección hacia el cauce; en estas mismas elevaciones se registraron los máximos asentamientos. Como se muestra en la figura, la pendiente de los desplazamientos resultantes (X, Y) disminuyó con el primer retiro de material, lo que constató la efectividad de la medida.

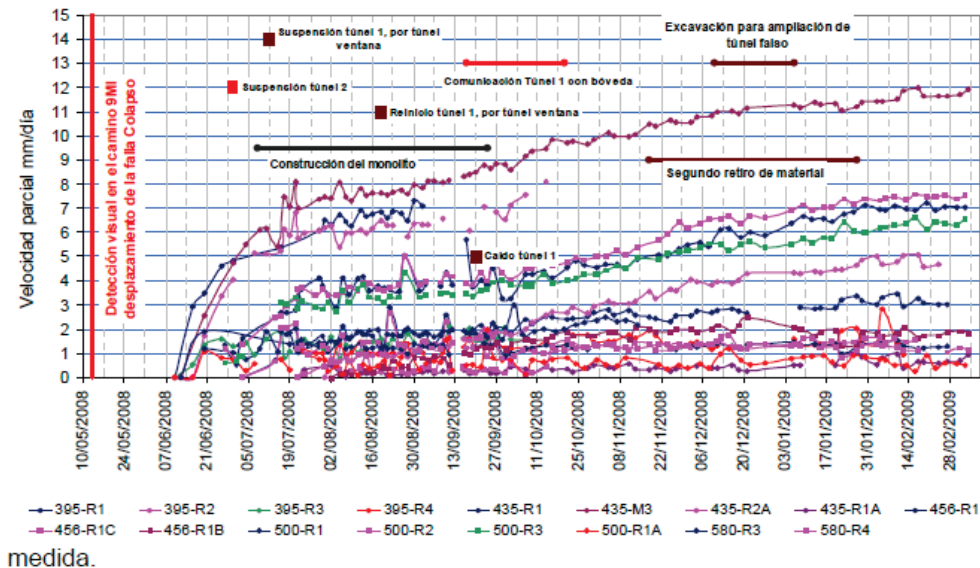


Figura 2. 20 Desplazamiento (X, Y) en las referencias superficiales.

El inclinómetro I-2 en el camino 6 MI de la margen izquierda cruzó la Falla Colapso, se instaló el 22 de junio de 2008, y mostró desplazamiento hacia el cauce a partir de la elevación 415 m, donde se encuentra el plano de la falla. Su máximo desplazamiento acumulado resultante fue de 3.43 cm el 12 de diciembre de 2008 (última medición ya que fue cubierto con material). A principios de agosto dejó de mostrar tendencia de incremento.

En el inclinómetro I-4 se observó un desplazamiento de 0,5 cm entre el 16 y 20 de diciembre de 2008, debido al relajamiento de roca por la excavación de las losas de cimentación de los túneles falsos. El 14 de febrero de 2009 se aumentó 30 m la altura del inclinómetro para evitar que se pierda cuando se coloque el terraplén de aluvión en los túneles falsos. Actualmente no muestra movimiento.

En el mes de junio también se instaló la estación climatológica contemplada dentro del proyecto del Sistema de Auscultación para la cortina. Los datos de precipitación diaria se utilizan a partir de entonces para correlacionarlo con las mediciones de la instrumentación instalada.

Tabla 2.8. Inclinómetro instalados en Junio de 2008.

Junio 2008										
Nomenclatura	Eje	Coordenadas			Falla que cruza	Elevación fondo (m)	Fecha base	Ultima medición	Desplazamiento Máximo (cm)	Elevación del desplazamiento (m)
		X	Y	Z						
I-2	A	593201.97	2344081.92	450.16	Colapso	409.16	22/Jun/08	12/Dic/2008	3.565	448.16
	B								1.006	449.66
I-4	A	5933310.83	2344099.41	434.41	Ninguna	357.41	26/Jun/08	13/Mar/2009	-2.774	409.37
	B								1.765	394.87

Se instalaron medidores de juntas MJT 9, 10, 11 en las vigas rastra que une la bóveda y el muro del túnel de desvío No 1, la cual presentaba deformaciones, el MJT-8 sobre la Falla Vertedor, y el MJT 12 sobre la Falla Colapso 1.

Tabla 2.9. Medidores de untas en Julio de 2008.

JULIO						
Nomenclatura	Coordenada		Elevación m	Fecha base	Ultima medición	Desplazamiento acumulado mm
	X	Y				
MJT-12	593245.87	2344072.76	393.85	15/Jul/2008	02/Mar/2009	12.86
MJT-9	593271.54	2344072.33	398.70	07/Jul/2008	11/Mar/2009	13.10
MJT-10	593280.81	2344079.42	398.89	07/Jul/2008	11/Mar/2009	2.70
MJT-11	593263.95	2344083.65	398.87	13/Jul/2008	11/Mar/2009	6.65
MJT-8	592917.67	2343836.33	526.29	04/Jul/2008	14/Mar/2009	5.63

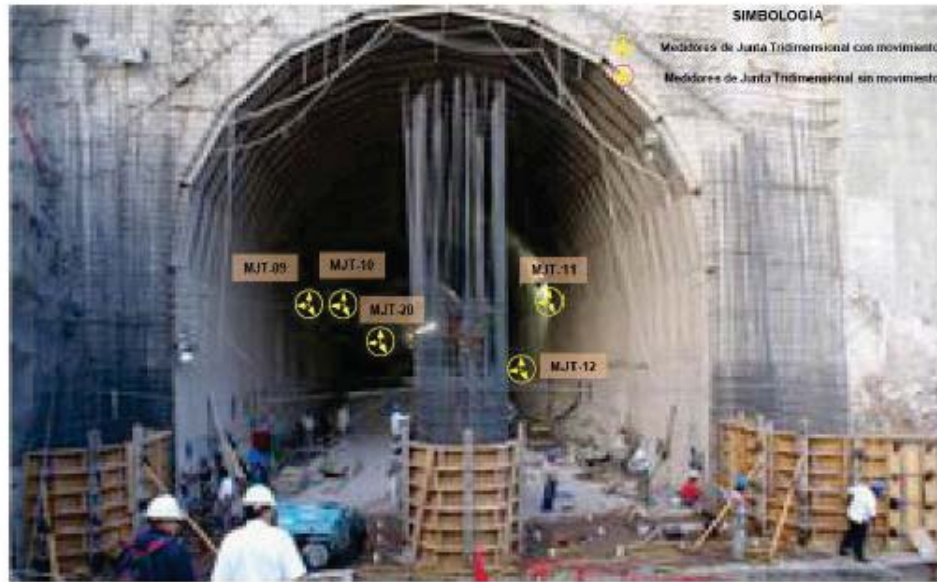


Figura 2. 21 Medidores de juntas instalados dentro del Túnel No. 1, julio de 2008.

Una vez concluido el primer recorte, se construyó la línea de referencias superficiales a la elevación 530 m, denominadas 530-A, 530-B y 530-C. También se añadieron referencias superficiales en las líneas 435, 456, 500, 535 545, 550 y 580 m para determinar el desplazamiento absoluto del brocal de medición de cada extensómetro.

Siguiendo la recomendación del grupo Consultor se construyó y amplió la línea de referencias superficiales a las elevaciones 540 y 580 m. para estudiar el comportamiento de la Falla Colapso en su zona inactiva.

Tabla 2.10. Referencias superficiales instaladas en agosto de 2008.

Agosto 2008							
Referencia	Coordenadas			Fecha base	Ultima medición	Desplazamiento Acumulado (cm)	
	X	Y	Z				
Elev. 395	395-R1A	593369.676	2344093.984	403.764	18/Ago/2008	01/Sep/2008	0.35
	395-R1B	593327.955	2344105.262	403.229	11/Ago/2008	24/Nov/2008	1.80
Elev. 456	456-R1B	593395.948	2344036.641	457.005	02/Ago/2008	13/Mar/2009	2.08
	456-R2	593273.142	2344014.550	457.125	16/Ago/2008	27/Feb/2009	7.07
Elev. 500	500-R8A	592996.414	2343946.863	508.023	01/Ago/2008	03/Sep/2008	0.20
	500-R9A	592979.788	2343940.655	506.046	01/Ago/2008	05/Sep/2008	0.55
Elev. 535	535-RA	593358.840	2343795.715	550.743	04/Ago/2008	13/Oct/2008	0.42
	535-RB	593411.184	2343781.685	552.436	11/Ago/2008	08/Sep/2008	0.33
	535-R1A	593270.632	2343911.630	543.105	08/Ago/2008	12/Mar/2009	0.74
	535-R1B	593292.345	2343931.004	542.139	04/Ago/2008	12/Mar/2009	0.47
	535-R2A	593257.165	2343920.572	542.139	18/Ago/2008	12/Mar/2009	0.74
	535-R2B	593281.040	2343939.689	536.428	04/Ago/2008	12/Mar/2009	4.03
	535-R3A	593226.277	2343920.011	536.428	04/Ago/2008	23/Feb/2009	1.65
	535-R3B	593245.660	2343955.271	535.878	04/Ago/2008	12/Mar/2009	5.11
	535-R4A	593193.167	2343917.278	535.878	08/Ago/2008	23/Feb/2009	3.17
	535-R4B	593200.437	2343969.188	535.703	06/Ago/2008	21/Nov/2008	1.25
	535-R4C	593207.657	2343993.080	530.948	04/Ago/2008	12/Dic/2008	2.98
	535-R5A	593138.372	2343916.224	535.703	08/Ago/2008	19/Sep/2008	0.87
	535-R5B	593138.668	2343965.608	535.590	06/Ago/2008	24/Nov/2008	1.85
	535-R5C	593140.745	2344001.216	525.440	08/Ago/2008	20/Ago/2008	0.08
	535-R6A	593095.686	2343918.910	537.228	06/Ago/2008	27/Ago/2008	1.12
	535-R6B	593097.552	2343956.869	537.228	06/Ago/2008	13/Oct/2008	1.31
535-R7A	593051.608	2343919.531	547.355	08/Ago/2008	08/Dic/2008	0.43	
535-R8A	593025.387	2343916.783	542.301	08/Ago/2008	01/Dic/2008	0.58	
Elev. 545	545-R6A	592950.828	2343827.243	547.499	13/Ago/2008	05/Mar/2009	2.28
Elev. 580	580-R1A	593276.936	2343851.450	558.479	18/Ago/2008	12/Mar/2009	0.86
	580-R2A	593288.101	2343871.845	552.417	08/Ago/2008	12/Mar/2009	0.46
	580-R7	592964.641	2343778.574	574.454	13/Ago/2008	09/Mar/2009	3.49
	580-R10	592914.637	2343761.467	570.323	18/Ago/2008	14/Nov/2008	2.76



Figura 2. 22 Referencias superficiales instaladas y retiradas en agosto de 2008.

En este mes se instrumentó el inclinómetro I-5 en la margen izquierda del túnel No. 2.

Tabla 2.11. Inclinómetro instalado en agosto de 2008.

Agosto 2008										
Nomenclatura	Eje	Coordenadas			Falla que cruza	Elevación fondo (m)	Fecha base	Ultima medición	Desplazamiento Máximo (cm)	Elevación del desplazamiento (m)
		X	Y	Z						
I-5	A	593368.50	2344074.22	418.39	Posible cruce con la falla La curva o Colapso	309.89	30/Ago/08	12/Mar/2009	4.668	376.39
	B								3.282	373.89

Siguiendo la recomendación del Subdirector de Proyectos de Inversión Financiada y de los Consultores, y de la experiencia recabada en el deslizamiento de Juan de Grijalva, se instalaron las estaciones satelitales GPS para la medición de desplazamientos en tiempo real de la zona de deslizamiento, en este mes se instalaron las estaciones ER-01, 03, 04, 08, 09, 10, 12 y 13, distribuidos en la zona de deslizamiento.

También continuó la instalación de referencias superficiales en las elevaciones 620 y 640.

Tabla 2.12. Referencias superficial instalada en septiembre de 2008.

Septiembre 2008							
Referencia		Coordenadas			Fecha base	Ultima medición	Desplazamiento Acumulado (cm)
		X	Y	Z			
Elev. 580	580-R6	594226.8639	2343856.0399	580.9626	05/Sep/2008	12/Mar/2009	1.40

En este mes se instalaron los inclinómetros I-1 e I-3 en la berma de la elevación 435 m.

Tabla 2.13. Inclinómetros instalados en septiembre de 2008.

Septiembre 2008										
Nomenclatura	Eje	Coordenadas			Falla que cruza	Elevación fondo (m)	Fecha base	Ultima medición	Desplazamiento Máximo (cm)	Elevación del desplazamiento (m)
		X	Y	Z						
I-1	A	593289.906	2344017.852	456.576	Ninguna	369.58	26/09/08	11/03/09	2.32	449.56
	B								-3.06	456.06
I-3	A	593330.348	2344021.792	456.453	Falla secundaria	350.95	18/09/08	11/03/09	9.92	394.95
	B								-7.00	454.45

Continuó la instalación de las estaciones satelitales ER-02, 05, 06, 07, 11 y REF-01 y 02, quedando el sistema operando al 100%.

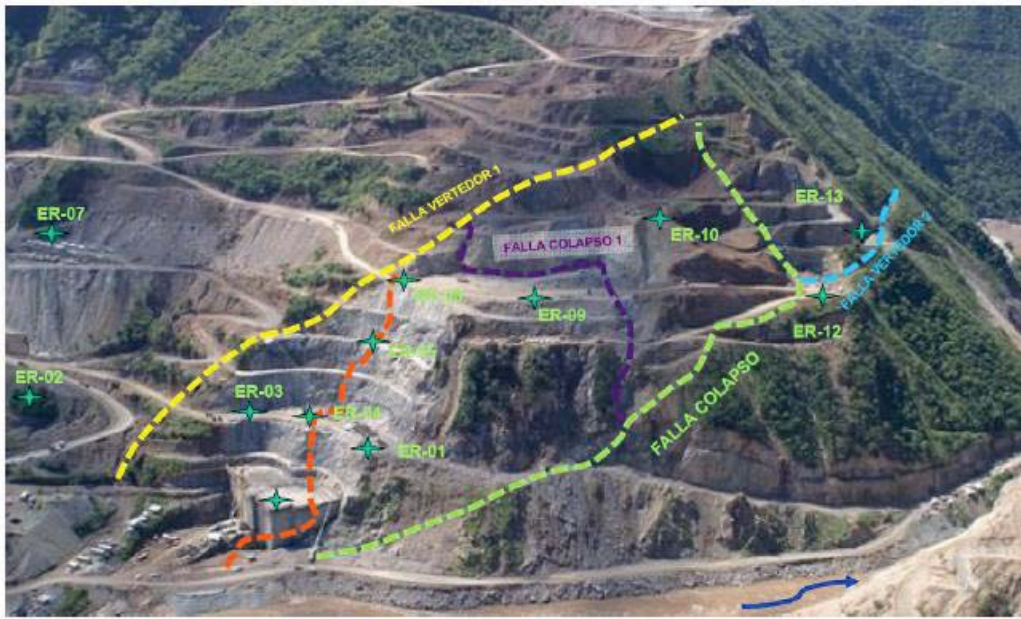


Figura 2. 23 Estación GPS para detección de desplazamiento en tiempo casi real, octubre de 2008.

También fueron instalados medidores de juntas en el interior de las galerías GI-1 y GI-3, para monitorear fallas de la familia Vertedor 1, y los medidores de juntas MJT-26 y MJT-27.

Con la restitución del medidor de juntas MJT-19 por el MJT-1 fue posible continuar el seguimiento de los desplazamientos y determinar la efectividad de las acciones de estabilización.

Tabla 2.14. Medidores de juntas tridireccionales instalados en octubre de 2008.

Octubre 2008						
Nomenclatura	Coordenada		Elevación m	Fecha base	Ultima medición	Desplazamiento acumulado mm
	X	Y				
MJT-19	593223.929	2344125.171	414.322	16/Oct/2008	15/Mar/2009	12.893
MJT-20	593205.421	2344024.620	401.549	29/Oct/2008	03/Mar/2009	30.130
MJT-21	593071.506	2343839.332	457.484	28/Oct/2008	06/Mar/2009	1.479
MJT-22	593072.066	2343830.324	457.642	28/Oct/2008	07/Ene/2009	11.290
MJT-23	593021.080	2343787.043	540.571	28/Oct/2008	14/Mar/2009	13.820
MJT-25	593053.612	2343797.175	543.448	28/Oct/2008	14/Mar/2009	1.469
MJT-26	593055.381	2343966.164	515.438	28/Oct/2008	20/Dic/2008	22.490
MJT-27	592960.427	2343857.247	534.589	30/Oct/2008	03/Mar/2009	0.609

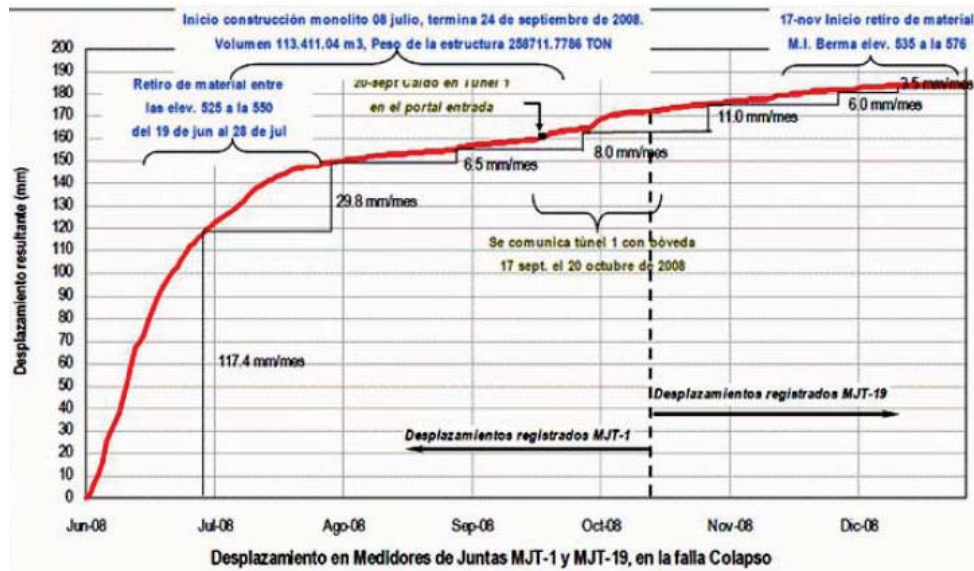


Figura 2. 24 Desplazamientos en los medidores de juntas tridireccionales MJT-1 y MJT-19.

Concluida la construcción del monolito de atraque el 24 de septiembre de 2008, se instalaron referencias superficiales sobre la parte superior del monolito a la elevación 435 m, para observar su estabilidad y efectividad (tabla 2.15).

Tabla 2.15. Referencias superficiales instaladas de 2008.

Octubre 2008							
Referencia		Coordenadas			Fecha base	Ultima medición	Desplazamiento Acumulado (cm)
		X	Y	Z			
Elev. 435	435-M1	593329.834	2344095.340	435.177	21/Oct/2008	13/Mar/2009	1.84
	435-M2	593305.095	2344118.277	435.132	21/Oct/2008	13/Mar/2009	2.38
	435-M3	593273.787	2344104.858	435.133	21/Oct/2008	13/Mar/2009	2.06
Eje plinto	PLINTO P-1	593062.798	2343913.739	549.612	27/Oct/2008	14/Nov/2008	0.44
	PLINTO P-2	593064.016	2343880.882	565.097	27/Oct/2008	14/Nov/2008	0.58
	PLINTO P-3	593064.464	2343868.771	570.773	27/Oct/2008	14/Nov/2008	0.61



Figura 2. 25 Referencias superficiales instaladas sobre el monolito de atraque, octubre de 2008.

Las actividades del segundo recorte de material de la elevación 530 a 550 m, efectuado a partir del 17 de noviembre de 2008, hicieron necesario retirar las líneas de referencias B y C de la elevación 530 m.

Tabla 2.16. Referencias superficiales instaladas en noviembre de 2008.

Noviembre 2008							
Referencia		Coordenadas			Fecha base	Ultima medición	Desplazamiento Acumulado (cm)
		X	Y	Z			
395	395-RP	593183.169	2344148.907	403.247	11/Nov/2008	09/Dic/2008	0.11
	395-R3A	593215.361	2344138.002	403.647	13/Nov/2008	11/Dic/2008	0.19
435	435-M4	593287.941	2344112.564	435.125	18/Nov/2008	16/Dic/2008	0.59
	435-M5	593311.178	2344080.060	435.179	18/Nov/2008	18/Dic/2008	0.41
	435-M6	593300.854	2344070.775	435.123	18/Nov/2008	20/Ene/2009	0.91
	435-M7	593331.459	2344053.559	435.175	20/Nov/2008	10/Mar/2009	1.57
	435-M8	593352.598	2344063.746	435.182	20/Nov/2008	19/Feb/2009	0.89
500	500-R8B	593234.662	2344290.459	508.991	07/Nov/2008	09/Mar/2009	0.09
	500-R9B	593220.542	2344296.646	507.223	07/Nov/2008	09/Mar/2009	0.21
535	535-R5A P	593138.501	2343916.183	535.590	07/Nov/2008	20/Feb/2009	2.41

2.2 Condiciones de estabilidad de las presas de Yesa e Itoiz

El embalse de Itoiz es una obra hidráulica situada en Navarra (España) en las proximidades de la Villa de Aoiz entre los valles navarros de Arce y Lónguida; toma su nombre de uno de los pueblos que inunda. Tiene 122 m de altura sobre los cimientos y 111 m sobre el lecho del río. Su anchura de coronación es de 525 m y la superficie de embalse es de 1.100 ha. Es el mayor embalse del territorio de Navarra.

En España, el primer llenado de la presa de Itoiz (construida en Navarra, en 2004), provocó numerosos terremotos con magnitudes máximas de 4,6 que cesaron tras los primeros llenados. El geólogo Antonio M. Casas Sainz, del Departamento de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Zaragoza, concluye en uno de sus trabajos que los efectos sísmicos del llenado han continuado hasta cinco años después de la puesta en carga del embalse y cita otros casos de sismicidad inducida por embalses en los que se ha prolongado la primera década de llenado. “Nadie puede predecir que los fenómenos sísmicos del entorno de Itoiz no vayan a continuar en el futuro”, destaca.

El embalse de Yesa está situado en el Pirineo y se forma con el represamiento del río Aragón, en la población navarra de Yesa (España). Está situado en el noroeste de la provincia aragonesa de Zaragoza y en el noreste de la Comunidad Foral de Navarra. En su mayor parte inunda tierras de la llamada Canal de Berdún, en la comarca aragonesa de la Jacetania desarrollándose en los términos municipales de Sigüés, Ruesta, Escó y Tiermas. Es conocido con el sobrenombre de Mar de los Pirineos y se encuentra a la entrada de los mismos. Es la mayor superficie navegable de Navarra y de él nace el Canal de Bardenas que trasvasa agua hasta la zona de la Ribera al sur de Navarra y riega las Bardenas Reales y la comarca zaragozana de Cinco Villas. Sus aguas también tienen como finalidad el abastecimiento y la generación eléctrica.

Tiene una capacidad de 446,86 hm³ (también se suele dar la cifra de 488,10 hm³), alcanzando las siguientes cotas: mínima, 435,00 m; coronación, 490,00 m; aliviadero, 482,61 m y cota de máximo embalse normal (N.M.N) de 488,61 m. La longitud de la cola del embalse es de 10 km con anchuras que varían entre 1 y los 2,5 km. Ocupa una superficie de 1.900 hectáreas.

Los embalses de Yesa (río Aragón) e Itoiz (río Iratí), en el Pirineo meridional presentan riesgos geológicos asociados a la inestabilidad de las laderas sobre las que se apoyan los estribos de ambas presas. En el caso del embalse de Itoiz, un deslizamiento de falla planar, a lo largo de las superficies de estratificación del flysch, que buza en torno a 20° hacia la cerrada del embalse, ha dado lugar a un deslizamiento con un volumen aproximado de 18 Hm³, con movimiento descendente (del orden de mm/año) hacia la presa. En el caso del embalse de Yesa, el deslizamiento es probablemente de tipo rotacional y presenta un volumen aproximado de 12 Hm³, aunque toda la ladera izquierda de la parte final del vaso muestra síntomas de inestabilidad, con movimientos recientes de escala métrica y volúmenes de al menos 3 Hm³. En ambos casos, la posibilidad del deslizamiento supone un grave riesgo para las poblaciones situadas aguas abajo del curso de los ríos Aragón e Iratí.

Los ríos pirenaicos cuentan con una gran cantidad de embalses, construidos a lo largo de este siglo. Una buena parte de ellos están construidos aprovechando las

propias características geológicas del Pirineo. Es decir, estructuras de dirección Este- Oeste, cortadas perpendicularmente por los ríos, alternancia de unidades calcáreas competentes, en las que pueden anclarse las presas y zonas situadas aguas arriba, con litología más blanda donde los valles se amplían considerablemente, y que sirven para la instalación de los vasos de los embalses. Aprovechando estas ventajas, los embalses construidos hasta los años 50 en el Pirineo meridional no presentaban graves problemas de seguridad, aunque sí es cierto que la carstificación de las calizas cretácicas y terciarias dio lugar a filtraciones que han hecho absolutamente inservibles algunos embalses.

Frente a esta situación, a partir de los años 50 empiezan a proyectarse y construirse embalses sobre otro tipo de rocas. El primer caso es el del embalse de Yesa, (500 Hm³) en el río Aragón, anclado sobre materiales turbidíticos, que aparecen localmente entre las margas Eocenas. En años recientes cuatro de los grandes embalses proyectados, y algunos realizados: Rialp (400 Hm³), Itoiz (480 Hm³), Biscarrués (280 Hm³) y Santaliestra (70 Hm³) se sitúan sobre litologías poco competentes, que van desde las alternancias de detríticos continentales, casos de Rialp y Biscarrués, hasta el flysch calcáreo en el caso de Itoiz o alternancias de margas y areniscas de origen marino (Santaliestra). En estos casos es previsible que los problemas geotécnicos referidos a cimentación y filtraciones se multipliquen, y lo mismo ocurre en aspectos que se refieren a la seguridad de las presas.

2.2.1 La presa de Itoiz

En el caso del embalse de Itoiz la inestabilidad principal está condicionada por la propia estructura geológica, ya que se sitúa en el flanco de un anticlinal de dirección pirenaica con estructura no cilíndrica, debido a la interferencia con pliegues de dirección N-S que dan lugar a que los ejes de los pliegues menores presenten inmersión hacia el oeste. Esta situación estructural es muy patente en el entorno inmediato de la presa de Itoiz, donde las capas del flysch eoceno presentan dirección próxima a NW-SE y N-S, con buzamientos medios de 20° hacia el oeste. En el entorno de la presa, las laderas presentan direcciones que varían desde NW-SE a N-S. Esto hace que las direcciones de las capas y de la pendiente del terreno sean las mismas, y que en el estribo izquierdo de la presa las capas buquen en el

mismo sentido que la pendiente pero con menor ángulo. Esta situación favorece de entrada la posibilidad de deslizamientos masivos, con geometría planar-traslacional, de una masa de roca importante sobre el estribo de la presa y el vaso del embalse.

La inestabilidad de las laderas del embalse de Itoiz se ve además favorecida por la litología de las facies flysch, que está compuesta por una alternancia litológica de areniscas y lutitas. En seco, es decir, antes de la construcción del embalse, y sin que exista presión de agua, aparecían ya deslizamientos de tamaño considerable en toda la cuenca de la parte final del vaso. En el caso de llenado del embalse este peligro aumentaría considerablemente debido a que la altura de la lámina de agua (más de cien metros en muchos puntos) hará disminuir el esfuerzo efectivo, y por tanto, el factor de seguridad. Los taludes también se verán castigados por los sucesivos procesos de llenado y vaciado del embalse durante su explotación, con los consiguientes cambios de tensiones internas dentro del macizo rocoso. Hay que tener en cuenta que el conjunto del macizo rocoso que forma el estribo izquierdo de la presa no ha estado, a lo largo de la historia geológica reciente, sometido a un estado tensional equivalente a una columna de 110 m de agua.

La geometría del deslizamiento del estribo izquierdo de la presa de Itoiz se ha obtenido a partir de observaciones de campo y del análisis de la fotografía aérea, apoyada por datos recientes de sondeos y medidas inclinométricas, que permiten una caracterización detallada de la geometría del mismo, así como realizar estimaciones sobre su velocidad. Presenta una geometría compleja, formada por una serie de cicatrices, coladas y lóbulos que abarcan los más de 400 m de desnivel que existen a lo largo de la ladera, desde la cicatriz situada en la parte alta hasta prácticamente la zona media de la presa. A lo largo de la misma pueden observarse también grandes bloques de caliza aislados, que han sido movilizados durante el funcionamiento del citado deslizamiento. Los saltos de las fallas superficiales asociadas a las cicatrices en la parte superior del deslizamiento están en torno a los 70-80 metros. Estas fallas han propiciado la fragmentación de las capas de caliza y su posterior disgregación en forma de bloques repartidos por toda la ladera. Parte de los lóbulos presentan una constitución interna de debris-flow con matriz muy

arcillosa. La presa se encuentra situada sobre uno de las fallas secundarias del deslizamiento principal, que presenta un salto de varias decenas de metros.

2.2.2 El embalse de Yesa

Las laderas que constituyen las dos vertientes del vaso y la cerrada del embalse de Yesa están localizadas sobre las margas de la Formación de Arguis-Pamplona y sobre el flysch de Yesa, que se encuentra intercalado dentro de la unidad citada. Las laderas presentan un perfil cóncavo hacia arriba en las margas y con geometría más irregular dentro del flysch. En el entorno del vaso del embalse se pueden identificar numerosas cicatrices de deslizamientos, con lóbulos en la parte baja, que indican que existe una cierta inestabilidad de las laderas, debida probablemente al comportamiento plástico de las margas meteorizadas y los depósitos coluviales que las recubren.

En el sector de la cerrada del embalse la morfología cambia de forma brusca, al aflorar el flysch de Yesa. Las pendientes de las laderas son mayores y se aprecian cicatrices y lóbulos de deslizamientos de mucha mayor entidad que los que se encuentran sobre las margas de Arguis. Las cicatrices de deslizamientos se sitúan sobre todo en la margen izquierda del río Aragón, que constituye la cara norte del interfluvio entre el Aragón y el Arroyo de la Gardonera, que presenta una dirección subparalela. Los deslizamientos más importantes se sitúan inmediatamente aguas abajo y aguas arriba de la presa actual. El deslizamiento más importante que aparece en la zona afectada por el embalse es sin duda el de La Refaya, localizado en la margen izquierda del río Aragón, junto a los aliviaderos de la presa actual. Este deslizamiento presenta un volumen deslizado de unos 12 Hm³, de acuerdo con el Proyecto de recrecimiento del embalse de Yesa. Este deslizamiento ha sufrido movimiento en tiempos recientes (posiblemente anteriores al registro histórico), y está marcado por un escarpe en la parte alta y un rellano correspondiente en el bloque deslizado.

En cuanto a la geometría de la superficie a favor de la cual se produjo el deslizamiento, esta no es paralela a las capas del flysch (buzando hacia el norte),

que forma la mayor parte de la masa del material deslizado sino que aparece cortándolas limpiamente como puede observarse en los afloramientos de roca del bloque estático que aparecen al lado del deslizamiento. La dirección de estos estratos es 060-070 mientras que la dirección aproximada de transporte del deslizamiento es 020. Por tanto la geometría de la superficie es más probable que sea similar a la de un deslizamiento en suelos y no aprovechando las discontinuidades de la roca. La masa deslizada está cubierta por vegetación boscosa y arbustiva de poca altura, lo cual implica una mayor retención de agua, que puede percolar hasta la base del deslizamiento. Las medidas de planos de estratificación en las facies flysch de la base del deslizamiento muestran una distribución caótica que no se ajusta a la tendencia regional de buzamiento hacia el sur. En cambio, en el deslizamiento situado aguas arriba de la presa y movilizado en los últimos tiempos, puede observarse cómo las capas del flysch buzan en el mismo sentido que la ladera, con menor ángulo, situación que favorece los deslizamientos planares en roca.

El estudio de estabilidad de este deslizamiento debe contar, como ya se ha comentado con una consideración estricta de la aceleración sísmica máxima registrada. En una región como la estudiada, donde las aceleraciones debidas a sismos pueden llegar, en función de las intensidades máximas citadas anteriormente, a 0.1 o 0.2, sin considerar aquí las posibles amplificaciones debidas al relieve y al tipo de material, es imprudente no considerar este factor en la construcción de una obra que implica graves riesgos para los habitantes localizados aguas abajo de la presa. Los análisis de estabilidad realizados por mediante los métodos de Bishop modificado y de Janbu modificado, introduciendo varios valores de aceleración sísmica, muestran que, únicamente con aceleración sísmica horizontal, el factor de seguridad se acerca a 1 cuando el valor de la aceleración es de 0.1 g. Con valores de aceleración superiores el factor de seguridad desciende por debajo de 1. Si además consideramos la posible existencia de aceleración vertical el factor de seguridad desciende por debajo de 1 para valores de la aceleración (horizontal y vertical) de 0.12 g (117 cm/s²); este valor de la aceleración puede alcanzarse con un sismo de intensidad VI, la cual es relativamente frecuente

en la Canal de Berdún. En estos cálculos de estabilidad ni las condiciones del nivel freático ni los parámetros que se han considerado para el material son los más desfavorables posible. Esto significa que en condiciones más desfavorables en cuanto a la posición del nivel freático, y si se consideran además los efectos del llenado y vaciado durante la explotación del embalse, los valores del factor de seguridad serían considerablemente más bajos. El resto de los parámetros (cohesión, ángulo de rozamiento interno, etc.) utilizado en estos análisis son los mismos que se utilizan en el citado proyecto de Recrecimiento (cohesión=0, ángulo de rozamiento residual=25°).

En lo que respecta al resto de la ladera izquierda del embalse, la inestabilidad es evidente a partir de los movimientos en masa que se han producido recientemente, que involucran según un cálculo aproximativo 3 Hm³ de material coluvial y rocoso (facies flysch). En este caso, la inestabilidad parece haberse desarrollado a partir de las obras de recrecimiento. Esto también puede aplicarse a inestabilidades de talud desarrolladas aguas abajo de la presa actual.

2.3 El desastre de Vaiont

Entre 1957 y 1960 la empresa Sociedad Adriática de Electricidad (SADE) construyó la presa de Vaiont situada a 100 Km. al norte de Venecia (Italia).

Fue la presa bóveda más alta del mundo y la segunda de todas las construidas hasta ese momento, con 264,6 m de altura, 190,5 m de longitud de coronación, y un volumen de embalse de 168,7 hm³ (150 hm³ de volumen útil).

Constaba de un vertedero de superficie sobre coronación de 16 vanos de 6,60 m de luz cada uno, que desaguaban 355 m³/s y un puente sobre este vertedero que remataba la presa.

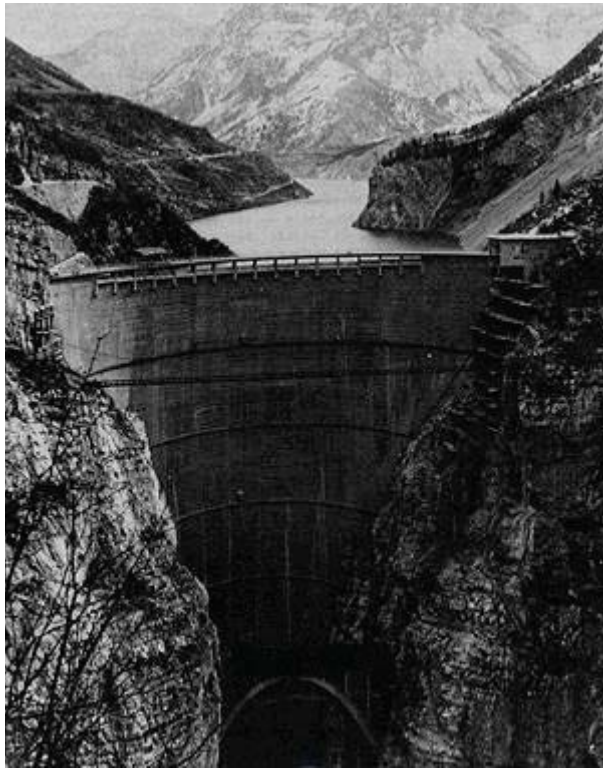


Figura 2. 26 Presa de Vaiont.

El desagüe de fondo en la ladera izquierda podía evacuar 80 m³/s. Constaba así mismo, de dos desagües intermedios con capacidades para 132 y 69 m³/s. Prescindiendo del vertedero, los tres desagües de carga sumaban una capacidad de evacuación de 280 m³/s, lo que representaba aliviar 24 hm³ al día. Su proyectista y director de obra, Carlo Semenza, fue un profesional de reconocida valía internacional. Durante su tercer llenado, el 9 de octubre de 1963, el Monte Toc situado en la margen izquierda, deslizó traslacionalmente aportando 270 hm³ de roca dentro del embalse, originando una ola de 235 m de altura, que pasó por encima de la presa con 100 m y llegó al valle del Piave arrasando las poblaciones situadas aguas abajo, de Longarone, Pirago, Villanova, Rivalta y Fae causando la muerte a 2.000 personas. Para hacernos una idea de la magnitud de la catástrofe, pensemos que la energía disipada se aproximó a los $2 \cdot 10^{15}$ julios, correspondiente a un terremoto de magnitud 7 en la escala de Richter ($E_p = 270.000.000 \text{ m}^3 \cdot 2.300 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,8 \text{ m/s}^2 \cdot 300 \text{ m}$).

2.3.1 Fases de puesta en carga del embalse

Primer llenado: Se inicia en febrero de 1960 antes de la terminación de la construcción de la presa (septiembre de 1960) y ya en marzo ocurre el primer deslizamiento. Se prolonga el llenado hasta el 4 de noviembre de 1960 ascendiendo hasta la cota 650, momento en el cual se interrumpe el llenado a causa de un segundo deslizamiento en la margen izquierda del embalse (Monte Toc) de 700.000 m³ en 10 minutos. La velocidad de movimiento de la ladera es de 3-4 cm/día (Oct 1960) y su movimiento máximo de 100 cm. Este deslizamiento alerta al Director de Obra, quien decide construir entre febrero y octubre de 1961 un túnel Bypass en la margen derecha de 2 Km. de longitud y 5 m de diámetro, para asegurar que, en caso de que un nuevo deslizamiento cortase el embalse, se pudiera dar salida al agua de la parte alta del vaso. El embalse se vacía hasta las cotas 585-600 durante su construcción.



Figura 2. 27 Fotografía tomada por Eduardo Semenza el 4 de noviembre de 1960, se aprecian los deslizamientos del primer llenado y la presa a la derecha.

Segundo llenado. Comienza en octubre de 1961 y se prolonga hasta noviembre de 1962. Se alcanza la cota máxima 700. En este llenado la velocidad de movimiento de la ladera es de 1,2 cm/día, con un movimiento máximo de 30 cm. No se aprecian deslizamientos. Al final de esta fase se da por inaugurada la presa el 3 de noviembre de 1962.

El 14 de marzo de 1963, las instalaciones y las funciones de SADE se transfieren por decreto del Presidente de la República, al “Ente Nacional de la Energía Eléctrica” (ENEL), por lo tanto la presa se nacionaliza. En documentos

oficiales, la presa de Vajont aparece descrita como “operacional”, pero esta circunstancia estaba condicionada a superar el llenado final a la cota 715 m. Parece ser que esta condición hipotecó a SADE que insistió en terminar la fase de puesta en carga cuanto antes (de no ser así la presa de Vajont hubiera sido vendida como “bajo prueba” o aún “no operacional”, y su precio hubiera variado).

Tercer llenado. Comienza en abril de 1963 y se concluye bruscamente el 4 septiembre 1963 ante el incremento del movimiento de la ladera. La cota máxima alcanzada es 710, sin llegarse al nivel de prueba 715, ni a su nivel máximo, la cota 722,50. La velocidad de movimiento de la ladera es de 1- 3,5 cm/día. El deslizamiento se produce el 9 de octubre de 1963 a las 22:39 h cuando el nivel alcanza la cota 700,4 y almacena unos 135 hm³. La velocidad de movimiento de la ladera ese mismo día antes del evento es de 20 cm/día.

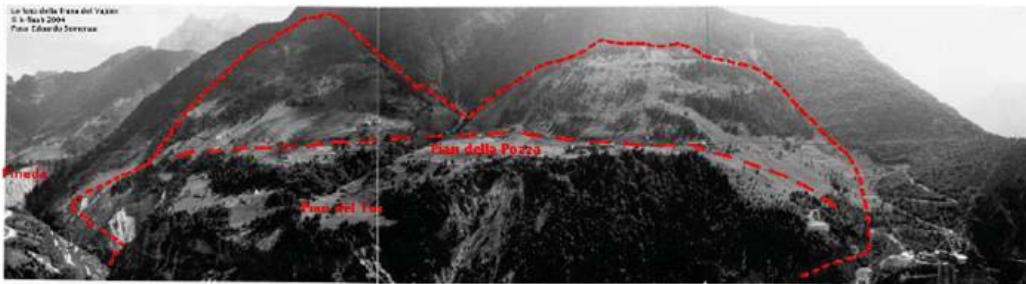


Figura 2. 28 Fotografía del monte Toc tomada por E. Semenza el 1 de septiembre de 1959 con la grúa de construcción de la presa a la derecha. La línea inferior corresponde al paleodeslizamiento existente y la superior al límite del deslizamiento de 1963.



Figura 2. 29 Idéntica vista tomada por Daniele Rossi a finales de octubre de 1963 después del desastre.

2.4 La rotura de la presa bóveda de malpasset

La presa bóveda de Malpasset fue diseñada por A. Coyne, profesor de la École Nationale des Ponts et Chaussées de París. Se le ha descrito (Post y Bonazzi, 1987) como un hombre de “talento profesional ilimitado y calidad personal, con gran carisma”. En sus clases en la Escuela de París, decía, en relación con las presas bóveda:

Es raro y probablemente un caso único en ingeniería [encontrar] un tipo de estructura que no haya colapsado nunca. Pero, a pesar de las apariencias, a pesar de su forma esbelta y líneas elegantes y fuertes tensiones, es un hecho que la presa bóveda es la más segura de las estructuras. Esto es simplemente una confirmación adicional de lo que se ha conocido durante miles de años sobre la estabilidad de los arcos.

Sin embargo, añadía que:

[...] nada serio le puede pasar a una presa bóveda [...] con tal de que sus estribos resistan. (Post y Bonazzi, 1987)

A. Coyne era un profesional muy reconocido que llegó a ser presidente de la International Commission on Large Dams. Por ello, la rotura de su presa de Malpasset causó una fuerte conmoción.

La rotura, que se produjo cuando el embalse alcanzó por primera vez la máxima cota, provocó una violenta avenida, con un frente de 40 m de altura que arrasó el pueblo de Frejus y causó más de 400 muertos. La presa se había calculado con los procedimientos de la época (años cincuenta) considerándola como una estructura integrada por 5 arcos horizontales y 11 ménsulas verticales, elásticas, apoyadas en la roca, supuesta también elástica. La investigación iniciada tras la rotura examinó el proyecto y sus hipótesis a partir de datos obtenidos “in situ”. Se comprobó que el hormigón de la presa era de buena calidad (resistencia a compresión de variable entre 330 y 530 kg/cm² y módulos elásticos de 218.000 a 300.000 kg/cm²). Se calcularon las tensiones máximas y mínimas en el hormigón para diferentes combinaciones del cociente entre el módulo de la roca y el del hormigón. Se

calcularon así tracciones y compresiones máximas de 10 kg/cm² y 60 kg/cm² respectivamente, que se consideraron adecuadas en función de la experiencia disponible. La estructura parecía correctamente proyectada. Se examinó entonces el contacto entre el macizo-estribo de hormigón del estribo izquierdo y la roca. Allí se calculó un esfuerzo cortante y una tensión normal de 9 y 6 kg/cm², lo que requería un ángulo de fricción elevado (55°) en ausencia de cohesión. Pero se estimaba una “cohesión” del contacto hormigón-roca de 36 kg/cm². En todo caso no había evidencia de que la rotura se hubiera producido en el contacto hormigón-roca.

Se examinó entonces la roca de cimentación. Se trataba de un gneiss del carbonífero, muy fisurado a todas las escalas de observación. Las medidas de deformabilidad “in situ” demostraron que su módulo era inferior al previsto en esa roca. Se han publicado valores bajos (3.200 a 18.000kg/cm²). Aun así, estos módulos no ponen en peligro la resistencia estructural de la bóveda.

Terzaghi fue invitado a investigar las causas de la rotura. Estaba ya al final de su carrera (moriría en 1963) y su prestigio era enorme. Habló de dos razones: el deslizamiento a favor de una discontinuidad geológica (“minor geological detail”) y la presencia de “cleft water pressures”. Pero era necesario encontrar una explicación detallada.

La Figura 2.30 a) muestra la presa recién construida y una vista del estribo derecho tras la rotura. Sólo permanecen los arranques de las ménsulas. En el estribo izquierdo (Figura 2.30 b)) no quedó rastro de la estructura. En su lugar se reconoció un gran diedro en la roca que sugería la inestabilidad de una cuña de roca, que pudo deslizar a favor de uno de los planos expuestos, identificado como una falla. La Figura 2.30 c) muestra la relación de la presa con los planos de foliación del gneiss (Londe, 1987). Es significativa en esta figura la sección BB que corresponde al estribo izquierdo, desaparecido. En esa sección se ha dibujado también la falla encontrada aguas abajo de la presa.

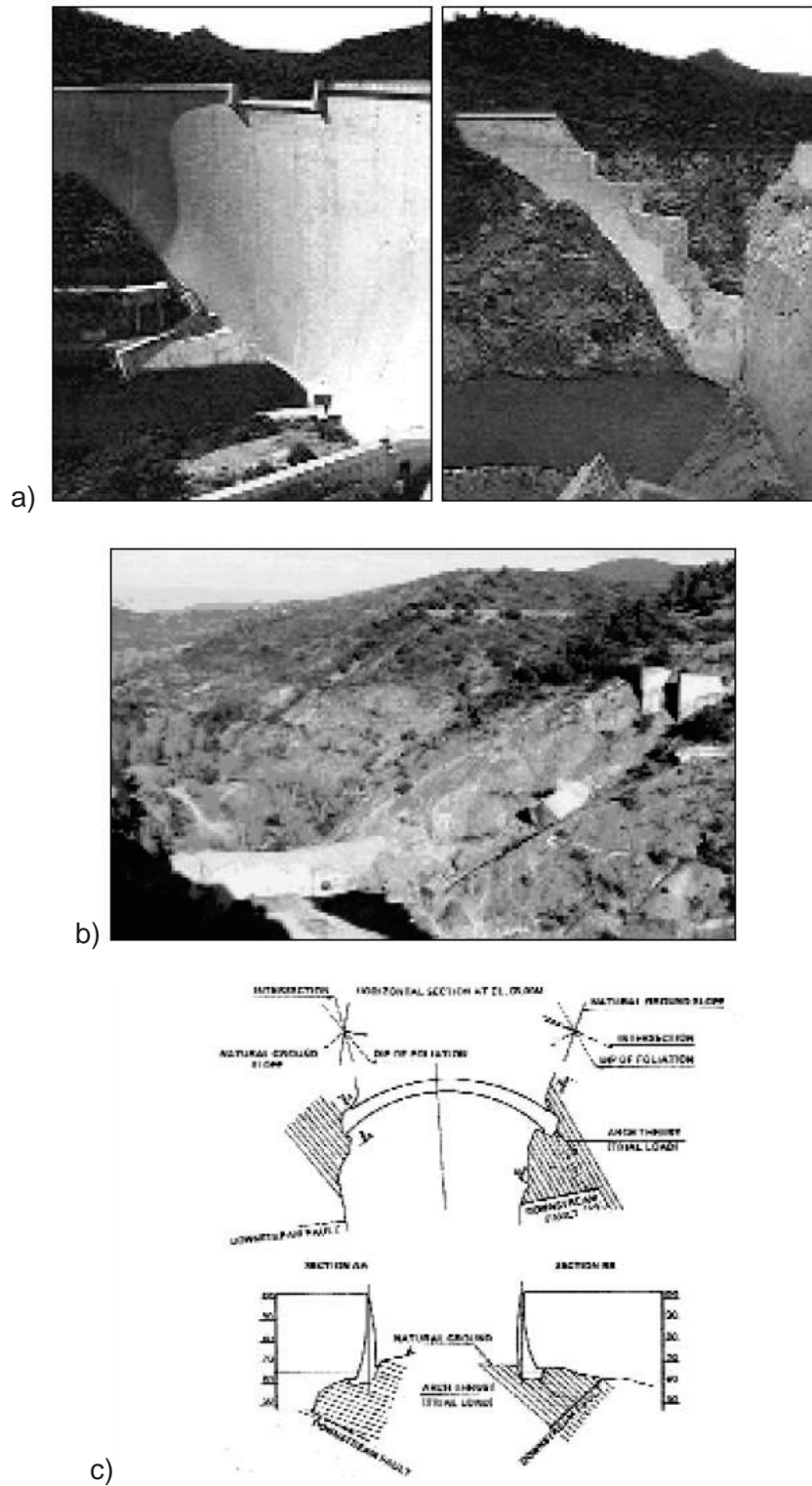


Figura 2. 30 a) La presa de Malpasset recién construida y estribo derecho tras la rotura; b) Estribo izquierdo de la presa Malpasset tras la rotura y c) Relación de la estructura de Malpasset con dirección de foliación del gneiss de cimentación (Londe, 1987).

En Malpasset el reconocimiento geológico-geotécnico, durante el proyecto y construcción fue escaso. La roca se aceptaba como impermeable y no planteaba ninguna preocupación especial. Se inyectó el contacto hormigón-roca con taladros cortos (unos 5 m de profundidad) espaciados 2,5 m aguas arriba y 5 m aguas abajo. La instrumentación de la presa era muy somera. Se medían exclusivamente movimientos de puntos de la estructura, topográficamente. Paralelamente a las investigaciones de campo, ensayos de permeabilidad sobre el gneiss de cimentación realizados en la École Polytechnique (Habib, 1987) revelaron una enorme influencia de la tensión de confinamiento de la roca sobre la permeabilidad medida. Así, incrementos de tensión similares a los que podían estimarse en la roca, en la zona de influencia de la cimentación reducían en dos órdenes de magnitud la permeabilidad. En otras palabras, el “bulbo” de tensiones inducido por la estructura sobre la roca contribuía a crear una “cortina” impermeable, con la forma aproximada que se observa en la Figura 2.31 (Londe, 1987). La banda de roca menos permeable que sigue por otra parte la dirección de foliación del gneiss y la falla de aguas abajo constituyen una cuña cuya estabilidad examinó Londe (1987). El argumento clave es la reducción de permeabilidad de la roca, que modifica la red de filtración bajo la presa de manera que toda la carga hidrostática de agua actúa sobre el plano de aguas arriba de la zona impermeable.

Este “plano”, cuya existencia está favorecida por la anisotropía del gneiss a favor de la foliación, está muy mal orientado pues el empuje hidrostático puede hacer inestable el bloque de roca limitado por la falla, orientada también de forma subparalela al empuje del agua. Londe calculó un factor de seguridad crítico para esta cuña, lo que explicaría su deslizamiento. La presa perdería casi súbitamente todo su apoyo en el estribo izquierdo y eso condujo a una rotura total y violenta de forma prácticamente instantánea.

Wittke y Leonards (1987) propusieron una explicación alternativa que comparte, sin embargo, bastantes argumentos con los de Londe. Parten de la observación de la existencia de una grieta notable, aguas arriba del arranque de la presa (figura 2.32). Esta grieta responde a los esfuerzos de tracción que la bóveda introduce

aguas arriba, en el apoyo. La orientación de la foliación del gneiss, sin embargo, y la debilidad de esos planos de la roca permitió que la fisura inicial se propagara con facilidad en profundidad, como se muestra en el esquema de la Figura 2.32. Una vez abierta y en comunicación con el embalse, esta grieta recibe toda la presión hidrostática sin que sea necesario apelar a cambios de permeabilidad, como hace Londe. A partir de aquí, el mecanismo de rotura de la cuña patinando sobre la falla de salida es el mismo en ambas interpretaciones.

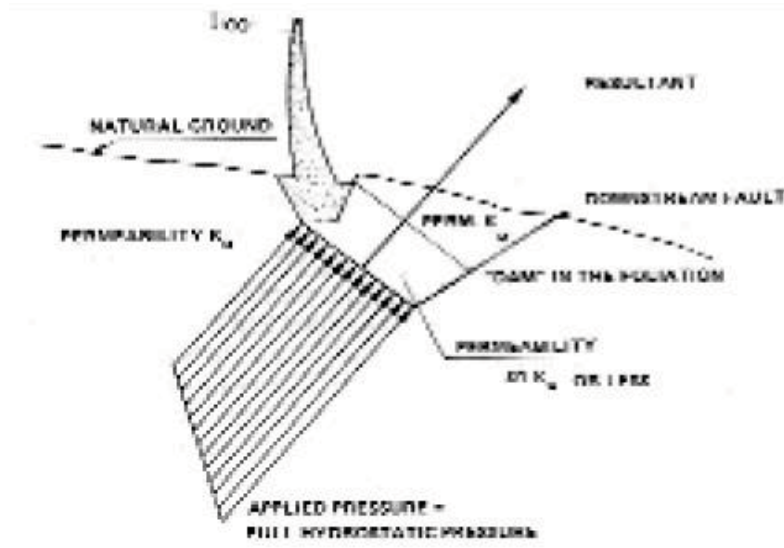


Figura 2. 31 Explicación de la rotura de Malpasset según Londe (1987).

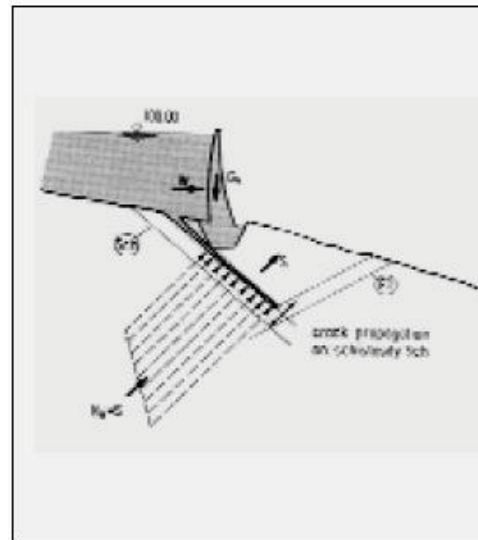


Figura 2. 32 Grieta observada en el arranque de la bóveda, aguas arriba (Londe, 1987)

Malpasset plantea la necesidad vital de controlar la presión del agua en el cimientamiento de presas. Se ha de controlar el valor de la presión y la dirección de empuje. Enseña a situar las pantallas de impermeabilización (que reciben los empujes hidrostáticos) en orientaciones que no pongan en peligro la estabilidad de masas de roca. Enseña la necesidad de drenar aguas abajo de las pantallas y el valor de la auscultación, mediante piezómetros, de las presiones de agua en el cimientamiento. Y, por último, revela la necesidad de reconocimientos geológicos de gran detalle en el entorno de los apoyos de presas.

2.5 El deslizamiento de Cortes (Valencia).

El deslizamiento de Cortes de Pallás, en el río Júcar, inmediatamente por encima de la presa de arco-gravedad de Cortes no tuvo, afortunadamente, ningún efecto catastrófico. Pero representó un riesgo de invasión rápida del embalse, que debía eliminarse de forma segura, a la vista de la catástrofe de Vaiont. El deslizamiento mostraba, por otra parte, similitudes interesantes con Vaiont a pesar de que el volumen de roca movilizado era sustancialmente inferior ($5 \times 10^6 \text{ m}^3$). Aun así, se trataba de un movimiento de gran envergadura, como ponen de manifiesto la Figura 2.33 y la sección representativa de la Figura 2.34. Ha sido descrito por Alonso et al (1992).



Figura 2. 33 Ladera izquierda del Júcar, aguas arriba de la Presa de Cortes, inmediatamente después de terminarse los trabajos de estabilización del deslizamiento.

La ladera izquierda del Júcar, inmediata al estribo de la presa, estaba constituida por bancos de caliza cretácica que buzaban hacia el río con un ángulo medio de 18° . Se determinó con precisión la forma de la superficie de rotura mediante sondeos e instrumentos de precisión (inclinómetros). Así se pudieron establecer secciones como la representada en la Figura 2.34. La superficie de rotura estaba localizada en un delgado banco de marga (roca arcillosa carbonatada) de unos 2 m de potencia. El reconocimiento geológico mostró que toda la ladera estaba situada sobre un antiguo deslizamiento. La excavación de la cantera, situada en la parte inferior de la pendiente, provocó la reactivación del antiguo movimiento y la alarma de los técnicos implicados.

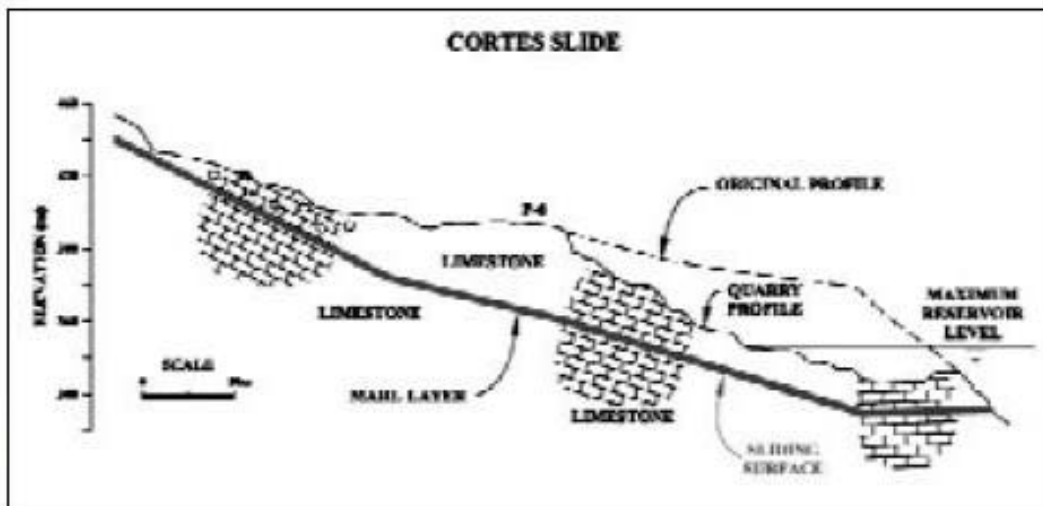


Figura 2. 34 Sección representativa del deslizamiento de cortes.

La roca caliza situada por encima de la superficie de rotura, severamente fracturada, disponía de gran permeabilidad. Por ello, no permitía ninguna acumulación de agua de lluvia sobre la superficie de rotura. A diferencia de muchos otros movimientos, el deslizamiento prácticamente no reaccionaba frente a las lluvias. Por otra parte, no se pudo localizar ningún nivel freático en la zona. Sin embargo, todo el pie del deslizamiento sería sumergido por el embalse, como en Vaiont. Durante la primera parte de 1988 el deslizamiento progresó ladera abajo a la velocidad media de 0,33 mm/día. En la Figura 2.35 se resumen las envolventes de resistencia (Coulomb) obtenidas bajo diferentes condiciones y tipos de ensayo.

El valor máximo (pico) obtenido en ensayos de corte sobre muestras del estrato de marga es de 23° . En este caso el ángulo de resistencia residual no se reducía apreciablemente con relación al de pico ($\phi'_{res} = 22^\circ$ frente a $\phi'_{pico} = 23^\circ$). Ello se debe a que la constitución mineralógica de la marga estaba dominada por cristales de dolomita que no permitían la formación de bandas de corte enteramente situadas en minerales de la arcilla (caolinita e illita).

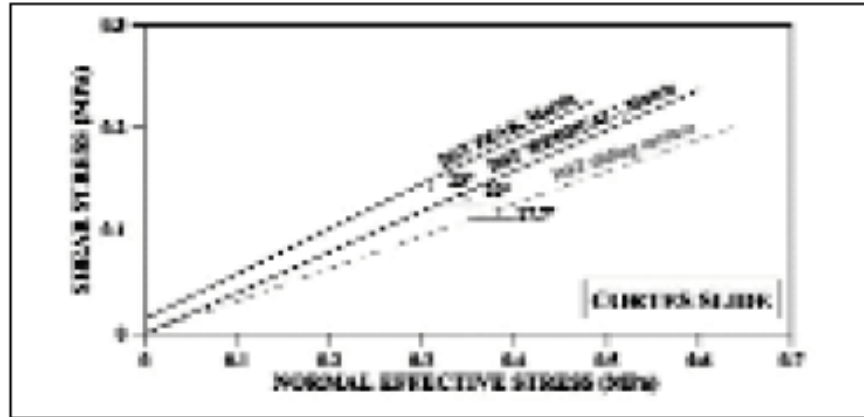


Figura 2. 35 Envolventes de rotura de Coulomb de la argilita dolomítica donde se sitúa la superficie de deslizamiento de Cortes.

Sin embargo, el equilibrio estático del deslizamiento exigía un ángulo de fricción considerablemente menor: $\phi' = 17,7^\circ$. No se encontró una explicación a esta discrepancia hasta que se excavó la cabecera del deslizamiento. En efecto, la solución adoptada para detener el movimiento fue eliminar la cuña superior inestable y sobrecargar el pie. Quedó así expuesto el banco de marga y, dentro de él, la superficie de deslizamiento propiamente dicha, situada dentro de una delgada banda arcillosa (unos pocos milímetros de espesor) de color verdoso, en contraste con el color marrón del estrato de marga. Ensayada a corte esta superficie, se encontró un ángulo de fricción de $17,7^\circ$ en consonancia con la fricción necesaria para el equilibrio estricto del deslizamiento. Cuando se buscó la composición mineralógica del “suelo” que formaba la banda de corte y del estrato de marga que la englobaba se encontró una explicación para la fuerte caída de la fricción en la banda de corte: el contenido abundante de cristales de dolomita de la marga había

desaparecido de la banda de corte: en la banda sólo aparecían minerales de la arcilla (illita y caolinita).



Figura 2. 36 Superficie estriada de rotura en el deslizamiento de Cortes.

Este resultado sugiere una historia geológica de la ladera, que explica la naturaleza de la superficie de corte. Los bancos de caliza (y el banco interestratificado de marga) sufrieron en una etapa inicial un plegamiento que proporcionó la geometría y buzamientos originales. La excavación del valle del río Júcar provocó un gran deslizamiento a favor del estrato menos resistente, la capa de marga, que pudo incluso obturar temporalmente el cauce. La masa de caliza movida sufrió aquí un fuerte agrietamiento y, por otra parte, quedó apoyada sobre una superficie de rotura donde se habían alcanzado ángulos de fricción residuales. Este movimiento abrió una gran depresión en cabeza que se rellenó lentamente con derrubios y coluviones procedentes de cotas superiores. De hecho, la excavación de la parte superior del deslizamiento, a fin de estabilizarlo, demostró la existencia de este potente relleno de bloques embebidos en una matriz limo-arcillosa. Durante el largo proceso de formación del coluvión el agua de lluvia tuvo fácil acceso al estrato de “marga” (en realidad una argilita dolomítica). La superficie de rotura pudo haber sido, durante años, un camino preferencial al paso del agua. El agua de lluvia tiene inicialmente un potencial alto de disolución de carbonatos hasta que alcanza el equilibrio en sales disueltas. Dado un tiempo suficiente, el suelo a lo largo de la

superficie de corte se pudo transformar en un suelo nuevo con un contenido inferior en carbonatos. De esta manera su fricción residual inicial $\phi'_{1 \text{ res}}$, existente tras la primera rotura, pudo transformarse en ángulo inferior, $\phi'_{2 \text{ res}}$. Cuando en 1985 las excavaciones de la cantera reactivaron el antiguo deslizamiento, el ángulo de fricción disponible era $\phi'_{2 \text{ res}} = 17,7^\circ$ en vez de $\phi'_{1 \text{ res}} = 22^\circ$, ángulo que fue determinado mediante ensayos de corte sobre muestras de la capa de marga. Es importante señalar en este caso que incluso una investigación geotécnica cuidadosa tiene una posibilidad muy remota de encontrar el ángulo de fricción correcto simplemente porque las superficies de rotura son muy difíciles de detectar.

CAPÍTULO 3

Marco teórico

Los análisis de estabilidad se aplican al diseño de taludes o cuando éstos presentan problemas de inestabilidad. Se debe elegir un coeficiente de seguridad adecuado, dependiendo de la finalidad de la excavación y del carácter temporal o definitivo del talud, combinando los aspectos de seguridad, costes de ejecución, consecuencias o riesgos que podría causar su rotura, etc. Para taludes permanentes, el coeficiente de seguridad a adoptar debe ser igual o superior a 1,5, e incluso 2,0, dependiendo de la seguridad exigida y de la confianza que se tenga en los datos geotécnicos que intervienen en los cálculos; para taludes temporales el factor de seguridad está en torno a 1,3, pero en ocasiones pueden adoptarse valores inferiores.

Los análisis permiten definir la geometría de la excavación o las fuerzas externas que deben ser aplicadas para lograr el factor de seguridad requerido. En caso de taludes inestables, los análisis permiten diseñarlas medidas de corrección o estabilización adecuadas para evitar nuevos movimientos.

Los análisis a posteriori de taludes (back –analysis) se realizan una vez que la rotura se ha producido, y, por tanto, se conoce el mecanismo, modelo y geometría de la inestabilidad. Es un análisis muy útil para la caracterización geomecánica de los materiales involucrados, para el estudio de los factores influyentes en la rotura y para conocer el comportamiento mecánico de los materiales del talud; los resultados obtenidos pueden ser extrapolados a otros taludes de similares características. Estos análisis consisten en determinar, a partir de los datos de

campo necesarios (geometría, tipos de materiales, modelo de rotura, presiones hidrostáticas, etc.), los parámetros resistentes del terreno, generalmente pares de valores c y ϕ , que cumplen la condición de equilibrio estricto del talud (es decir, $F = 1,0$) a lo largo de la superficie de rotura, para las condiciones reales en que ésta tuvo lugar. Los conceptos de coeficiente de seguridad y de equilibrio límite se describen en el epígrafe siguiente.

Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. Se pueden agrupar en:

3.1 Métodos determinísticos

Conocidas o supuestas las condiciones en que se encuentra un talud, estos métodos indican si el talud es o no estable. Consisten en seleccionar los valores adecuados de los parámetros físicos y resistentes que controlan el comportamiento del material para, a partir de ellos y de las leyes de comportamiento adecuadas, definir el estado de estabilidad o el factor de seguridad del talud. Existen dos grupos: métodos de equilibrio límite y métodos tenso-deformacionales.

Métodos probabilísticos: consideran la probabilidad de rotura de un talud bajo unas condiciones determinadas. Es necesario conocerlas funciones de distribución de los diferentes valores considerados como variables aleatorias en los análisis (lo que supone su mayor dificultad por la gran cantidad de datos necesarios, dadas las incertidumbres sobre las propiedades de los materiales), realizándose a partir de ellas los cálculos del factor de seguridad mediante procesos iterativos. Se obtienen las funciones de densidad de probabilidad y distribución de probabilidad del factor de seguridad, y curvas de estabilidad del talud, con el factor de seguridad asociado a una determinada probabilidad de ocurrencia.

La elección del método de análisis más adecuado en cada caso dependerá de:

- Las características Geológicas y Geomecánicas de los materiales (suelos o macizos rocosos).

- Los datos disponibles del talud y su entorno (geométricos, geológicos, Geomecánicos, hidrogeológicos, etc.).
- Alcance y objetivos del estudio, grado de detalle y resultados que se espera obtener.

Estos factores son, a su vez, interdependientes entre sí; no se podrá efectuar un análisis detallado si no se dispone de los datos necesarios y suficientes, al igual que un caso de estabilidad complejo no podrá ser abordado con un método simple por el hecho de disponer de pocos datos de campo o laboratorio. Asimismo, hay que tener en cuenta que, tanto los datos de campo como los de laboratorio, deberían ser obtenidos en función del método de análisis de estabilidad que se vaya a emplear y del tratamiento que se les vaya a dar. Tras conocer los parámetros necesarios e influyentes en la estabilidad de un talud, habrá de elegirse un modelo o método que represente las condiciones particulares de cada caso. Dada la dificultad de los métodos probabilísticos no es frecuente su aplicación.

3.2 Métodos de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite (los más utilizados) analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable, y consisten en comparar las fuerzas tendentes al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura. Se basan en:

- La selección de una superficie teórica de rotura en el talud.
- El criterio de rotura de Mohr-Coulomb.
- La definición de «coeficiente de seguridad».

Los problemas de estabilidad son estáticamente indeterminados, y para su resolución es preciso considerar una serie de hipótesis de partida diferentes según los métodos. Asimismo, se asumen las siguientes condiciones:

- La superficie de rotura debe ser postulada con una geometría tal que permita que ocurra el deslizamiento, es decir, será una superficie Cinemáticamente posible.

- La distribución de las fuerzas actuando en la superficie de rotura podrá ser computada utilizando datos conocidos (peso específico del material, presión de agua, etc.),
- La resistencia se moviliza simultáneamente a lo largo de todo el plano de rotura.

Con estas condiciones, se establecen las ecuaciones del equilibrio entre las fuerzas que inducen el deslizamiento y las resistentes. Los análisis proporcionan el valor del coeficiente de seguridad del talud para la superficie analizada, referido al equilibrio estricto o límite entre las fuerzas que actúan. Es decir, el coeficiente F por el que deben dividirse las fuerzas tangencia les resistentes (o multiplicarse las fuerzas de corte desestabilizadoras) para alcanzar el equilibrio estricto:

$$F = \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}} \quad \left| \text{Ecuación 1} \right.$$

o expresado en términos de tensiones:

$$F = \frac{\text{Fuerzas tangenciales resistentes}}{\text{Tensiones tangenciales deslizantes}} \quad \left| \text{Ecuación 2} \right.$$

Una vez evaluado el coeficiente de seguridad de la superficie supuesta, es necesario analizar otras superficies de rotura, Cinemáticamente posibles, hasta encontrar aquella que tenga el menor coeficiente de seguridad, F_{\min} , la cual se admite como superficie potencial de rotura del talud, y F_{\min} se toma como el correspondiente al talud en cuestión.

Las fuerzas actuando sobre un plano de rotura o deslizamiento potencial, suponiendo que no existen fuerzas externas sobre el talud, son las debidas al peso del material, W , a la cohesión, c , y a la fricción, ϕ , del plano. El coeficiente de seguridad viene dado por:

$$F = (R_c + R_\phi)/S \quad \left| \text{Ecuación 3} \right.$$

Siendo:

$$R_c = \text{fuerzas cohesivas} = cA$$

$$R\phi = \text{fuerzas friccionales} = W \cos \alpha \cdot \text{tg } \phi$$

$$S = \text{fuerzas que tienden al deslizamiento} = W \sin \alpha.$$

$$A = \text{área del plano de rotura}$$

En caso de existir presión de agua sobre la superficie de rotura, siendo U la fuerza total debida al agua sobre la superficie A:

$$R_{\phi} = (W \cos \alpha - U) \text{tg } \phi \quad \left| \text{Ecuación 4} \right.$$

Existen varios métodos para el cálculo del coeficiente de seguridad por equilibrio límite, más o menos complejos, desarrollados fundamentalmente para su aplicación a materiales tipo suelo. Los métodos analíticos proporcionan el coeficiente de seguridad a partir de la resolución inmediata de ecuaciones simples (método de Taylor, de Fellenius), mientras que los métodos numéricos necesitan, para su resolución, sistemas de ecuaciones y procesos de cálculo iterativo; en esta categoría se encuentran los métodos de Morgenstern y Price, de Spencer, etc.

Los métodos de equilibrio límite se clasifican en:

- Métodos que consideran el análisis del bloqueo masa total.
- Métodos que consideran la masa dividida en rebanadas o fajas verticales.

Mientras que los primeros son válidos para materiales homogéneos, y únicamente realizan el cómputo y la comparación de fuerzas en un punto de la superficie de rotura, los segundos pueden considerar materiales no homogéneos, y conllevan una serie de hipótesis propias sobre la localización, posición y distribución de las fuerzas que actúan sobre las rebanadas; el cálculo de las fuerzas actuantes se hace para cada una de las rebanadas en que se ha dividido el talud, integrándose finalmente los resultados obtenidos. Los métodos de rebanadas más comunes son el de Bishop modificado y el de Jambu, válidos para el análisis de roturas curvas el primero y de roturas curvas, planas y poligonales el segundo.

Para roturas en roca los métodos se basan igualmente en las ecuaciones del equilibrio entre las fuerzas actuantes, establecidas en base a la geometría concreta de cada tipología de rotura.

3.3 Taludes en suelos

Como métodos clásicos para análisis de estabilidad en suelos se pueden considerar:

- El análisis de roturas planas en taludes «infinitos».
- El análisis de varios bloques de terreno que interaccionan entre sí, aplicable a superficies de rotura de tipo poligonal (método de las cuñas).
- Los métodos que analizan el equilibrio total de una masa deslizante, de desarrollo circular o logarítmico, para análisis de roturas curvas.
- Los métodos de rebanadas.

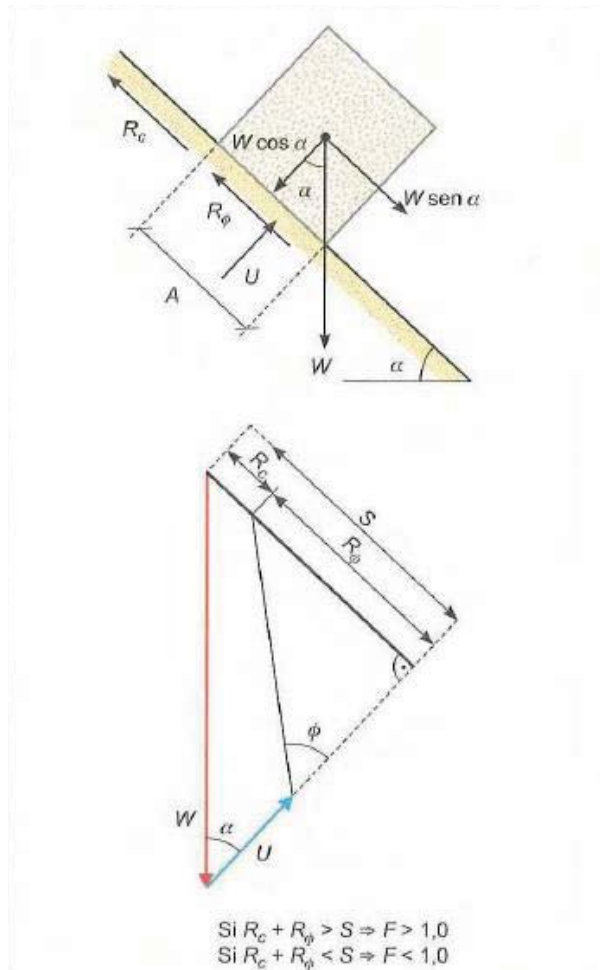


Figura 3. 37 Diagrama de fuerzas

3.4 Talud infinito

El método se basa en la hipótesis de que la longitud de una rotura plana superficial paralela al talud puede considerarse infinita con respecto al espesor deslizado. Este método se utiliza generalmente para el análisis de estabilidad de laderas naturales con las condiciones establecidas. Basta analizar lo que sucede en una sección o rebanada del talud sometida lateralmente a los empujes E_{1i} y E_{2d} , y a su propio peso, W , en su base. El peso produce una fuerza tangencial deslizante (la componente de W paralela al talud) y al mismo tiempo genera un mecanismo de rozamiento en dicha base (debida a la componente normal), función del rozamiento interno del terreno, que se opone al deslizamiento mediante su componente tangencial (o paralela al talud). A esta componente resistente hay que añadir, en su caso, la posible existencia de una fuerza resistente debida a la cohesión.

Si no hay cohesión (caso más simple), el coeficiente de seguridad viene dado por:

$$F = \frac{\tau}{S} = \frac{\sigma_n \operatorname{tg} \phi'}{S} = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha} \quad \left| \text{Ecuación 4} \right.$$

Siendo:

$$\sigma_n = \frac{W \cos \alpha}{l} = \gamma H \cos^2 \alpha$$

$$S = \frac{W \operatorname{sen} \alpha}{l} = \gamma H \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cosec} \alpha$$

donde l es la longitud de la base de la rebanada, ϕ' es el rozamiento efectivo y γ es el peso específico aparente del terreno.

Si existe una presión intersticial permanente, u , y constante a lo largo de plano de rotura:

$$F = \frac{(\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi'}{S} = \frac{(\gamma H \cos^2 \alpha - u) \operatorname{tg} \phi'}{\gamma H \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cosec} \alpha} = \left(1 - \frac{r_u}{\cos^2 \alpha}\right) \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha} \quad \left| \text{Ecuación 5} \right.$$

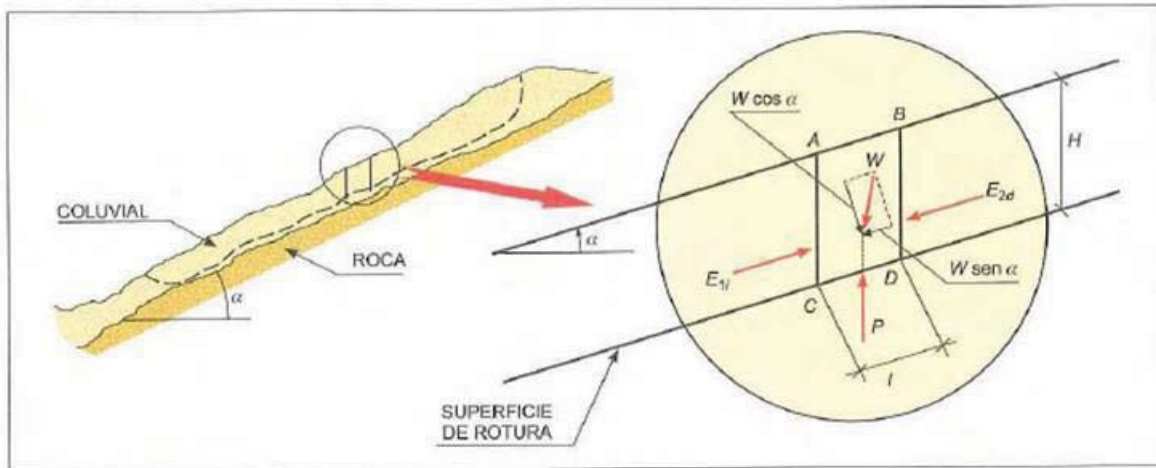


Figura 3. 38 Rotura plana en un talud 'Infinito'.

donde:

$r_u = u/\gamma H$ es un coeficiente de presión intersticial,

Si existe una filtración paralela al talud, el factor r_u ; resulta:

$$r_u = \frac{h}{H} \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \alpha \quad \left| \text{Ecuación 6} \right.$$

siendo h la altura de agua sobre la superficie de deslizamiento.

Con esta notación, el coeficiente de seguridad se puede escribir:

$$F = A \frac{tg \phi'}{tg \alpha} \quad \left| \text{Ecuación 7} \right.$$

siendo A un parámetro que depende de r_u y de α .

Si existe cohesión en el terreno, el proceso de análisis es similar:

$$F = \frac{(\sigma_n - u)tg \phi' + c'}{S} \quad \left| \text{Ecuación 8} \right.$$

con lo que la expresión final puede escribirse :

$$F = A \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha} + B \frac{c'}{\gamma H} \quad \left| \text{Ecuación 9} \right.$$

siendo $B = l / (\cos \alpha \operatorname{sen} \alpha)$ un parámetro que depende de la inclinación del talud, α .

3.5 Método de las cuñas

Si bien la hipótesis de rotura según un plano puede ser muy simplista para el caso de suelos, la consideración de una superficie de forma poligonal, con la formación de dos o más bloques que se apoyan en los contiguos, puede reproducir adecuadamente el problema en algunos casos, como en las presas de tierras, terraplenes sobre suelos blandos, etc., siempre que se admita una ley de rotura de tipo Mohr-Coulomb en los planos de rotura.

Para este tipo de análisis (denominado «método de las cuñas», aunque no tiene ninguna relación con la rotura tipo cuña en macizos rocosos fracturados) la masa deslizante se divide en varios bloques mediante líneas verticales para los que se establece el equilibrio de fuerzas verticales y horizontales. El coeficiente de seguridad es la relación entre la resistencia tangencial disponible y la requerida para el equilibrio. El método se aplica de la siguiente manera:

- Se supone una superficie de rotura.
- Se divide la masa deslizante en dos o más cuñas (de forma que cada tramo recto de la superficie de rotura solo afecte a un tipo de terreno).
- Se calcula el peso de cada cuña.
- Se supone un valor para el coeficiente de seguridad, F_1 y se calculan los valores $c_m = c/F_1$ y $\operatorname{tg} \phi_m = \operatorname{tg} \phi/F_1$.

- Se construye el polígono de fuerzas para la cuña extrema a partir del valor de ϕ_m y suponiendo un valor para el ángulo δ , con lo que se puede cerrar el polígono.
- A partir de lo obtenido, se establece el equilibrio en el siguiente bloque (y así sucesivamente hasta llegar al último bloque, en su caso) en el que se calcula la fuerza S necesaria para el cierre del polígono, comprobándose si hay equilibrio para los valores de la cohesión y rozamientos movilizados, c_m y ϕ_m .
- Si hay equilibrio, el coeficiente de seguridad es F_1 . En caso contrario, se supone otro valor. F_2 , y se inicia el cálculo de nuevo hasta obtener el coeficiente de seguridad de la superficie tomada.
- Se adopta otra nueva superficie poligonal y se inicia el proceso de nuevo, hasta obtener la superficie con menor valor de F .

Es muy frecuente suponer $\delta=0$, es decir, que los empujes entre bloques son horizontales, aunque en el caso de presas de tierra se suele asumir un cierto valor de δ (igual a ϕ_m , como máximo) para representar mejor la cinemática del problema.

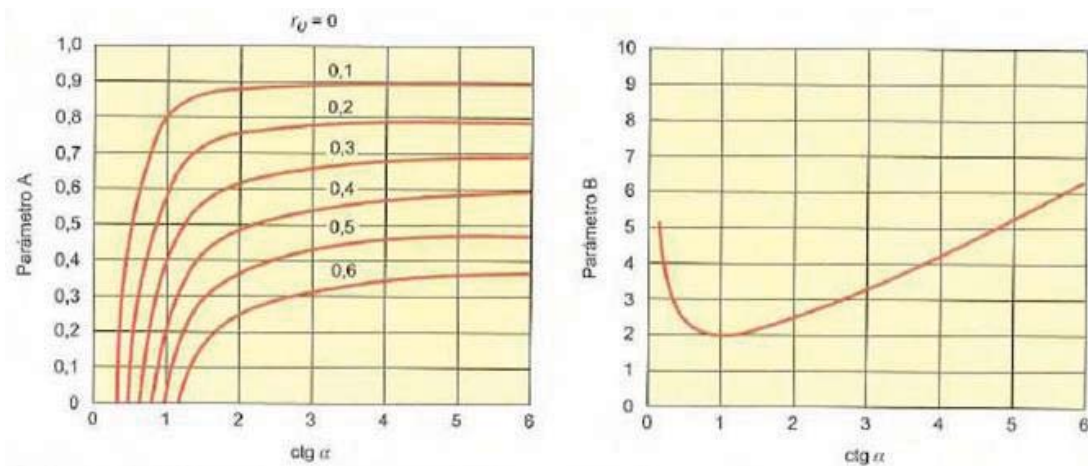


Figura 3. 39 Ábacos para el cálculo de estabilidad de taludes infinitos.

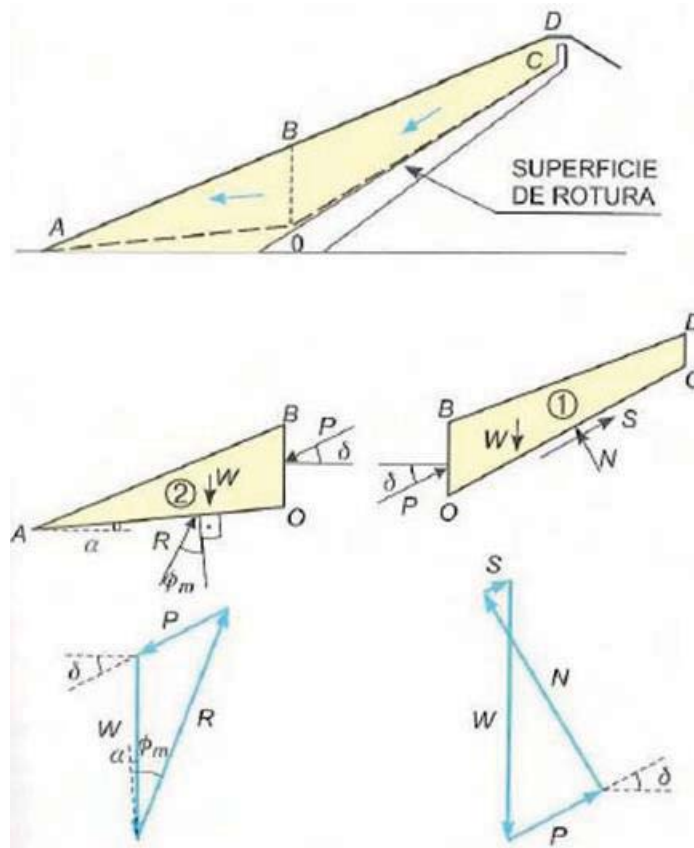


Figura 3. 40 Método de las cuñas para análisis de rotura poligonales.

3.6 Métodos de la masa total. Método de Taylor

La utilización de superficies de rotura circulares en dos dimensiones es una hipótesis muy utilizada en la práctica y representa el problema real en taludes de altura finita, cuando no existen zonas de terreno que definen claramente el desarrollo de superficies de rotura.

Sobre la superficie de rotura se ejercen las acciones:

El peso propio, W , de la masa de suelo.

La presión intersticial del agua, distribuida a lo largo de la superficie de rotura, con la resultante U .

Un esfuerzo tangencial distribuido sobre la superficie de rotura, de resultante $T(R_c + R_\phi)$.

Un esfuerzo normal distribuido sobre dicha superficie, de resultante N .

Con la definición del coeficiente de seguridad, F, ya indicada, considerando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y un terreno homogéneo, la resistencia tangencial movilizada para llegar al equilibrio estricto (F=1,0) será:

$$S = \frac{\tau}{F} = \frac{C}{F} + \sigma_n \frac{tg\phi}{F} \quad \left| \text{Ecuación 10} \right.$$

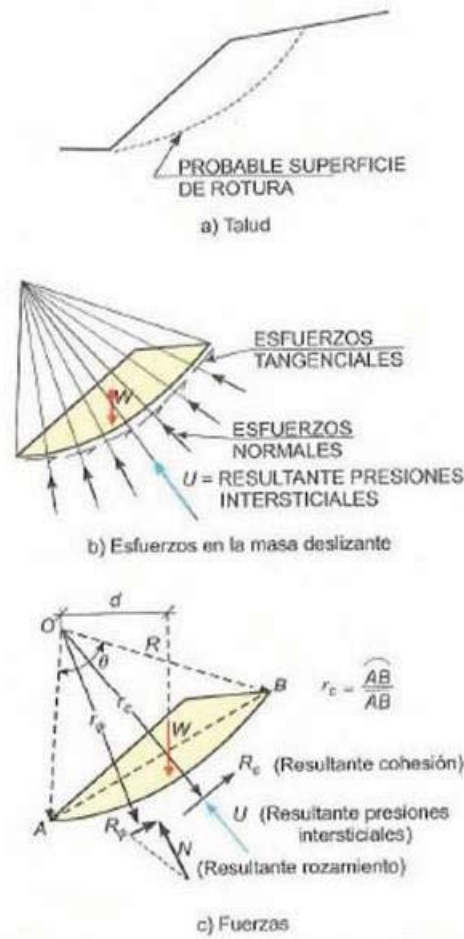


Figura 3. 41 Fuerzas que actúan sobre una superficie de rotura curva.

Por lo que los esfuerzos distribuidos en la superficie de rotura pueden sustituirse por:

La resultante debida a la cohesión,

$$R_c = \int_0^{\theta} \left(\frac{C}{F} \right) d\theta \quad \left| \text{Ecuación 11} \right.$$

su línea de acción será paralela a la cuerda AB.

La resultante de esfuerzos normales, N ; se desconoce su magnitud y posición, aunque debe ser normal a la superficie de rotura supuesta.

La resultante tangencial debida al rozamiento, $R\phi$; debe de ser normal a N y cumplir $R\phi = N \tan \phi$, aunque al no conocer la posición y magnitud de N . también se desconocen para $R\phi$.

Aparecen así más incógnitas (F , magnitud y posición de N y un parámetro que defina la posición de $R\phi$.) que ecuaciones disponibles (las de equilibrio de fuerzas y momentos en la superficie de rotura), con lo que el problema es estáticamente indeterminado.

Si el suelo es arcilloso y la rotura se produce sin drenaje, la resistencia viene dada por $c = S_u$ y $\phi = 0$, siendo S la resistencia al corte sin drenaje. Con lo que el problema queda determinado. El coeficiente de seguridad puede calcularse fácilmente tomando momentos de las fuerzas actuantes con respecto al centro del círculo de rotura:

$$Wd = R_c r_c \Rightarrow F = \frac{S_u R^2 \theta}{Wd} \quad \left| \text{Ecuación 12} \right.$$

Si la cohesión no es constante a lo largo del círculo, basta dividir éste en n tramos en que sí lo sea, de amplitud θ_i para el ángulo que los define, con lo que F resulta:

$$F = \frac{R^2 \sum_{i=1}^n S_{ui} \theta_i}{Wd} \quad \left| \text{Ecuación 13} \right.$$

Si el análisis se realiza teniendo en cuenta el rozamiento ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$), debido a la naturaleza del terreno o a las condiciones de drenaje, es necesario añadir alguna hipótesis complementaria para resolver el problema. La más difundida puede considerarse la de Taylor, que admite que la resultante de las fuerzas normales está concentrada en un solo punto, dando lugar al denominado «método del círculo de

rozamiento» o método de Taylor (Taylor, 1948), en el que es necesario realizar diversos tanteos gráficos o analíticos.

A partir de este método, Taylor analizó el problema a dimensionalmente para suelos homogéneos, a fin de poder establecer unos ábacos de uso sencillo. Según se considere terreno solo con cohesión (estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas, o sea, rotura sin drenaje) o suelos con rozamiento interno, se pueden emplear respectivamente los ábacos. En el primer caso, para el análisis hay que considerar la presencia de una capa dura que imponga un límite a la profundidad de los círculos de rotura. El ábaco relaciona los parámetros D (relación entre la profundidad de la capa dura y la altura del talud), Ψ (ángulo del talud) y N_s , (coeficiente de estabilidad). A partir de los valores de D y Ψ se obtienen los valores de N_s , y del coeficiente de seguridad, F :

$$N_s = \gamma H F / C \Rightarrow F = c N_s / \gamma H \quad \left| \text{Ecuación 14} \right.$$

Los círculos de rotura más desfavorables pueden ser del tipo:

- Círculos de pie, cuando pasan por el pie del talud.
- Círculos de punto medio, tangentes a la capa dura concentro sobre la vertical del punto medio del talud.
- Círculos de talud, con salida en la cara del talud.

El ábaco relaciona N_e (número de estabilidad), Ψ (ángulo del talud) y ϕ para valores de ϕ entre 0° y 25° . Si existe un nivel freático a mitad del talud pueden usarse también estos ábacos con un peso específico medio del terreno.

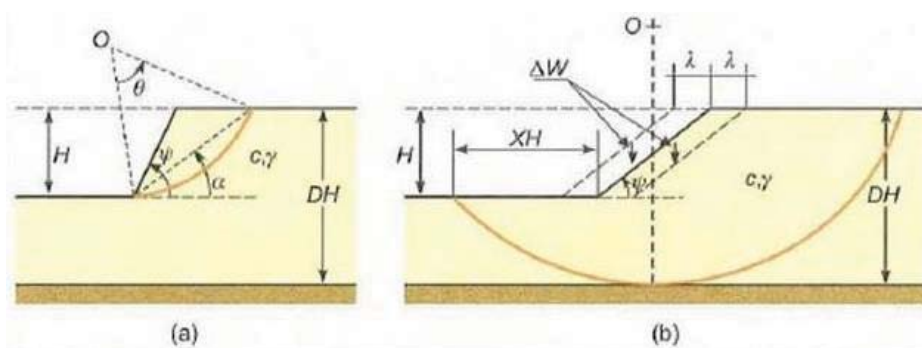


Figura 3. 42 Superficies de rotura: a) Círculo de pie, b) Círculo de punto medio (Jiménez Salas y otros, 1976).

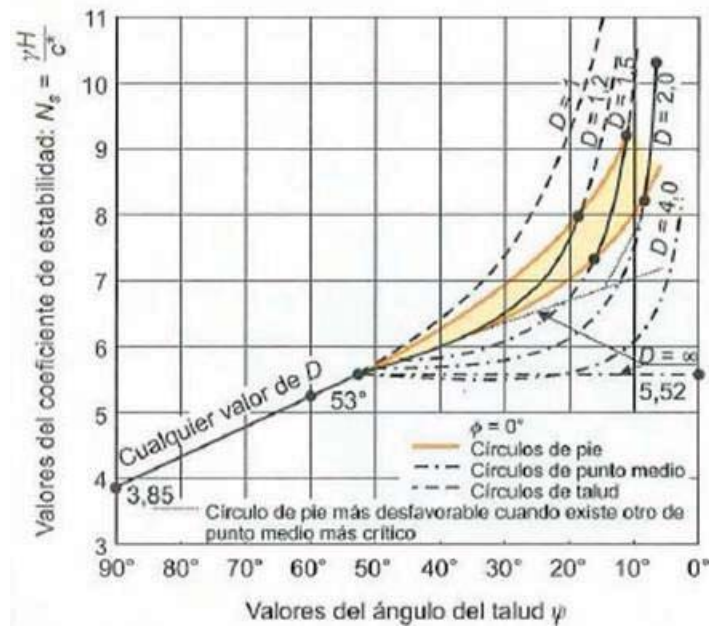


Figura 3. 43 Estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas (Jiménez Salas y otros, 1976).

3.7 Ábacos de Hoek y Bray

Basados en el método de Taylor, los ábacos de Hoek y Bray (1981) permiten el cálculo del coeficiente de seguridad de taludes en suelos con rotura circular por el pie del talud, de forma rápida y sencilla, a partir de los datos geométricos del talud y de los parámetros resistentes del suelo. Se asumen las hipótesis:

- El material del talud es homogéneo.
- Se considera la existencia de una grieta de tracción, La tensión normal se concentra en un único punto de la superficie de rotura.

Se consideran cinco casos con respecto a la situación de la superficie freática en el talud desde seco a saturado, con flujo paralelo al talud, en función de lo que se elige uno de los cinco ábacos de cálculo; para otras situaciones del nivel freático deben aplicarse los ábacos correspondientes, incluidos en la bibliografía citada.

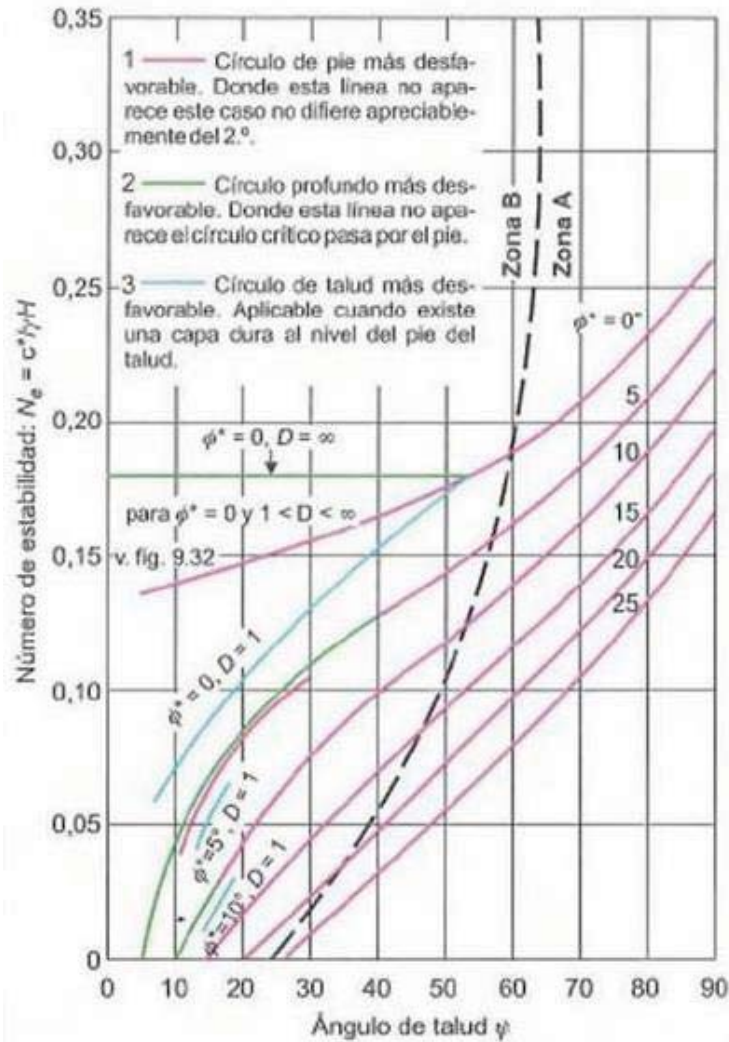


Figura 3. 44 Estabilidad de taludes homogéneos en terrenos con rozamiento interno. (Taylor, 1961; en Jiménez Salas y otros, 1976). En la zona “A” el círculo crítico de pie queda totalmente por encima del pie del talud. En la zona B el círculo de pie más desfavorable penetra por debajo del pie del talud. Para el significado de D y ψ .

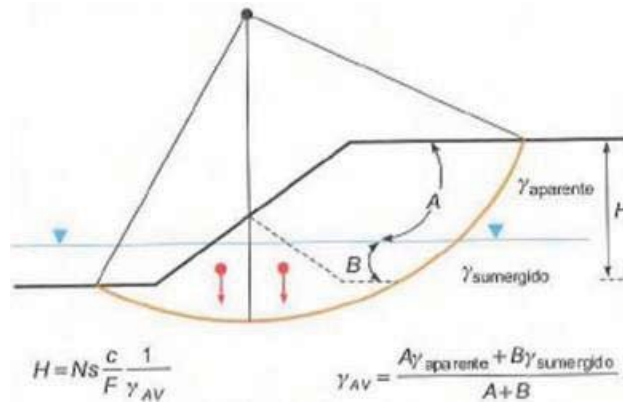


Figura 3. 45 Corrección del peso específico para utilizar los ábacos de Taylor.

3.8 Método de rebanadas (Método de Bishop)

La hipótesis de Taylor asume que las tensiones normales en la superficie de rotura están concentradas en un único punto, lo que supone un cierto error, aunque, en general, queda del lado de la seguridad. Además, el ábaco de Taylor solo permite introducir la presencia de agua en el caso de suelo homogéneo y nivel freático horizontal. Para evitar estos inconvenientes, Bishop desarrolló en 1955 un método «de rebanadas», el método de Bishop, con las siguientes hipótesis y desarrollo (Figura 3. 46 b):

- Se supone una superficie de rotura circular.
- La masa deslizante se divide en n rebanadas o fajas verticales.
- Se establece el equilibrio de momentos de las fuerzas actuantes en cada rebanada respecto al centro del círculo.
- De la condición de equilibrio de fuerzas verticales en cada rebanada se obtienen las fuerzas N (normales a la superficie de rotura) y se sustituyen en la ecuación resultante de equilibrio de momentos.
- El método de Bishop simplificado (el más conocido y utilizado) supone, además, que las fuerzas de contacto entre cada dos rebanadas no influyen, por estar equilibradas.
- Se obtiene, así, la expresión del coeficiente de seguridad, F , de la superficie considerada.

Dado que F no aparece en esta expresión de forma explícita es necesario realizar varias iteraciones para obtener su valor, aunque la convergencia suele ser muy rápida.

Una vez obtenido el coeficiente de seguridad F de la superficie considerada, se supone otra superficie circular y se determina el nuevo valor de F , y así sucesivamente hasta obtener el mínimo. Normalmente estas expresiones se programan y se analizan círculos con diferentes centros y radios, hasta encontrar el que proporcione el valor de F mínimo (Figura 3.46 a).

Existen numerosos métodos de rebanadas, más modernos, y que intentan reproducir mejor el fenómeno de inestabilidad, estableciendo diversas hipótesis entre las fuerzas existentes en los contactos entre rebanadas (que el método de

Bishop desprecia suponiendo que no dan momentos). Incluso consideran superficies no circulares (como el método de Jumbu), sustituyéndola por una espiral logarítmica (que quizás se ajuste mejor a lo observado en campo) o una superficie poligonal. Cabe destacar, en este sentido, los métodos de Morgenstern-Price y de Spencer, que conducen a soluciones más exactas. Pero todos tienen algún inconveniente, por lo que, en la práctica, sigue siendo muy habitual, para roturas circulares, la utilización del método simplificado de Bishop, aunque presente problemas para presiones intersticiales altas y rozamientos elevados. En IGME (1987) se incluyen diversos ábacos para la determinación de forma rápida del coeficiente de seguridad del talud en algunos casos particulares respecto a la posición del nivel freático.

Los programas de ordenador disponibles presentan la ventaja de que pueden realizarse un número muy elevado de cálculos en poco tiempo, analizando las numerosas superficies de rotura potencial de un talud, circulares y no circulares, mediante diferentes métodos de equilibrio límite aproximados y exactos (Bishop, Jambu Spencer, Lowe and Karafiath, etc.), pudiendo incluir en los análisis fuerzas externas y las debidas al agua. También cuentan con la ventaja de proporcionar salidas gráficas con los resultados y la posición de las superficies analizadas (Figura 3.47).

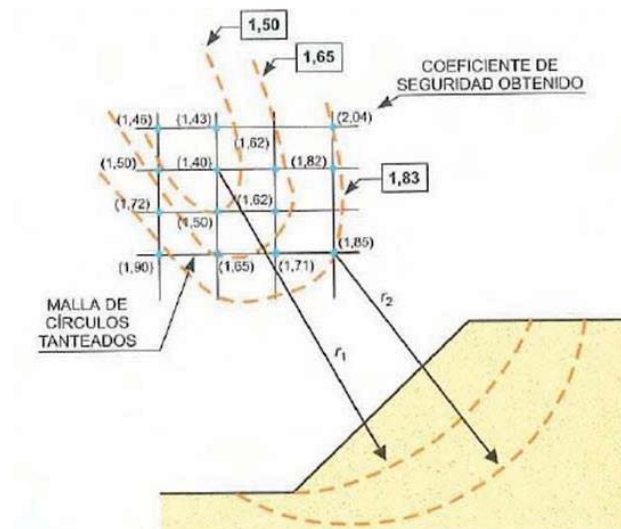


Figura 3. 46 a) Tanteo con diversos círculos (con diferente centro y radio) y obtención del coeficiente de seguridad mínimo (1,4) correspondiente al talud.

A partir de las fuerzas actuantes sobre cada una de las rebanadas consideradas en el talud, se establece el equilibrio de momentos:

$$\Sigma S \cdot R = \Sigma W \cdot x = \Sigma W \cdot R \cdot \sin \alpha$$

Como:

$$F = (cA + N \operatorname{tg} \phi) / S$$

el valor de S es:

$$S = (cA + N \operatorname{tg} \phi) / F$$

luego:

$$\Sigma \frac{cA + N \operatorname{tg} \phi}{F} R = \Sigma (WR \sin \alpha)$$

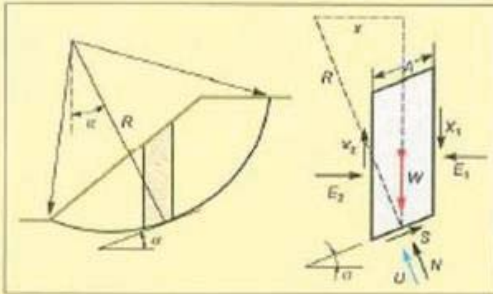


Figura A. Fuerzas actuando en una rebanada.

$$F = \frac{\Sigma (cA + N \operatorname{tg} \phi)}{\Sigma (W \sin \alpha)}$$

Para despejar la incógnita N se establece el equilibrio vertical en la rebanada:

$$W + \Delta X = N \cos \alpha + U \cos \alpha + S \sin \alpha$$

sustituyendo S y despejando N se obtiene:

$$N = \frac{W + \Delta X - U \cos \alpha - [(cA + N \operatorname{tg} \phi) / F] \sin \alpha}{\cos \alpha}$$

de donde:

$$N = \frac{W + \Delta X - [(cA \sin \alpha / F) + U \cos \alpha]}{\cos \alpha + [(\operatorname{tg} \phi \sin \alpha) / F]}$$

y el coeficiente de seguridad queda (considerando $\Delta X = 0$):

$$F = \frac{\Sigma [cA \cos \alpha + (W - U \cos \alpha) \operatorname{tg} \phi] [1 / Mi(\alpha)]}{\Sigma W \sin \alpha}$$

donde:

$$Mi(\alpha) = \cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi \operatorname{tg} \alpha}{F} \right)$$

Para el cálculo de $Mi(\alpha)$ puede utilizarse el ábaco de la Figura B.

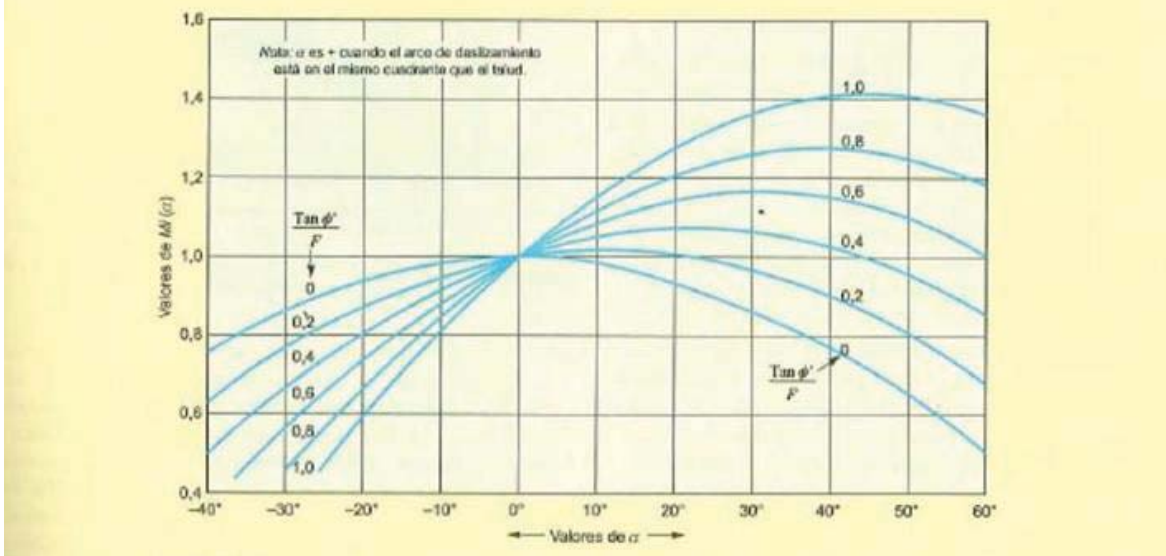


Figura 3. 47 b) Método de Bishop Simplificado.

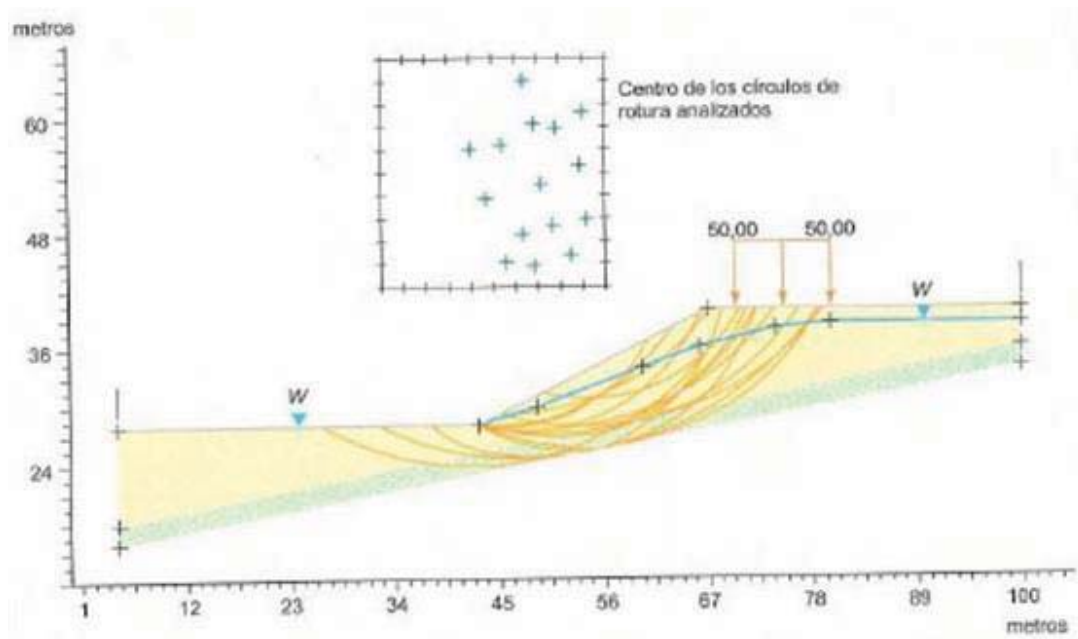


Figura 3. 48 salida gráfica del programa Slide, con la representación de las superficies de rotura potencial.

3.9 Consideraciones a tener en cuenta en los análisis de estabilidad

- En el diseño de taludes debe tenerse en cuenta la inclinación de las laderas naturales estables; se incluyen los resultados obtenidos de estudios de campo, que permiten estimar la inclinación del talud en función de la inclinación existente previamente en la ladera, según el tipo de terreno.
- Los métodos de análisis enumerados describen condiciones matemáticas entre tensiones. Deben adaptarse a las condiciones reales de drenaje del problema a resolver, llevando a cabo análisis en tensiones totales o en efectivas. En situaciones de obra donde la excavación y construcción se efectúa de forma rápida, pueden hacerse análisis en tensiones totales, pero a largo plazo los análisis deben hacerse en tensiones efectivas.
- Los métodos expuestos (excepto el de «rebanadas») utilizan valores únicos de los parámetros c y ϕ ; sin embargo éstos son función del estado del terreno, el cual puede variar a lo largo de la superficie de rotura. Normalmente en la densidad seca del terreno de un talud puede haber variaciones del orden de un 10%, con lo que el índice de huecos puede variar en un 15-20 %, lo que puede llevar a variaciones del ángulo de rozamiento de 5° - 6° en arenas.

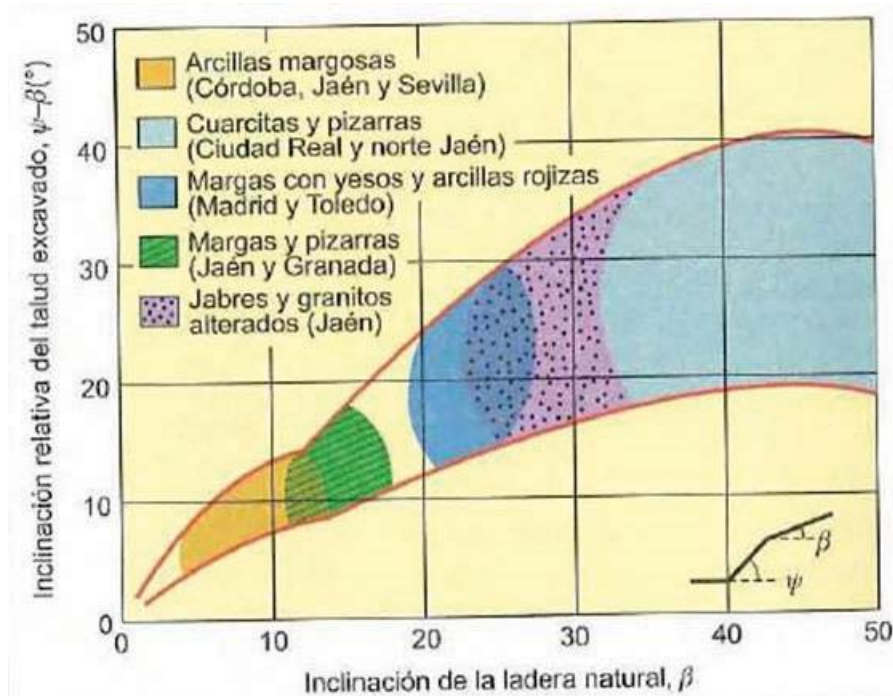


Figura 3. 49 Relación entre la inclinación de la ladera natural y el talud excavado (Oteo, 1997).

- En arcillas saturadas, la resistencia al corte sin drenaje, S_u varía en función de su razón de sobreconsolidación (OCR); además debería tenerse en cuenta el tipo de deformación en el terreno, a lo largo de la superficie de deslizamiento, a la hora de determinar la resistencia, a fin de realizar ensayos de laboratorio representativos. Los métodos en sí condicionan, parcialmente, la influencia de los parámetros; en el caso de taludes «infinitos» es habitual que la cohesión sea muy pequeña o nula en la superficie de deslizamiento, puesto que ésta viene marcada por alguna discontinuidad en la que suele circular el agua. Si se acepta el valor $c=0$, resulta que $F = \text{tg } \phi / \text{tg } \alpha$, con lo que, para una geometría dada, F depende linealmente de $\text{tg } \phi$ y una variación de 2° supone una variación del orden del 8- 12% en el valor de F . Si el coeficiente de seguridad de un talud es bajo (del orden de 1,15), F puede bajar localmente a 1,0 y producirse el deslizamiento.
- El cálculo de las presiones intersticiales en la superficie de rotura supone la determinación previa de la red de flujo en el talud, lo que no siempre es fácil; se puede obtener a partir de un nivel freático estático equivalente o introduciendo en los cálculos valores del coeficiente $r_u = u/\gamma H$ adecuados (por ejemplo, en cada rebanada).
- Existen factores influyentes en la estabilidad del talud no tenidos en cuenta en estos análisis, como los ambientales (evapotranspiración, erosión superficial, vegetación, etc.), que afectan a los parámetros de resistencia al corte del terreno, a las condiciones hidrogeológicas, etc.

- Los análisis con métodos de rebanadas correctamente aplicados dan resultados aceptables; es recomendable dibujar previamente las posibles superficies de rotura y considerar superficies de tanteo similares, no limitándose a introducir en el ordenador datos de centros y radios sin observar previamente su posición en el talud analizado.

3.10 Taludes en rocas

3.10.1 Rotura plana

Es el caso más simple de análisis. A partir de las fuerzas actuantes sobre la superficie de rotura considerada, se establece la ecuación del coeficiente de seguridad:

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi}{W \operatorname{sen} \alpha} \quad \left| \text{Ecuación 15} \right.$$

donde:

cA = fuerza debida a la cohesión en el plano de deslizamiento.

$(W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi$ = fuerza debida al rozamiento en el plano.

$W \cos \alpha$ = componente estabilizadora del peso (normal a la superficie de deslizamiento).

U = fuerza total debida a la presión de agua sobre la superficie de deslizamiento.

$W \operatorname{sen} \alpha$ = componente del peso tendente al deslizamiento (paralela a la superficie de deslizamiento).

En caso de existencia de grieta de tracción rellena de agua:

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U - V \operatorname{sen} \alpha) \operatorname{tg} \phi}{W \operatorname{sen} \alpha + V \cos \alpha} \quad \left| \text{Ecuación 16} \right.$$

siendo V la fuerza ejercida por el agua sobre la grieta de tracción.

El peso del talud se calcula en base al volumen unitario del bloque deslizante y al peso específico del material, y la fuerza ejercida por el agua se puede estimar por:

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w A; \quad V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \quad \left| \text{Ecuación 17} \right.$$

siendo A la longitud de la superficie de deslizamiento.

A partir de esta formulación general, y dependiendo de las características y forma de la rotura plana y de los factores involucrados, se introducen en las ecuaciones las diferentes fuerzas actuantes. Para el caso de una fuerza externa resistente aplicada sobre el talud (por ejemplo un anclaje; la expresión del coeficiente de seguridad es:

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U + T \cos \delta) \operatorname{tg} \phi}{W \operatorname{sen} \alpha - T \operatorname{sen} \delta} \quad \left| \text{Ecuación 18} \right.$$

Esta ecuación permite calcular la fuerza de anclaje total necesaria para conseguir un determinado coeficiente de seguridad en un talud. Por ejemplo, si se quiere alcanzar un valor de $F = 1,3$ frente a una rotura plana de un bloque de 70 t de peso, a favor de una superficie con 35° de inclinación, se tiene (considerando para la superficie unos valores de $c=0$, $\phi=32^\circ$ y $U=22$ t, y considerando que el anclaje tiene una inclinación de 30° con respecto a la horizontal, es decir $\delta= 25^\circ$):

$$1,3 = \frac{(70 \cos 35^\circ - 22 + T \cos 25^\circ) \operatorname{tg} 32^\circ}{70 \operatorname{sen} 35^\circ - T \operatorname{sen} 25^\circ} \quad \left| \text{Ecuación 19} \right.$$

de donde se obtiene un valor de $T = 27$ t, fuerza que podría aplicarse con un solo elemento resistente o entre varios distribuidos en el frente de talud. La magnitud de la fuerza necesaria varía según su orientación con respecto al plano de discontinuidad.

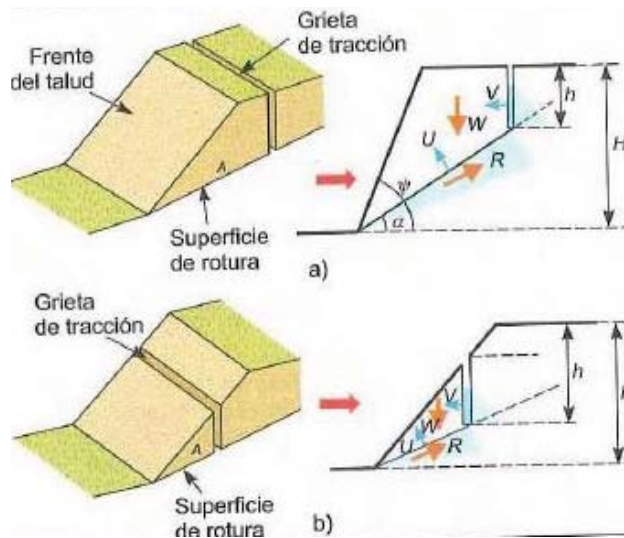


Figura 3. 50 Geometría de la rotura plana en talud, a) Grieta de tracción en cabecera, b) Grieta de tracción en la cara del talud. (Modificado de Hoek y Bray, 1981).

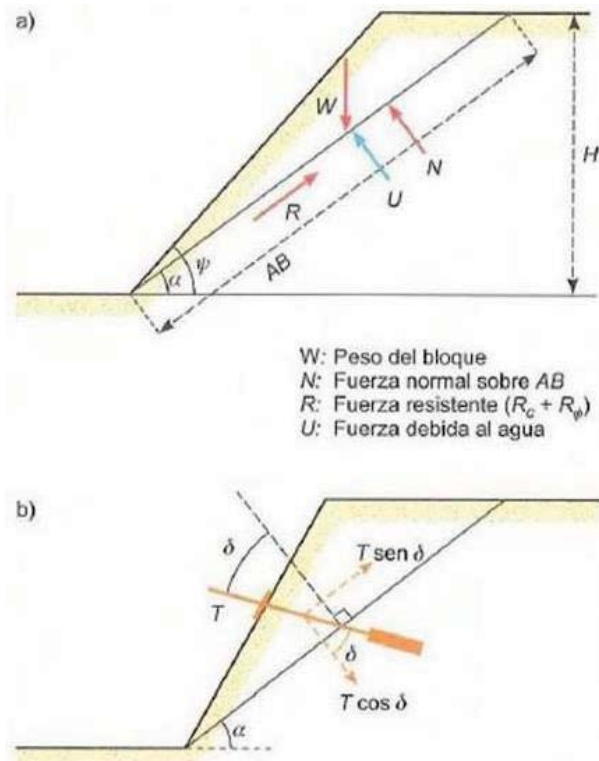


Figura 3. 51 a) Fuerzas actuando sobre una superficie de deslizamiento plana b) Fuerzas ejercidas por un elemento externo resistente (anclaje) aplicando sobre el talud.

CAPÍTULO 4

Caso de estudio

4.1 Descripción de la estructura en estudio

Como caso de estudio se analiza el Proyecto Hidroeléctrico “La Yesca” (México) para las diferentes condiciones de construcción y operación que se presentan vinculadas al funcionamiento hidráulico siendo un caso de estudio multidisciplinario.

4.2 Colocación de Recargue de Material.

Se realizó una revisión del comportamiento a mediano y largo plazo de la estabilidad de la Margen Izquierda con las medidas de estabilización ya construidas (Descopetes y Monolito de Concreto) obteniéndose que el deslizamiento se reactivaría para las condiciones de vaciado rápido en construcción y operación, lo cual fue reflejado en los registros de instrumentación mostrándose una persistencia en el desplazamiento de la masa inestable pero con menores velocidades de deformación, por lo que fue necesario plantear obras de estabilización adicionales para largo plazo.

- Remoción adicional de material en parte superior del bloque inestable (Descopetes).
- Drenaje del bloque inestable mediante galerías para evitar que se incrementaran los niveles de agua por arriba de la Falla Colapso.

- Colocación de Relleno de Enrocamiento frente a los portales de entrada en dos etapas
- Construcción de galerías de cortante o fricción (re llenas de concreto) intersectando la falla y a rumbo de ella.
- Construcción de varios cilindros de cortante de gran diámetro re llenos de concreto (también llamados lumbreras de cortante) que intersectaran la falla.

Para seleccionar las obras de estabilización a largo plazo, se consideraron aspecto tales como complejidad y afectación al programa de construcción, pero dándole prioridad a la seguridad del proyecto; finalmente una de las obras seleccionadas fue la del Recargue de Material (Relleno de Enrocamiento), para brindarle un mayor peso resistente al pie del talud del bloque inestable.

El criterio establecido para el diseño del material de Recargue fue planteado por la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) en el reporte de diseño para la Estabilidad de la Margen Izquierda; indicándose su contribución mediante el empuje pasivo resistente debido a las características y forma del material de enrocamiento, el cual está compuesto particularmente de las mismas características que el colocado en la Ataguía.

Para poder realizar el desvío del río por los túneles 1 y 2, se definió como otra de las condicionantes formar una barrera que impida el ingreso del agua embalsada por la ataguía hacia el macizo rocoso donde se labró el portal de entrada de los túneles de desvío, mediante la extensión de la pantalla flexoimpermeable construida por abajo de la ataguía de aguas arriba, a través de los aluviones del río, hasta el empotramiento izquierdo del monolito de concreto.

Esta medida implicó realizar trabajos adicionales para extender la pantalla flexoimpermeable (formada con mezclas autofraguantes y cuya excavación requiere de almeja guiada) hasta el empotramiento de la ataguía en el monolito de concreto, así como del inyectado del tramo de 28 metros de longitud entre los túneles 1 y 2, y del mismo empotramiento izquierdo del túnel 2.

Los criterios establecidos para la Pantalla Flexo-impermeable son de carácter Geotécnicos. Los cuales están en función del flujo del agua en la roca y suelo del cauce así como su área de influencia respecto al macizo rocoso,

4.3 Lumbreras de Cortante.

Debido al problema de inestabilidad presentado en la Margen Izquierda por la presencia en la zona de fallas geológicas que abarcan una porción considerable de dicha margen, lo que llevo a la necesidad de buscar un método de estabilización para el macizo rocoso potencialmente en movimiento; de forma similar que para el material de recargue, la CFE requería incrementar el factor de seguridad para las condiciones de Operación, particularmente para la condición de Vaciado Rápido, de tal forma que para dicho propósito se plantearon dos soluciones posibles.

- Construcción de galerías de cortante o fricción (rellenas de concreto) intersectando la falla y a rumbo de ella.
- Construcción de Lumbreras de Cortante.

Se tomó en cuenta la complejidad y afectación al programa de construcción para seleccionar la obra a realizar, pero dándole prioridad a la seguridad del proyecto; de tal forma que, debido a que la llaves de fricción eran galerías rellenas que seguían el trayecto de la falla Colapso lo cual requería una excavación con ángulos pronunciados y compleja que podría originar un incremento en los tiempos de construcción del proyecto; por lo tanto la CFE opto por la idea de Construir un grupo de Lumbreras de Cortante que atravesará la falla verticalmente, ya que constructivamente era más factible que las Galerías de Fricción.

Para la construcción de las Lumbreras de Cortante es imprescindible que la estructura trabaje a corte, colocando en la dirección del movimiento una serie de lumbrera juntas y firmemente vinculadas entre sí, de tal modo que resistan los esfuerzos de corte en sentido vertical con el objetivo de formar una estructura que en conjunto trabaje únicamente a compresión y permita transferir los esfuerzos de la masa de roca superior inestable a la roca de fundación supuestamente estable

4.4 Tapón – Ancla en Túneles de Desvío 1 y 2.

De igual forma que las Lumbreras de Cortante y por el problema de inestabilidad presentado en la Margen Izquierda; se revisaron las condiciones de estabilidad a mediano y largo plazo para el bloque inestable considerando las obras de estabilización ya construidas (Monolito y Descopete 1er. Etapa), obteniéndose como resultados que el deslizamiento se reactivaría para las de operación de la presa (vaciado rápido desde NAMO a piso de vertedores), por lo que fue necesario plantear varias obras de estabilización adicionales para incrementar los factores de seguridad a los mínimos establecidos, particularmente para la condición de Vaciado Rápido.

- Remoción adicional de material en parte superior del bloque inestable (Descopetes II, III y IV)
- Drenaje del bloque inestable mediante galerías para evitar que se incrementaran los niveles de agua por arriba de la Falla Colapso.
- Colocación de relleno de enrocamiento frente a los portales de entrada en dos etapas, la primera hasta la elev. +435.0 y la segunda hasta al menos la elev. +456.0.
- Construcción de galerías de cortante o fricción (reellenas de concreto) intersectando la falla y a rumbo de ella.
- Construcción de muros de cortante (de concreto) al pie del bloque inestable
- Construcción de varios cilindros de cortante de gran diámetro reellenos de concreto (también llamados lumbreras de cortante) que intersectaran la falla.
- Relleno con concreto de los Túnel 1 y 2 al final de la construcción en la zona en la que intersecta a la Falla Colapso y a sus réplicas.

Para la selección de las obras a construir se tomó en cuenta la complejidad y afectación al programa de construcción, y la influencia de la obra en el incremento del factor de seguridad; desechándose en primera instancia la construcción de las Galerías de Fricción por su complejo sistema constructivo, así como la construcción

de los cilindros de cortante debido a que por sí solos no aportan un incremento significativo en el Factor de Seguridad; algunas medidas de remediación que fueron tomadas para incrementar el Factor de Seguridad en el sistema inestable, son la Construcción de los Tapones – Ancla en los túneles de desvío 1 y 2, los cuales atravesarían la falla horizontalmente y en conjunto con el Contrapeso (Monolito), Recargue y Lumbreras, así como las distintas etapas de los Descopetes, aportarían en el incremento de los Factores de Seguridad de la Margen Izquierda.

El criterio de análisis para obtener las fuerzas resistentes de los Tapones parte de la teoría establecida para el diseño de Tapones de cierre definitivo en las galerías y Desvíos (formula de Creager, 1945), en la cual se emplea la fricción existente entre el contacto roca-concreto y el peso propio del tapón para contrarrestar las fuerzas horizontales, en este caso particular la fuerza de desplazamiento del macizo rocoso inestable, los tapones están conformados con concreto armado con la finalidad de que resistan las fuerzas de tracción a las que serán sometidos por la potencial falla del bloque inestable; estos estarán colocados en cada uno de los túneles de desvío (ver Reporte LoSA, marzo, junio y octubre 2010; Reporte de Diseño de la Margen Izquierda).

4.5 Obra de excedencias modificación del eje de la estructura de control y del eje del canal de descarga.

Debido al giro de 14 grados del eje de la cortina y a otros problemas de origen geológico que incidían directamente en la estructura de control, resultó conveniente analizar la posible relocalización del eje del cimacio del vertedor, eliminar la excavación de 40 metros, reducir la altura del corte en la margen izquierda del canal de descarga y evitar que la salida de agua del vertedor golpeará la margen derecha del río.

Se elaboró un anteproyecto del vertedor con descarga en la curva del río Santiago, aguas abajo de la descarga actual, con lo cual se evitaría la excavación del foso dissipador de energía y reducirían los efectos de la descarga en una zona de la margen derecha conocida como “circo de erosión”, la cual en el proyecto

original exigió considerar trabajos extensos de protección. En el Laboratorio de Hidráulica de la CFE se construyó y ensayó el modelo de este nuevo vertedor, por lo que la CFE consideró procedente desplazar hacia aguas abajo el eje del cimacio y relocalizar el eje del canal de descarga hacia la curva del río. Se procuró con el proyecto modificado no afectar las excavaciones ya realizadas, el criterio hidráulico seguido para dichos trabajos fue el establecido en el Manual de Obras Civiles de la CFE, Hidrotecnia A.2.10 Obra de Excedencias.

Desde el punto de vista geológico – estructural, la Estructura de Control quedó alejada de la influencia de las fallas Vertedor 1 y Colapso; bajo el piso y hacia el muro derecho, sólo ocurren fallas de menor magnitud con inclinación de 30° hacia el interior de la ladera; se infiere la ocurrencia de la falla Vertedor 2 por debajo de la estructura de control a la elevación 500 sin afectarla; el criterio Geológico fue el planteado en el Reporte de la GEIC sobre las condiciones geológicas de la Margen Izquierda, mientras que los estructurales fueron elaborados por la Residencia de Ingeniería del Proyecto de CFE, el diseño por el Contratista y supervisados por la misma Residencia de Ingeniería del Proyecto.

4.6 Reducción de los volúmenes de excavación en la Obra de Excedencias

Obtención de los materiales requeridos para el cuerpo de la Cortina de un Banco, debido a dicha reducción de los volúmenes originada por la modificación de la Obra de Excedencias.

Debido a los problemas geológicos originados por la presencia de las Fallas Lavadero y Gaviota en el Canal de Descarga del Vertedor, se planteó relocalizar el eje del canal de descarga hacia la curva del río, procurando que el proyecto modificado no afectara las excavaciones ya realizadas, planteándose la construcción del canal de Descarga mediante tres canales escalonados, estas adecuaciones al vertedor implicarían remover menores volúmenes de roca considerados en la oferta del Contratista a precio alzado, aunque los volúmenes que se excaven tendrán menor porcentaje aprovechable para la cortina y posiblemente no se dispondrá del material en forma oportuna con relación a su tiempo de utilización; por lo tanto, será necesaria la apertura de un banco de roca

(muy probablemente el denominado Juanepanta) para complementar los volúmenes de material necesarios para el cuerpo de la cortina, que se dejaron de obtener considerando que se habían previsto de la excavación del mismo vertedor.

Los Criterios de Diseño geológico fueron planteados por la GEIC en su Reporte de las condiciones Geológicas de la Margen Izquierda, el criterio hidráulico para el diseño de los canales del Vertedero está establecido en el Manual de Obras Civiles de la CFE, en el capítulo de Hidrotecnia A.2.10 Obra de Excedencias; y el criterio de diseño estructural fue establecido por la Residencia de Ingeniería del Proyecto, la estructura trabajara con canales de muros independientes, los cuales estarán escalonados para evitar situarse en zona de falla o incrementar los volúmenes de excavación.

CAPÍTULO 5

Análisis de resultados

5.1 Consideraciones generales

La siguiente lista corresponde a las propiedades físicas y mecánicas de los materiales considerados en el estudio de estabilización de la Margen Izquierda. El criterio para determinar el esfuerzo resistente en la roca ante las fuerzas tangenciales de cortante, toma como base las características mecánicas de la roca. Se utiliza el criterio de falla de Hoek – Brown y el valor de GSI estimado para cada tipo de roca donde se localizará el casquillo de concreto.

Tabla 5.17. Propiedades Mecánicas de los Materiales.

Concepto	Símbolo	Magnitud	Unida
Peso Volumétrico Seco de la Roca	$Y_{(roca)} =$	25.0	kN/m ³
Peso Volumétrico Sumergido de la Roca	$Y'_{(roca)} =$	15.2	kN/m ³
Peso Volumétrico Saturado de la Roca	$YS_{(roca)} =$	25.0	kN/m ³
Peso Volumétrico del Concreto	$Y_{(concr)} =$	24.0	kN/m ³
Peso Volumétrico del Concreto Sumergido	$Y'_{(concr)} =$	14.2	kN/m ³
Peso Volumétrico del Material de Recarga	$Y_{(relleno)} =$	22.0	kN/m ³
Peso Volumétrico del Material de Recarga sumergido	$Y'_{(relleno)} =$	12.0	kN/m ³
Angulo de Fricción interna del material de la falla seco	$\Phi =$	13.0	°
Angulo de Fricción Interna del material de la falla saturado	$\Phi_{(sat)} =$	6.0	°
Angulo de Fricción del Concreto	$\Phi_{(concr)} =$	26.5	°
Angulo de Fricción interna de la Roca Sana (bajo la falla)	$\Phi_{(R. bajo)} =$	42.0	°
Angulo de Fricción Interna de la Roca Fracturada (sobre la falla)	$\Phi_{(R. sobre)} =$	35.0	°
Angulo de Fricción del material de relleno (recarga)	$\Phi_{(Recarga)} =$	40.0	°
Cohesión de la Roca	$c =$	50.0	kN/m ²
Cohesión Efectiva	$c' =$	25.5	kN/m ²
Angulo de inclinación de la superficie de rotura.		21.5	°

5.1.1 Coeficientes de Aceleración Sísmica

Los coeficientes empleados para la estabilización del macizo de roca potencialmente inestable fueron los proporcionados por la Comisión en las Bases de Licitación, sección 8.1.6 “Geotecnia y Sismicidad” los cuales se indican en la tabla siguiente:

Tabla 5.18 . Coeficientes de Aceleración Sísmica del Terreno.

Dirección	Periodo de Retorno (años)		
	200 (OBE)	1000	10000 (MDE)
k_v	0.1	0.18	0.29
k_h	0.14	0.25	0.41

Los coeficientes sísmicos serán reducidos en 2/3 de su capacidad según lo establecido en los Manuales de Estabilidad del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE) y aplicando el 100% en una dirección y el 30% en la otra (Manual Sismo CFE, 2008), siendo la componente horizontal la que causara una mayor inestabilidad en el sistema.

Tabla 5.19 . Coeficientes de Aceleración Sísmica del Terreno, reducidos.

Dirección	Periodo de Retorno (años)		
	200 (OBE)	1000	10000 (MDE)
k_v^*	0.02	0.04	0.06
k_h^*	0.09	0.17	0.27

5.2 Pronóstico hidrológico para el cierre final del P.H la Yesca

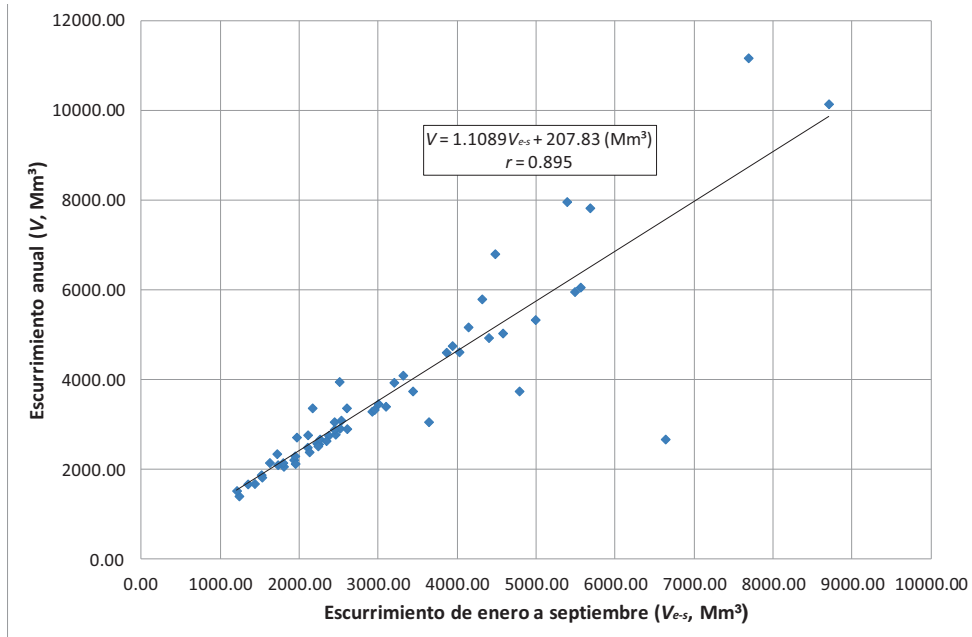


Figura 5. 52 Estimación del escurrimiento anual para 2011 con datos hasta septiembre.

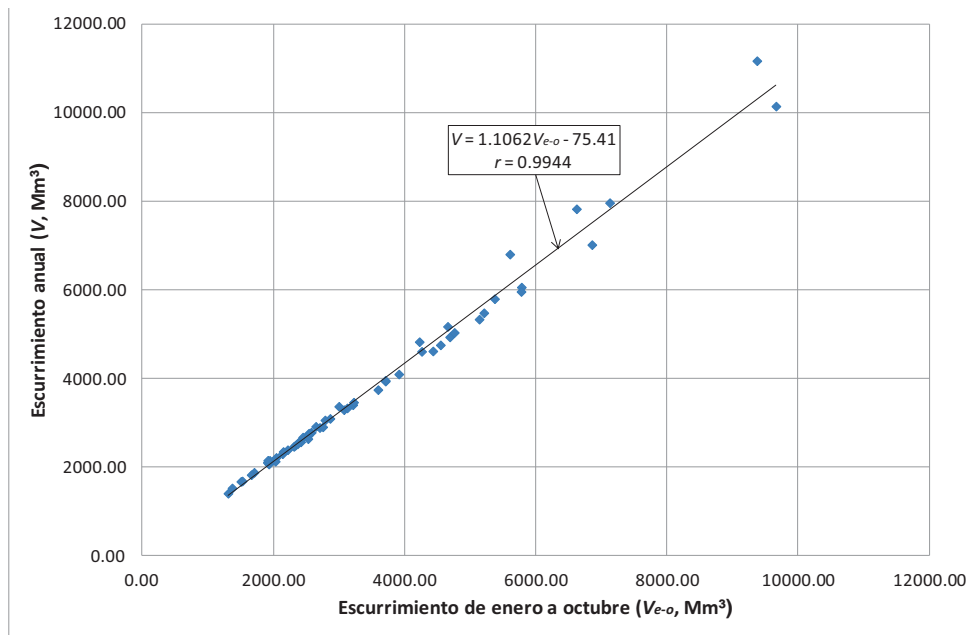


Figura 5. 53 Estimación del escurrimiento anual para 2011 con datos hasta octubre.

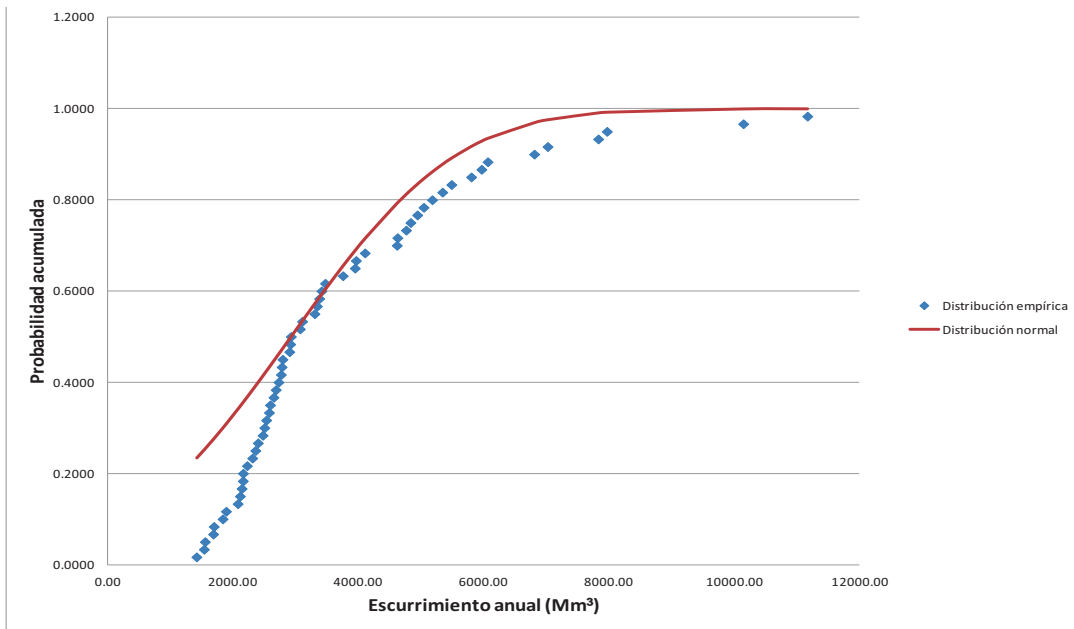


Figura 5. 54 Comparación entre distribución empírica y distribución normal.

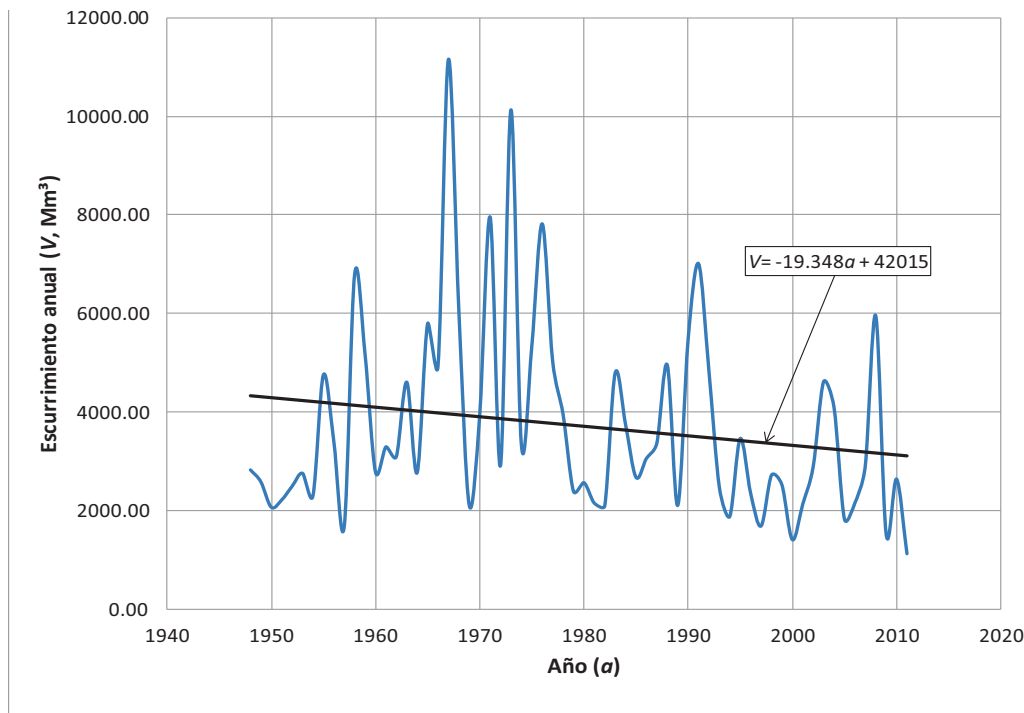


Figura 5.55 Tendencia.

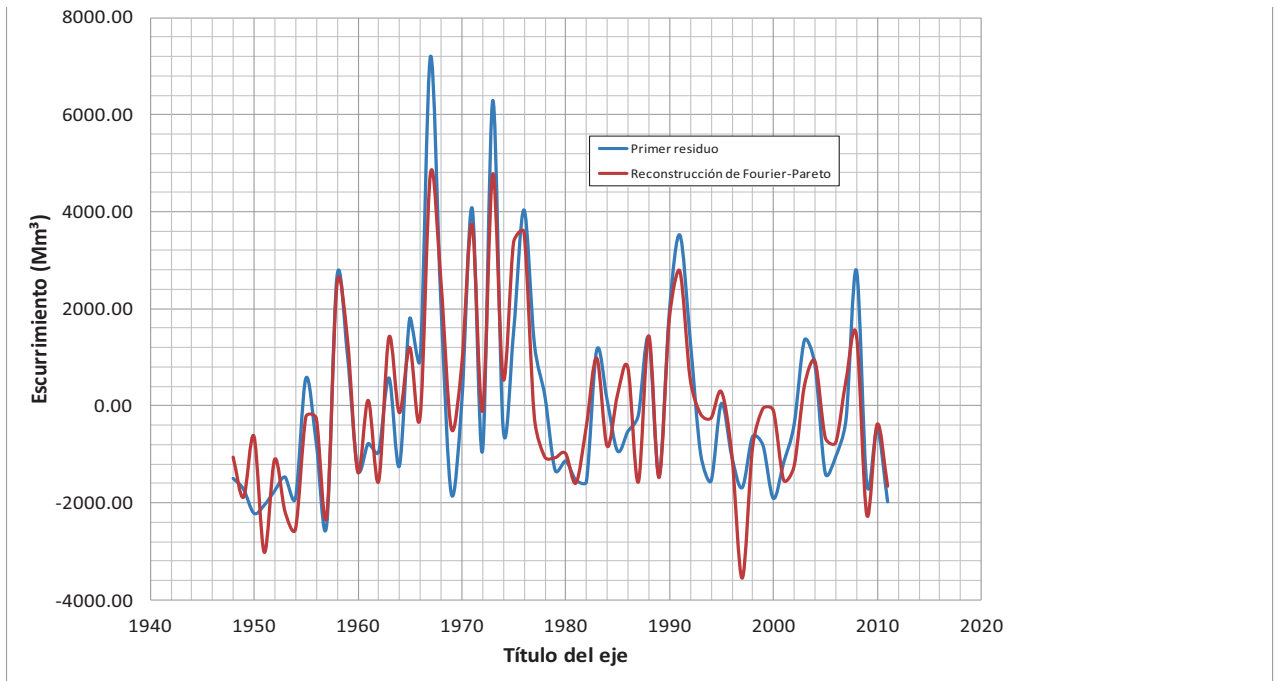


Figura 5. 56 Reconstrucción de Fourier-Pareto (componente cíclico).

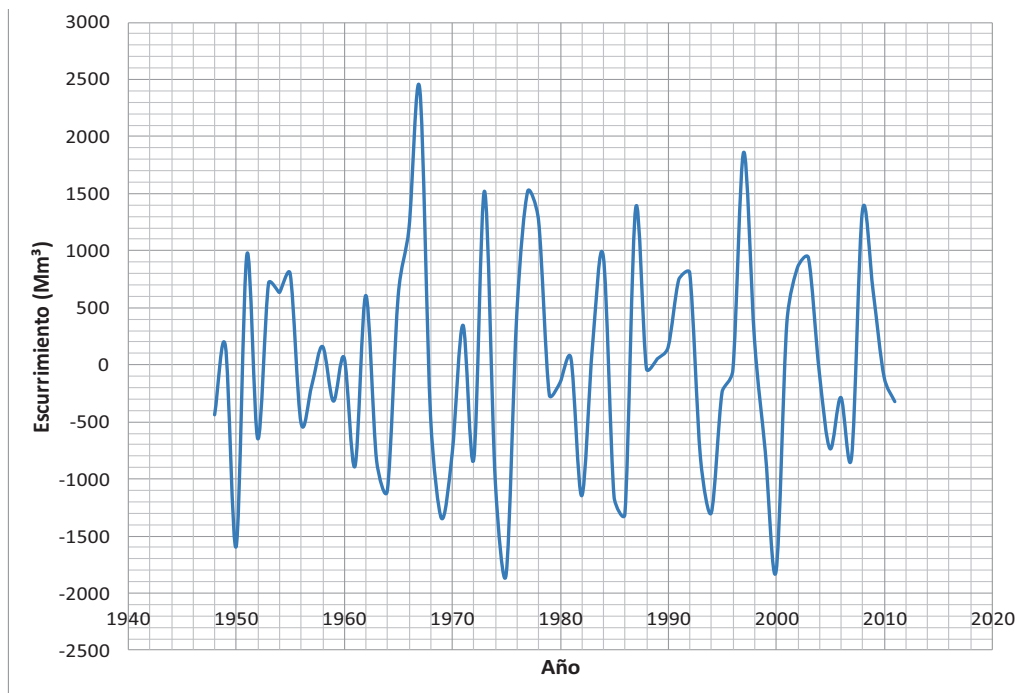


Figura 5. 57 Componente aleatoria (segundo residuo).

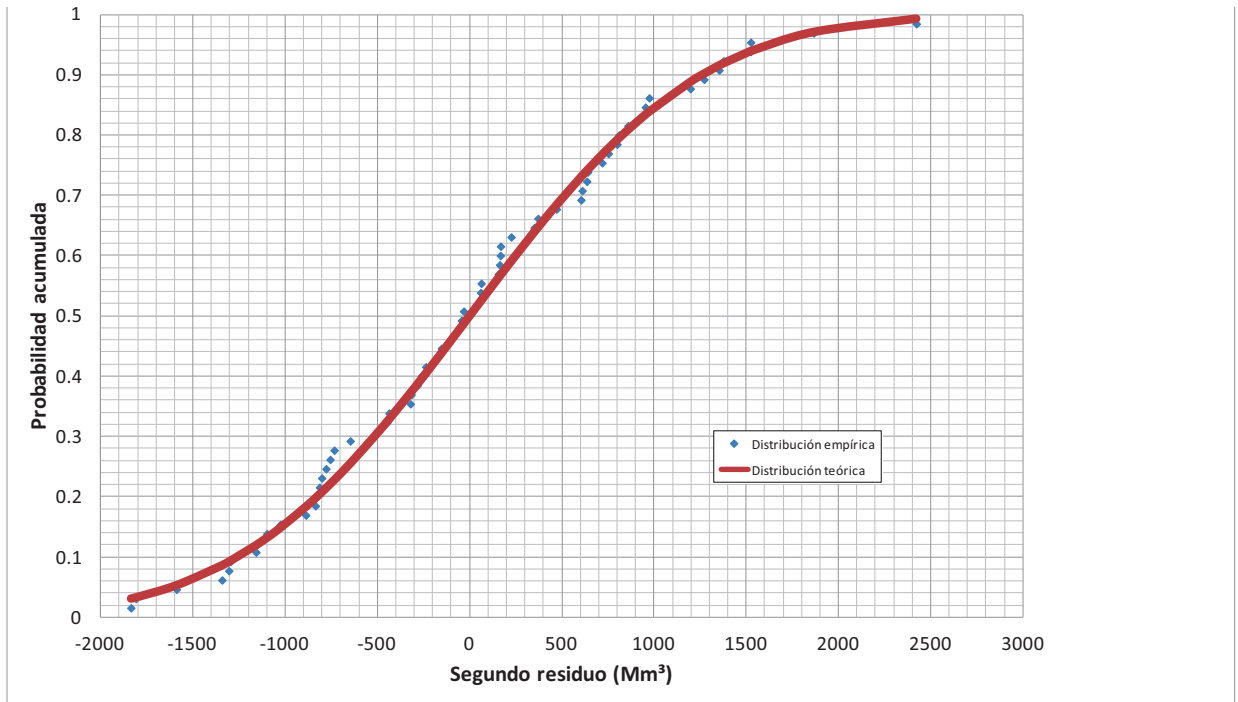


Figura 5. 58 Distribución de probabilidad del segundo residuo.

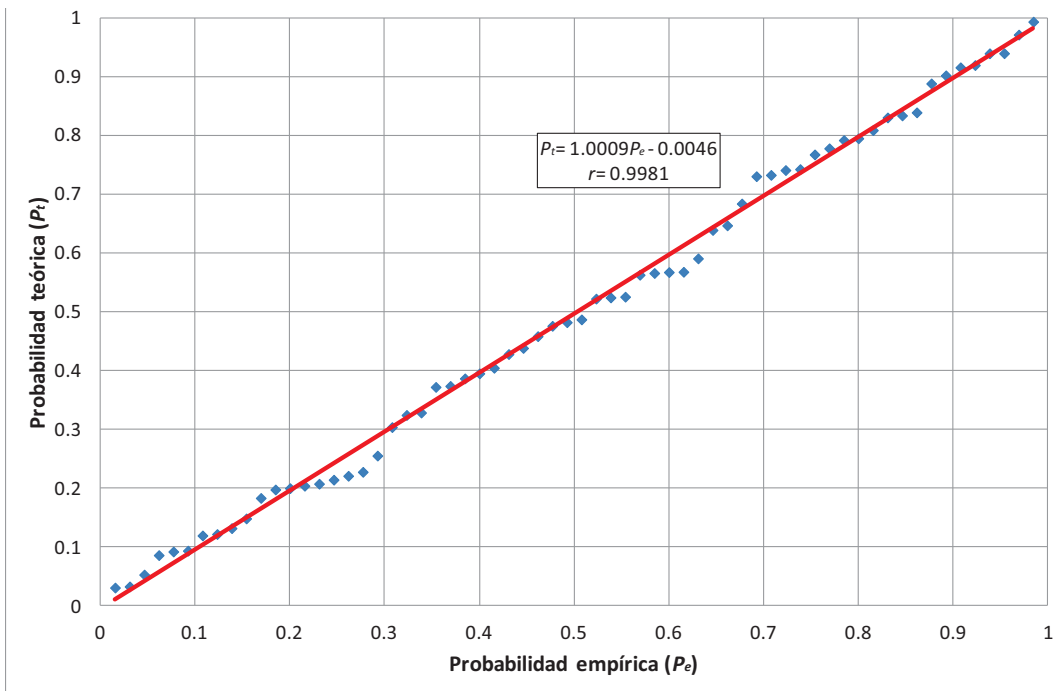


Figura 5. 59 Comparación entre probabilidad teórica y probabilidad empírica.

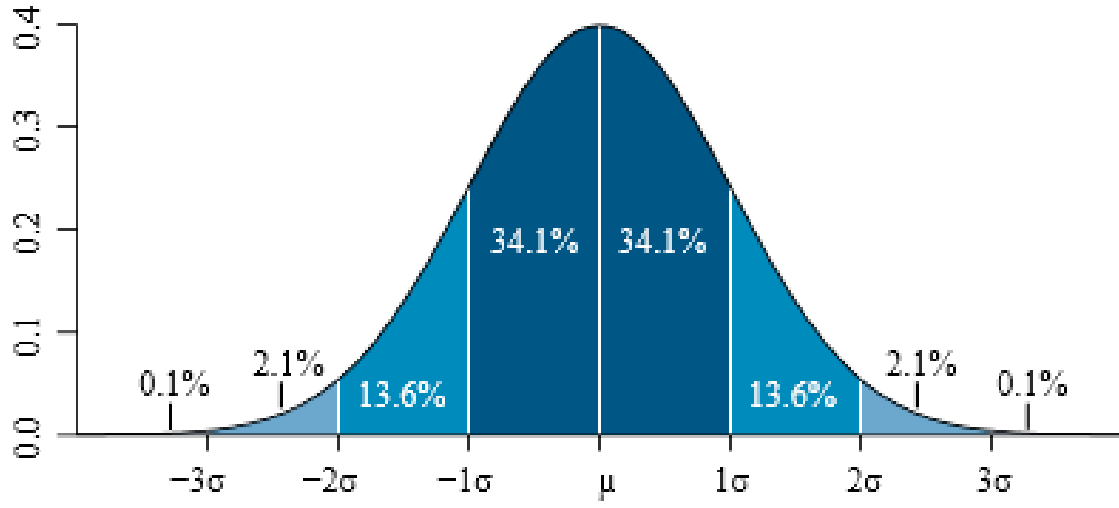


Figura 5. 60 Distribución normal.

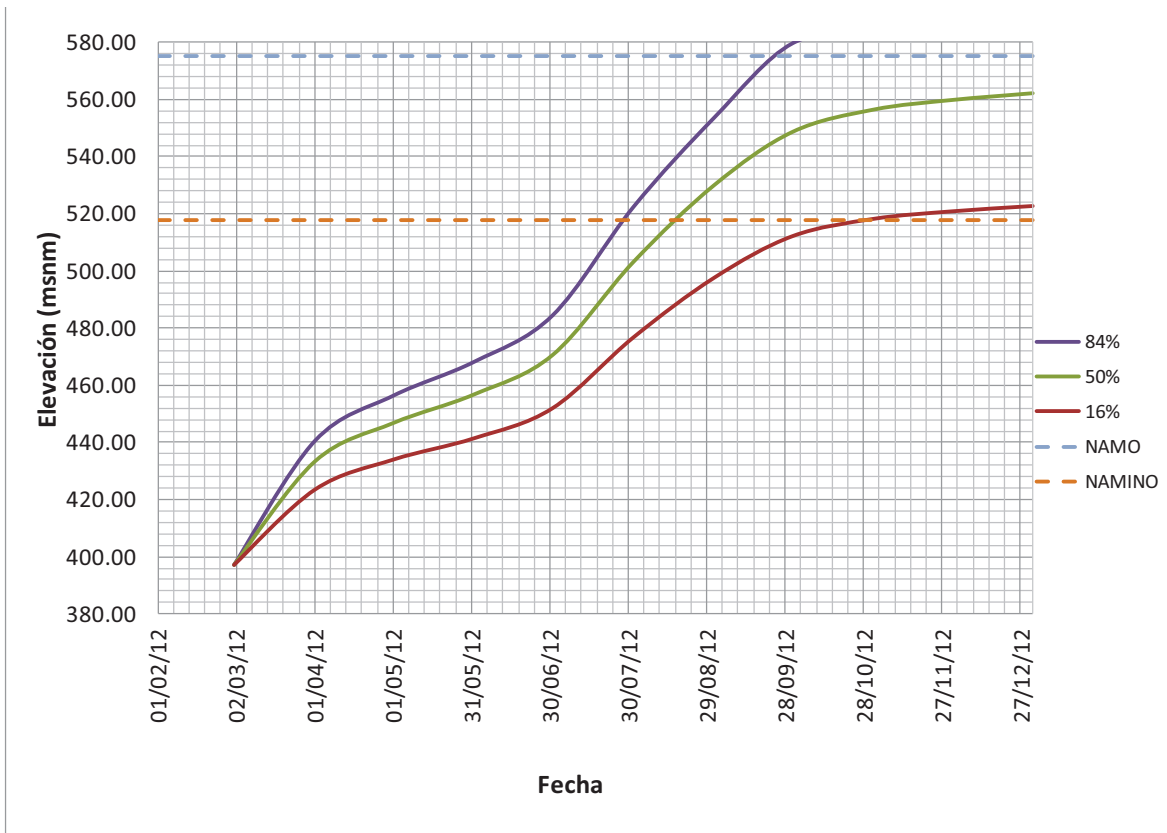


Figura 5. 61 Curvas de llenado para el cierre del 1 de marzo de 2012.

Pronostico de escurrimiento para 2012

Variable	Volumen (Mm ³)
Percentil 16	1047.58
Percentil 50	2025.95
Percentil 84	3004.31

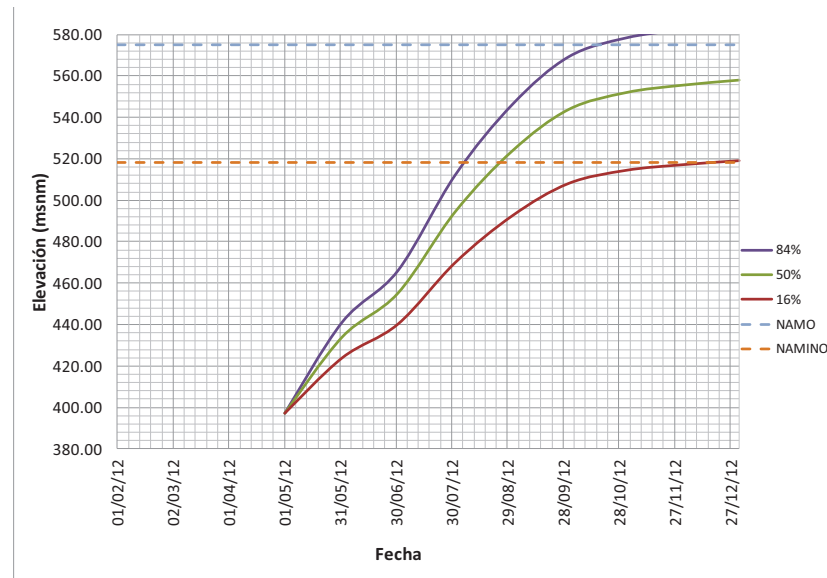


Figura 5. 62 Curvas de llenado para el cierre del 1 de mayo de 2012

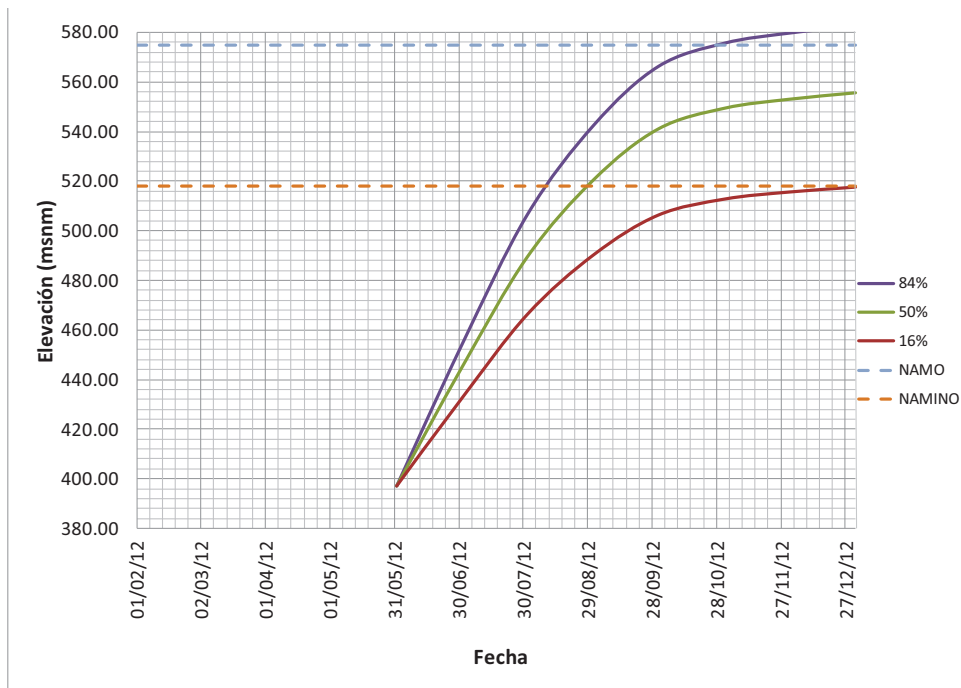


Figura 5. 63 Curvas de llenado para el cierre del 1 de junio de 2012

Fechas clave para el cierre del 1 de marzo de 2012

Elevación clave	Cota (msnm)	Fecha esperada (16%)	Fecha esperada (50%)	Fecha esperada (84%)
Desagüe de fondo	431	22/04/2012	30/03/2012	25/03/2012
Plataforma de obturadores	435	05/05/2012	05/04/2012	27/03/2012
Canal de llamada de la obra de toma	494.26	26/09/2012	23/07/2012	09/07/2012
NAMINO	518	01/11/2012	18/08/2012	28/07/2012
Canal de llamada del vertedor	549.4	N/A en 2012	05/10/2012	27/08/2012
Cresta del vertedor	556	N/A en 2012	31/10/2012	03/09/2012
NAMO	575	N/A en 2012	N/A en 2012	25/09/2012

Fechas clave para el cierre del 1 de mayo de 2012

Elevación clave	Cota (msnm)	Fecha esperada (16%)	Fecha esperada (50%)	Fecha esperada (84%)
Desagüe de fondo	431	14/06/2012	29/05/2012	24/05/2012
Plataforma de obturadores	435	21/06/2012	02/06/2012	27/05/2012
Canal de llamada de la obra de toma	494.26	03/09/2012	01/08/2012	19/07/2012
NAMINO	518	13/12/2012	18/08/2012	06/08/2012
Canal de llamada del vertedor	549.4	N/A en 2012	22/10/2012	04/09/2012
Cresta del vertedor	556	N/A en 2012	09/12/2012	13/09/2012
NAMO	575	N/A en 2012	N/A en 2012	20/10/2012

Fechas clave para el cierre del 1 de junio de 2012

Elevación clave	Cota (msnm)	Fecha esperada (16%)	Fecha esperada (50%)	Fecha esperada (84%)
Desagüe de fondo	431	01/07/2012	21/06/2012	19/06/2012
Plataforma de obturadores	435	03/07/2012	25/06/2012	21/06/2012
Canal de llamada de la obra de toma	494.26	08/09/2012	05/08/2012	24/07/2012
NAMINO	518	N/A en 2012	28/08/2012	09/08/2012
Canal de llamada del vertedor	549.4	N/A en 2012	01/12/2012	09/09/2012
Cresta del vertedor	556	N/A en 2012	N/A en 2012	17/09/2012
NAMO	575	N/A en 2012	N/A en 2012	30/11/2012

5.3 Análisis de Estabilidad para la Margen Izquierda del P.H. “La Yesca”.

El proyecto de la planta hidroeléctrica La Yesca, de la Comisión Federal de Electricidad, prevé la construcción de una presa de materiales sueltos con cara de concreto, aproximadamente de 208.5 m de altura, con dos túneles de desvío, Casa de Máquinas en caverna y un vertedor en la margen izquierda, como obras principales y primordiales.

Durante la ejecución de los trabajos de la excavación de los túneles de Desvío se encontraron condiciones geológicas en el sitio que han producido la inestabilidad de un gran bloque en la Margen Izquierda, observándose el 13 de mayo de 2008 un desplazamiento importante de dicho bloque. Como consecuencia de dicho desplazamiento se buscaron medidas para mitigar o impedir el desplazamiento del macizo rocoso.



Figura 5. 64 Vista aérea de la Margen Izquierda.

El problema de inestabilidad es originado por la presencia en la zona de fallas geológicas que abarcan una porción considerable de la Margen Izquierda, dicho volumen de roca inestable forma la ladera sobre los túneles de desvío presentando un deslizamiento gradual que representa un riesgo latente a las condiciones de seguridad de la obra en general. Debido a esto surgió la necesidad de buscar un método de estabilización para el macizo rocoso potencialmente en movimiento, que garantice en la etapa de construcción y operación la integridad de la ladera evitando el colapso.

Las estructuras propuestas para este fin se han denominado los tapones estructurales y lumbreras de cortante y el existente monolito o contrapeso.

En el presente documento, se establece el criterio de Diseño para obtener los Factores de Seguridad del sistema de Monolito – Lumbreras – Casquillos para la Estabilización de la Margen Izquierda durante las diferentes etapas de construcción y operación que se pudieran presentar para el embalse de la Presa.

El objetivo del presente documento es conocer los Factores de Seguridad que se tienen para el Proyecto Hidroeléctrico al momento del llenado del embalse, y así,

prevenir los riesgos que pudieran surgir, dicho análisis de estabilidad partirá de las siguientes consideraciones o criterios de diseño:

- La estabilidad de los Tapones durante su construcción se revisará con la fórmula planteada por Creager (1945).
- Los periodos de avance en la construcción son los otorgados por la Residencia de Obras Civiles del Proyecto Hidroeléctrico “La Yesca”.
- Los tiempos y elevaciones de llenado del embalse son los proporcionados por el Dr. Aldama en su reporte “Pronósticos de Llenado del Embalse en el P.H. La Yesca” de noviembre de 2011.
- El material del bloque potencialmente inestable se considera homogéneo e isotrópico.
- Para la estabilidad de todo el sistema de la Margen izquierda se considera la contribución de los Tapones Estructurales, Monolito y Lumbreras de Cortante, estas últimas se plantea que resistirán la parte superior del Macizo inestable, de acuerdo a la hipótesis de Rotura Parcial establecida en el informe de junio de 2010 por LoSA.
- Los Tapones Estructurales trabajaran con el principio de rotura de Mohr-Coulomb, basado en la resistencia al cortante tangencial en el suelo como la fuerza que se opone al desplazamiento del bloque, analizando su estabilidad mediante el método de falla plana y empleando los Tapones en los Túneles de Desvío como un ancla a tensión.

5.3.1 Descripción del sistema de estabilización para la margen izquierda

Como parte de los trabajos de protección para la Estabilización de la Margen Izquierda y de los túneles de desvío ante los problemas que originan las fallas COLAPSO y COLAPSO 01, son las de colocar un sistema que contribuya a mejorar la estabilidad del Bloque potencialmente inestable comprendido por un Monolito de Concreto, Recargue de Material, Excavaciones en el bloque inestable, Lumbreras de Cortante y los Tapones de concreto estructural, en cada uno de los túneles de desvío.

5.3.2 Contrapeso y Material de Recargue

El Contrapeso (o Monolito) es una estructura de Concreto Masivo ubicado al pie del bloque potencial de falla empleado para contrarrestar los desplazamientos que se venían originando en la ladera de la margen izquierda, posteriormente, y debido al continuo movimiento por los trabajos de construcción y excavación en el Vertedor y Túneles de Desvío se optó por la ampliación de unos túneles falsos y colocar el Material de Recargue, el cual consta de roca de misma calidad que la colocada en la Ataguía aguas arriba.

La CFE decidió diseñar y construir de inmediato esta medida como complemento a los trabajos de descopete, agregando peso al pie del portal de entrada de los túneles de desvío, es decir, restituyendo parcialmente el peso de la roca excavada se mejora la estabilidad de la masa inestable, la cual podría tener salida precisamente al pie del talud excavado.

El monolito de concreto construido representa 76 800 m³ de volumen, a esta estructura se adicionó otra lateral de 33 000 m³ para formar el apoyo a la ataguía de aguas arriba; así, el volumen de concreto total de esta obra extraordinaria ascendió a 109 800 metros cúbicos, que corresponden a unas 260 mil toneladas de peso.

Considerando los análisis de estabilidad realizados, así como las recomendaciones de los consultores, la CFE decidió incrementar aún más la longitud de los túneles falsos y colocar sobre esta ampliación material granular como recarga para incrementar el peso resistente y alargar la longitud de salida de la masa inestable; sobre estos nuevos túneles falsos se colocarán del orden de 93 500 m³ de material granular proveniente de los bancos de aluvión del río, el cual se compacta con 4 pasadas de rodillo liso vibratorio, que en total representan del orden de 136 500 toneladas de peso.

5.3.3 Descopetes (Excavaciones en el Bloque Potencialmente inestable)

Como consecuencia del movimiento registrado en fecha del movimiento registrado el 13 de mayo del 2008 se han tomado diversas medidas de estabilización, esencialmente se previó excavar parte del material del Bloque potencialmente inestable con el objetivo de reducir la fuerza (peso) desestabilizante.

El Desarrollo de los Descopetes ha sido ejecutado en 4 etapas sucesivas; en la primera etapa se han retirado un volumen de 186.616,00 m³, en la segunda etapa se retiró un volumen de 109.868,00 m³, en la tercera etapa se retiraron 446.284,00 m³, de los cuales efectivos para la estabilidad del macizo de roca fueron solamente 270.000,00 m³, por último, en la cuarta etapa se retiró un volumen de 80.000,00 m³ de material efectivo para la estabilización, dicho volumen retirado es considerado como una reducción para el volumen total del material potencialmente inestable.

5.3.4 Tapones Estructurales

El Tapón – Ancla requerido es una estructura de concreto reforzado masivo cuyo trabajo se desarrolla por esfuerzo de corte y de fricción en el contacto de la superficie de concreto del tapón con la roca, mientras que el acero de refuerzo deberá de resistir los esfuerzos de tracción originados en el elemento de concreto.

El criterio básico para la localización del Tapón Estructural es que esté ubicado cubriendo toda la longitud de los túneles afectada por la falla y que el resto de su longitud se extienda hasta la zona estable.

El Tapón debe ligarse lo mejor posible a la roca de las paredes del túnel mediante inyecciones de consolidación y contacto, las cuales se establecen en el plano LIYES-1805-DES-OD-106, consistiendo en barrenos de 7.62 cm (3 plg) ubicadas en el perímetro de la bóveda.

Inicialmente se considera el Tapón – Ancla en el túnel 1 como una medida para alcanzar los factores de seguridad mínimos requeridos (reporte Consultores Internacionales Marzo 2010), sin embargo la junta de asesores tuvo la oportunidad de revisar el diseño de los tapones estructurales en los túneles de desvío

coincidiendo con el concepto general de diseño señalando la recomendación de instalar los taponos – ancla de manera que operen como llaves de cortante y de tensión en ambos túneles de desvío; aunque la contribución estimada para el Tapón – Ancla del túnel 2 al factor de seguridad del Bloque potencialmente inestable es relativamente baja, esta es una contribución confiable de la cual se tiene control y dada las incertidumbres asociadas con algunos de los parámetros que controlan el factor de seguridad de la ladera que la contribución del Tapón – Ancla en el túnel 2 es necesaria (Junta de Consultores Internacionales, Octubre 2010).

5.3.5 Lumbreras de Cortante (o Muro de Cortante)

Las Lumbreras de Cortante son elementos de concreto armado (reforzados con fibras metálicas) que cruzan completamente la falla (verticalmente), anclando el bloque potencialmente inestable con la roca supuestamente estable de la base.

Inicialmente se propusieron de sección circular y dos grupos de Lumbreras, pero posteriormente, y debido a que la contribución de uno de los grupos de lumbreras para la estabilización del Bloque Potencialmente inestable era mínima, se optó (por el grupo de Consultores internacionales) por un solo grupo de seis lumbreras de sección ovaladas

Es imprescindible que la estructura trabaje a corte, pero con un diámetro de 9 metros, en el caso en que el espesor de la zona de falla sea importante, la estructura trabajaría inevitablemente a flexión, ésta condición provocaría la parcialización de la sección con una consiguiente reducción de la rigidez y de la resistencia de la estructura, por lo tanto, se ha elegido colocar en la dirección del movimiento una serie de lumbrera juntas y firmemente vinculadas entre sí, de ese modo resistirán los esfuerzos de corte en sentido vertical; el objetivo es formar una estructura dicha “Muro de Lumbreras” que trabajando únicamente a compresión permita transferir los esfuerzos de la masa de roca superior inestable a la roca de fundación supuestamente estable (Reporte LoSA, diciembre 2009).

Con la ubicación actual del grupo de lumbreras se puede suponer un nuevo mecanismo de falla, el cual puede desarrollar su resistencia únicamente en la parte

aguas abajo (superior) del bloque, dejando la parte aguas arriba potencialmente libre de moverse.

5.4 Casos de Carga (Para la estabilidad)

Los casos de carga a emplear para el análisis del Macizo de Roca y la eficiencia de los Tapones-Ancla en los túneles de desvío serán los siguientes:

5.4.1 Caso 1: Etapas de Construcción.

Este caso de carga se analizan las siguientes consideraciones, (a) Se revisa la estabilidad del Macizo Rocosos con los desvíos aun funcionando, el nivel del agua se encuentra por debajo de la El. 435,00 y no se consideran la contribución de los Tapones ni las Lumbreras de Cortante, solamente la del Monolito y Material de Recargue; (b) Se revisa la estabilidad del Macizo Rocosos para distintas condiciones de llenado del vaso con respecto al avance que se tenga en la construcción de los Tapones-Ancla, las Lumbreras serán consideradas para la etapa de llenado del embalse en la que ya se encuentren totalmente construidas, debido a que por sí solas no se obtiene la contribución deseada de las mismas (ver reporte LoSA octubre 2009).

5.4.2 Caso 2: Etapas de Operación

Para la etapa de Operación se consideran las siguientes condiciones de carga; (a) Se analiza la Estabilidad de la Margen Izquierda en el momento en que el embalse llega al nivel del NAMO, considerando las curvas de llenado del vaso proporcionadas por el Dr. Aldama, así como el avance de los tapones para la fecha probable de llenado del vaso; y además, (b) se considera la condición normal de operación cuando el Material del Bloque inestable se encuentra sumergido, el nivel del embalse se encuentra en la El. 575,00, se consideran construidos totalmente tanto las lumbreras como los Tapones estructurales.

5.4.3 Caso 3: Vaciado Rápido del Embalse

En esta condición se establecen dos casos de carga posibles que pudieran ocurrir al llenado del embalse; (a) primeramente se analiza un descenso del nivel del embalse partiendo de la elevación 557,00 hasta llegar al NAMINO, el cual simula un problema al momento del llenado del embalse; y como condición crítica se plantea la condición (b) la cual establece un descenso drástico del nivel de agua del embalse que iría de la El. 575,00 al nivel de plantilla de la Descarga de Fondo (El. 431,00), lo cual dejaría al material del Bloque Inestable en condiciones Saturadas, la Supresión se reduce a un 40% por el trabajo de los drenes.

5.4.4 Caso 4: Sismo

Para el caso de sismo se analizarán las siguientes condiciones, (a) Caso 1b más sismo de 200 y 1000 años, aunque el periodo de construcción de puede considerar un periodo de retorno solamente de 200 años (por probabilidad) se toma en cuenta el de mil para conocer el posible comportamiento del macizo inestable; (b) el Caso 2 más sismo de 1000 años; y el (c) el cual considera el mismo Caso 2 pero para un periodo de retorno de 10000 años.

5.5 Estabilidad de los Taponos – Ancla respecto al llenado del embalse

Adicional a la revisión de la estabilidad del Bloque Potencialmente Inestable de la Margen Izquierda, se revisará la estabilidad de los Taponos Estructurales con respecto al nivel del embalse y el avance de construcción que se tenga de los mismos; lo anterior para verificar los factores de seguridad (F.S.) que se tienen durante la construcción de los Taponos – Ancla y garantizar la seguridad del embalse durante su llenado, el criterio será el establecido para revisar la estabilidad de los taponos de cierre definitivo en Galerías y Desvíos (Creager, 1945), en el cual se emplea la fricción existente entre el contacto roca-concreto y el peso propio del tapón para contrarrestar las fuerzas horizontales, el cual está dado por la siguiente expresión.

$$\Sigma Fh = \frac{([\mu \Sigma Fv) + (r Sa Ac)]}{S(s - f)} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 20} \end{array} \right.$$

Dónde:

ΣFh = sumatoria de fuerzas horizontales, para este caso corresponde al empuje de agua estático y dinámico,

μ = Coeficiente de Fricción estática del material,

ΣFv = Sumatoria de fuerzas verticales, Peso propio del tapón y cohesión existente,

r = Factor de reducción del esfuerzo de corte (0,5),

Sa = Resistencia al corte en el plano de falla (kN/m^2),

Ac = Área de contacto Tapón – Roca (m^2),

$S(s-f)$ = Factor de seguridad.

5.5.1 Caso de Carga

Para los casos de carga se analizarán las distintas condiciones de llenado del embalse con respecto a la longitud de avance de la construcción de los Tapones – Anclas, debido al corto periodo existente en la construcción de los tapones, dicha condición se revisará también para un sismo con periodo de retorno de 200 años.

Para obtener las fuerzas estáticas y dinámicas del agua se emplearan las siguientes expresiones:

$$P_Y = H \gamma_w A_T \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 21} \\ \text{'Fuerza estática del agua'} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} P_e = C \lambda H \gamma_w \\ V_e = 0.726 x P_e y \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 22} \\ \text{'Fuerza dinámica del agua – Criterio de Westergaard (USBR)'} \end{array} \right.$$

Dónde:

P_y = Fuerza estática del agua (kN)

H = Profundidad de estudio (m)

γ_w = Peso Volumétrico del Agua (kN/m^3)

Coeficiente en función del ángulo del talud, para este caso por ser una pared

C = vertical se toma 0.72.

λ = Coeficiente de aceleración sísmica

P_e = Presión dinámica del agua en el punto H de estudio (kN/m^2)

V_e = Fuerza dinámica del agua en el punto "y" de estudio (kN)

A_T = Área de la Sección Transversal del Tapón Estructural (m^2)

y = Profundidad de estudio (m).

5.6 Bloque inestable y medidas de mitigación de los desplazamientos

Para mitigar los desplazamientos que se fueron originando en la Margen Izquierda por efectos de los trabajos de construcción del P.H. "La Yesca" en contribución del sistema de fallas encontrados en dicha margen, se efectuaron diversas obras para contrarrestar dichos movimientos, entre ellos se encuentra el Monolito o Contrapeso (junto con el material de recargue) y las diferentes etapas de excavación para reducir el peso del Macizo Rocoso potencialmente inestable.

Dichas obras ya realizadas en conjunto con el sistema de Taponos estructurales, Lumbreras de Cortante y los diferentes tratamientos, comprenden el sistema planteado por la Comisión para prever la posible falla del Bloque Inestable de la Margen Izquierda; que si bien debido a la dirección de la falla del bloque no compromete en su totalidad a la Cortina se debe de dar importancia a todo este sistema de fallas presentado en la Margen Izquierda para evitar posibles daños en el embalse de la Presa.

A continuación se describe la aportación de cada uno de los elementos al sistema que se plantea para mitigar la posible falla del Bloque potencialmente Inestable.

5.6.1 Bloque Potencialmente Inestable (Macizo Rocoso)

Con la interpretación geológica obtenida por parte de la Comisión (mediante la GEIC), y la información topográfica del terreno natural obtenida por la Residencia de Obras Civiles del proyecto (al momento de los primeros desplazamientos, mayo de 2008), se realizará un modelo tridimensional del Bloque potencialmente inestable para obtener el volumen total de material a estabilizar; el cual con las herramientas del software Auto CAD Civil 3D se delimitó la zona de fallas (Colapso y Colapso 01) y el terreno natural obteniéndose así un volumen total del bloque potencialmente en movimiento y el material considerado para estabilizar de 2 188 047,10 m³.

5.6.2 Descopete

Como se mencionó en el ítem 5.3.3, a consecuencia de los movimientos registrados en mayo del 2008 se tomaron medidas para mitigar dichos desplazamientos, una de estas medidas fue la realización de las distintas etapas del descopete para reducir el volumen del material a estabilizar.

Las excavaciones realizadas para llevar a cabo los Descopetes reducen directamente el volumen total de material a estabilizar, lo que nos proporciona una reducción en el peso total del Bloque potencialmente inestable.

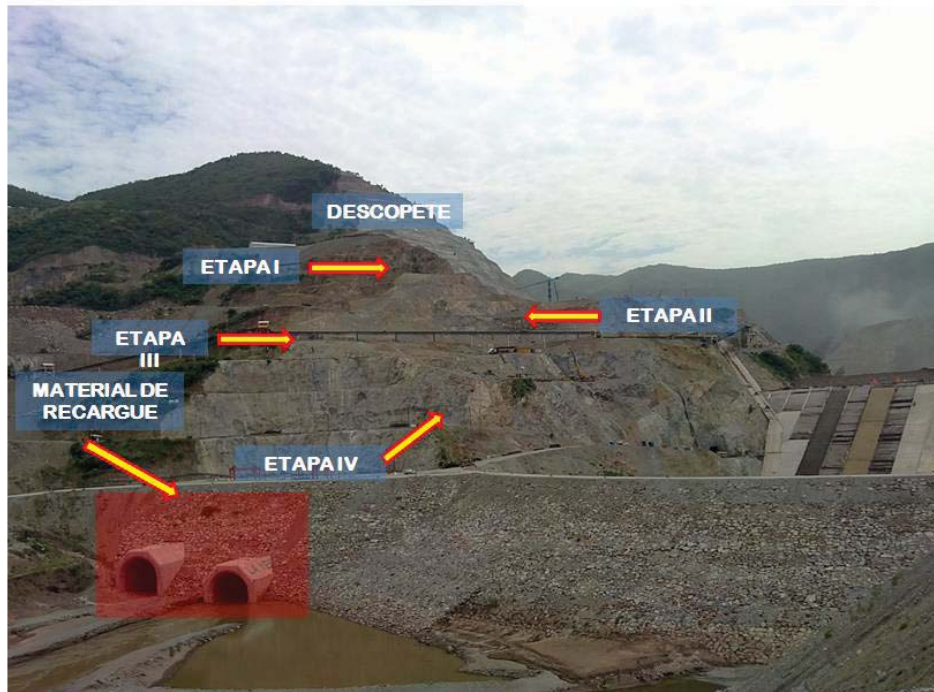


Figura 5. 65 Vista de las etapas de los Descopetes.

5.6.3 Lumbreras de Cortante

Partiendo de la hipótesis establecida dentro del Reporte de LoSA (junio, 2010) y lo indicado en el ítem 5.3.5 del presente documento, se establece que el Grupo B de Lumbreras puede ayudar a soportar la parte aguas abajo (superior) del bloque inestable, dejando la parte aguas arriba (inferior) potencialmente libre de moverse; con base a la hipótesis mencionada y en un análisis de área de influencia de las

Lumbreras de Cortante se obtuvo que los Tapones y Contrapeso soportarán el 80% del volumen total del bloque potencialmente inestable, obteniéndose así una menor cantidad de material a estabilizar.

5.6.4 Contrapeso y Material de Recargue

Para contrarrestar las fuerzas provenientes del deslizamiento de la margen izquierda del Proyecto Hidroeléctrico “La Yesca” se realizó la construcción de un bloque de concreto y posteriormente se colocó Material de Recargue para aportar mayor fuerza resistente al conjunto de estructuras para la estabilización de la Margen Izquierda.



Figura 5. 66 Vista de Contrapeso.

Las fuerzas que aporta el Contrapeso y Material de Recargue para contrarrestar los desplazamientos en el Bloque Potencialmente Inestable son:

- La fuerza de Fricción en el Desplante del Contrapeso (f_m)
- El empuje Pasivo del Material de Recargue (FREC), LoSa, Diciembre 2009.

5.6.5 Fuerza Resistente del Contrapeso (fm)

Para obtener la fuerza resistente al deslizamiento por parte del Contrapeso de concreto (Monolito), se obtiene multiplicando el volumen de concreto del monolito por su densidad y a su vez por el coeficiente de fricción existente entre el monolito y el material de apoyo (el cual se recomienda un valor $\tan\phi=0.5$; Análisis de estabilidad del bloque inestable en la margen izquierda, Lombardi S.A, Diciembre 2009).

De tal forma que siguiendo el principio de falla de Coulomb basado en la resistencia al cortante tangencial en el suelo como la fuerza que se opone al desplazamiento del Contrapeso, la fuerza resistente del contrapeso se obtendrá de la siguiente expresión:

$$f_m = \tan \phi \ W_m \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 23} \end{array} \right.$$

Siendo ϕ el ángulo de fricción entre el Contrapeso y el suelo (de 26.5) y W_m el peso del Contrapeso; la fuerza que aportaría el Contrapeso para impedir el movimiento del macizo rocoso sería calculada para las condiciones de carga planteadas en los distintos casos de carga mostrados en el ítem 5.4.

5.6.6 Fuerza Resistente del Material de Recargue (FREC)

El material de recargue que se encuentra aguas abajo del monolito presentara una fuerza pasiva contraria a la fuerza deslizante la cual se obtiene con los criterios establecidos en el reporte de LoSA, junio 2010; la fuerza resistente del Material de Recargue al costado del Contrapeso estaría dada por la siguiente expresión:

$$F_{REC} = K_p \frac{1}{2} \gamma_{rell} H^2 B \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 24} \end{array} \right.$$

donde;

γ_{rell} = Peso volumétrico del material de relleno (kN/m³)

H = Altura del Material de Relleno (m)

Ancho promedio del Material de Relleno

B = (m)

K_p = Empuje pasivo del material de relleno, el cual esta dado por:

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \varphi) \text{Sen}(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 25} \end{array} \right.$$

siendo;

φ = Ángulo de fricción interna del material de recargue. (40.0°)

α = Ángulo de inclinación de la pared del material con respecto a la vertical (0.0°)

Ángulo de inclinación de la superficie del relleno respecto a la

β = horizontal (40.0°)

δ = Ángulo de fricción entre el Contrapeso y el material de recargue (0.0°)

5.6.7 Tapones Estructurales

Los Tapones están conformados con concreto armado con la finalidad de que resistan las fuerzas de tracción a las que serán sometidos por la potencial falla del bloque inestable; estos estarán colocados en cada uno de los túneles de desvío; se ha propuesto colocar en el Túnel 1 un tapón de 190 m a partir del K0+020,00 al K0+170,000, cruzando la falla entre los cadenamientos K0+023,00 (en piso) al K0+110,00 (en bóveda), mientras que en el Túnel 2 se prevé un tapón de 129,50 m a partir del K0+090,00 al K0+219,50, cruzando la falla entre los cadenamientos K0+129,00 (en piso) al K0+173,00 (en bóveda); estas dimensiones son avaladas por los reportes de los Consultores internacionales (octubre 2010 y febrero 2011), emplear una dimensioe menor a las indicadas disminuyen considerablemente el factor de seguridad y emplear dimensiones mayores no aporta significativamente

un aumento en el factor de seguridad más si tiene un aumento considerable en el costo del proyecto haciéndolo poco costeable.

El criterio de análisis para obtener las fuerzas resistentes de los Tapones parte de la teoría establecida para el diseño de Tapones de cierre definitivo en las galerías y Desvíos (formula de Creager, 1945), en la cual se emplea la fricción existente entre el contacto roca-concreto y el peso propio del tapón para contrarrestar las fuerzas horizontales, en este caso particular la fuerza de desplazamiento del macizo rocoso potencialmente inestable.

$$\Sigma Fh = \frac{[(\mu \Sigma Fv) + (r sa Ac)]}{S (s - f)} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 26} \end{array} \right.$$

Obteniéndose la fuerza resistente para cada caso planteado, partiendo del escenario de llenado del embalse y el avance de construcción que presenten los Tapones – Ancla; es preciso mencionar que las fuerzas obtenidas en este punto serán de utilidad para hacer el respectivo análisis de estabilidad de los Tapones – Ancla durante el llenado del embalse (ítem 5.5).

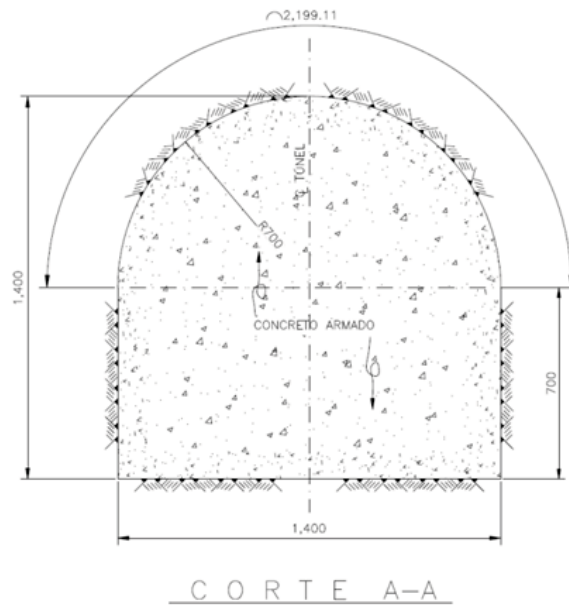


Figura 5. 67 Geometría de la Sección de los Tapones Estructurales.

5.7 Drenajes y Tratamientos

Para garantizar un mejor comportamiento del sistema de estructuras la Comisión previo la realización de un sistema de drenaje y tratamientos que permitan un aumento de los Factores de Seguridad y un mejor comportamiento del sistema, estos estarán aplicados tanto en el Túnel 1 como en el número 2 y consistirán en lo siguiente:

5.7.1 Drenajes

La junta de consultores recomendó en octubre del 2010 un drenaje efectivo, donde el sistema de drenaje adoptado sea adaptado y optimizado con base en la mediciones piezométricas en la zona de la Falla Colapso, durante el primer llenado, estos podría garantizar una reducción al 20% de los esfuerzos de supresión aplicados en la falla, teniendo su principal finalidad en el caso de un vaciado rápido desalojar el agua próxima a la falla por los túneles de desvío.

Están colocados en los Túneles 1 y 2 y van del túnel a unos metros antes de la falla Colapso 01 y Colapso, sin atravesarlas, se comunicarán a la galería de inyecciones de los Tapones para su salida y monitoreo, tendrán un diámetro de 2 1/4 de pulgadas.

5.7.2 Tratamientos

Los tratamientos consisten en inyecciones de consolidación y contacto sobre los tapones estructurales y casquillos, tanto para el túnel 1 como el túnel 2, las inyecciones de contacto serán de un metro de profundidad en roca colocadas en la bóveda de los tapones y casquillo, para garantizar un buen contacto entre los tapones y el macizo de roca; las Inyecciones de consolidación tendrán una longitud de 5 metros en roca y estarán distribuidas en toda la sección en el tramo de roca estable de los tapones estructurales para garantizar una mayor fuerza resistente, dichas inyecciones se considerarán como un factor de seguridad extra a la

estabilidad del macizo rocoso ya que aumentan el diámetro de acción de los tapones incrementando así la fuerza resistente de los mismos.

5.8 Análisis de estabilidad

Una vez calculados las fuerzas resistentes del sistema para la estabilidad de la Margen Izquierda y el ángulo de inclinación (α) se procede a obtener las fuerzas actuantes en la condiciones de carga planteadas para el análisis de estabilidad de la ladera, considerando el principio de Mohr - Coulomb basado en la resistencia al cortante tangencial en el suelo como la fuerza que se opone al desplazamiento del bloque deslizante y estableciendo una analogía entre nuestro bloque deslizante y el caso general aplicado para fricción en un plano inclinado se planteó el siguiente diagrama de cuerpo libre:

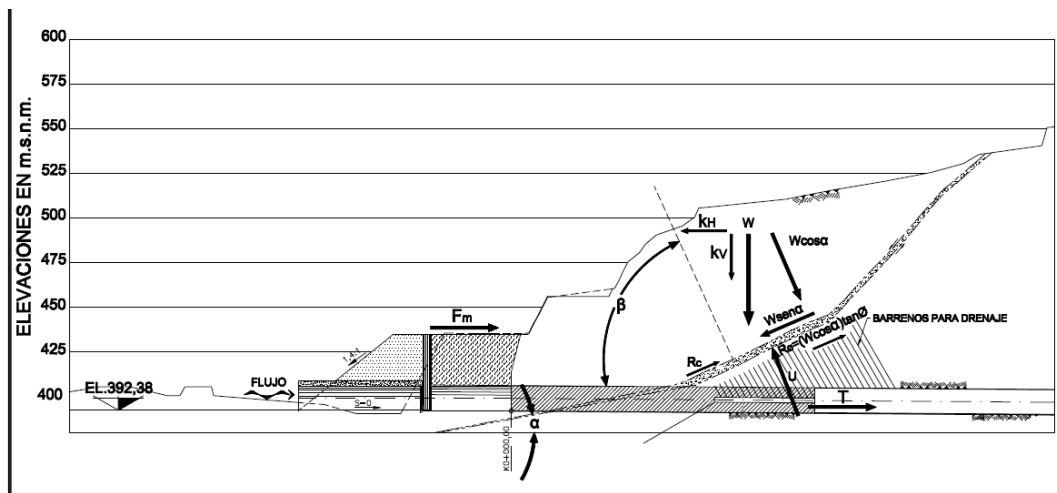


Figura 5 - Diagrama de Cuerpo Libre del sistema de Estabilización de Margen Izquierda
 Figura 5. 68 Diagrama de cuerpo libre del sistema de Estabilización de Margen Izquierda.

dónde:

- W** = Peso del Bloque inestable
- R_{ϕ}** = Fuerzas friccionales ($(W \cos \alpha - U) \tan \phi$)
- R_c** = Fuerzas Cohesivas (cA)
- A** = Área del Plano de rotura (superficie de Falla)
- α** = Angulo de la superficie de rotura (21.5°)
- β** = Angulo entre el Tapón y el plano normal a la falla ($68,1^\circ$)
- c** = Cohesión del Material de la Falla
- Fuerza resistente debido a la influencia del monolito y el material de recarga
- F_m** = ($f_m + F_{REC}$).
- $\tan \phi$** = Coeficiente de fricción del material de rotura
- U** = Supresión

5.8.1 Fuerza actuante en el bloque Inestable (W)

Para obtener la fuerza actuante en el bloque potencialmente inestable se multiplica el volumen del macizo rocoso (V) por su peso volumétrico (γ_d) que presenta para cada caso de carga planteado (seco, sumergido y saturado).

$$W = V \cdot \gamma_d \quad \left| \text{Ecuación 27} \right.$$

5.8.2 Fuerza Cohesiva (Rc)

La fuerza cohesiva del macizo rocoso inestable está dada por el área de contacto de la superficie de falla y la cohesión del material de la falla, se obtienen la fuerza cohesiva para los tres casos de carga básicos.

$$R_c = c \cdot A \quad \left| \text{Ecuación 28} \right.$$

5.8.3 Supresión (U)

Mediante un sistema de red de flujo establecido para el macizo rocoso y la expresión que se indica a continuación se procedió a obtener una fuerza resultante de supresión para aplicar al Bloque de Roca inestable.

$$U = \Sigma \left\{ \frac{[(h-z)_i + (h-z)_{i-1}] \cdot \gamma_w \cdot S_i}{2} \right\} \times B_i \quad \left| \text{Ecuación 29} \right.$$

Dónde:

- S = Separación entre las secciones de análisis
- B = Ancho de la secciones de análisis
- h = Altura del nivel impermeable al nivel freático
- z = Altura del nivel impermeable al punto de análisis.
- γ_w = Pesos específico del agua (9.81 kN/m³).

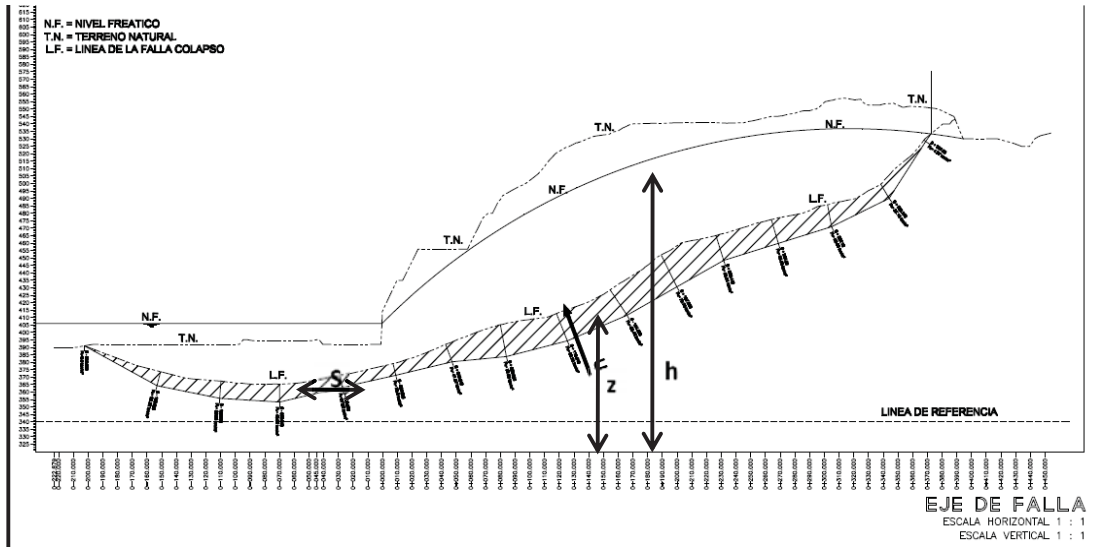


Figura 5. 69 Diagrama de Supresión del Macizo Rocoso.

5.8.4 Cálculo del Factor de Seguridad para la margen Izquierda

Las estabilidad del talud se revisará mediante la teoría de falla plana (bloque deslizando) y ajustando la ecuación establecida para el criterio de falla de Mohr-Coulomb ($F.S. = (R_c + R\phi)/S$) a las fuerzas actuantes en el sistema para los distintos casos de carga, el Factor de Estabilidad del sistema se obtiene de la siguiente forma.

Para las condiciones normales y vaciado rápido se empleara la siguiente ecuación:

$$F.S. = \frac{R_c + (W \cos \alpha - U + F_m \sin \alpha + T \cos \beta) \cdot \tan \phi}{W \sin \alpha - T \sin \beta - F_m \cos \alpha} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 30} \end{array} \right.$$

Mientras que para las condiciones de sismo se empleara la siguiente ecuación:

$$F.S. = \frac{R_c + \{W[(1 + k_v) \cos \alpha - k_h \sin \alpha] - U + T \cos \beta + F_m \sin \alpha\} \cdot \tan \phi}{W[(1 + k_v) \sin \alpha + k_h \cos \alpha] - T \sin \beta - F_m \cos \alpha} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 31} \end{array} \right.$$

Dónde:

- W** = Peso del Bloque inestable
- R ϕ** = Fuerzas friccionales ((Wcos α -U)tan ϕ)
- R_c**= Fuerzas Cohesivas (cA)
- A** = Área del Plano de rotura (superficie de Falla)
- α = Angulo de la superficie de rotura (21.5°)
- β = Angulo entre el Tapón y el plano normal a la falla (68.1°)
- c** = Cohesión del Material de la Falla
Fuerza resistente debido a la influencia del monolito y el material de recarga
- F_m** = (f_m+FREC).
- tan ϕ** = Coeficiente de fricción del material de rotura
- U** = Supresión
- k_v** = Coeficiente de aceleración sísmica vertical
- k_h** = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal

5.8.5 Factores de Seguridad Permisibles

Los Factores de seguridad obtenidos se analizaran con los factores de seguridad mínimos requeridos en la literatura, tales como los establecidos en el reglamento USACE-SLOPES STABILITY con código EM-1110-2-1902, así como los establecidos por LoSA en su reporte de Marzo de 2010.

Tabla 5.20 Factores de seguridad Mínimos requeridos por el reglamento USACE EM 1110-2-1902.

Minimum Required Factors of Safety: New Earth and Rock-Fill Dams

Analysis Condition ¹	Required Minimum Factor of Safety	Slope
End-of-Construction (including staged construction) ²	1.3	Upstream and Downstream
Long-term (Steady seepage, maximum storage pool, spillway crest or top of gates)	1.5	Downstream
Maximum surcharge pool ³	1.4	Downstream
Rapid drawdown	1.1-1.3 ^{4,5}	Upstream

¹ For earthquake loading, see ER 1110-2-1806 for guidance. An Engineer Circular, "Dynamic Analysis of Embankment Dams," is still in preparation.

² For embankments over 50 feet high on soft foundations and for embankments that will be subjected to pool loading during construction, a higher minimum end-of-construction factor of safety may be appropriate.

³ Pool thrust from maximum surcharge level. Pore pressures are usually taken as those developed under steady-state seepage at maximum storage pool. However, for pervious foundations with no positive cutoff steady-state seepage may develop under maximum surcharge pool.

⁴ Factor of safety (FS) to be used with improved method of analysis described in Appendix G.

⁵ FS = 1.1 applies to drawdown from maximum surcharge pool; FS = 1.3 applies to drawdown from maximum storage pool.

For dams used in pump storage schemes or similar applications where rapid drawdown is a routine operating condition, higher factors of safety, e.g., 1.4-1.5, are appropriate. If consequences of an upstream failure are great, such as blockage of the outlet works resulting in a potential catastrophic failure, higher factors of safety should be considered.

Tabla 5.21 Factores de seguridad Mínimos requeridos por LoSA.

Caso	SF _{MIN}
Condición normal de operación	1.45 ⁽¹⁾
Desembalse rápido	1.25 ⁽¹⁾
Seísmo	<1 (desplaz. 30cm max)

Tabla 4.- Factores de Seguridad Mínimos requeridos por LoSA.

5.8.6 Análisis estructural

El diseño estructural de los Taponés – Anclas de los túneles de desvío realizado por la Comisión obtuvo resultados similares cualitativamente de las fuerzas de tracción obtenidas en el informe de Junio del 2010 por LoSA, las cuales fueron obtenidas con condiciones similares (no iguales) las cuales son las siguientes:

Tabla 5.22 .Secciones tipo para el Tapón – Ancla del túnel; notas de cálculo de LoSA, junio 2010.

Progresivo x [m]	Sección tipo [-]	A _f * [cm ²]	N(x) [MN]
0 - 20	S ₁	6000	252
20 - 35	S ₂	12000	504
35 - 100	S ₃	16000	672
100 - 120	S ₂	12000	504
120 - 160	S ₁	6000	252

Tabla 5.- Secciones tipo para el Tapón – Ancla del túnel 1; notas de cálculo de LoSA, junio 2010.

Del resultado del análisis de estabilidad realizado por la Residencia de Ingeniería del Proyecto (RIP), la colocación del Casquillo Primera etapa y para facilitar los procesos constructivos se homogenizo la estructura, realizándose una redistribución de las secciones indicadas en la Tabla 5 de LoSA, quedando de la siguiente forma:

Cadenamientos		Sección
K0-020.00	K0+055.00	S3
K0+055.00	K0+121.50	S3'
K0+121.50	K0+142.00	S2
K0+142.00	K0+170.00	S1

Siendo la sección S3' donde se encuentra ya construido el casquillo primera etapa.

En su informe de octubre 2010, la Junta de asesores ha recomendado instalar el Tapón – Ancla en el túnel 2, aunque para este caso la atribución que aporta para la estabilización de la Margen Izquierda es relativamente baja, esta es una contribución confiable y dada las incertidumbres asociadas con algunos de los parámetros que controlan el factor de seguridad de la ladera se considera que la contribución del Tapón – Ancla en el túnel 2 es necesaria; por tal motivo se optó por dejar a todo lo largo del tapón (del K0+090.000 al K0+187.500) el acero de refuerzo que resulte de la Sección S1.

5.8.7 Metodología

El método empleado para diseñar el reforzamiento de los Tapones – ancla será el Método de la resistencia última o de factores de cargas y de resistencia (LRFD, Load and Resistance Factor Design).

Se anota que este método analiza los esfuerzos de resistencia de los materiales empleados, ante cargas mayoradas axiales, cortante y de flexión según el tipo de carga y su combinación.

El presente diseño se apoya básicamente en la norma American Concrete Institute. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary y en el ACI 207.2R-95 Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete.

5.8.8 Materiales

ACERO DE REFUERZO ALTA RESISTENCIA: se analiza la opción de acero de alta resistencia con un esfuerzo a la fluencia (f_y) de 830 MPa (8450 kg/cm²), módulo de elasticidad de 200,000.00 MPa.

ACERO DE REFUERZO: se toma acero de resistencia normal para soportería y apoyo del acero principal; con un esfuerzo a la fluencia (f_y) de 412 MPa (4200 kg/cm²), módulo de elasticidad de 200,000.00 MPa.

CONCRETO: se usará en la construcción de los Tapones – Ancla de los Túneles de Desvío y deberá tener una resistencia nominal a los 90 días de $f'_c = 24,52$ MPa (250 kgf/cm²). El peso volumétrico del concreto a utilizar es de 23,54 kN/m³ (2400 kgf/m³).

5.8.9 Porcentajes Mínimos Permisibles

Para evitar un exceso de grietas en los tapones por efectos de temperatura se deberá cuidar que el acero proporcionado cumpla con los porcentajes mínimos establecidos por los siguientes criterios:

- Cuantía mínima para mitigar efectos de retracción y temperatura 0.0014 (ACI 318/05, Sección 7.12).
- Refuerzo mínimo a tracción en elementos sujetos a tensión (ACI 318/05, sección 10.5.1).

$$\rho(\min) = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 32} \end{array} \right.$$

- Acero mínimo recomendado para concretos masivos (ACI 207.2R-95)

$$\rho(\min) = \frac{f'_t}{f_s} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 33} \end{array} \right.$$

Donde:

$$f'_t = 0.32(f'_c)^{\frac{2}{3}} \dots (MPa)$$

$$f_s = \frac{2}{3}(f_y) \dots (MPa)$$

5.8.10 Cálculo de Deformaciones Unitarias

Las deformaciones unitarias del acero se obtendrán mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \left| \text{Ecuación 34} \right.$$

Dónde:

ε = Deformación Unitaria (%)

σ = Esfuerzo aplicado

E= Módulo de Elasticidad del Acero

Deformación unitaria permisible en el concreto es 0.003 a 0.005 (ACI 318/05, sección 10.2.2), la deformación total en el concreto estará dada por la siguiente expresión:

$$\Delta l = \frac{PL}{AE} \quad \left| \text{Ecuación 35} \right.$$

dónde:

Δl = Deformación total (cm)

P= Carga Aplicada (MN)

L= Longitud total de tapón (cm)

A= Área de la Sección (m²)

E= Modulo de elasticidad del concreto (Mpa)

$$E = 4700 \sqrt{f'_c} \dots (MPa) \quad \left| \text{Ecuación 36} \right.$$

5.8.11 Diseño estructural

Debido a que la resistencia del concreto a tracción es muy baja, las fuerzas de trabajo de los Tapones – Ancla, mostradas en la tabla 5 del reporte de LoSA de junio 2010, serán resistidas en su totalidad por el acero de refuerzo, cuidando que las deformaciones se encuentren dentro de las permitidas para el concreto.

Por tal motivo el área de acero del refuerzo en la sección transversal del Tapón – Ancla será obtenida mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{p}{f_y} \times 10,000 \dots (cm^2) \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 37} \end{array} \right.$$

Dónde:

As= Área de acero (cm²)

P= es el valor de N(x) indicado en Tabla 9 de LoSA (MN)

fy= Esfuerzo de fluencia del acero (Mpa)

5.8.12 Acero de Refuerzo y Fuerza Actuante en el Casquillo 1er. Etapa.

Como Primera etapa para la estabilidad de la Margen Izquierda fueron construidos en los Túneles de Desvío un revestimiento de 1 metro de espesor en la sección transversal y una longitud de 66.5 m en el Túnel 1 (K0+055.000 al K0+121.500) y de 50 m en el Túnel 2 (K0+055.000 al K0+105.000).

Dicho revestimiento tenía las siguientes cantidades de refuerzo:

11 Perfiles IR 12"X12".*

Área de la sección transversal de 112.98cm²

fy = 253 MPa.

610 Varillas N°8 (1plg).*

Área de la sección transversal de 5.067cm²

fy= 412 MPa.

Por lo que la fuerza atribuida por el acero de refuerzo colocado en la primera Etapa contribuiría a la solicitada por lo que para las secciones donde intervenga el Casquillo 1er etapa se deberá reducir el área de acero colocado en este.

La fuerza actuante en la sección del Tapón – Ancla donde se encuentre el Casquillo 1ra. Etapa será la fuerza obtenida en el reporte de LoSA de junio 2010 para la sección S3 menos la fuerza FR.1 obtenida.

5.8.13 Fuerzas de Diseño

Debido a las condiciones actuales que se presentaron en campo y con la finalidad de uniformizar lo más posible los procesos constructivos, se distribuyeron las fuerzas actuantes en los Taponos – Ancla presentadas en el informe de LoSA de junio 2010 de la siguiente forma:

Cadenamientos		Sección	Fuerza N(x) (MN)
K0-020.00	K0+055.00	S3	672
K0+055.00	K0+121.50	S3'	511
K0+121.50	K0+142.00	S2	504
K0+142.00	K0+170.00	S1	252

El criterio empleado para hacer esta distribución es para garantizar una buena transmisión de esfuerzos entre el tapón – ancla y el monolito, por tal razón la sección S3 se extiende hasta el monolito; funcionando el monolito como una placa base y el tapón como ancla fijada al mismo.

5.9 Análisis de estabilidad para la margen izquierda durante el llenado del vaso.

El proyecto de la planta hidroeléctrica La Yesca, de la Comisión Federal de Electricidad, prevé la construcción de una presa de materiales sueltos con cara de concreto, aproximadamente de 200 m de altura, con dos túneles de desvío y un vertedor en la margen izquierda.

Durante la ejecución de los trabajos de la excavación de los túneles de Desvío se encontraron condiciones geológicas en el sitio que han producido la inestabilidad de un gran bloque en la Margen Izquierda, observándose el 13 de mayo de 2008 un desplazamiento importante de dicho bloque. Como consecuencia de dicho desplazamiento se buscaron medidas para mitigar o impedir el desplazamiento del macizo rocoso.

El problema de inestabilidad es originado por la presencia en la zona de fallas geológicas que abarcan una porción considerable de la Margen Izquierda, dicho volumen de roca inestable forma la ladera sobre los túneles de desvío presentando un deslizamiento gradual que representa un riesgo latente a las condiciones de seguridad de la obra en general. Debido a esto surgió la necesidad de buscar un método de estabilización para el macizo rocoso potencialmente en movimiento, que garantice en la etapa de construcción y operación la integridad de la ladera evitando el colapso.

Las estructuras propuestas para este fin se han denominado los TAPONES ESTRUCTURALES y LUMBRERAS DE CORTANTE y el existente MONOLITO O CONTRAPESO.



Figura 5. 70 Vista aérea de la Margen Izquierda.

En el presente documento, se obtienen los Factores de Seguridad para los Tapones Estructurales con respecto a su avance de construcción y las fuerzas generadas por el llenado del embalse, primeramente analizando el Factor de Seguridad del Tapón con respecto al llenado del embalse y posteriormente el Factor de Seguridad del sistema de Monolito - Lumbreras y Casquillos con respecto al llenado del embalse, con la finalidad de ver el comportamiento del sistema para la Estabilización de la Margen Izquierda durante el llenado del vaso.

El objetivo del presente documento es conocer los Factores de Seguridad que se tienen para el Proyecto Hidroeléctrico al momento del llenado del embalse, y así, prevenir los riesgos que pudieran surgir, dicho análisis de estabilidad partirá de las siguientes consideraciones o criterios de diseño:

1.- La estabilidad de los tapones durante su construcción se revisará con la fórmula planteada por Creager (1945).

2.- Los periodos de avance son los otorgados por la Residencia de Obras Civiles del Proyecto Hidroeléctrico de la Yesca.

3.- Los tiempos y elevaciones de llenado del embalse fueron proporcionados por el área Hidráulica de la Comisión.

4.- El material del bloque inestable se considera Homogéneo e isotrópico.

5.- Para la estabilidad de todo el sistema de la Margen izquierda se considera la contribución de los Tapones Estructurales, Monolito y Lumbreras de Cortante, estas últimas se plantea que resistirán la parte superior del Macizo inestable, de acuerdo a la hipótesis de Rotura Parcial establecida en el informe de junio de 2010 por LoSA.

6.- Los Tapones Estructurales trabajaran con el principio de rotura de Mohr-Coulomb, basado en la resistencia al cortante tangencial en el suelo como la fuerza que se opone al desplazamiento del bloque, analizando su estabilidad mediante el método de falla plana y empleando los Tapones en los Túneles de Desvío como un ancla a tensión.

Como parte de los trabajos de protección de los túneles de desvío ante los problemas de estabilización, son las de colocar un Tapón de concreto estructural, en cada uno de los túneles de desvío, para una sección de excavación de 14,00 m de alto por 14,00 m de ancho (sección portal de los túneles de desvío) y la colocación de lumbreras de corte de 9 m de radio.

El Tapón – Ancla requerido es una estructura de concreto reforzado masivo cuyo trabajo se desarrolla por esfuerzo de corte y de fricción en el contacto de la superficie de concreto del tapón con la roca, mientras que el acero de refuerzo deberá de resistir los esfuerzos de tracción originados en el elemento de concreto.

El criterio básico para la localización del Tapón Estructural es que esté ubicado cubriendo toda la longitud de los túneles afectada por la falla y que el resto de su longitud se extienda hasta la zona estable.

El Tapón debe ligarse lo mejor posible a la roca de las paredes del túnel mediante inyecciones de consolidación y contacto, las cuales se establecen en el plano LIYES-1805-DES-OD-106, consistiendo en barrenos de 7.62 cm (3 plg) ubicadas en el perímetro de la bóveda.

Para reducir las fuerzas generadas por el bloque deslizantes se construirán un grupo de lumbreras de 9 metros de diámetro que en su conjunto forman el Muro de Cortante, dichas lumbreras se encuentran ubicadas entre los Túneles de Desvío.

La siguiente lista corresponde a las propiedades físicas y mecánicas de los materiales empleados para el desarrollo de la presente memoria de Cálculo. El criterio para determinar el esfuerzo resistente en la roca ante las fuerzas tangenciales de cortante, toma como base las características mecánicas de la roca. Se utiliza el criterio de falla de Hoek – Brown (Referencia 4) y el valor de GSI estimado para cada tipo de roca donde se localizará el casquillo de concreto. La obtención de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales, se obtuvieron a través de la autoridad competente de la comisión (GEIC).

Tabla 5.23 Propiedades Mecánicas de los materiales.

Concepto	Símbolo	Magnitud	Unida
Peso Volumétrico Seco de la Roca	$\gamma_{(roca)} =$	25.0	kN/m ³
Peso Volumétrico Sumergido de la Roca	$\gamma'_{(roca)} =$	15.2	kN/m ³
Peso Volumétrico Saturado de la Roca	$\gamma^s_{(roca)} =$	25.0	kN/m ³
Peso Volumétrico del Concreto	$\gamma_{(concret)} =$	24.0	kN/m ³
Peso Volumétrico del Concreto Sumergido	$\gamma'_{(concret)} =$	14.2	kN/m ³
Peso Volumétrico del Material de Recarga	$\gamma_{(relleno)} =$	22.0	kN/m ³
Peso Volumétrico del Material de Recarga sumergido	$\gamma'_{(relleno)} =$	12.0	kN/m ³
Angulo de Fricción interna del material de la falla seco	$\phi =$	13.0	°
Angulo de Fricción Interna del material de la falla saturado	$\phi_{(sat)} =$	6.0	°
Angulo de Fricción del Concreto	$\phi_{(concret)} =$	26.5	°
Angulo de Fricción interna de la Roca Sana (bajo la falla)	$\phi_{(R. bajo)} =$	42.0	°
Angulo de Fricción Interna de la Roca Fracturada (sobre la falla)	$\phi_{(R. sobre)} =$	35.0	°
Angulo de Fricción del material de relleno (recarga)	$\phi_{(Recarga)} =$	40.0	°
Cohesión de la Roca	$c =$	50.0	kN/m ²
Cohesión Efectiva	$c' =$	25.5	kN/m ²
Angulo de inclinación de la superficie de rotura.		21.5	°

5.9.1 Coeficientes de Aceleración Sísmica

Los coeficientes empleados para este caso son los proporcionados por la Comisión en las Bases de Licitación, sección 8.1.6 “Geotecnia y Sismicidad” los cuales se indican en la tabla siguiente:

Tabla 5.24 de aceleración sísmica del terreno, Sección 8.1.6 Bases de Licitación P.H. “La Yesca”.

Dirección	Periodo de Retorno (años)		
	200 (OBE)	1000	10000 (MDE)
k_v	0.1	0.18	0.29
k_h	0.14	0.25	0.41

TABLA 2.- Coeficientes de Aceleración Sísmica del Terreno, Sección 8.1.6 Bases

Los coeficientes sísmicos serán reducidos en 2/3 de su capacidad según lo establecido en los Manuales de Estabilidad del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE) y aplicando el 100% en una dirección y el 30% en la otra (Manual Sismo CFE, 2008), siendo la componente horizontal la que causara una mayor inestabilidad en el sistema.

Tabla 5.25. Coeficientes de aceleración sísmica del Terreno, reducidos en 2/3.

Dirección	Periodo de Retorno (años)		
	200 (OBE)	1000	10000 (MDE)
k_v^*	0.02	0.04	0.06
k_h^*	0.09	0.17	0.27

TABLA 2.- Coeficientes de Aceleración Sísmica del Terreno, reducidos en 2/3.

5.9.2 Casos de Carga

Los Casos de Carga a emplear para analiza la estabilidad del Macizo de Roca y la eficiencia de los Tapones en los desvíos serán los siguientes:

5.9.2.1. Caso 1: Etapas de Construcción

Este caso de carga se analizan las siguientes consideraciones, (a) Se revisa la estabilidad del Macizo Rocosos con los desvíos aun funcionando, el nivel del agua se encuentra por debajo de la El. 435,00 y no se consideran la contribución de los Tapones ni las Lumbreras, solamente la del Monolito y material de recargue; (b) Se revisa la estabilidad del Macizo Rocosos para distintas condiciones de llenado del vaso con respecto al avance que se tenga en la construcción de los Tapones-Ancla, las Lumbreras serán consideradas para la etapa de llenado del embalse en la que ya se encuentren totalmente construidas, debido a que por sí solas no se obtiene la contribución deseada de las mismas.

5.9.2.2. Caso 2: Etapas de Operación

El Material del Bloque inestable se encuentra sumergido, el nivel del embalse se encuentra en la El. 575,00, se consideran construidos totalmente tanto las lumbreras como los Tapones estructurales.

5.9.2.3. Vaciado Rápido del Embalse

Para esta condición se establece un descenso drástico del nivel de agua del embalse que iría de la El. 575,00 al nivel de plantilla de la Descarga de Fondo (El. 431,00), lo cual dejaría al material del Bloque Inestable en condiciones Saturadas, la Supresión se reduce a un 40% por el trabajo de los drenes.

5.9.2.4. Caso 4: Sismo.

Para el caso de sismo se analizarán las siguientes condiciones, (a) Caso 1b más sismo de 200 y 1000 años, aunque el periodo de construcción de puede considerar un periodo de retorno solamente de 200 años se toma en cuenta el de mil para conocer el posible comportamiento del macizo inestable; (b) el Caso 2 más sismo de 1000 años; y el (c) el cual considera el mismo Caso 2 pero para un periodo de retorno de 10000 años.

5.10 Estabilidad de los Tapones Estructurales

Adicional a la revisión de la estabilidad del Macizo de Roca de la Margen Izquierda, se revisará la estabilidad de los Tapones Estructurales con respecto al nivel del embalse y el avance de construcción que se tenga de los mismos; lo anterior para verificar los factores de seguridad (F.S.) que se tienen durante la construcción de los Tapones - Ancla y garantizar la seguridad del embalse durante su llenado, el criterio será el establecido para revisar la estabilidad de los tapones de cierre definitivo en Galerías y Desvíos (Creager, 1945), en el cual se emplea la fricción existente entre el contacto roca-concreto y el peso propio del tapón para contrarrestar las fuerzas horizontales, el cual está dado por la siguiente expresión.

$$\Sigma Fh = \frac{[(\mu \cdot \Sigma Fv + (r \cdot Sa \cdot Ac)]}{S(s - f)} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 38} \end{array} \right.$$

donde:

ΣF_h = Es la sumatoria de Fuerzas horizontal, para este caso correspondería el empuje del agua (estático v dinámico)

μ = Coeficiente de Fricción estática del Material

ΣF_v = Sumatoria de Fuerzas Verticales, Peso propio del tapón, y cohesión existente.

r = Factor de reducción del esfuerzo de corte (0,5)

S_a = Resistencia al corte en el plano de falla (kN/m²)

A_c = Área de Contacto Tapón - Roca (m²)

S (s-f) = Factor de Seguridad

5.10.1 Casos de Carga

Para los casos de carga se analizarán las distintas condiciones de llenado del embalse con respecto a la longitud de avance de la construcción de los tapones estructurales, debido al corto periodo existente en la construcción de los tapones, dicha condición se revisará también para un sismo con periodo de retorno de 200 años.

Para obtener las fuerzas estáticas y dinámicas del agua se emplearán las siguientes expresiones:

$$P_y = H \cdot \gamma_w \cdot A_T \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 39} \\ \text{"Fuerza estática del agua"} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} P_e = C \lambda H \gamma_w \cdot \gamma_w \\ V_e = 0.726 \times P_e \cdot y \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 40} \\ \text{"Fuerza dinámica del agua – Criterio de Westergaard (USBR)"} \end{array} \right.$$

donde:

P_y = Fuerza estática del agua (kN)

H = Profundidad de estudio (m)

γ_w = Peso Volumétrico del Agua (kN/m³)

C = Coeficiente en función del ángulo del talud, para este caso por ser una pared vertical se toma 0.72.

λ = Coeficiente de aceleración sísmica

P_e = Presión dinámica del agua en el punto H de estudio (kN/m²)

V_e = Fuerza dinámica del agua en el punto "y" de estudio (kN)

A_T = Área de la Sección Transversal del Tapón Estructural (m²)

y = Profundidad de estudio (m)

5.11 Bloque inestable y medidas de mitigación de los desplazamientos

Para mitigar los desplazamientos que se fueron originando en la Margen Izquierda por efectos de la Construcción del P.H. "La Yesca" en contribución del sistema de fallas encontrados en dicha margen, se efectuaron diversas obras para contrarrestar dichos movimientos, entre ellos se encuentra el Monolito o Contrapeso (junto con el material de recargue) y las diferentes etapas de excavación para reducir el peso del Macizo Rocosamente potencialmente inestable.

Dichas obras ya realizadas en conjunto con el sistema de Tapones estructurales, Lumbreras de Cortante y los diferentes tratamientos, comprenden el sistema planteado por la Comisión para prever la posible falla del Bloque Inestable de la Margen Izquierda; que si bien debido a la dirección de la falla del bloque no compromete en su totalidad a la Cortina se debe de dar importancia a todo este sistema de fallas presentado en la Margen Izquierda para evitar posibles daños en el embalse de la Presa.

A continuación se describe la aportación de cada uno de los elementos al sistema que se plantea para mitigar la posible falla del Bloque potencialmente Inestable.

5.12 Bloque Inestable (Macizo Rocosamente)

De la Interpretación Geológica obtenida por parte de la Comisión, con su área correspondiente GEIC, y la información Topográfica del terreno natural obtenida por la Residencia de Obra Civil en el momento en que se encontró el sistema de fallas (mayo 2008), se realizó una modelación tridimensional del bloque deslizante, el cual con las herramientas del software Auto CAD Civil 3D se delimitó el Bloque Deslizante en la Margen Izquierda, el volumen total del bloque se ha generado por la intersección de las fallas geológicas Colapso, Colapso 01, Falla Curva y Colapso 02 obteniéndose un volumen total de **2,188,047.10 m³**

5.13 Descopete

Para reducir el volumen del material a estabilizar a partir del desplazamiento ocurrido el 13 de mayo de 2008, se han llevado varios procesos para la estabilización del bloque de roca inestable, los cuales comprenden la elaboración del Contrapeso, junto con su material de recargue (relleno), y las etapas I, II, III y IV del Descópete, en las cuales se ha retirado las siguiente cantidad de material al Bloque Inestable:

Los Descopetes consistieron en una serie de excavaciones realizadas en la Margen Izquierda para reducir la cantidad de material a estabilizar, los cuales están ubicados sobre el portal de entrada de los túneles de desvío, determinándose que excavar más, después del descopete número IV, comprometería más la estabilidad del macizo rocoso que lo que se incrementaría el Factor de Seguridad.

La siguiente tabla muestra la cantidad de material removido por cada descopete realizado y que influye directamente en el volumen del macizo rocoso a estabilizar.

Tabla 5.26 Etapas de Descopete y material retirado.

Etapa de	Elevación (m.s.n.m)		Volumen de material retirado (m ³)
	de	hasta	
I		535	186,616.0
II	535	520	109,868.0
III	520	500	270,000.0
IV	500	480	80,000.0
Total de material retirado			646,484.0

TABLA 3.- Etapas de Descopete y material retirado
Total de Material para estabilizar (m3):

$$2, 188,047.10 - 646,484.00 = 1, 541,563.10$$

5.13.1 Lumbreras de Cortante

Partiendo de la hipótesis establecida dentro del Reporte de LoSA (junio, 2010) donde se indica que el Grupo B de Lumbreras puede ayudar a soportar la parte

aguas abajo (superior) del bloque inestable, dejando la parte aguas arriba (inferior) potencialmente libre de moverse.

Con base a la hipótesis mencionada, los Tapones y Contrapeso soportarán el 80% del volumen total del bloque inestable, obteniéndose la siguiente cantidad de material a estabilizar:

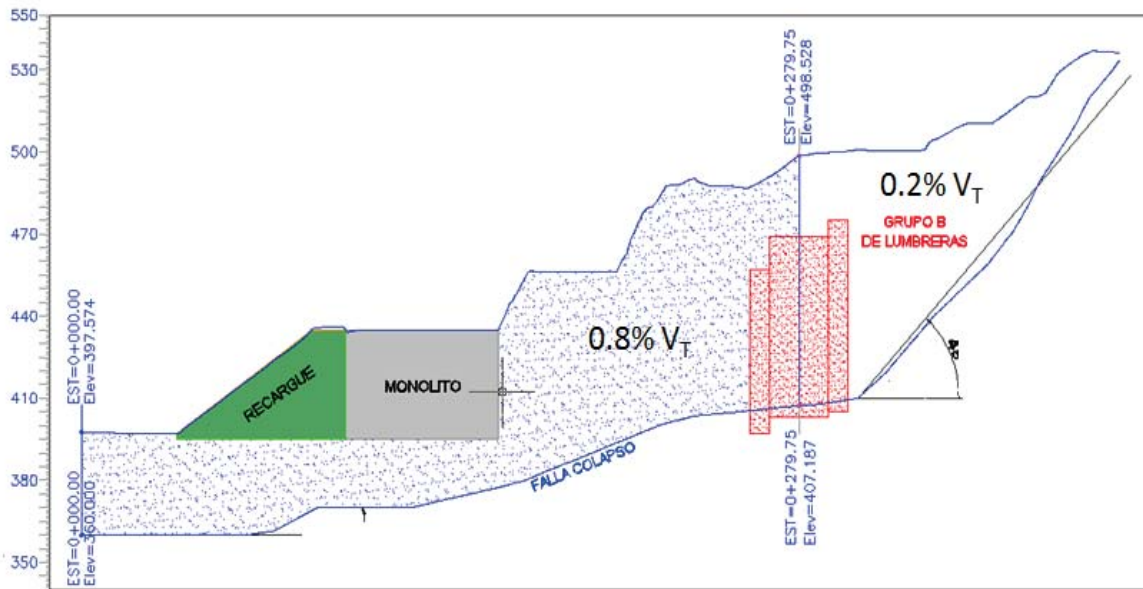


Figura 2.25.- Esquema de la hipótesis de las Lumberas de Cortante.

Partiendo de la hipótesis anterior se tiene que el volumen que soportaran las Lumberas de Cortante y el Sistema Monolito-Tapones serán los siguientes:

Vol. a soportar por las Lumberas de Cortante = **20 % x 1,541,563.10 = 308,312.62**

Volumen de Material a estabilizar por el sistema Monolito - Tapones Estructurales (m3)

$$1,541,563.10 - 308,312.62 = 1,233,250.48$$

5.13.2 Contrapeso y Material de Recargue

Para contrarrestar las fuerzas provenientes del deslizamiento de la margen izquierda del Proyecto Hidroeléctrico “La Yesca” se realizó la construcción de un

bloque de concreto (Monolito, ver Figura 4) y posteriormente se colocó Material de Recargue (ver figura 2) para aportar mayor peso al conjunto, estas estructuras proporcionarán fuerza contraria al movimiento de la ladera izquierda, y se calculará el número de pilas necesarias para mantener estable la margen izquierda.

Las fuerzas que aporta el Contrapeso y Recargue para contrarrestar los desplazamientos en el bloque deslizantes son:

- 1.- La fuerza de Fricción en el Desplante del Contrapeso (f_m)
- 2.- El empuje Pasivo del Material de Recargue (FREC), LoSA, Reporte Diciembre 2009.



Figura 5. 71 Vista del Contrapeso.

5.13.3 Fuerza Resistente del Contrapeso (f_m)

Para obtener la fuerza resistente al deslizamiento por parte del Contrapeso de concreto (Monolito), se obtiene multiplicando el volumen de concreto del monolito por su densidad y a su vez por el coeficiente de fricción existente entre el monolito

y el material de apoyo (el cual se recomienda un valor $\tan\phi=0.5$; Análisis de estabilidad del bloque inestable en la margen izquierda, Lombardi S.A, Diciembre 2009).

Tomando en cuenta la geometría de la estructura, se obtiene que el contrapeso ocupa un volumen de: **206,598.80 m³**; con un peso volumétrico de: 24 kN/m³, obteniéndose un peso total a desplazar de:

$$W_m = 4,958,371.20 \text{ kN}$$

De tal forma que siguiendo el principio de falla de Coulomb basado en la resistencia al cortante tangencial en el suelo como la fuerza que se opone al desplazamiento del Contrapeso, la fuerza resistente del contrapeso se obtendrá de la siguiente expresión:

$$f_m = \tan\phi \cdot W_m \quad \left| \text{Ecuación 41} \right.$$

Siendo ϕ el ángulo de fricción entre el Contrapeso y el suelo (de 26.5) y W_m el peso del Contrapeso, de tal forma que la fuerza resistente del Contrapeso sería:

$$f_m = 2,472.15 \text{ MN}$$

La fuerza resistente del Contrapeso una vez llenado el embalse (condición de sumergido) sería:

$$W_m' = 2,933,702.96 \text{ kN}$$

$$f_m' = 1,462.69 \text{ MN}$$

5.13.4 Fuerza Resistente del Material de Recargue (FREC)

El material de recargue que se encuentra aguas abajo del monolito presentara una fuerza pasiva contraria a la fuerza deslizante la cual se obtiene con los criterios establecidos en el reporte de LoSA, junio 2010.

La fuerza resistente del Material de Recargue al costado del Contrapeso estaría dada por la siguiente expresión:

$$F_{REC} = K_p \cdot \frac{1}{2} \gamma_{rell} H^2 \cdot B \quad \left| \text{Ecuación 42} \right.$$

donde;

γ_{rell} = Peso volumétrico del material de relleno (kN/m³)

H = Altura del Material de Relleno (m)

B = Ancho promedio del Material de Relleno (m)

K_p = Empuje pasivo del material de relleno, el cual esta dado por:

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi) \cdot \text{sen}(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad \left| \text{Ecuación 43} \right.$$

siendo;

φ = Ángulo de fricción interna del material de recargue. (40.0°)

α = Ángulo de inclinación de la pared del material con respecto a la vertical (0.0°)

β = Ángulo de inclinación de la superficie del relleno respecto a la horizontal -(40.0°)

δ = Ángulo de fricción entre el Contrapeso y el material de recargue (0.0°)

Teniendo en cuenta la morfología del material de recargue se tienen los siguientes valores:

γ_{rell} =	22.0 kN/m ³	
γ'_{rell} =	12.0 kN/m ³ (condición sumergida)	$K_p = 0.5868$
H =	60 m	
B =	62.6 m	

Ya con los datos anteriores la fuerza resistente del material de recargue para la condición seca y sumergida sería la siguiente:

Para la Condición Seca: **1,454.71 MN**

Para la condición Sumergida: **793.48 MN**

5.13.5 Tapones Estructurales

Los Tapones están conformados con concreto armado con la finalidad de que resistan las fuerzas de tracción a las que serán sometidos por la potencial falla del bloque inestable; estos estarán colocados en cada uno de los túneles de desvío; se

ha propuesto colocar en el Túnel 1 un tapón de 190 m a partir del K0-020,00 al K0+170,000, cruzando la falla entre los cadenamientos K0+023,00 (en piso) al K0+110,00 (en bóveda), mientras que en el Túnel 2 se prevé un tapón de 129,50 m a partir del K0+090,00 al K0+219,50, cruzando la falla entre los cadenamientos K0+129,00 (en piso) al K0+173,00 (en bóveda); estas dimensiones son avaladas por los reportes de los Consultores internacionales (octubre 2010 y febrero 2011), emplear una dimensioe menor a las indicadas disminuyen considerablemente el factor de seguridad y emplear dimensiones mayores no aporta significativamente un aumento en el factor de seguridad más si tiene un aumento considerable en el costo del proyecto haciéndolo poco costeable.

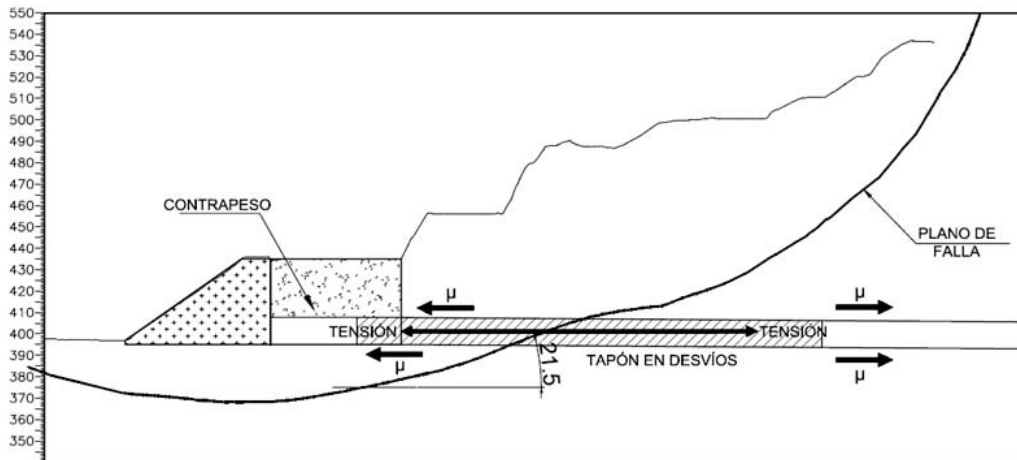


Figura 5. 72 Analogía del Trabajo en los Tapones Estructurales.

El criterio de análisis para obtener las fuerzas resistentes de los Tapones parte de la teoría establecida para el diseño de Tapones de cierre definitivo en las galerías y Desvíos (formula de Creager, 1945), en la cual se emplea la fricción existente entre el contacto roca-concreto y el peso propio del tapón para contrarrestar las fuerzas horizontales, en este caso particular la fuerza de desplazamiento del macizo rocoso inestable.

$$\Sigma Fh = \frac{[(\mu \cdot \Sigma Fv) + (r \cdot Sa \cdot Ac)]}{S(s - f)} \quad \Bigg| \quad \text{Ecuación 44}$$

Debido a las distintas condiciones de trabajo que pueden estar sometidos los Tapones Estructurales, se analizarán las fuerzas del mismo tomando en cuenta las siguientes consideraciones: (1) se toma como fuerza resistente toda la longitud del tapón; (2) se obtiene la fuerza resistente de la longitud del tapón colocada en zona estable o roca sana, y (3) se obtiene la fuerza atribuida por la longitud del tapón que está colocada en la zona inestable o roca fracturada. Lo indicado en el párrafo anterior tiene la finalidad de conocer la distribución de las fuerzas a las que estarán sometidos los Tapones en el centro del mismo y los extremos, para el posterior armado de los mismos. Debido a las distintas características de los materiales alrededor de los Tapones Estructurales, la longitud del tapón se ha dividido en 7 secciones para el análisis de la fuerza resistente, con la finalidad de que la fuerza resistente obtenida sea lo más aproximado a las características que se tienen en la zona del sitio.

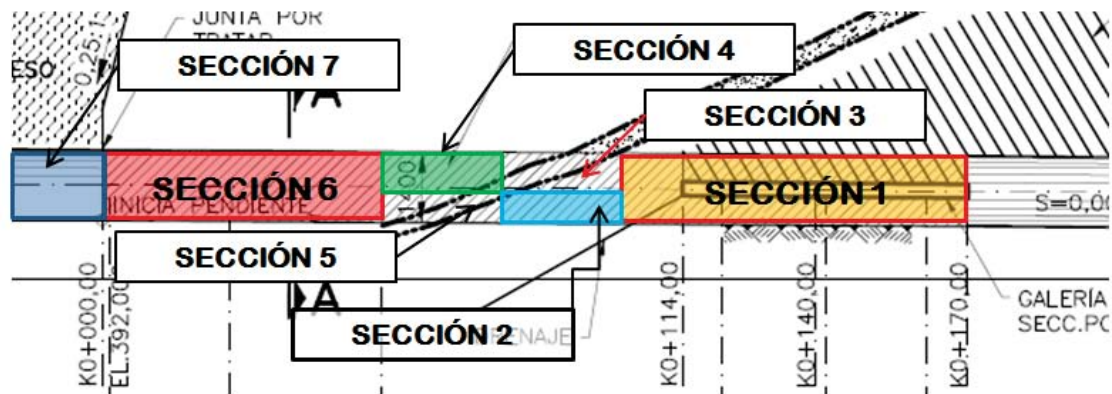
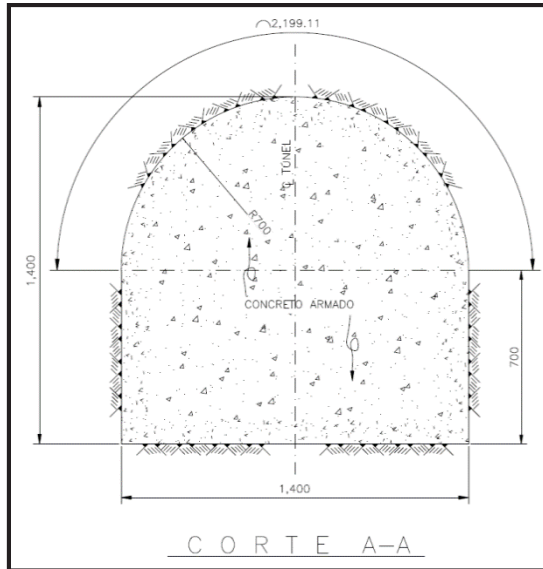


Figura 5. 73 Numero de secciones para determinar la fuerza resistente de los Tapones Estructurales.

Por último se obtendrán las fuerza resistente para cada caso planteado partiendo del escenario del llenado de los tapones respecto a su construcción hasta los distintos casos indicados en el ítem 5.9.2 del presente documento; es preciso mencionar que las fuerzas obtenidas en este punto serán de utilidad para hacer el respectivo análisis de estabilidad de los tapones durante el llenado del embalse.

5.13.6 Geometría de la Sección de los Tapones Estructurales.



Geometría de la Sección Transversal	
Base (m) =	14
Altura (m) =	14
Radio (m) =	7
Arco (m) =	21.9911
Tablas (m) =	7
Área del Rectángulo (m ²) =	98
Área del medio círculo (m ²) =	76.9690
Área Total (m²) =	174.9690

5.13.7 Fuerza Resistente (T)

Se obtuvo la Fuerza Resistente de los Tapones Estructurales, Túnel 1 y 2, con respecto a la longitud de los mismos, lo anterior facilita la obtención de la Fuerza Resistente para cada caso de análisis establecido

Del programa de construcción establecido para los Tapones Estructurales de los Túneles de Desvío se tiene que la construcción del Tapón estructural del Túnel 1 se realizará en 2 etapas, la primera se construirá del K0-020,000 al K0+114,00, mientras que en la segunda etapa se construirá del K0+114,000 al K0+170,000; para el caso del Tapón Estructural del Túnel 2 este se tiene previsto construir en una sola etapa.

La construcción del Tapón Estructural del túnel 2 estará condicionado, de acuerdo al programa de construcción, al cierre definitivo, por lo tanto la fecha de inicio se planteara para las condiciones del cierre de marzo, mayo y junio; previo al cierre se prevé la construcción de un pretapón de 15 metros el cual contribuirá en la estabilidad del tapón con respecto al llenado del embalse, sin embargo no será contemplado para la estabilidad de la Margen Izquierda. Por lo anterior la resistencia de los Tapones Estructurales para cada caso de carga establecido son:

5.9.2.5. Caso 1: Etapas de Construcción

El caso donde intervienen los tapones serían el Caso 1(b) en el cual se analizarían las siguientes condiciones:

Caso 1(b1) Cierre del embalse el 01 de marzo del 2012 fecha: 1 de marzo de 2012

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 1 (MN) = **1,230.58**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2 (MN) = Empieza Construcción

Caso 1(b2) Cierre del embalse el 01 de mayo del 2012 fecha: 1 de mayo de 2012

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 1 (MN) = **1,619.72**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2 (MN) = Empieza Construcción

Caso 1(b3) Cierre del embalse el 01 de junio del 2012 fecha: 1 de junio de 2012

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 1 (MN) = **1,797.80**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2 (MN) = Empieza Construcción

Caso 1(c) Tapón Túnel 1 Concluido fecha: 31 de agosto de 2012

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 1 (MN) = **2,429.47**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2, para el cierre en marzo (MN) = **1,243.13**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2, para el cierre en mayo (MN) = **741.19**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2, para el cierre en junio (MN) = **535.84**

5.14 Caso 2: Etapas de Operación

En estas etapas se usa la fecha en que el embalse llega al NAMO en una probabilidad de un año húmedo establecida con el 84% (por ser la más crítica) en el Pronóstico Hidrológico para el cierre, con 40% de supresión para cada una de las

fechas probables de cierre y para la condición normal de operación establecida en los casos de carga.

Caso 2(a1) Embalse lleno para la condición del 84% cierre en Marzo

Fecha Probable en que llegue al NAMO = 25 de octubre de 2012

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 1 (MN) = **2,429.47**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2 (MN) = **1,243.13**

Caso 2(a2) Embalse lleno para la condición del 84% cierre en Mayo

Fecha Probable en que llegue al NAMO = 8 de octubre de 2012

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 1 (MN) = **2,429.47**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2 (MN) = **1,079.58**

Caso 2(a3) Embalse lleno para la condición del 84% cierre en Junio

Fecha Probable en que llegue al NAMO = 28 de octubre de 2012

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 1 (MN) = **2,429.47**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2 (MN) = **966.78**

Caso 2(b) Nivel normal de operación, macizo rocoso totalmente sumergido y saturado

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 1 (MN) = **2,429.47**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2 (MN) = **1,243.13**

Caso 2(c1) Nivel normal de operación, Fuerza Resistente en zona estable (MN)

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 1 (MN) = **1,470.28**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2 (MN) = **778.38**

Caso 2(c2) Nivel normal de operación, Fuerza Resistente en zona inestable (MN)

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 1 (MN) = **959.19**

Resistencia del Tapón Estructural Túnel 2 (MN) = **464.76**

Caso 3 Vaciado Rápido del Embalse y CASO 4 Sismo

Para estos casos aplican las mismas fuerzas obtenidas para el Caso de Cargas 2.

5.15 Drenajes y Tratamientos

Para garantizar un mejor comportamiento del sistema de estructuras la Comisión prevé la realización de un sistema de drenaje y tratamientos que permitan un aumento de los Factores de Seguridad y un mejor comportamiento del sistema, estos estarán aplicados tanto en el Túnel 1 como en el número 2 y consistirán en lo siguiente:

5.15.1 Drenajes

Estos garantizarán una reducción al 20% de los esfuerzos de supresión aplicados en la falla, tienen la finalidad de que en caso de un vaciado rápido desalojar el agua próxima a la falla por los túneles de desvío, están colocados en los Túneles 1 y 2 y van del túnel a unos metros antes de la falla Colapso 01 y Colapso, sin atravesarlas, se comunicarán a la galería de inyecciones de los Tapones para su salida y monitoreo, con diámetro de 2 1/4 de pulgadas.

5.15.2 Tratamientos

Los tratamientos consisten en inyecciones de consolidación y contacto sobre los tapones estructurales y casquillos, tanto para el túnel 1 como el túnel 2, las inyecciones de contacto serán de un metro de profundidad en roca colocadas en la bóveda de los tapones y casquillo, para garantizar un buen contacto entre los tapones y el macizo de roca; las Inyecciones de consolidación tendrán una longitud de 5 metros en roca y estarán distribuidas en toda la sección en el tramo de roca estable de los tapones estructurales para garantizar una mayor fuerza resistente, dichas inyecciones se considerarán como un factor de seguridad extra a la estabilidad del macizo rocoso ya que aumentan el diámetro de acción de los tapones incrementando así la fuerza resistente de los mismos.

5.15.3 Fuerzas actuantes

Una vez calculados las fuerzas resistentes del sistema para la estabilidad de la Margen Izquierda y el ángulo de inclinación (α) se procede a obtener las fuerzas actuantes en la condiciones de carga planteadas para el análisis de estabilidad de la ladera, considerando el principio de Mohr - Coulomb basado en la resistencia al cortante tangencial en el suelo como la fuerza que se opone al desplazamiento del bloque deslizante y estableciendo una analogía entre nuestro bloque deslizante y el caso general aplicado para fricción en un plano inclinado se planteó el siguiente diagrama de cuerpo libre:

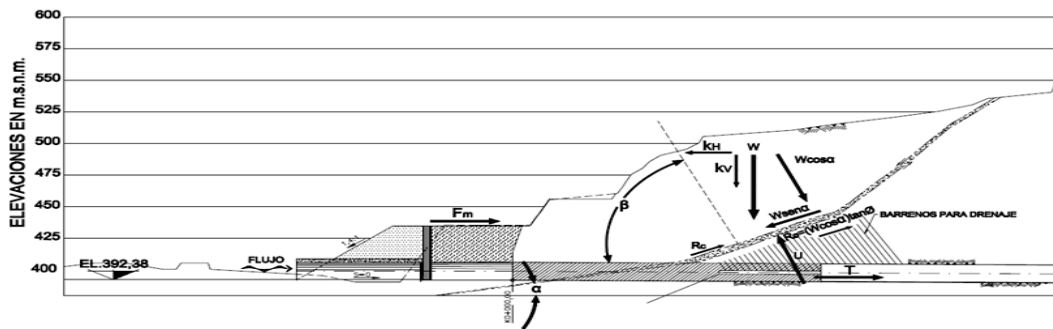


Figura 5. 74 Analogía del Criterio de falla Mohr – Coulomb al sistema del bloque potencialmente inestable.

donde:

W = Peso del Bloque inestable

$R\phi$ = Fuerzas friccionales $((W\cos\alpha-U)\tan\phi)$

R_c = Fuerzas Cohesivas (cA)

A = Área del Plano de rotura (superficie de Falla)

α = Angulo de la superficie de rotura (21.5°)

β = Angulo entre el Tapón y el plano normal a la falla ($68,1^\circ$)

c = Cohesión del Material de la Falla

Fm = Fuerza resistente debido a la influencia del monolito y el material de recarga ($f_m + \text{FREC}$).

$\tan\phi$ = Coeficiente de fricción del material de rotura

U = Supresión

Tomando en cuenta el criterio anterior a continuación se procede a obtener las fuerzas actuantes que hacen falta para el análisis por estabilidad para los distintos casos de análisis establecidos previamente.

5.15.4 Fuerza actuante en el bloque inestable (W).

Para obtener la fuerza actuante en el bloque inestable se multiplica el volumen del macizo rocoso (V) por su peso volumétrico (γ_d).

$$W = V \cdot \gamma_d \quad \left| \text{Ecuación 45} \right.$$

Caso 1(a) Construcción; sin tomar en cuenta las obras complementarias para la estabilidad de la Margen Izquierda.

$$1, 541,563.10 \times 25.00 = \mathbf{38,539.08 \text{ MN}}$$

Caso 1(b) Construcción; Con lumbreras de Cortante concluidas + Tapones Estructurales (diferentes condiciones de trabajo).

$$1, 233,250.48 \times 25.00 = \mathbf{30,831.26 \text{ MN}}$$

Caso 2 Operación; Aplica para las distintas condiciones de cierre establecidas.

$$1, 233,250.48 \times 15.20 = \mathbf{18,745.41 \text{ MN}}$$

Caso 3 Vaciado Rápido.

$$1, 233,250.48 \times 25.00 = \mathbf{30,831.26 \text{ MN}}$$

5.15.5 Fuerza Cohesivas (Rc)

La fuerza cohesiva del macizo rocoso inestable está dada por el área de contacto de la superficie de falla y la cohesión del material de la falla, se obtienen la fuerza cohesiva para los tres casos de carga básicos.

$$R_c = c \cdot A \quad \left| \text{Ecuación 46} \right.$$

El área de la superficie de falla fue obtenida mediante la triangulación de la superficie de falla, la cual arrojó un área de:

$$\text{Área} = \mathbf{97,028.00 \text{ m}^2}$$

Para los Casos en condiciones secas la fuerza cohesiva del macizo rocoso será:

$$97,028.00 \times 50.00 = 4,851.40 \text{ MN}$$

Para los Casos en condiciones en condiciones saturadas o sumergida será:

$$97,028.00 \times 25.50 = 2,474.21 \text{ MN}$$

5.15.6 Supresión (U)

Mediante un sistema de red de flujo establecido para el macizo rocoso y la expresión que se indica a continuación se procedió a obtener una fuerza resultante de supresión para aplicar al Bloque de Roca inestable.

$$U = \sum \left\{ \frac{[(h - z)_i + (h - z)_{i-1}] \cdot \gamma_w \cdot S_i}{2} \right\} \times B_i \quad \left| \text{Ecuación 47} \right.$$

donde:

- S** = Separación entre la secciones de análisis.
- B** = Ancho de la sección de análisis.
- h** = Altura del nivel impermeable al nivel freático
- z** = Altura del nivel impermeable al punto de análisis
- γ_w = Peso específico del Agua (9.81 kN/m³)

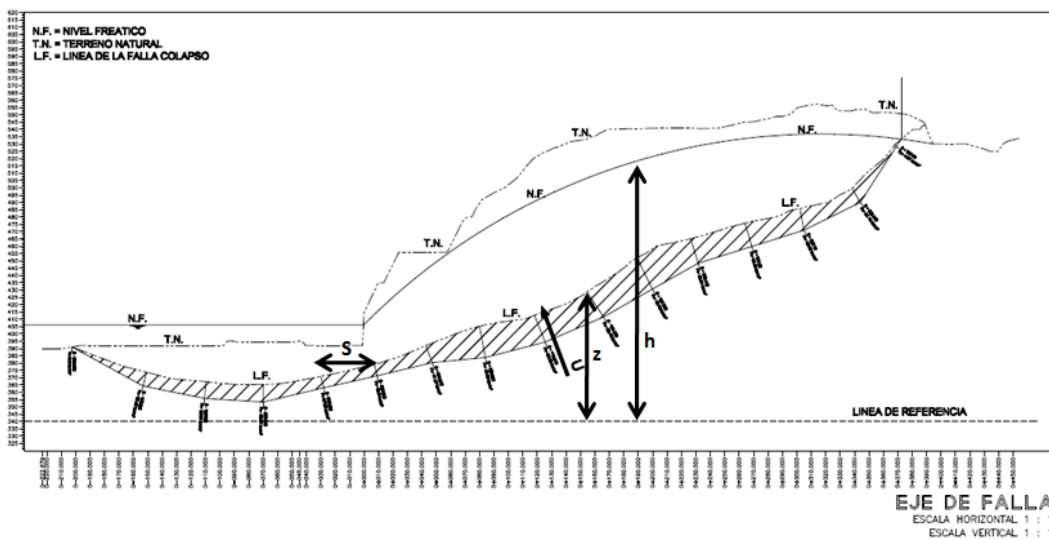


Figura 5. 75 Diagrama de Supresión en el macizo rocoso.

De tal forma que la fuerza de supresión obtenida a aplicar para los casos de análisis correspondientes es la siguiente:

$$\text{Fuerza de Supresión} = 12,667.83 \text{ MN}$$

5.16 Cálculo del factor de seguridad para la estabilidad de la margen izquierda

Una vez obtenidas las fuerzas actuantes y resistentes para cada caso se procede a obtener el factor de seguridad para la estabilidad de la Margen Izquierda.

Las estabilidad del talud se revisará mediante la teoría de falla plana (bloque deslizante) y ajustando la ecuación establecida para el criterio de falla de Mohr-Coulomb ($F.S. = (R_c + R_\phi) / S$) a las fuerzas actuantes en el sistema para los distintos casos de carga, el Factor de Estabilidad del sistema se obtiene de la siguiente forma.

Para las condiciones normales y vaciado rápido se empleara la siguiente ecuación:

$$F.S. = \frac{R_c + (W \cos \alpha - U + F_m \sin \alpha + T \cos \beta) \cdot \tan \phi}{W \sin \alpha - T \sin \beta - F_m \cos \alpha} \quad \left| \text{Ecuación 48} \right.$$

Mientras que para las condiciones de sismo se empleara la siguiente ecuación:

$$F.S. = \frac{R_c + \{W[(1 + k_v) \cos \alpha - k_h \sin \alpha] - U + T \cos \beta + F_m \sin \alpha\} \cdot \tan \phi}{W[(1 + k_v) \sin \alpha + k_h \cos \alpha] - T \sin \beta - F_m \cos \alpha} \quad \left| \text{Ecuación 49} \right.$$

donde:

W = Peso del Bloque inestable

R ϕ = Fuerzas friccionales $((W \cos \alpha - U) \tan \phi)$

R_c = Fuerzas Cohesivas (cA)

A = Área del Plano de rotura (superficie de Falla)

α = Angulo de la superficie de rotura (21.5°)

β = Angulo entre el Tapón y el plano normal a la falla (68.1°)

c = Cohesión del Material de la Falla

F_m = Fuerza resistente debido a la influencia del monolito y el material de recarga (fm+FREC).

tan ϕ = Coeficiente de fricción del material de rotura

U = Supresión

k_v = Coeficiente de aceleración sísmica vertical

k_h = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal

Los Factores de seguridad obtenidos se analizarán con los factores de seguridad mínimos requeridos en la literatura, tales como los establecidos en el reglamento USACE-SLOPES STABILITY con código EM-1110-2-1902, así como los establecidos por LoSA en su reporte de Marzo de 2010.

Tabla 5.27 Factores de Seguridad Mínimos requeridos por el reglamento USACE EM-1110-2-1902, Estabilidad de Taludes.

Minimum Required Factors of Safety: New Earth and Rock-Fill Dams		
Analysis Condition¹	Required Minimum Factor of Safety	Slope
End-of-Construction (including staged construction) ²	1.3	Upstream and Downstream
Long-term (Steady seepage, maximum storage pool, spillway crest or top of gates)	1.5	Downstream
Maximum surcharge pool ³	1.4	Downstream
Rapid drawdown	1.1-1.3 ^{4,5}	Upstream

¹ For earthquake loading, see ER 1110-2-1806 for guidance. An Engineer Circular, "Dynamic Analysis of Embankment Dams," is still in preparation.

² For embankments over 50 feet high on soft foundations and for embankments that will be subjected to pool loading during construction, a higher minimum end-of-construction factor of safety may be appropriate.

³ Pool thrust from maximum surcharge level. Pore pressures are usually taken as those developed under steady-state seepage at maximum storage pool. However, for pervious foundations with no positive cutoff steady-state seepage may develop under maximum surcharge pool.

⁴ Factor of safety (FS) to be used with improved method of analysis described in Appendix G.

⁵ FS = 1.1 applies to drawdown from maximum surcharge pool; FS = 1.3 applies to drawdown from maximum storage pool.

For dams used in pump storage schemes or similar applications where rapid drawdown is a routine operating condition, higher factors of safety, e.g., 1.4-1.5, are appropriate. If consequences of an upstream failure are great, such as blockage of the outlet works resulting in a potential catastrophic failure, higher factors of safety should be considered.

Tabla 5.28 Factores de Seguridad Mínimos requeridos por LoSA, Informe de Marzo 2010.

Caso	SF_{MIN}
Condición normal de operación	1.45 ⁽¹⁾
Desembalse rápido	1.25 ⁽¹⁾
Seísmo	<1 (desplaz. 30cm max)

De tal forma que los Factores de Seguridad obtenidos para cada uno de los eventos de cierre definitivos establecidos en los análisis de Estabilidad del Macizo Rocoso se comparará con los Factores de Seguridad mínimos requeridos, con la finalidad de ver lo eficiente del sistema para la estabilidad de la Margen Izquierda.

En el ANEXO se puede apreciar las tablas para obtener los Factores de Seguridad para cada condición.

Para la Condición de Cierre establecida para el 01 de Marzo del 2012 se obtuvieron los siguientes Factores de Seguridad.

CASO DE CARGA	F.S OBTENIDO	F.S sin Tapón T2	F.S zona roca sana	F.S. Losa	F.S. USACE
CASO 1: Construcción					
Caso 1(a)	1.29	1.29	0.00	1.45	1.30
Caso 1(b1)	1.83	1.83	0.00	1.45	1.30
CASO 2: Operación					
Caso 2(a1)	2.84			1.45	1.30
Caso 2(b1)	2.35	1.25	1.17	1.45	1.50
Caso 2 (c2)	0.90			1.45	1.50
CASO 3: Vaciado Rápido					
Caso 3(a1)	1.24	0.96	0.93	1.25	1.10
CASO 4: Sismo					
Caso 1(a1) + Sismo de 200 años	0.95	0.95		< 1.0	< 1.0
Caso 1(b1) + Sismo de 1000 años	0.99	0.99		< 1.0	< 1.0
Caso 2(a1) + Sismo de 1000 años	0.83			< 1.0	< 1.0
Caso 2(b1) + Sismo de 1000 años	0.69	0.54	0.52	< 1.0	< 1.0
Caso 2(b1) + Sismo de 10000 años	0.48	0.40	0.39	< 1.0	< 1.0

Tabla 4. Factores de Seguridad para la Condición de Cierre del 01 de Marzo del 2012

Para la Condición de Cierre establecida para el 01 de Mayo del 2012 se obtuvieron los siguientes Factores de Seguridad.

CASO DE CARGA	F.S OBTENIDO	F.S sin Tapón T2	F.S zona roca sana	F.S. Losa	F.S. USACE
CASO 1: Construcción					
Caso 1(a)	1.29	1.29	0.00	1.45	1.30
Caso 1(b2)	1.94	1.94	0.00	1.45	1.30
CASO 2: Operación					
Caso 2(a2)	2.55			1.45	1.30
Caso 2(b1)	2.35	1.25	1.17	1.45	1.50
Caso 2 (c2)	0.90			1.45	1.50
CASO 3: Vaciado Rápido					
Caso 3(a1)	1.24	0.96	0.93	1.25	1.10
CASO 4: Sismo					
Caso 1(a1) + Sismo de 200 años	0.95	0.95		< 1.0	< 1.0
Caso 1(b2) + Sismo de 1000 años	1.03	1.03		< 1.0	< 1.0
Caso 2(a2) + Sismo de 1000 años	0.80			< 1.0	< 1.0
Caso 2(b1) + Sismo de 1000 años	0.69	0.54	0.52	< 1.0	< 1.0
Caso 2(b1) + Sismo de 10000 años	0.48	0.40	0.39	< 1.0	< 1.0

Tabla 5. Factores de Seguridad para la Condición de Cierre del 01 de Mayo del 2012

Para la Condición de Cierre establecida para el 01 de Junio del 2012 se obtuvieron los siguientes Factores de Seguridad.

CASO DE CARGA	F.S OBTENIDO	F.S sin Tapón T2	F.S zona roca sana	F.S. Losa	F.S. USACE
CASO 1: Construcción					
Caso 1(a)	1.29	1.29	0.00	1.45	1.30
Caso 1(b2)	2.00	2.00	0.00	1.45	1.30
Caso 1(c1)	1.05	1.05	0.00	1.45	1.30
CASO 2: Operación					
Caso 2(a3)	2.38			1.45	1.30
Caso 2(b1)	2.35	1.25	1.17	1.45	1.50
Caso 2 (c2)	0.90			1.45	1.50
CASO 3: Vaciado Rápido					
Caso 3(a1)	1.24	0.96	0.93	1.25	1.10
CASO 4: Sismo					
Caso 1(a1) + Sismo de 200 años	0.95	0.95		< 1.0	< 1.0
Caso 1(b3) + Sismo de 1000 años	1.04	1.04		< 1.0	< 1.0
Caso 1(c) + Sismo de 1000 años	0.53				
Caso 2(a3) + Sismo de 1000 años	0.78			< 1.0	< 1.0
Caso 2(b1) + Sismo de 1000 años	0.69	0.54	0.52	< 1.0	< 1.0
Caso 2(b1) + Sismo de 10000 años	0.48	0.40	0.39	< 1.0	< 1.0

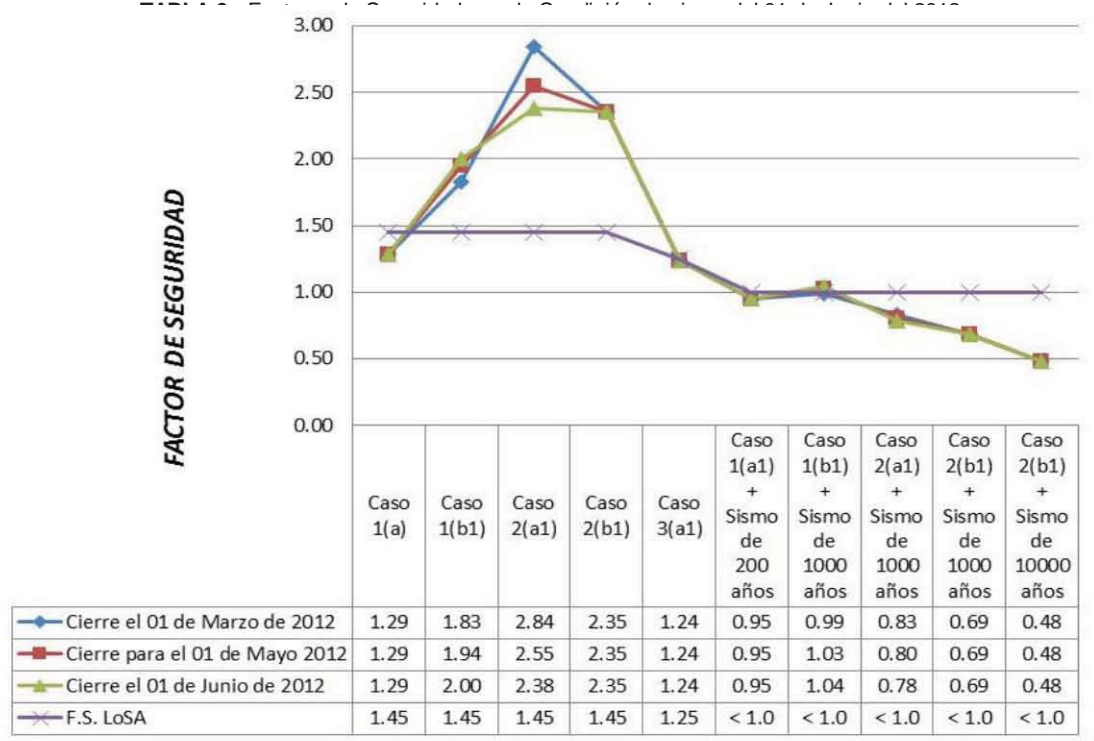


Figura 5. 76 Comportamiento de los Factores de Seguridad con respecto a la fecha del cierre definitivo.

5.16.1 Cálculo del factor de seguridad para la estabilidad de los taponos estructurales con respecto a la carga del embalse

Adicional a la Estabilidad del Macizo Rocoso se debe revisar también la estabilidad de los Taponos Estructurales con respecto a la Carga del Embalse, de tal forma que garantice la seguridad de los Trabajadores al momento de la Construcción de los Taponos y la estanqueidad del embalse.

Como se mencionó en el ítem 5.10 del presente documento, la estabilidad de los Taponos Estructurales se revisará con el mismo criterio establecido para los Taponos de Cierre Definitivo (criterio de Creager), empleando las gráficas de llenado del embalse para las distintas fechas de cierre se calcularán las Cargas de Agua sobre los Taponos Estructurales.

Se revisará la estabilidad de los taponos para la condición de un año medio (probabilidad del 50%) y un año húmedo (probabilidad del 84%), las Cargas del embalse con respecto al tiempo están indicadas en el ANEXO, para determinarlas se toman en cuenta las curvas de llenado del Embalse presentadas por el Dr. Aldama en su reporte "Pronóstico Hidrológico para el cierre final en el P.H. La Yesca".

Con la información presentada en el ANEXO se procede a calcular los Factores de seguridad de los taponos para los tiempos establecidos de Construcción, comparando mediante las curvas de Resistencia - Tiempo y Carga del Embalse - Tiempo los Factores de Seguridad para cada fecha probable de cierre.

Para obtener las fuerzas estáticas y dinámicas del agua se emplearán las siguientes expresiones:

$$P_y = H \cdot \gamma_w \cdot A_t \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 50 – 'Fuerza estática del agua'} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} P_e = C \lambda H \cdot \gamma_w \\ V_e = 0.726 \times P_e \cdot y \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Ecuación 51 – 'Fuerza dinámica del agua',} \\ \text{Criterio de Westergaard (USBR)} \end{array} \right.$$

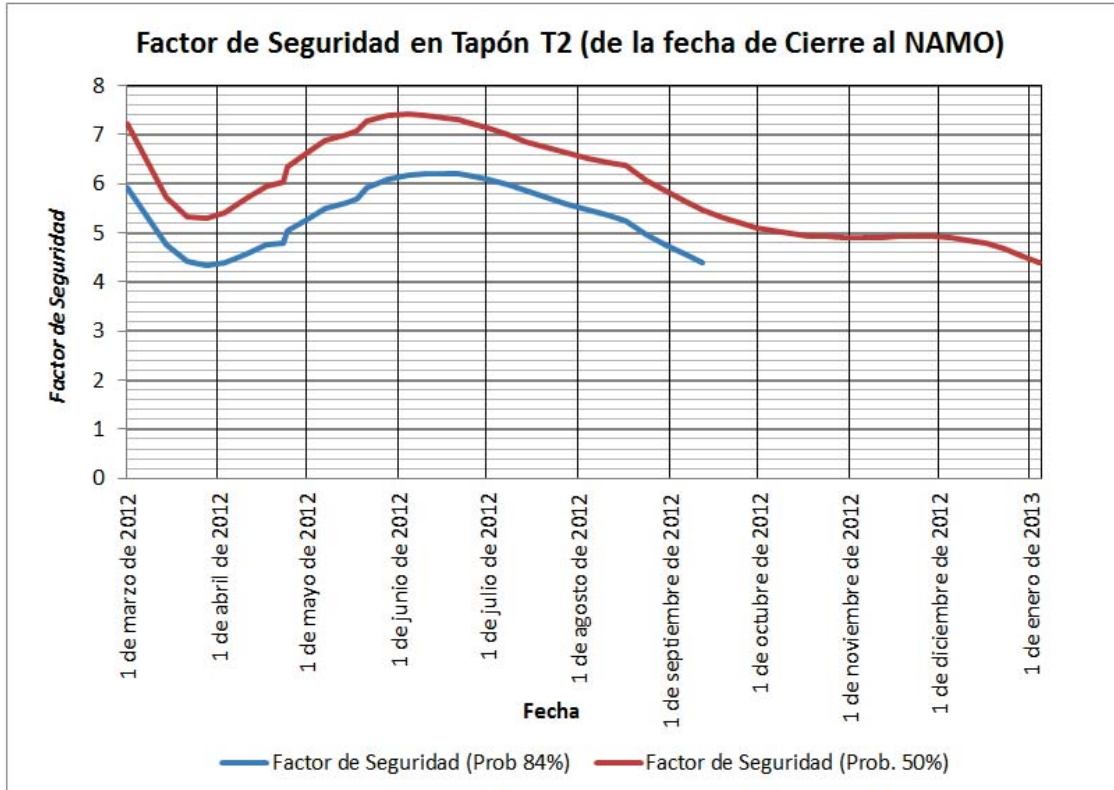


Figura 5. 77 Factor de seguridad

Fecha	Elevación	Fuerza Resistente (MN)	F.Actuante (MN)	Factor de Seguridad
24 de octubre de 2012	557.13	1356.09	274.44	4.94
30 de octubre de 2012	557.83	1356.09	275.74	4.92
5 de noviembre de 2012	558.16	1356.09	276.35	4.91
11 de noviembre de 2012	558.20	1356.09	276.42	4.91
17 de noviembre de 2012	558.04	1356.09	276.14	4.91
23 de noviembre de 2012	557.82	1356.09	275.72	4.92
29 de noviembre de 2012	557.67	1356.09	275.45	4.92
5 de diciembre de 2012	557.78	1356.09	275.65	4.92
11 de diciembre de 2012	558.34	1356.09	276.70	4.90
17 de diciembre de 2012	559.59	1356.09	279.01	4.86
23 de diciembre de 2012	561.77	1356.09	283.07	4.79
29 de diciembre de 2012	565.18	1356.09	289.43	4.69
4 de enero de 2013	570.15	1356.09	298.72	4.54
8 de enero de 2013	575.11	1356.09	308.00	4.40

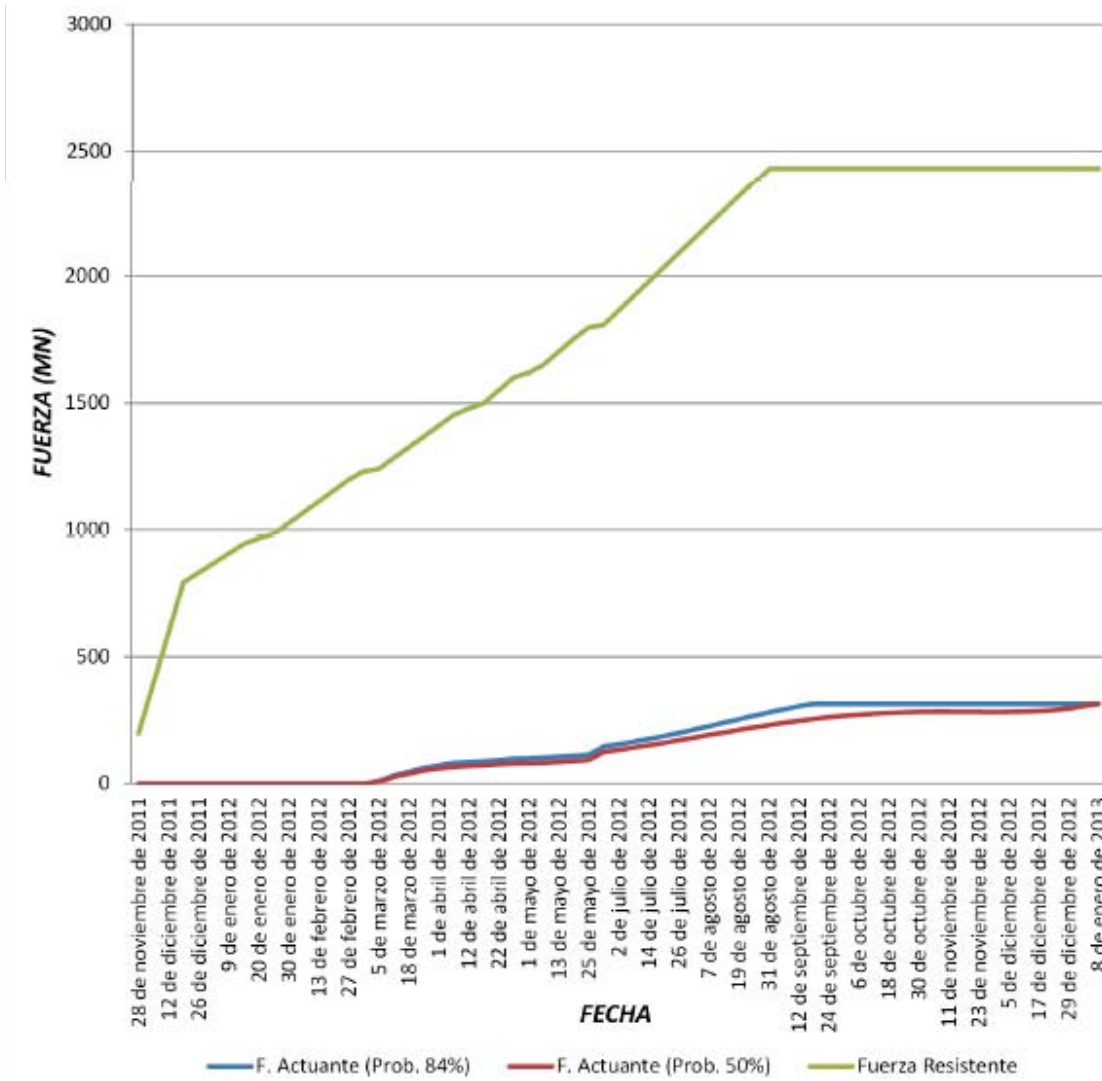


Figura 5. 78 Relación de Fuerza Resistente vs Fuerzas Actuantes para el Tapón Estructural 1

El Factor de Seguridad al Momento de la Conclusión del Tapón Estructural 1 es			
Prob. Del 84%	8.66	Prob. Del 50%	10.53
El Factor de Seguridad al Momento al NAMO para el Tapón Estructural 1 es			
Prob. Del 84%	7.71	Prob. Del 50%	7.71

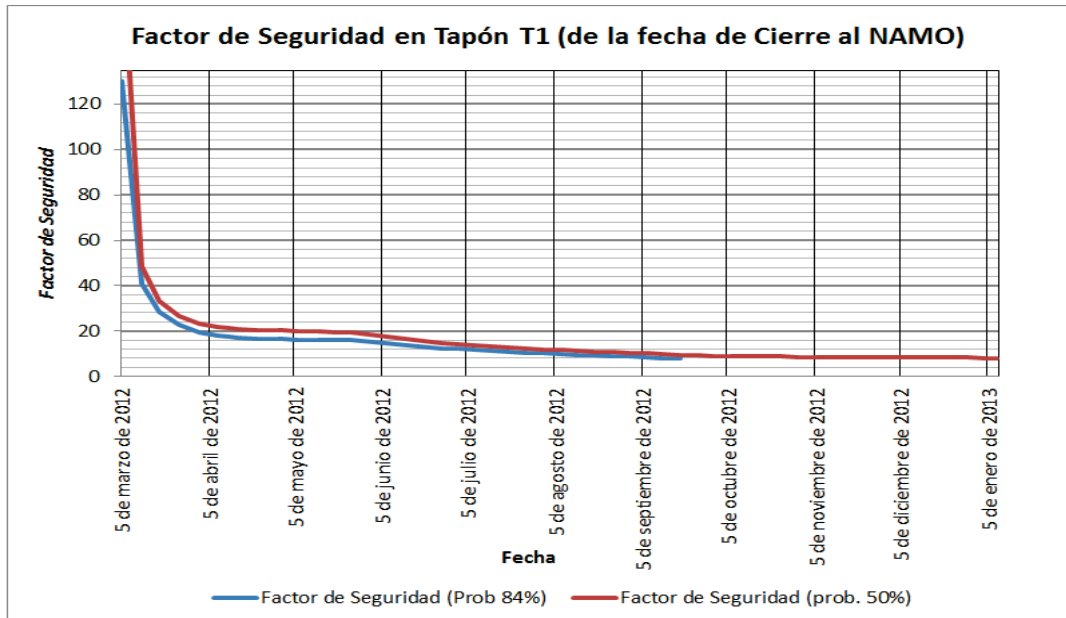


Figura 5. 79 Comportamiento de factor de seguridad para la fecha de cierre definitivo el 01 de marzo de 2012.

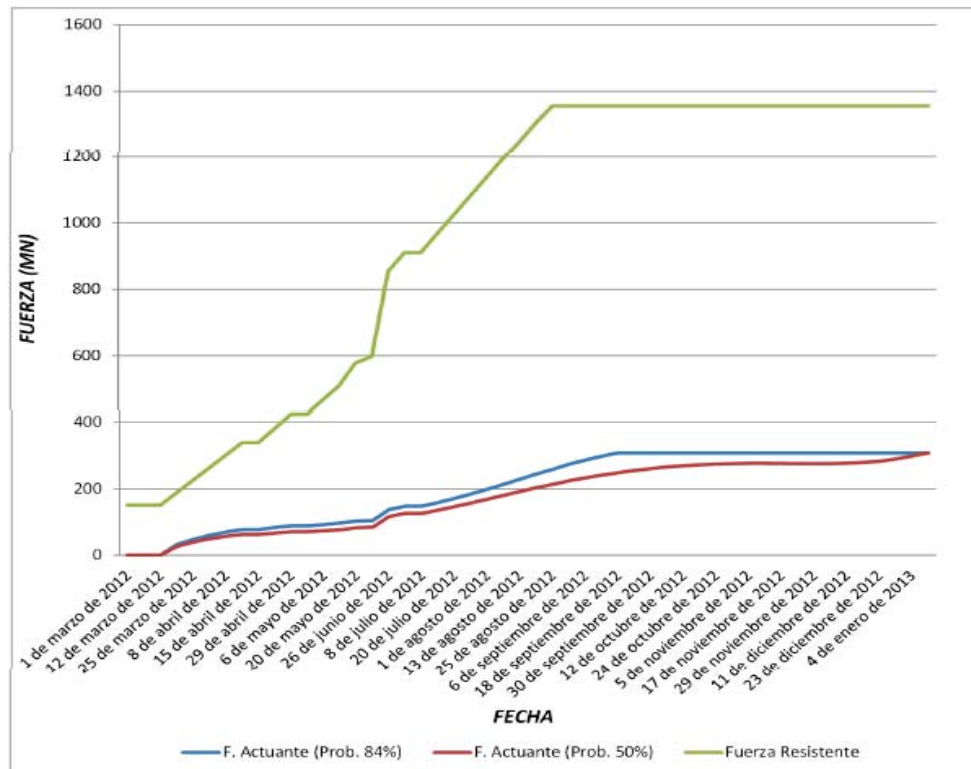


Figura 5. 80 Relación de Fuerza Resistente vs Fuerzas Actuantes para el Tapón Estructural 2.

Factor de Seguridad Mínimo para el Tapón Estructural 2 (obtenido el 08 de Abril del 2012.			
Prob. Del 84%	4.33	Prob. Del 50%	5.29
El Factor de Seguridad al Momento al NAMO para el Tapón Estructural Túnel 2			
Prob. Del 84%	4.40	Prob. Del 50%	4.40

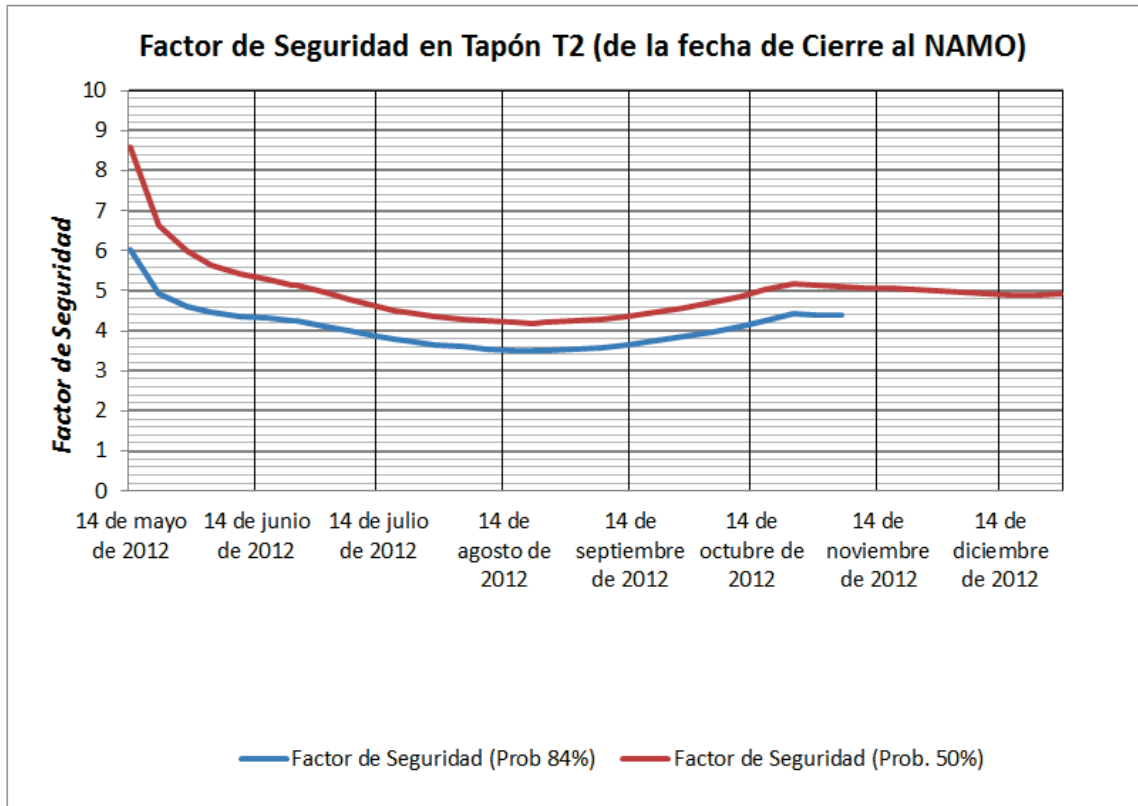


Figura 5. 81 Factor de seguridad

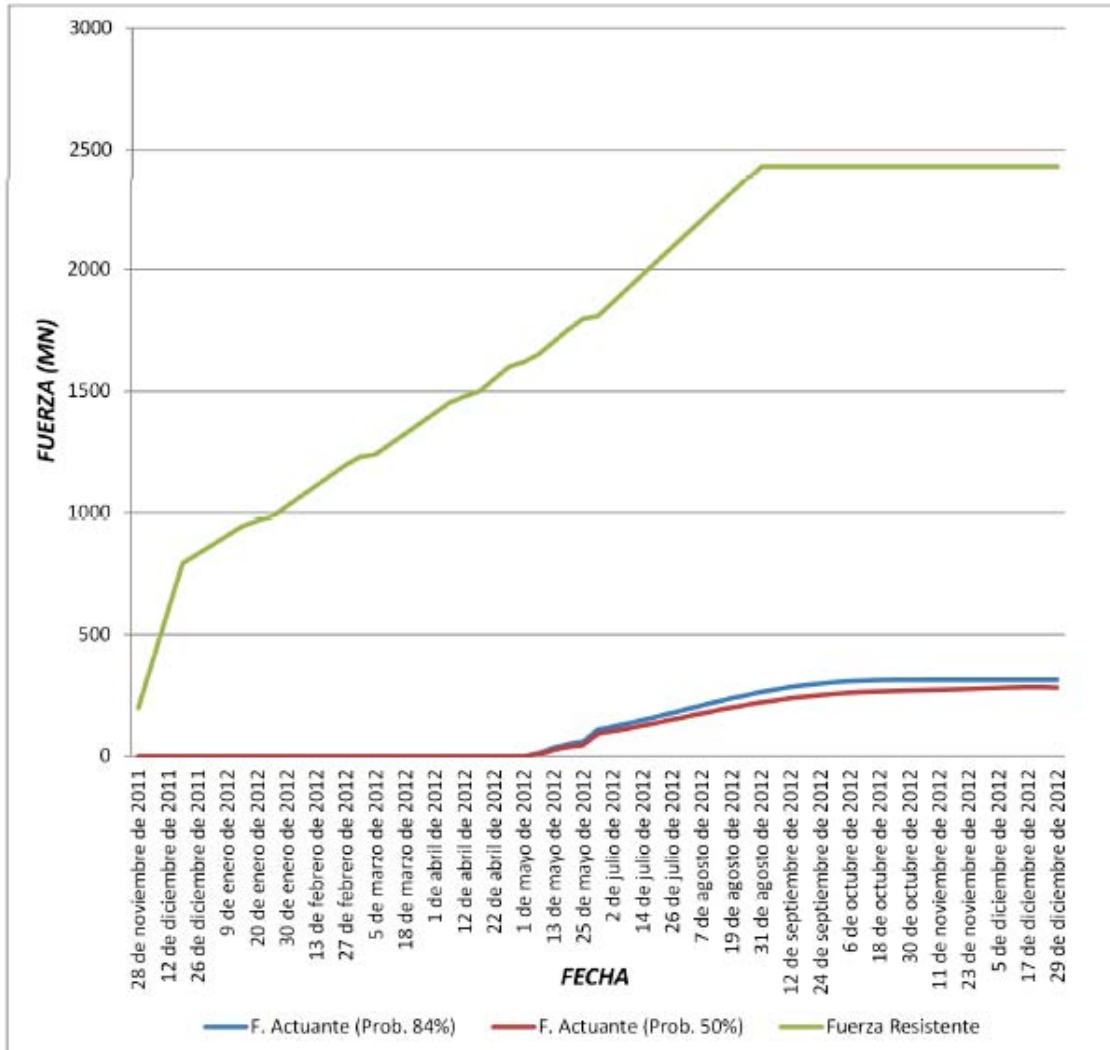


Figura 5. 82 Relación de Fuerza Resistente vs Fuerzas Actuantes para el Tapón Estructural 1, para el cierre en mayo.

El Factor de Seguridad al Momento de la Conclusión del Tapón Estructural 1 es			
Prob. Del 84%	9.22	Prob. Del 50%	11.00
El Factor de Seguridad al Momento al NAMO para el Tapón Estructural 1 es			
Prob. Del 84%	7.72	Prob. Del 50%	8.62

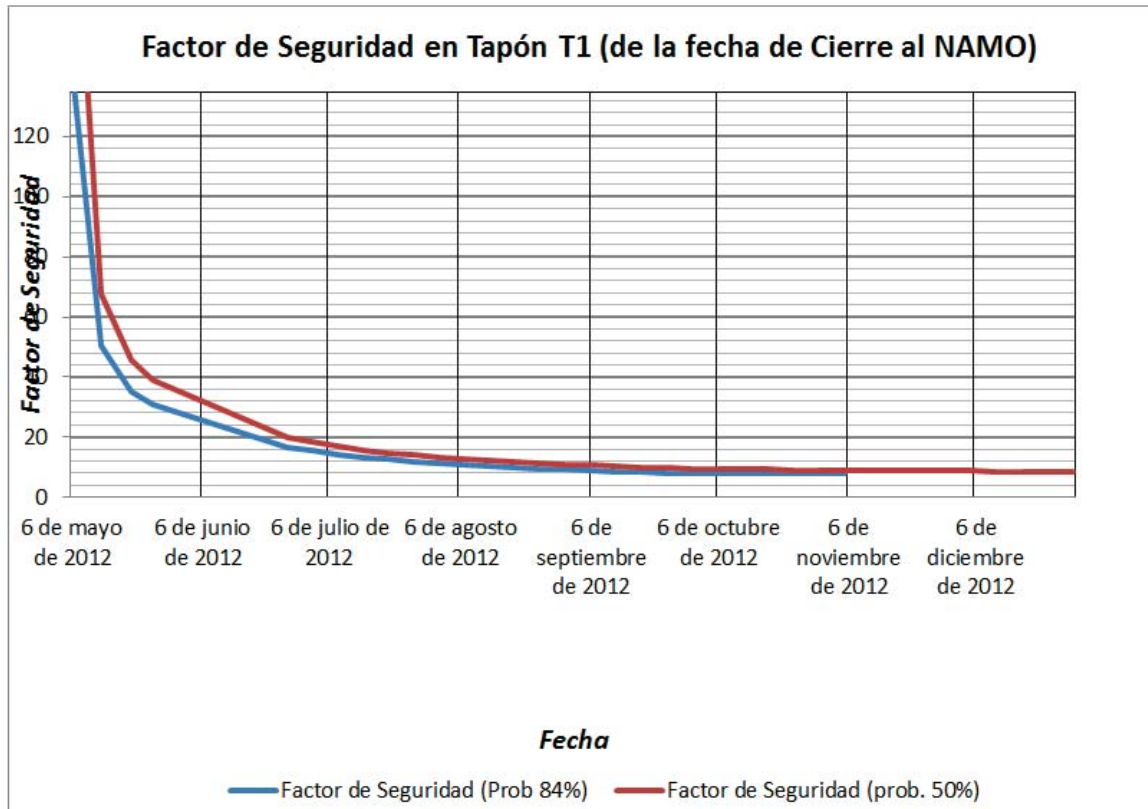


Figura 5. 83 Comportamiento de factor de seguridad para la fecha de cierre definitivo el 01 de mayo de 2012.

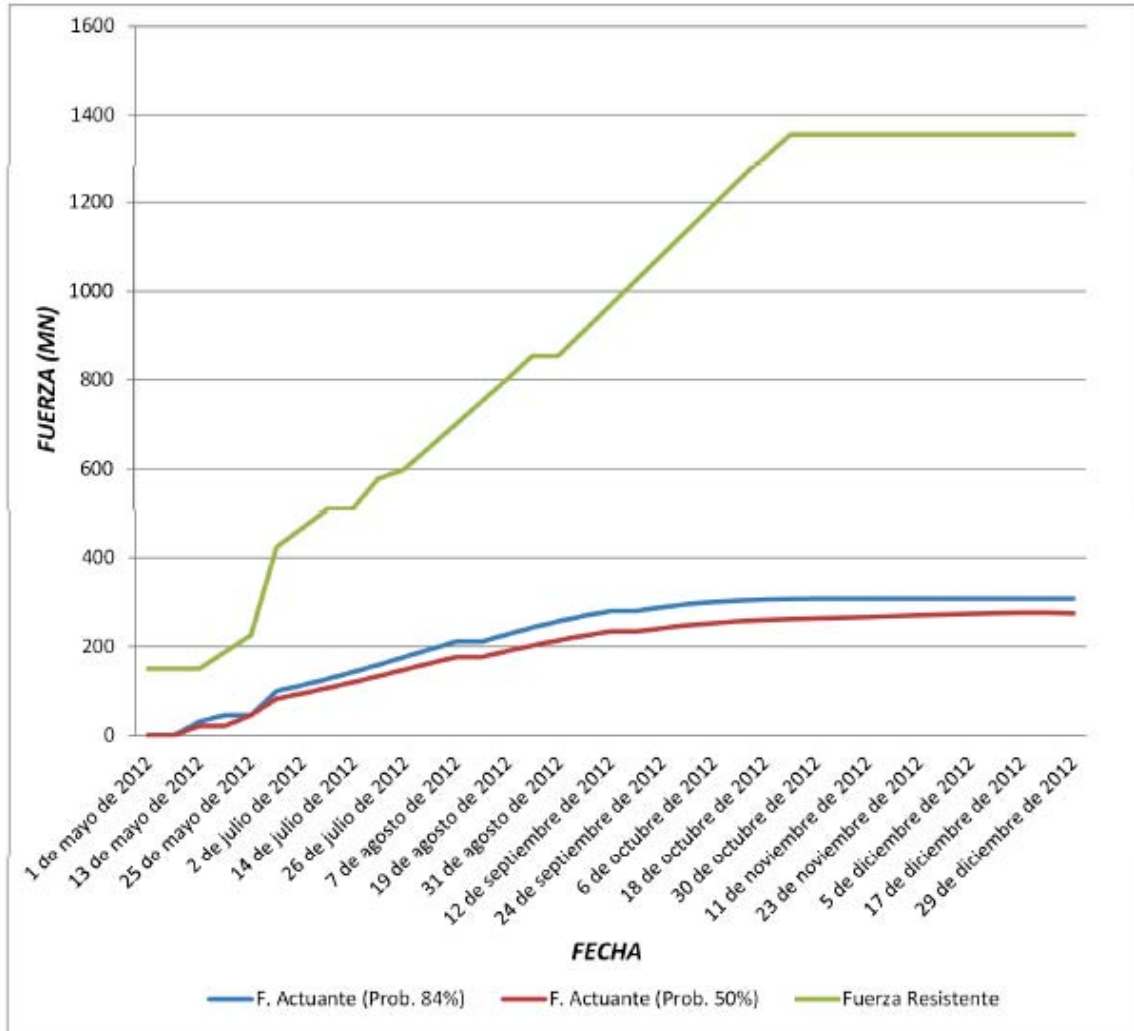


Figura 5. 84 Relación de Fuerza Resistente vs Fuerzas Actuantes para el Tapón Estructural 2, cierre en mayo.

Factores de Seguridad Mínimo del Tapón Estructural Túnel 2 (para el 01 y 07 de agosto).			
Prob. Del 84%	3.34	Prob. Del 50%	3.95

El Factor de Seguridad al Momento al NAMO para el Tapón Estructural Túnel 2			
Prob. Del 84%	4.41	Prob. Del 50%	4.93

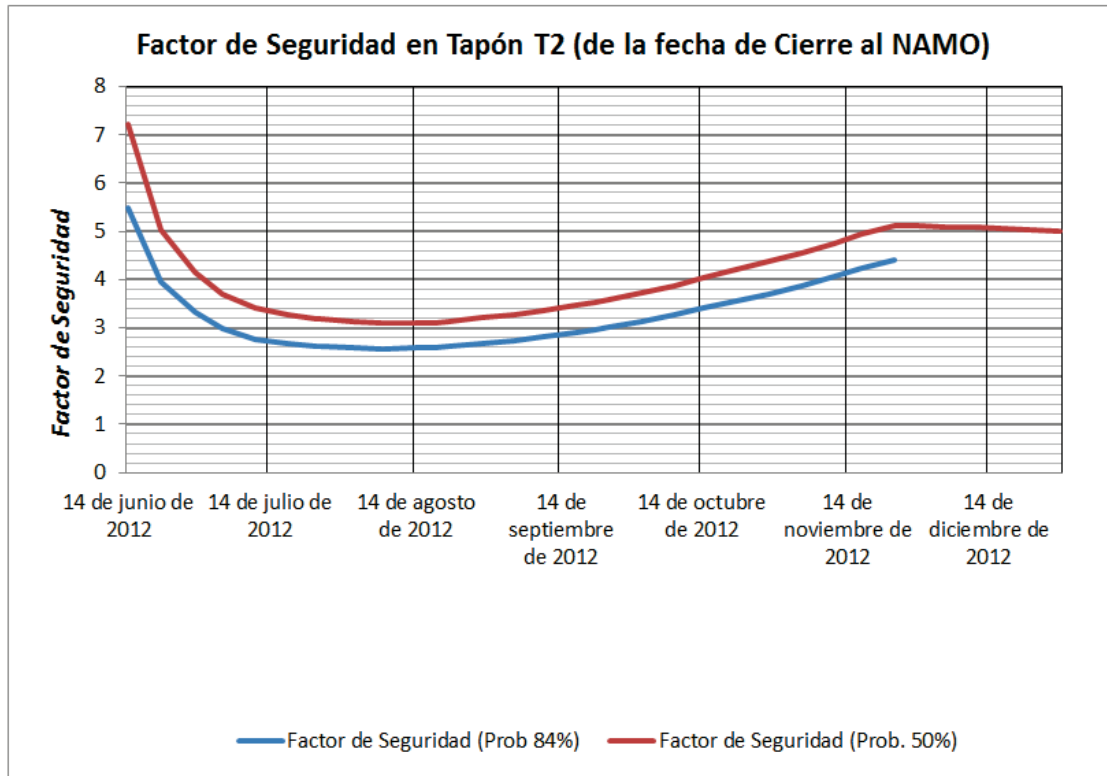


Figura 5. 85 Factor de seguridad

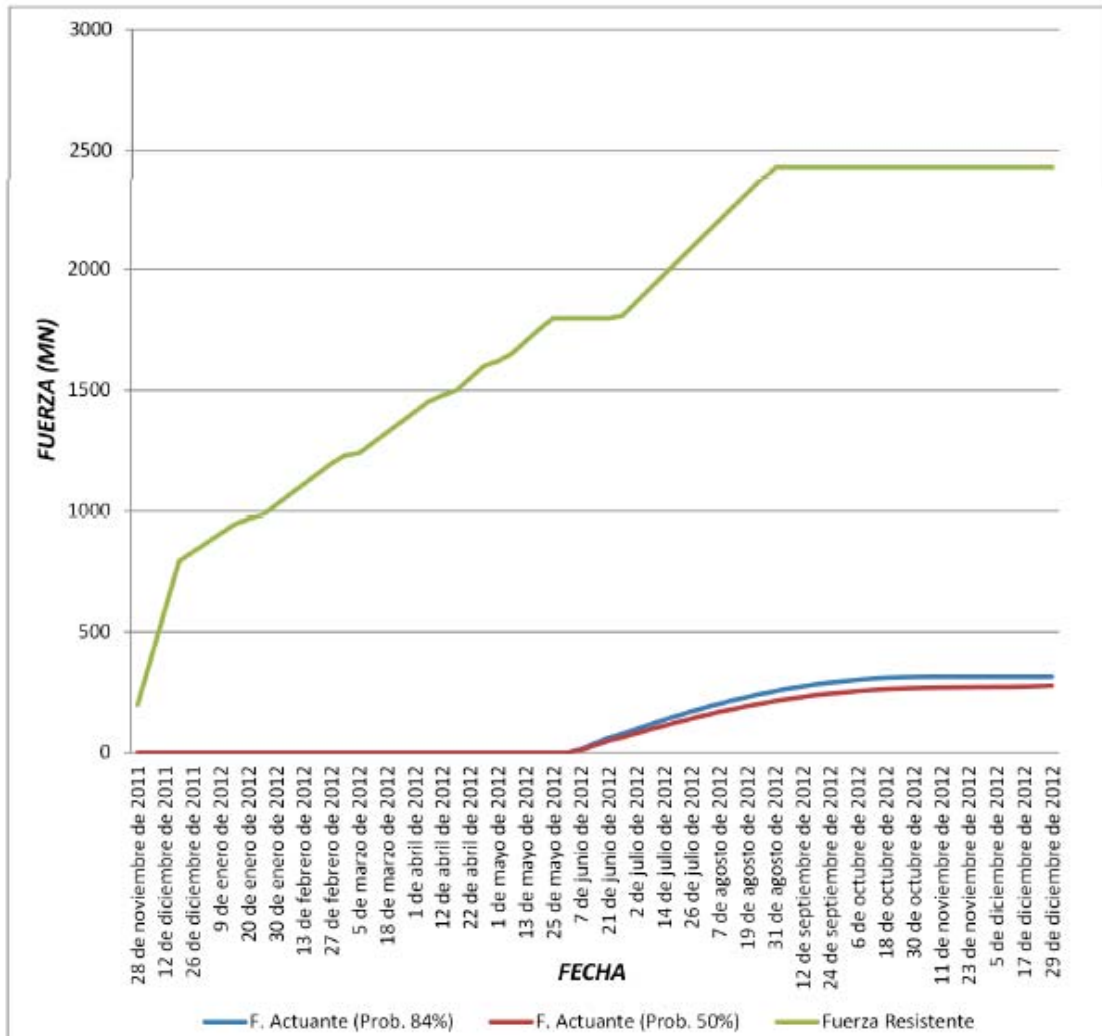


Figura 5. 86 Relación de Fuerza Resistente vs Fuerzas Actuantes para el Tapón Estructural 1, para el cierre en junio.

El Factor de Seguridad al Momento de la Conclusión del Tapón Estructural 1 es			
Prob. Del 84%	9.54	Prob. Del 50%	11.38

El Factor de Seguridad al Momento al NAMO para el Tapón Estructural 1 es			
Prob. Del 84%	7.72	Prob. Del 50%	8.74

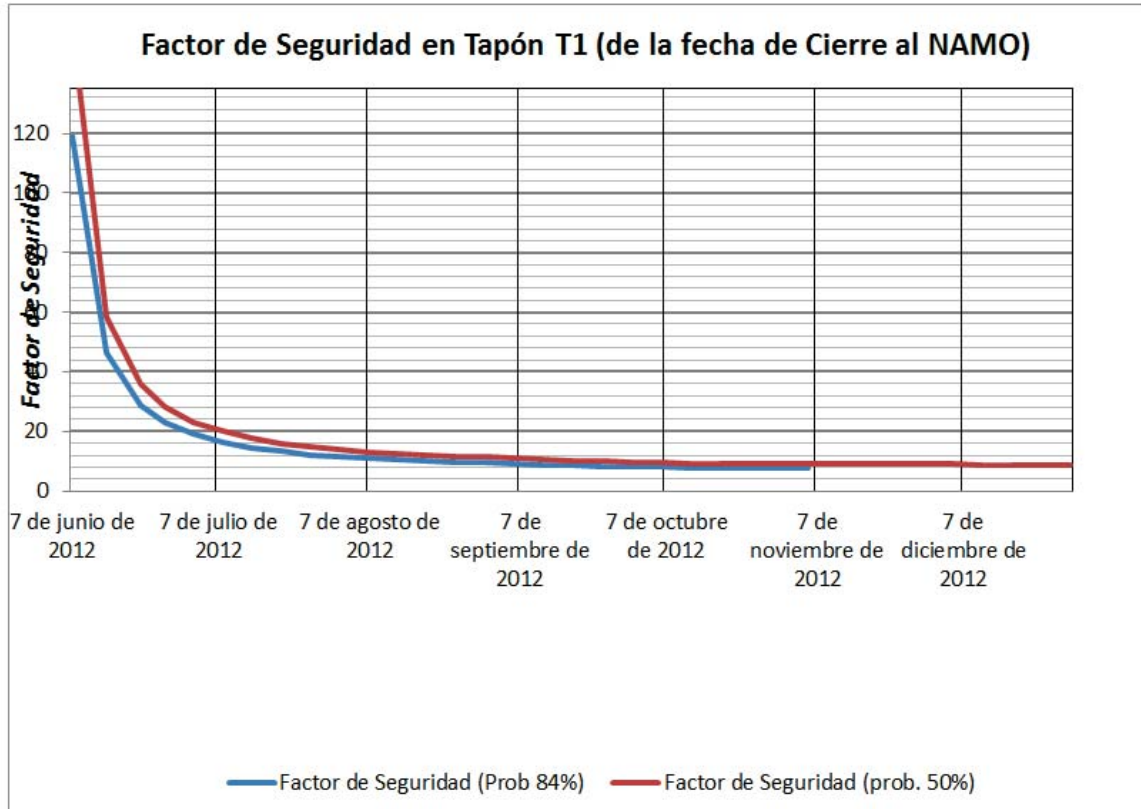


Figura 5. 87 Factor de seguridad

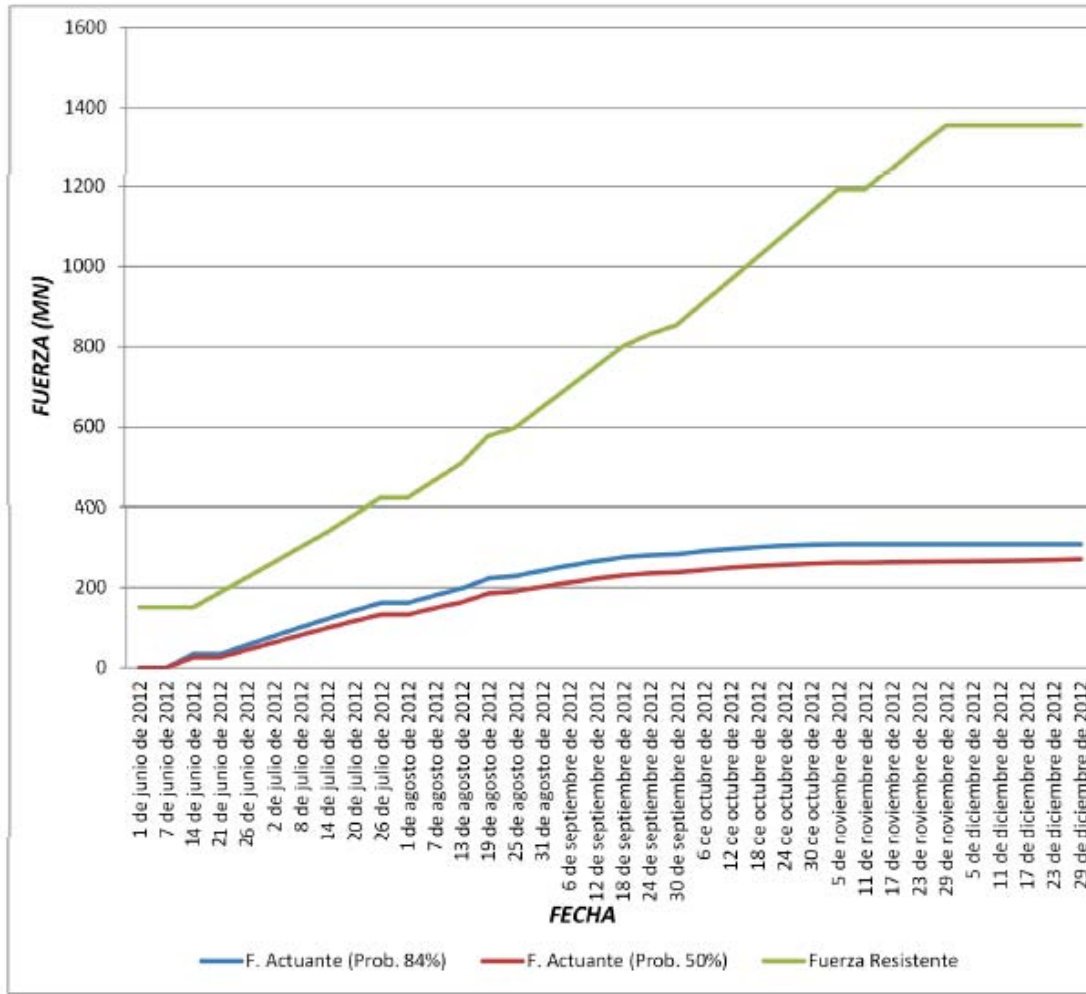


Figura 5. 88 Fuerza resistente vs Fuerza actuante

Factores de Seguridad Mínimo del Tapón Estructural Túnel 2 (para el 01 y 07 de agosto).			
Prob. Del 84%	2.57	Prob. Del 50%	3.11

El Factor de Seguridad al Momento al NAMO para el Tapón Estructural Túnel 2			
Prob. Del 84%	4.41	Prob. Del 50%	5.00

CAPÍTULO 6

Comparativa

Para la revisión de la estabilidad de los Tapones Estructurales con la carga del embalse el Factor de seguridad en el Tapón Estructural es mayor con forme el cierre se haga más tarde (en junio), lo anterior es debido a que se tiene un mayor longitud en el Tapón Estructural y por ende una mayor resistencia, sin embargo para los tres casos de cierre se obtienen Factores de Seguridad muy por arriba de los establecidos para los tapones de cierre definitivo.

Caso contrario ocurre con el Tapón estructural del Túnel 2, ya que los Factores de Seguridad obtenidos disminuyen con forme el cierre se haga más tarde, presentando un factor de seguridad menor al permisible para el cierre de junio, con probabilidad de año húmedo del 84%, de tal forma que para el Tapón estructural 2 se recomienda el cierre en marzo o en mayo y considerar el cierre en junio solo en caso extremo.

A continuación se presenta un resumen del comportamiento de los Factores de Seguridad para la estabilidad de los Tapones Respecto a la Fecha de Cierre.

Tabla 6.29 Factores de Seguridad para la estabilidad de los Tapones.

Probabilidad del 84%			
Fecha de Cierre	Tapón 1	Tapón 2	F.S. permisible
<i>1 de marzo de 2012</i>	8.66	4.33	3.00
<i>1 de mayo de 2012</i>	9.22	3.34	3.00
<i>1 de junio de 2012</i>	9.54	2.57	3.00

Probabilidad del 50%			
Fecha de Cierre	Tapón 1	Tapón 2	F.S. permisible
1 de marzo de 2012	10.53	5.29	3.00
1 de mayo de 2012	11.00	3.95	3.00
1 de junio de 2012	11.38	3.11	3.00

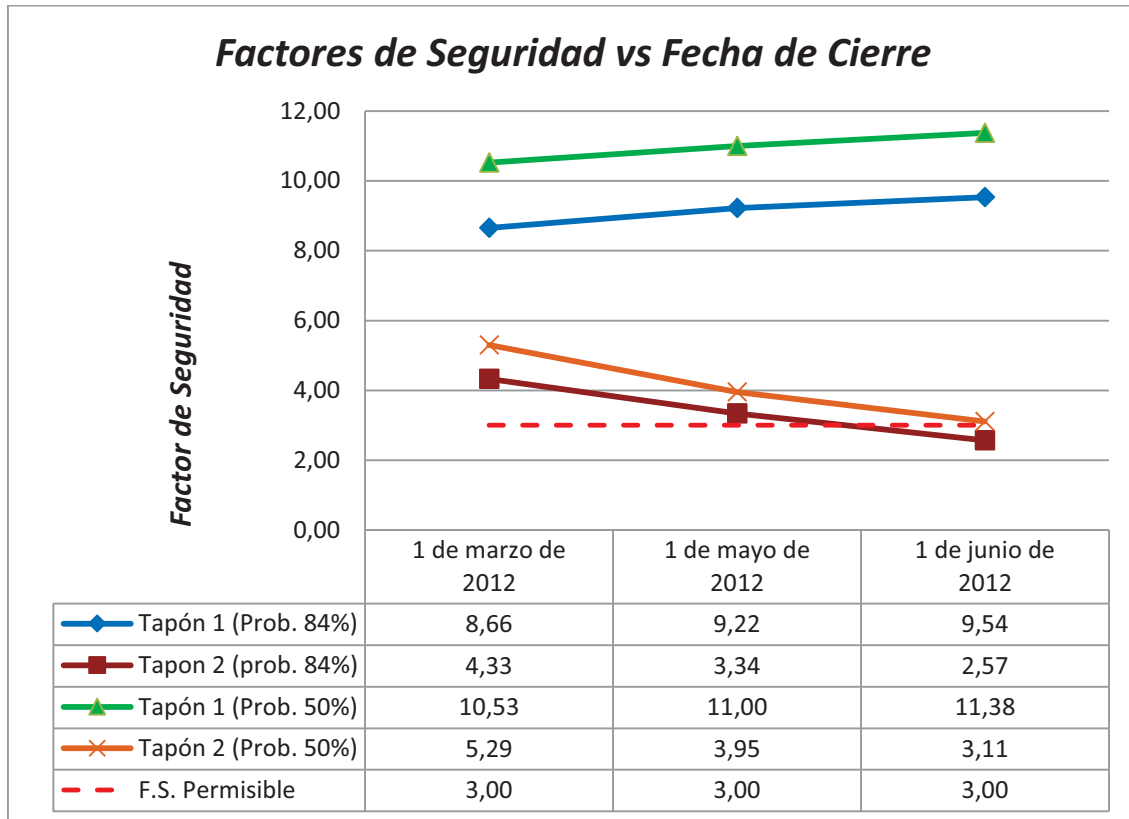


Figura 6. 89 Relación de los Factores de Seguridad en los Taponos Estructurales con respecto a la fecha de cierre definitivo.

6.1 Análisis de la fuerza resistente (t) de los taponos estructurales con respecto al avance de construcción

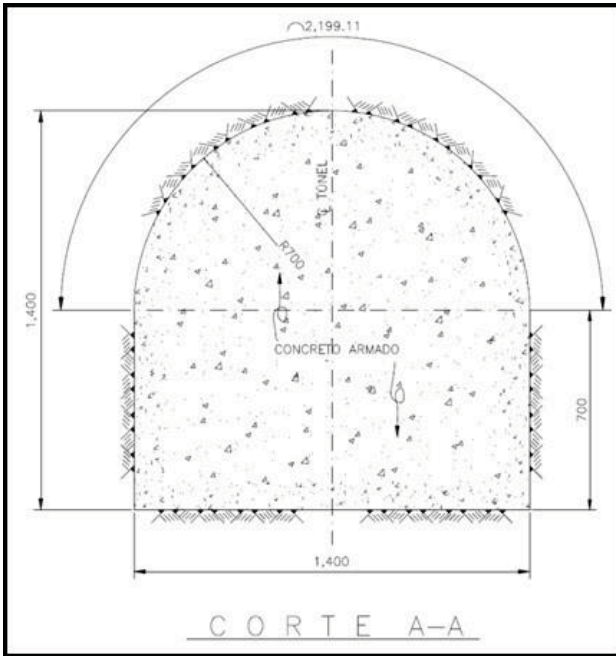
Tapón Túnel 1

Tabla 6.30 Propiedades Mecánicas (Resistencia al Corte en la zona de falla, Sa)

CADENAMIENTOS		Sa (Kn/m ²)
INICIAL	FINAL	
K0-020.00	K0+000.00	1436
K0+000.00	K0+023.00	150
K0+023.00	K0+083.00	190*
K0+083.00	K0+110.00	255*
K0+110.00	K0+170.00	300

PERFIL DE LA FALLA EN LA SECCION SUPERIOR		
SUPERIOR	MITAD	INFERIOR
K0+110.00	K0+083.00	K0+023.00
Ángulo de Fricción (φ)=		42.0

* Valores de "Sa" tomados como promedio debido a la transición del material bueno a fracturado por las condiciones de la falla.



Geometría de la Sección Transversal

Base (m) =	14
Altura (m) =	14
Radio (m) =	7
Arco (m) =	21.9911
Tablas (m) =	7
Área del Rectángulo (m ²) =	98
Área del medio círculo (m ²) =	76.9690
Perímetro Total (m) =	49.9911
Área Total (m²) =	174.9690

Peso Volumétrico del Concreto (kN/m³)
24

Para obtener la fuerza resistente del tapón se toma en cuenta la parte superior de la fórmula establecida por Creager para la estabilidad de Tapones de cierre definitivo.

$$T_i = (\tan\phi \cdot \sum F_v) + (r \cdot Sa \cdot A_c) \quad \left| \text{Ecuación 52} \right.$$

Tabla 6.31 . Fuerza resistente del Tapón estructural el Túnel 1.

	CADENAMIENTOS		LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	Sa (kN/m ²)	T (MN)	
	INICIAL	FINAL					
ZONA DEL MONOLITO	K0-020.00	K0-019.00	1	1	1436	39.6747	RESISTENCIA DEL CONTACTO CONCRETO-CONCRETO
	K0-019.00	K0-015.00	4	5	1436	198.3734	
	K0-015.00	K0-010.00	5	10	1436	396.7467	
	K0-010.00	K0+005.00	5	15	1436	595.1201	
	K0+005.00	K0+000.00	5	20	1436	793.4934	
ROCA FRACTURADA SOBRE LA FALLA	K0+000.00	K0+005.00	5	25	150	831.1453	MENOR CALIDAD DEL MATERIAL
	K0+005.00	K0+010.00	5	30	150	868.7971	
	K0+010.00	K0+015.00	5	35	150	906.4489	
	K0+015.00	K0+020.00	5	40	150	944.1007	
	K0+020.00	K0+023.00	3	43	150	966.6918	
ZONA POR DONDE CRUZA LA FALLA EN LA SECCIÓN LONGITUDINAL DEL TAPÓN	K0+023.00	K0+025.00	2	45	190	983.7522	ZONA DE TRANSICIÓN
	K0+025.00	K0+030.00	5	50	190	1026.4031	
	K0+030.00	K0+035.00	5	55	190	1069.0540	
	K0+035.00	K0+040.00	5	60	190	1111.7050	
	K0+040.00	K0+045.00	5	65	190	1154.3559	
	K0+045.00	K0+050.00	5	70	190	1197.0068	
	K0+050.00	K0+055.00	5	75	190	1239.6578	
	K0+055.00	K0+060.00	5	80	190	1282.3087	
	K0+060.00	K0+065.00	5	85	190	1324.9596	
	K0+065.00	K0+070.00	5	90	190	1367.6106	
	K0+070.00	K0+075.00	5	95	190	1410.2615	
	K0+075.00	K0+080.00	5	100	190	1452.9124	
	K0+080.00	K0+083.00	3	103	190	1478.5030	
	K0+083.00	K0+085.00	2	105	255	1498.8128	
	K0+085.00	K0+090.00	5	110	255	1549.5873	
K0+090.00	K0+095.00	5	115	255	1600.3618		
K0+095.00	K0+100.00	5	120	255	1651.1363		
K0+100.00	K0+105.00	5	125	255	1701.9108		
MATERIAL DE REGULAR A BUENA CALIDAD (ROCA BAJO LA FALLA)	K0+105.00	K0+110.00	5	130	255	1752.6853	MAYOR CALIDAD DEL MATERIAL
	K0+110.00	K0+115.00	5	135	300	1809.0838	
	K0+115.00	K0+120.00	5	140	300	1865.4823	
	K0+120.00	K0+125.00	5	145	300	1921.8808	
	K0+125.00	K0+130.00	5	150	300	1978.2793	
	K0+130.00	K0+135.00	5	155	300	2034.6778	
	K0+135.00	K0+140.00	5	160	300	2091.0763	
	K0+140.00	K0+145.00	5	165	300	2147.4748	
	K0+145.00	K0+150.00	5	170	300	2203.8733	
	K0+150.00	K0+155.00	5	175	300	2260.2718	
K0+155.00	K0+160.00	5	180	300	2316.6703		
K0+160.00	K0+165.00	5	185	300	2373.0688		
K0+165.00	K0+170.00	5	190	300	2429.4673		

LONGITUD TOTAL DEL TAPÓN TÚNEL 1 = 190 FUERZA RESISTENTE TAPÓN TÚNEL1 = 2429.4673

Obtenemos una gráfica que nos muestra la relación de la Fuerza Resistente de acuerdo a la longitud del Tapón.

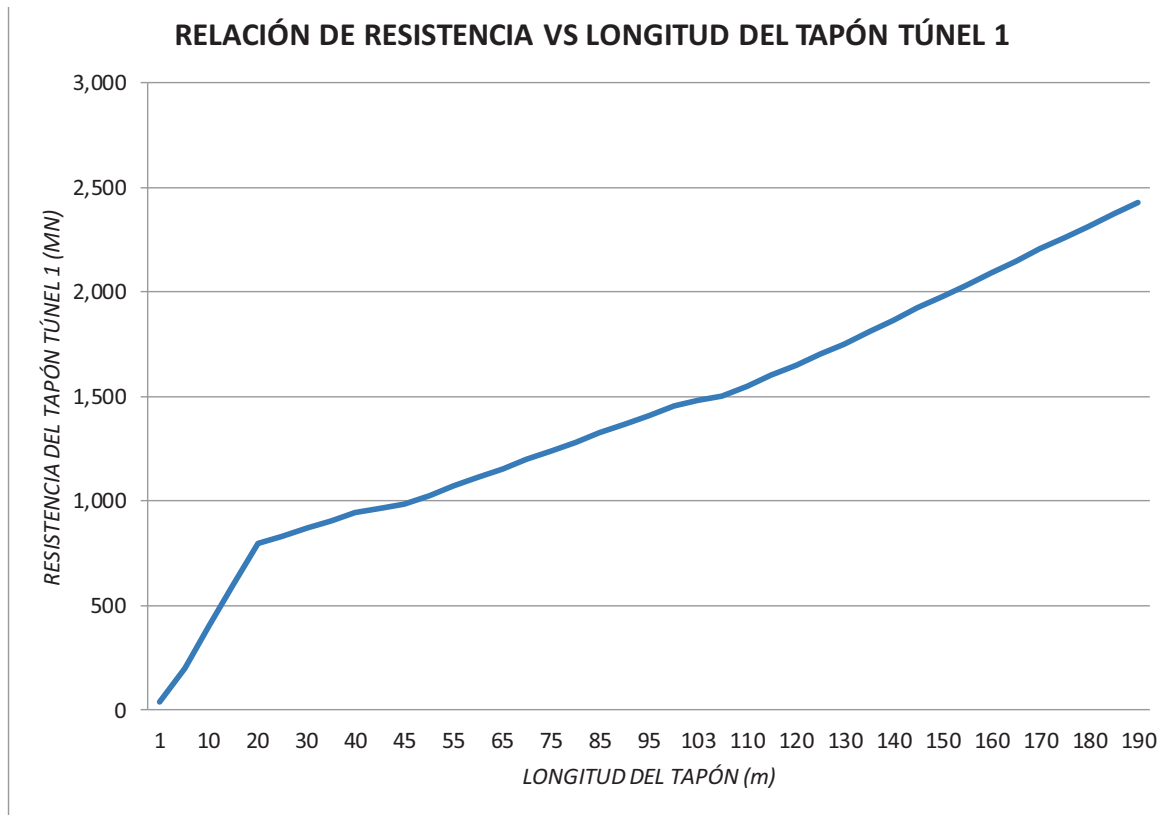


Figura 6. 90 Relación de la Fuerza resistente del Tapón T1 respecto a la longitud del Tapón.


Tapón Túnel 2

Tabla 6.32 Propiedades Mecánicas (Resistencia al Corte en la zona de falla, Sa)

CADENAMIENTOS		Sa (Kn/m ²)	PERFIL DE LA FALLA EN LA SECCION		
INICIAL	FINAL		SUPERIOR	MITAD	INFERIOR
K0+090.00	K0+123.00	150			
K0+123.00	K0+148.00	190*	K0+173.00	K0+148.00	K0+129.00
K0+148.00	K0+173.00	255*			
K0+13.00	K0+219.50	300			
			Ángulo de Fricción (φ)=		42.0

* Valores de "Sa" tomados como promedio debido a la transición del material bueno a fracturado por las condiciones de la falla.

Tabla 6.99. Fuerza resistente del Tapón Estructural del Túnel 2.

	CADENAMIENTOS		LONGITUD PARCIAL	ΣLONGITUD	Sa (kN/m ²)	T (MN)	
	INICIAL	FINAL					
ROCA FRACTURADA SOBRE LA FALLA	K0+090.00	K0+091.00	1	1	150	7.5304	 <p>MINOR CALIDAD DEL MATERIAL</p>
	K0+091.00	K0+095.00	4	5	150	37.6518	
	K0+095.00	K0+100.00	5	10	150	75.3036	
	K0+100.00	K0+105.00	5	15	150	112.9555	
	K0+105.00	K0+110.00	5	20	150	150.6073	
	K0+110.00	K0+115.00	5	25	150	188.2591	
	K0+115.00	K0+120.00	5	30	150	225.9109	
	K0+120.00	K0+125.00	5	35	190	268.5618	
ZONA POR DONDE CRUZA LA FALLA EN LA SECCIÓN LONGITUDINAL DEL TAPÓN	K0+125.00	K0+129.00	4	39	190	302.6826	<p>ZONA DE TRANSICIÓN</p>
	K0+129.00	K0+130.00	1	40	190	311.2128	
	K0+130.00	K0+135.00	5	45	190	353.8637	
	K0+135.00	K0+140.00	5	50	190	396.5146	
	K0+140.00	K0+145.00	5	55	190	439.1656	
	K0+145.00	K0+148.00	3	58	190	464.7561	
	K0+148.00	K0+150.00	2	60	255	485.0659	
	K0+150.00	K0+155.00	5	65	255	535.8404	
	K0+155.00	K0+160.00	5	70	255	586.6149	
	K0+160.00	K0+165.00	5	75	255	637.3894	
MATERIAL DE REGULAR A BUENA CALIDAD (ROCA BAJO LA FALLA)	K0+165.00	K0+170.00	5	80	255	688.1639	<p>MAJOR CALIDAD DEL MATERIAL</p>
	K0+170.00	K0+173.00	3	83	255	718.6286	
	K0+173.00	K0+175.00	2	85	300	741.1880	
	K0+175.00	K0+180.00	5	90	300	797.5865	
	K0+180.00	K0+185.00	5	95	300	853.9850	
	K0+185.00	K0+190.00	5	100	300	910.3835	
	K0+190.00	K0+195.00	5	105	300	966.7820	
	K0+195.00	K0+200.00	5	110	300	1023.1805	
	K0+200.00	K0+205.00	5	115	300	1079.5790	
	K0+205.00	K0+210.00	5	120	300	1135.9775	
K0+210.00	K0+215.00	5	125	300	1192.3760		
K0+215.00	K0+219.50	4.5	129.5	300	1243.1347		
LONGITUD TOTAL DEL TAPÓN TÚNEL 2 =			129.5	FUERZA RESISTENTE TAPÓN TÚNEL2 =			1243.1347

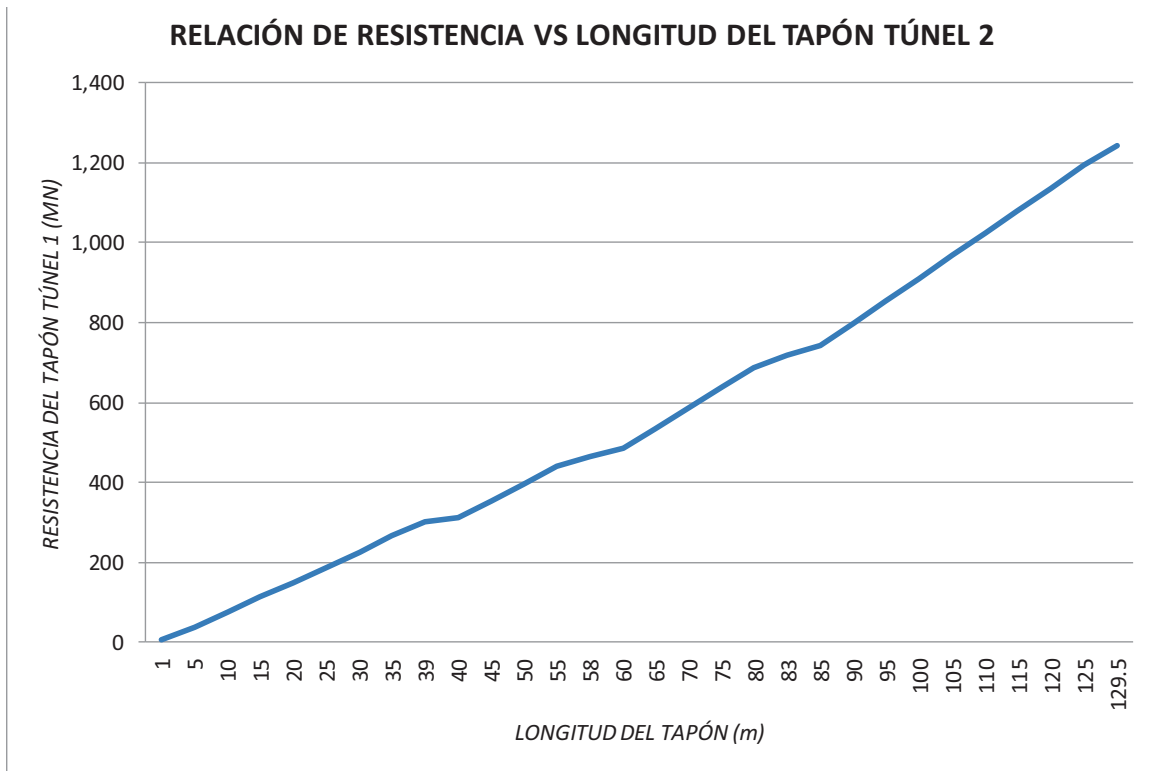


Figura 6. 91 Relación de la Fuerza resistente del Tapón T2 respecto a la longitud del Tapón.

6.2 Avance de construcción

Del programa de construcción establecido para los Tapones Estructurales de los Túneles de Desvío se tiene que la construcción del Tapón estructural del Túnel uno se realizará en 2 etapas, la primera se construirá toda la losa del tapón (hasta la elevación de la losa de Piso de la Galería de Inyecciones) y en la segunda etapa se construirá lo que corresponde a la pared y bóveda del tapón; para el caso del Tapón Estructural del Túnel dos este se tiene previsto construir en una sola etapa.

Para que la condición del cierre del embalse se realice, antes de la fecha estimada deberá estar contruidos los primero 15 m del Tapón estructural del túnel 1 y el pretapón ubicado en el túnel 2, por lo anterior las fuerzas resistentes de los tapones previo al cierre serían:

Tapón Túnel 1
595.1201

Pre - Tapón Túnel 2
112.9555

Por lo establecido en el programa de Construcción vigente para los Tapones Estructurales, el comportamiento de la fuerza resistente para el Tapón Estructural del Túnel 1 sería de acuerdo a lo siguiente:

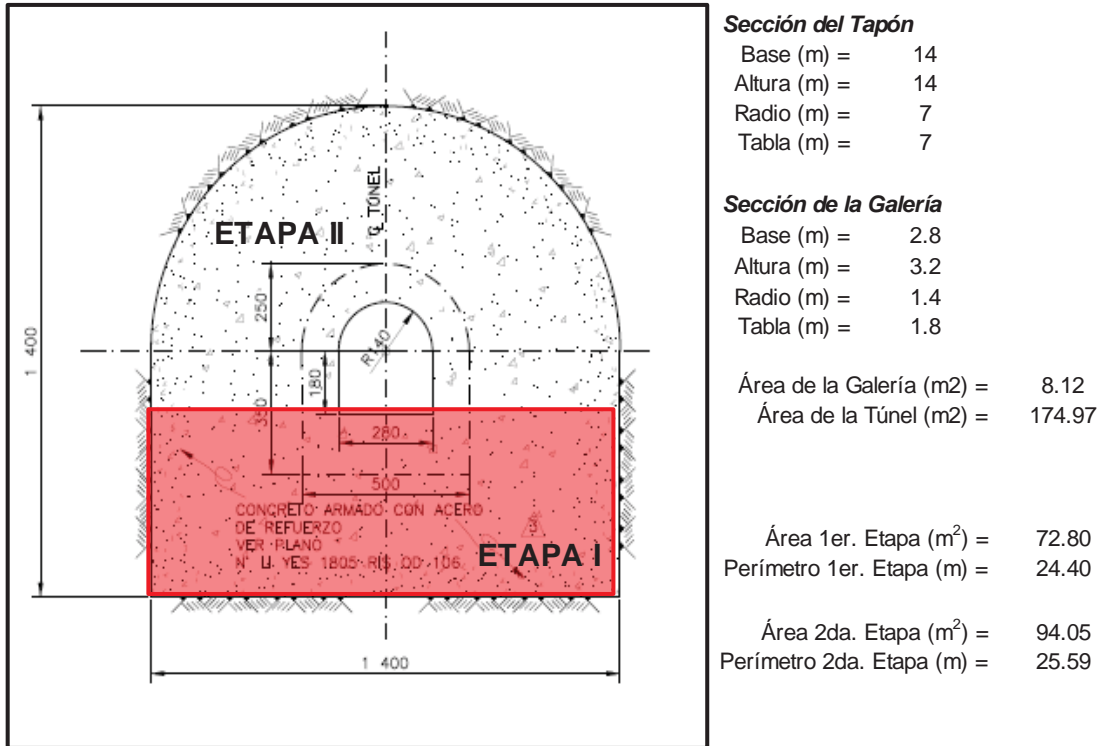


FIGURA A1-1.- Etapas de Construcción para el Tapón Túnel 1

Figura 6. 92 Etapas de Construcción para el Tapón Túnel 1.

Tapón Túnel 1

Construido en 2 etapas las cuales abarcan los siguientes periodos:

Primer Etapa

Inicio de Actividades = 22 de noviembre de 2011
 Finaliza 1er. Etapa = 25 de mayo de 2012
 N° de días de la etapa = 186
 Longitud Trabajada = 175*
 Avance Promedio diario = 0.94 m/día

Segunda Etapa

Inicio de Actividades = 25 de junio de 2012
 Finaliza 1er. Etapa = 31 de agosto de 2012
 número de días de la etapa = 68
 Longitud Trabajada = 175*
 Avance Promedio diario = 2.57 m/día

* Se restan los 15 metros del Tapón necesario para el cierre del embalse

Realizando un procedimiento similar, se obtiene la fuerza resiste del Tapón para cada periodo de día respecto a la longitud de avance.

PRIMERA ETAPA Fecha de inicio del Tapón en el túnel 1-22 de noviembre de 2011

Longitud Parcial	Longitud Acumulada	Días Transcurridos	Fecha	Sa (kN/m ²)	T (MN)
15	15	0	22 de noviembre de 2011	1436	595.1201
5	20	5	27 de noviembre de 2011	1436	690.5820
5	25	11	2 de diciembre de 2011	150	707.5979
5	30	16	7 de diciembre de 2011	150	724.6139
5	35	21	13 de diciembre de 2011	150	741.6298
5	40	27	18 de diciembre de 2011	150	758.6457
3	43	30	21 de diciembre de 2011	150	768.8553
2	45	32	23 de diciembre de 2011	190	776.6377
5	50	37	29 de diciembre de 2011	190	796.0936
5	55	43	3 de enero de 2012	190	815.5495
5	60	48	8 de enero de 2012	190	835.0055
5	65	53	14 de enero de 2012	190	854.4614
5	70	58	19 de enero de 2012	190	873.9173
5	75	64	24 de enero de 2012	190	893.3732
5	80	69	30 de enero de 2012	190	912.8292
5	85	74	4 de febrero de 2012	190	932.2851
5	90	80	9 de febrero de 2012	190	951.7410
5	95	85	15 de febrero de 2012	190	971.1970
5	100	90	20 de febrero de 2012	190	990.6529
3	103	94	23 de febrero de 2012	190	1002.3264
2	105	96	25 de febrero de 2012	255	1011.6948
5	110	101	1 de marzo de 2012	255	1035.1157
5	115	106	7 de marzo de 2012	255	1058.5367
5	120	112	12 de marzo de 2012	255	1081.9576
5	125	117	17 de marzo de 2012	255	1105.3785
5	130	122	23 de marzo de 2012	255	1128.7995
5	135	128	28 de marzo de 2012	300	1154.9654
5	140	133	2 de abril de 2012	300	1181.1313
5	145	138	8 de abril de 2012	300	1207.2973
5	150	143	13 de abril de 2012	300	1233.4632
5	155	149	18 de abril de 2012	300	1259.6291
5	160	154	24 de abril de 2012	300	1285.7950
5	165	159	29 de abril de 2012	300	1311.9610
5	170	165	4 de mayo de 2012	300	1338.1269
5	175	170	10 de mayo de 2012	300	1364.2928
5	180	175	15 de mayo de 2012	300	1390.4588
5	185	181	20 de mayo de 2012	300	1416.6247
5	190	186	25 de mayo de 2012	300	1442.7906

TABLA A1-3.- Fuerza resistente del Tapón Estructural del Túnel 1 Primera Etapa

SEGUNDA ETAPA Fecha de inicio del Tapón etapa 2 = 25 de junio de 2012

Longitud Parcial	Longitud Acumulada	Días Transcurridos	Fecha	Sa (kN/m ²)	T (MN)
15	15	216	25 de junio de 2012	1436	1442.7906
5	20	2	26 de junio de 2012	1436	1544.8248
5	25	4	28 de junio de 2012	150	1564.5835
5	30	6	30 de junio de 2012	150	1584.3422
5	35	8	2 de julio de 2012	150	1604.1008
5	40	10	4 de julio de 2012	150	1623.8595
3	43	11	5 de julio de 2012	150	1635.7147
2	45	12	6 de julio de 2012	190	1644.6418
5	50	14	8 de julio de 2012	190	1666.9596
5	55	16	10 de julio de 2012	190	1689.2774
5	60	17	12 de julio de 2012	190	1711.5952
5	65	19	14 de julio de 2012	190	1733.9130
5	70	21	16 de julio de 2012	190	1756.2307
5	75	23	18 de julio de 2012	190	1778.5485
5	80	25	20 de julio de 2012	190	1800.8663
5	85	27	22 de julio de 2012	190	1823.1841
5	90	29	24 de julio de 2012	190	1845.5019
5	95	31	26 de julio de 2012	190	1867.8197
5	100	33	28 de julio de 2012	190	1890.1374
3	103	34	29 de julio de 2012	190	1903.5281
2	105	35	29 de julio de 2012	255	1914.1187
5	110	37	31 de julio de 2012	255	1940.5950
5	115	39	2 de agosto de 2012	255	1967.0713
5	120	41	4 de agosto de 2012	255	1993.5477
5	125	43	6 de agosto de 2012	255	2020.0240
5	130	45	8 de agosto de 2012	255	2046.5004
5	135	47	10 de agosto de 2012	300	2075.8557
5	140	49	12 de agosto de 2012	300	2105.2111
5	145	51	14 de agosto de 2012	300	2134.5664
5	150	52	16 de agosto de 2012	300	2163.9218
5	155	54	18 de agosto de 2012	300	2193.2771
5	160	56	20 de agosto de 2012	300	2222.6325
5	165	58	22 de agosto de 2012	300	2251.9878
5	170	60	24 de agosto de 2012	300	2281.3432
5	175	62	26 de agosto de 2012	300	2310.6985
5	180	64	28 de agosto de 2012	300	2340.0539
5	185	66	30 de agosto de 2012	300	2369.4092
5	190	68	31 de agosto de 2012	300	2398.7646

TABLA A1-4.- Fuerza resistente del Tapón Estructural del Túnel 1 Segunda Etapa

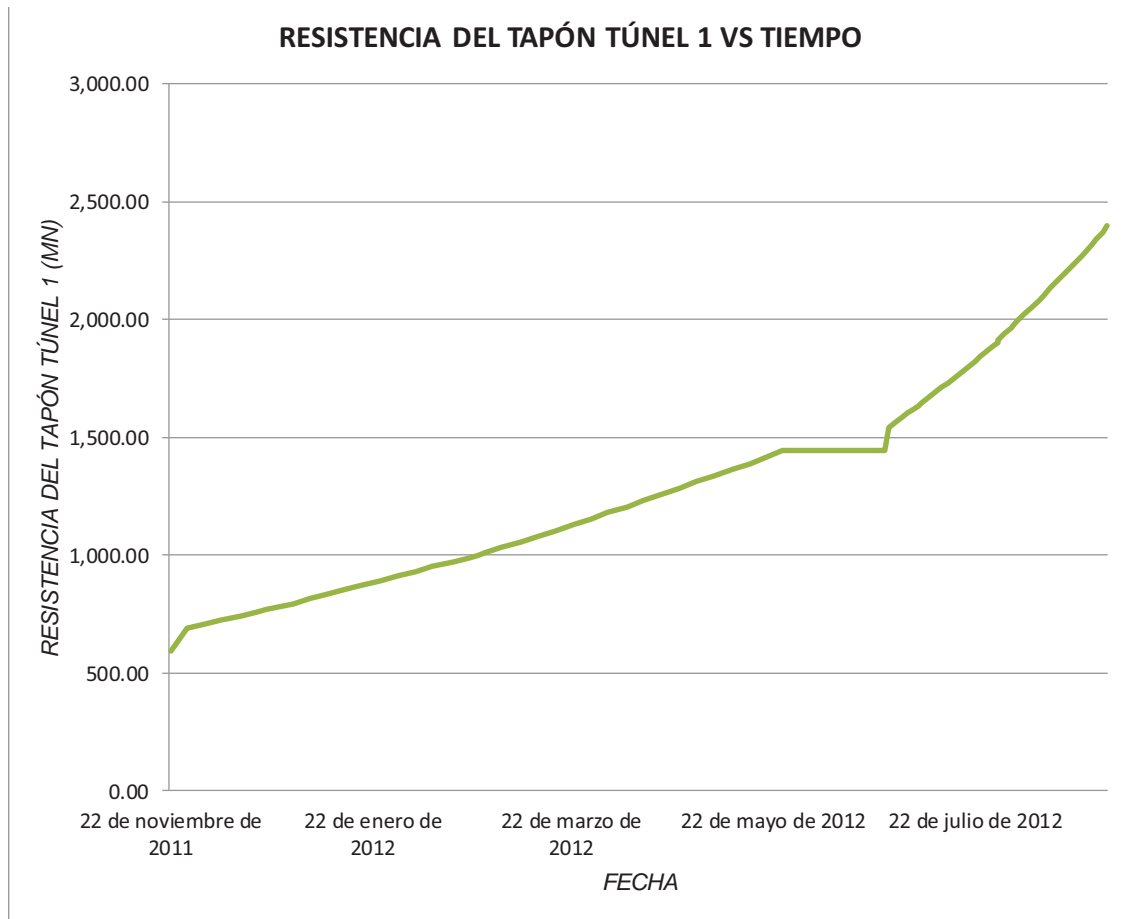


Figura 6. 93 Relación de la Fuerza resistente del Tapón T1 vs tiempo.

Tapón Túnel 2

Construido en una sola etapa en el siguiente periodo:

Cierre el 01 de Marzo del 2012

Inicio de Actividades =	1 de marzo de 2012	*Fecha tentativa (cierre del río)
Finaliza 1er. Etapa =	24 de agosto de 2012	
N° de días de la etapa=	176	
Longitud Trabajada =	129.5	
Avance Promedio diario =	0.74 m/día	

Resistencia Por Tapón = 112.955

Fecha de inicio = 1 de marzo de 2012

Longitud Parcial	Longitud Acumulada	Días Transcurridos	Fecha	Sa (kN/m ²)	T (MN)
5	5	7	1 de marzo de 2012	150	37.65
5	10	14	14 de marzo de 2012	150	75.30
5	15	20	21 de marzo de 2012	150	112.96
5	20	27	28 de marzo de 2012	150	150.61
5	25	34	3 de abril de 2012	150	188.26
5	30	41	10 de abril de 2012	150	225.91
5	35	48	17 de abril de 2012	190	268.56
4	39	53	23 de abril de 2012	190	302.68
1	40	54	24 de abril de 2012	190	311.21
5	45	61	1 de mayo de 2012	190	353.86
5	50	68	7 de mayo de 2012	190	396.51
5	55	75	14 de mayo de 2012	190	439.17
3	58	79	18 de mayo de 2012	190	464.76
2	60	82	21 de mayo de 2012	255	485.07
5	65	88	28 de mayo de 2012	255	535.84
5	70	95	4 de junio de 2012	255	586.61
5	75	102	10 de junio de 2012	255	637.39
5	80	109	17 de junio de 2012	255	688.16
3	83	113	21 de junio de 2012	255	718.63
2	85	116	24 de junio de 2012	300	741.19
5	90	122	1 de julio de 2012	300	797.59
5	95	129	8 de julio de 2012	300	853.99
5	100	136	14 de julio de 2012	300	910.38
5	105	143	21 de julio de 2012	300	966.78
5	110	149	28 de julio de 2012	300	1023.18
5	115	156	4 de agosto de 2012	300	1079.58
5	120	163	11 de agosto de 2012	300	1135.98
5	125	170	17 de agosto de 2012	300	1192.38
5	129.5	176	24 de agosto de 2012	300	1243.13

TABLA A1-5.- Fuerza resistente del Tapón Estructural del Túnel 2 (Para el Cierre de Marzo 2012)

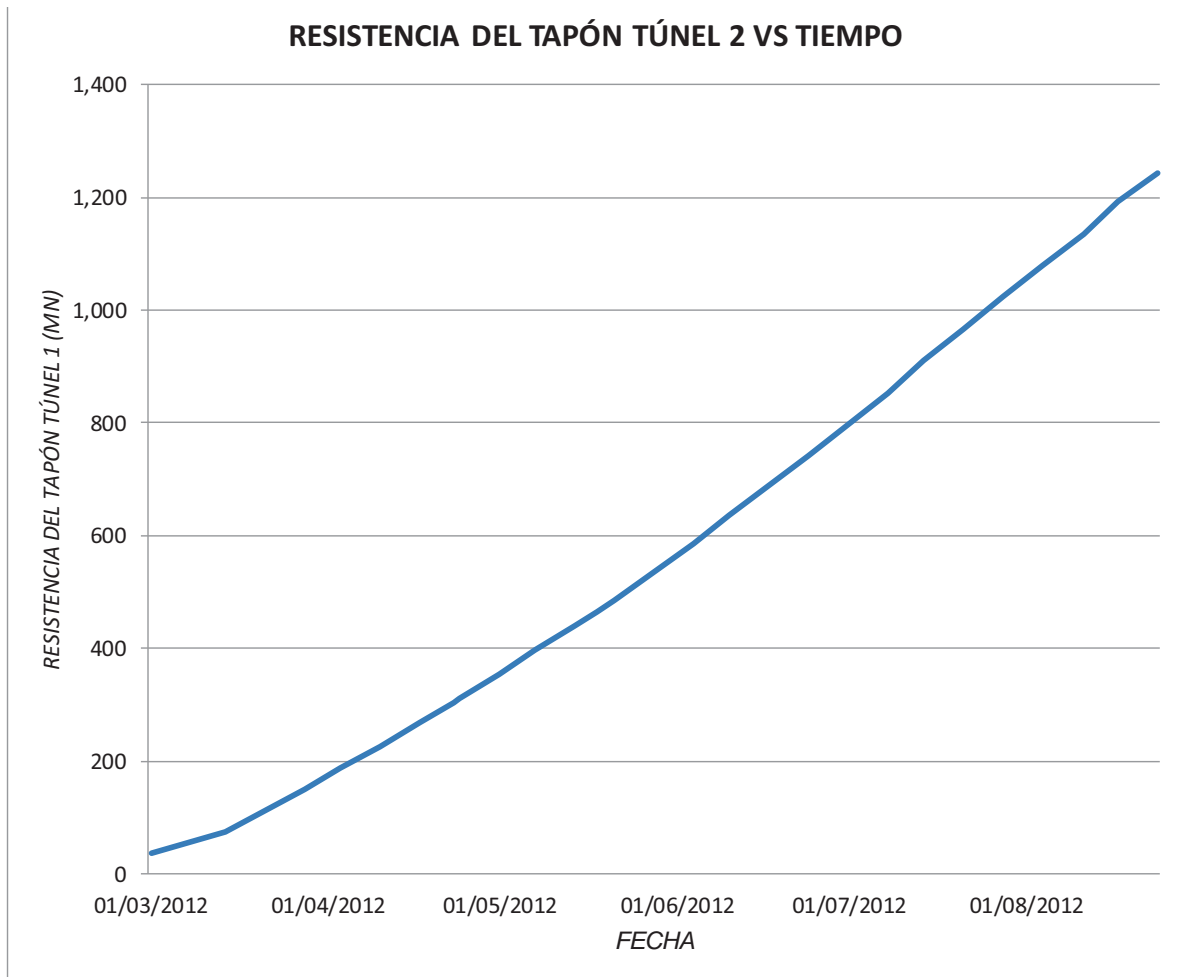


Figura 6. 94 Relación de la Fuerza Resistente del Tapón T1 respecto al Tiempo de Construcción (Para el Cierre Marzo 2012).

Cierre el 01 de Mayo del 2012

Inicio de Actividades =	1 de mayo de 2012	*Fecha tentativa (cierre del río)
Finaliza 1er. Etapa =	24 de octubre de 2012	
N° de días de la etapa=	176	
Longitud Trabajada =	129.5	
Avance Promedio diario =	0.74 m/día	

Resistencia Pre-Tapón = 112.955 Fecha de inicio = 1 de mayo de 2012

Longitud Parcial	Longitud Acumulada	Días Transcurridos	Fecha	Sa (kN/m ²)	T (MN)
5	5	7	1 de mayo de 2012	150	37.65
5	10	14	14 de mayo de 2012	150	75.30
5	15	20	21 de mayo de 2012	150	112.96
5	20	27	28 de mayo de 2012	150	150.61
5	25	34	3 de junio de 2012	150	188.26
5	30	41	10 de junio de 2012	150	225.91
5	35	48	17 de junio de 2012	190	268.56
4	39	53	23 de junio de 2012	190	302.68
1	40	54	24 de junio de 2012	190	311.21
5	45	61	1 de julio de 2012	190	353.86
5	50	68	7 de julio de 2012	190	396.51
5	55	75	14 de julio de 2012	190	439.17
3	58	79	18 de julio de 2012	190	464.76
2	60	82	21 de julio de 2012	255	485.07
5	65	88	28 de julio de 2012	255	535.84
5	70	95	4 de agosto de 2012	255	586.61
5	75	102	10 de agosto de 2012	255	637.39
5	80	109	17 de agosto de 2012	255	688.16
3	83	113	21 de agosto de 2012	255	718.63
2	85	116	24 de agosto de 2012	300	741.19
5	90	122	31 de agosto de 2012	300	797.59
5	95	129	7 de septiembre de 2012	300	853.99
5	100	136	13 de septiembre de 2012	300	910.38
5	105	143	20 de septiembre de 2012	300	966.78
5	110	149	27 de septiembre de 2012	300	1023.18
5	115	156	4 de octubre de 2012	300	1079.58
5	120	163	11 de octubre de 2012	300	1135.98
5	125	170	17 de octubre de 2012	300	1192.38
5	130	176	24 de octubre de 2012	300	1243.13

TABLA A1-6.- Fuerza resistente del Tapón Estructural del Túnel 2 (Para el Cierre de Mayo 2012)
Cierre el 01 de Junio del 2012

Inicio de Actividades = 1 de junio de 2012 *Fecha tentativa (cierre del río)
 Finaliza 1er. Etapa = 24 de noviembre de 2012
 N° de días de la etapa = 176
 Longitud Trabajada = 129.5
 Avance Promedio diario = 0.74 m/día

Resistencia del Tapón = 12.955 Fecha de inicio = 1 de junio de 2012 Fecha de cierre = 24 de junio de 2012

Longitud Parcial	Longitud Acumulada	Días Transcurridos	Fecha	Sa (kN/m ²)	T (MN)
5	5	7	1 de junio de 2012	150	37.65
5	10	14	14 de junio de 2012	150	75.30
5	15	20	21 de junio de 2012	150	112.96
5	20	27	28 de junio de 2012	150	150.61
5	25	34	4 de julio de 2012	150	188.26
5	30	41	11 de julio de 2012	150	225.91
5	35	48	18 de julio de 2012	190	268.56
4	39	53	24 de julio de 2012	190	302.68
1	40	54	25 de julio de 2012	190	311.21
5	45	61	1 de agosto de 2012	190	353.86
5	50	68	7 de agosto de 2012	190	396.51
5	55	75	14 de agosto de 2012	190	439.17
3	58	79	18 de agosto de 2012	190	464.76
2	60	82	21 de agosto de 2012	255	485.07
5	65	88	28 de agosto de 2012	255	535.84
5	70	95	4 de septiembre de 2012	255	586.61
5	75	102	10 de septiembre de 2012	255	637.39
5	80	109	17 de septiembre de 2012	255	688.16
3	83	113	21 de septiembre de 2012	255	718.63
2	85	116	24 de septiembre de 2012	300	741.19
5	90	122	1 de octubre de 2012	300	797.59
5	95	129	8 de octubre de 2012	300	853.99
5	100	136	14 de octubre de 2012	300	910.38
5	105	143	21 de octubre de 2012	300	966.78
5	110	149	28 de octubre de 2012	300	1023.18
5	115	156	4 de noviembre de 2012	300	1079.58
5	120	163	11 de noviembre de 2012	300	1135.98
5	125	170	17 de noviembre de 2012	300	1192.38
5	130	176	24 de noviembre de 2012	300	1243.13

TABLA A1-7.- Fuerza resistente del Tapón Estructural del Túnel 2 (Para el Cierre de junio 2012)

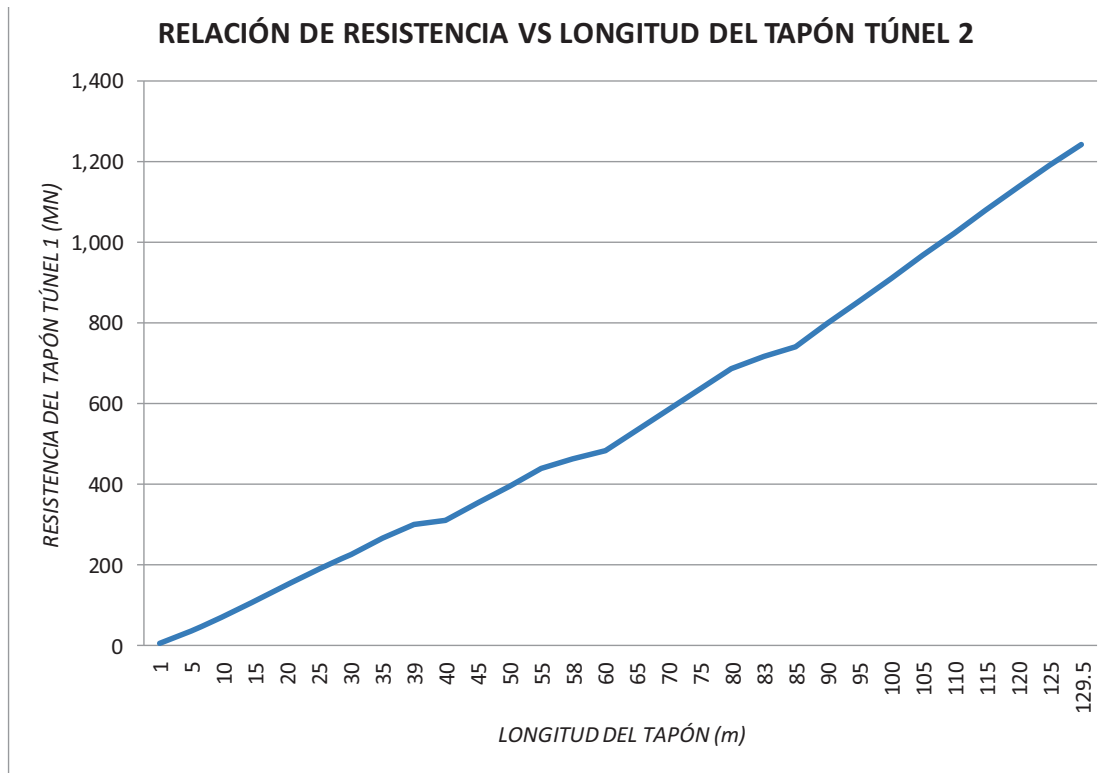


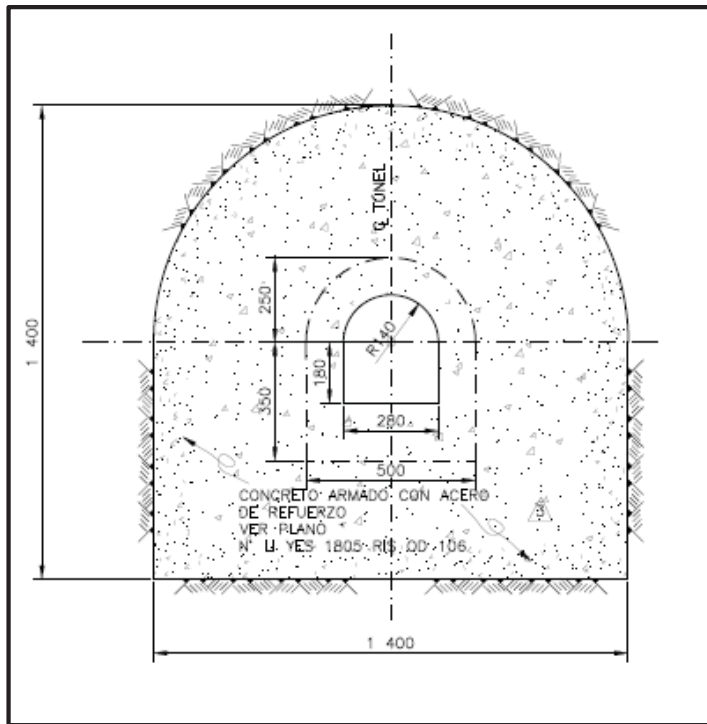
Figura 6. 95 Relación de la Fuerza resistente del Tapón T2 respecto a la longitud del Tapón.

Del programa de construcción establecido para los Tapones Estructurales de los Túneles de Desvío se tiene que la construcción del Tapón estructural del Túnel uno se realizará en 2 etapas, la primera se construirá del K0-020,000 al K0+114,00, mientras que en la segunda etapa se construirá del K0+114,000 al K0+170,000; para el caso del Tapón Estructural del Túnel dos este se tiene previsto construir en una sola etapa.

La construcción del Tapón Estructural del túnel 2 estará condicionado, de acuerdo al programa de construcción, al cierre definitivo, por lo tanto la fecha de inicio se planteara para las condiciones del cierre de marzo, mayo y junio; previo al cierre se prevé la construcción de un pretapón de 15 metros el cual contribuirá en la estabilidad del tapón con respecto al llenado del embalse, sin embargo no será contemplado para la estabilidad de la Margen Izquierda, para obtener la resistencia del pretapón se sigue el mismo criterio establecido para los Tapones estructurales, por lo tanto la resistencia del pretapón del túnel 2 será:

Resistencia del Pre-Tapón Túnel 2 = 112.9555 MN

Por lo establecido en el programa de Construcción vigente para los Tapones Estructurales, el comportamiento de la fuerza resistente para el Tapón Estructural del Túnel 1 sería de acuerdo a lo siguiente:



Sección del Tapón

- Base (m) = 14
- Altura (m) = 14
- Radio (m) = 7
- Tabla (m) = 7

Sección de la Galería

- Base (m) = 2.8
- Altura (m) = 3.2
- Radio (m) = 1.4
- Tabla (m) = 1.8

- Área de la Galería (m²) = 8.12
- Área de la Túnel (m²) = 174.97
- Área Neta (m²) = 166.85

FIGURA A1-1.- Etapas de Construcción para el Tapón Túnel 1
Tapón Túnel 1

Construido en 2 etapas las cuales abarcan los siguientes periodos:

Primer Etapa

- Inicio de Actividades = 22 de noviembre de 2011
- Finaliza 1er. Etapa = 25 de mayo de 2012
- Nº de días de la etapa= 186
- Longitud Trabajada = 134
- Avance Promedio diario = 0.72 m/día

Segunda Etapa

- Inicio de Actividades = 25 de junio de 2012
- Finaliza 1er. Etapa = 31 de agosto de 2012
- numero de días de la etapa= 68
- Longitud Trabajada = 56
- Avance Promedio diario = 0.82 m/día

Realizando un procedimiento similar, se obtiene la fuerza resiste del Tapón para cada periodo de día respecto a la longitud de avance.

PRIMERA ETAPA Fecha de inicio del Tapón etapa I de 22 de noviembre de 2011

Longitud Parcial	Longitud Acumulada	Días Transcurridos	Fecha	Sa (kN/m ²)	T (MN)
5	5	7	28 de noviembre de 2011	1436	198.37
5	10	14	5 de diciembre de 2011	1436	396.75
5	15	21	12 de diciembre de 2011	1436	595.12
5	20	28	19 de diciembre de 2011	1436	793.49
5	25	35	26 de diciembre de 2011	150	831.15
5	30	42	2 de enero de 2012	150	868.80
5	35	49	9 de enero de 2012	150	906.45
5	40	56	16 de enero de 2012	150	944.10
3	43	60	20 de enero de 2012	150	966.69
2	45	62	23 de enero de 2012	190	983.75
5	50	69	30 de enero de 2012	190	1026.40
5	55	76	6 de febrero de 2012	190	1069.05
5	60	83	13 de febrero de 2012	190	1111.70
5	65	90	20 de febrero de 2012	190	1154.36
5	70	97	27 de febrero de 2012	190	1197.01
4	74	100	1 de marzo de 2012	190	1230.58
1	75	104	5 de marzo de 2012	190	1239.66
5	80	111	12 de marzo de 2012	190	1282.31
5	85	118	18 de marzo de 2012	190	1324.96
5	90	125	25 de marzo de 2012	190	1367.61
5	95	132	1 de abril de 2012	190	1410.26
5	100	139	8 de abril de 2012	190	1452.91
3	103	143	12 de abril de 2012	190	1478.50
2	105	146	15 de abril de 2012	255	1498.81
5	110	153	22 de abril de 2012	255	1549.59
5	115	160	29 de abril de 2012	255	1600.36
2	117	161	1 de mayo de 2012	255	1619.72
3	120	167	6 de mayo de 2012	255	1651.14
5	125	174	13 de mayo de 2012	255	1701.91
5	130	180	20 de mayo de 2012	255	1752.69
4	134	186	25 de mayo de 2012	300	1797.80

SEGUNDA ETAPA Fecha de inicio del Tapón etapa 2 = 25 de junio de 2012

Longitud Parcial	Longitud Acumulada	Días Transcurridos	Fecha	Sa (kN/m ²)	T (MN)
1	135	217	26 de junio de 2012	300	1809.08
5	140	223	2 de julio de 2012	300	1865.48
5	145	229	8 de julio de 2012	300	1921.88
5	150	235	14 de julio de 2012	300	1978.28
5	155	242	20 de julio de 2012	300	2034.68
5	160	248	26 de julio de 2012	300	2091.08
5	165	254	1 de agosto de 2012	300	2147.47
5	170	260	7 de agosto de 2012	300	2203.87
5	175	266	13 de agosto de 2012	300	2260.27
5	180	272	19 de agosto de 2012	300	2316.67
5	185	278	25 de agosto de 2012	300	2373.07
5	190	284	31 de agosto de 2012	300	2429.47

TABLA A4.- Fuerza resistente del Tapón Estructural del Túnel 1 Segunda Etapa

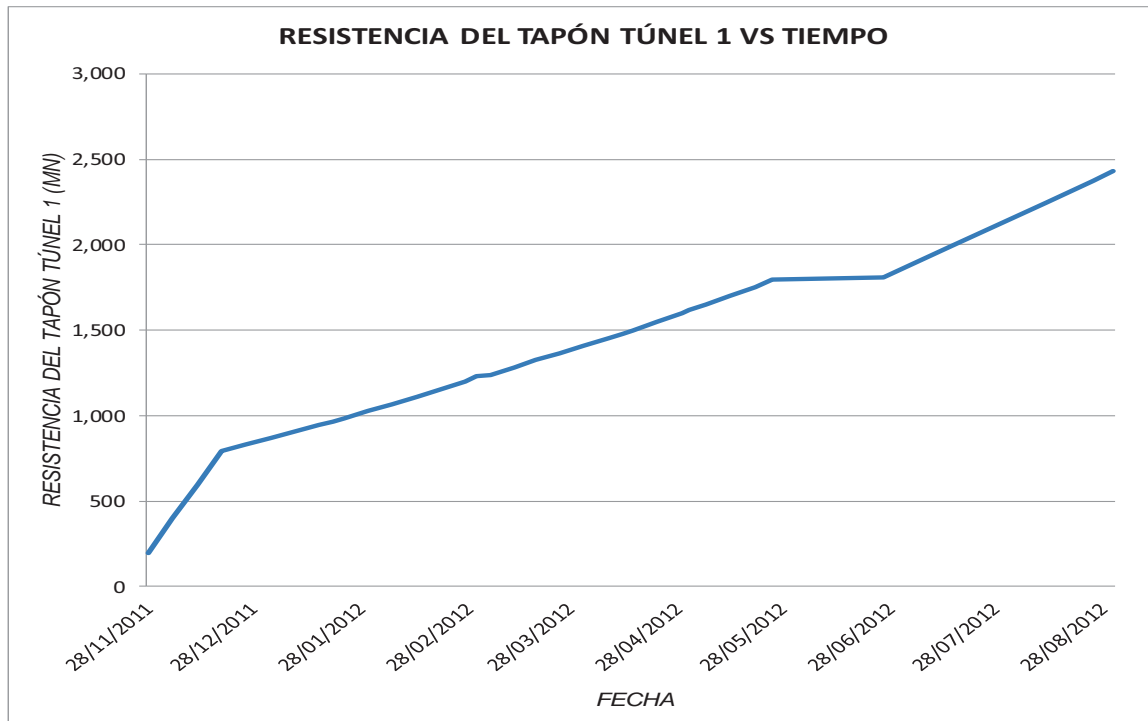


Figura 6.96 Relación de la Fuerza Resistente del Tapón T1 respecto al Tiempo de Construcción.

6.3 Análisis de las cargas en el embalse con respecto al tiempo de llenado

Curva de Llenado para el Cierre del 01 de Marzo (Reporte Dr. Aldama, Nov. 2011)

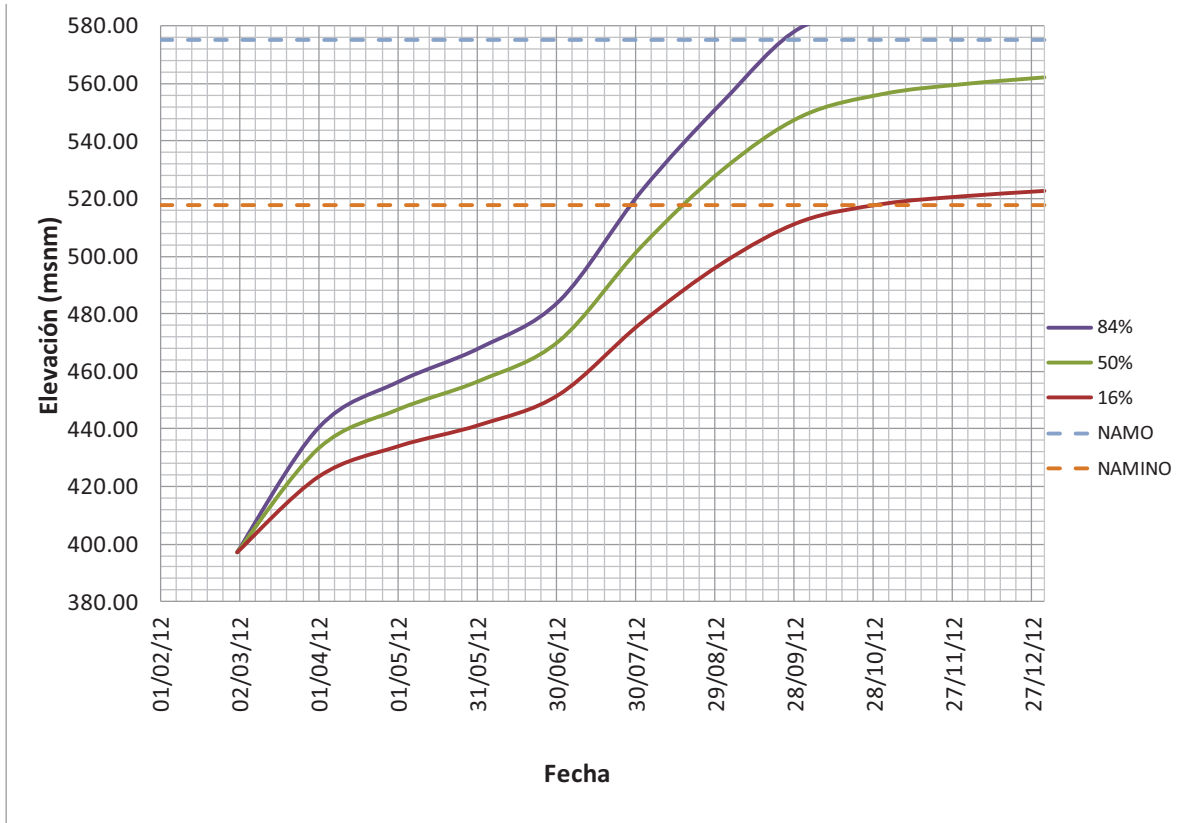


Figura 6. 97 Comportamiento de llenado del embalse para el cierre del 01 de marzo del 2012.

Debido a que no se cuentan con los datos de entrada para las gráficas presentadas por el Dr. Aldama, se procedió a determinar las elevaciones del embalse visualmente, posteriormente se graficó y se adaptará a una ecuación para poder obtener las elevaciones del embalse a varias fechas establecidas por el periodo de construcción de los Tapones Estructurales.

Como se indicó en la Memoria de Cálculo se analizarán las condiciones de llenado para un año húmedo (probabilidad 84%) y un año medio (probabilidad del 50%) ya que son condiciones críticas para el diseño por estabilidad de los Tapones Estructurales.

FECHA	Prob. 84%		Prob. 50%	
	ELEVACIÓN	Días	ELEVACIÓN	Días
2 de marzo de 2012	399.0	1	398.0	1
1 de abril de 2012	441.0	30	433.0	30
1 de mayo de 2012	456.0	60	447.0	60
31 de mayo de 2012	468.0	90	456.5	90
30 de junio de 2012	483.0	120	470.0	120
30 de julio de 2012	520.0	150	502.0	150
29 de agosto de 2012	551.0	180	528.0	180
28 de septiembre de 2012	582.0	210	548.0	210
28 de octubre de 2012			556.0	240
27 de noviembre de 2012			559.0	270
27 de diciembre de 2012			563.0	300

TABLA A2-1.- Ajuste Visual del comportamiento de llenado del vaso.

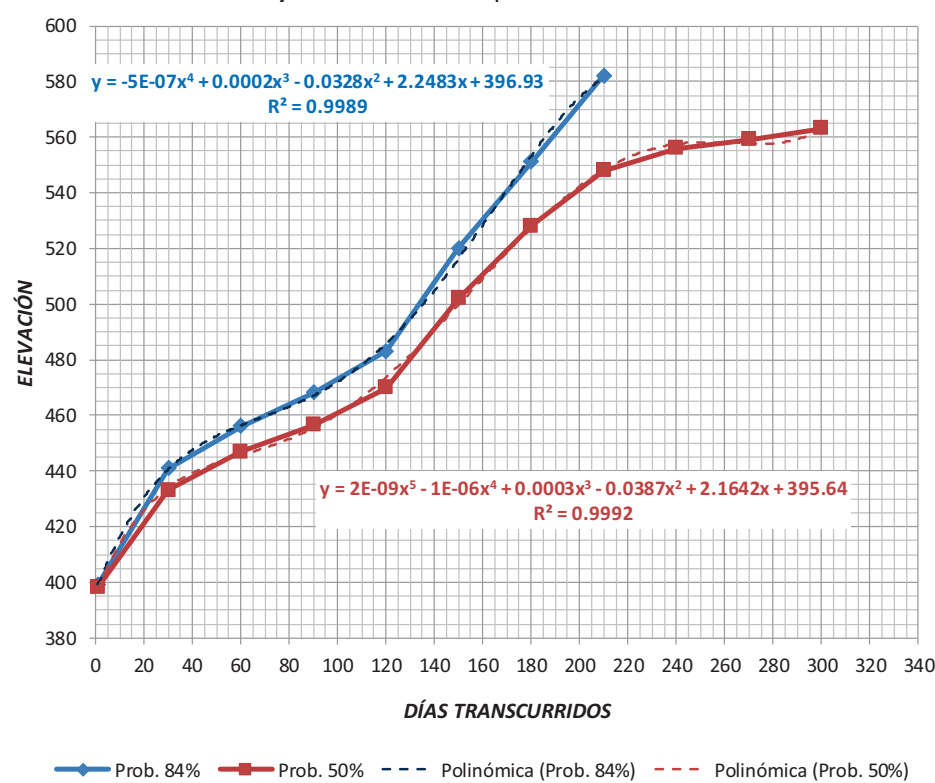


Figura 6. 98 Comportamiento de llenado del embalse para el cierre del 01 de marzo del 2012; arreglo visual.

Ya obtenidas las líneas de tendencia para el cierre del embalse el 01 de marzo del 2012, se procede a obtener las elevaciones para las fechas de construcción establecidas para los tapones estructurales 1 y 2, hasta la fecha de llenado del embalse.

Para obtener las fuerzas estáticas y dinámicas del agua se emplearán las siguientes expresiones:

$$P_{\gamma} = H \cdot \gamma_w \cdot A_t \quad \left| \text{Ecuación 53 – 'Fuerza estática del agua'}$$

$$P_e = C \lambda H \cdot \gamma_w$$

$$V_e = 0.726 \times P_e \cdot y$$

Ecuación 54 – 'Fuerza dinámica del agua',
Criterio de Westergaard (USBR)

Curva de Llenado para el Cierre del 01 de Mayo (Reporte Dr. Aldama, Nov. 2011)

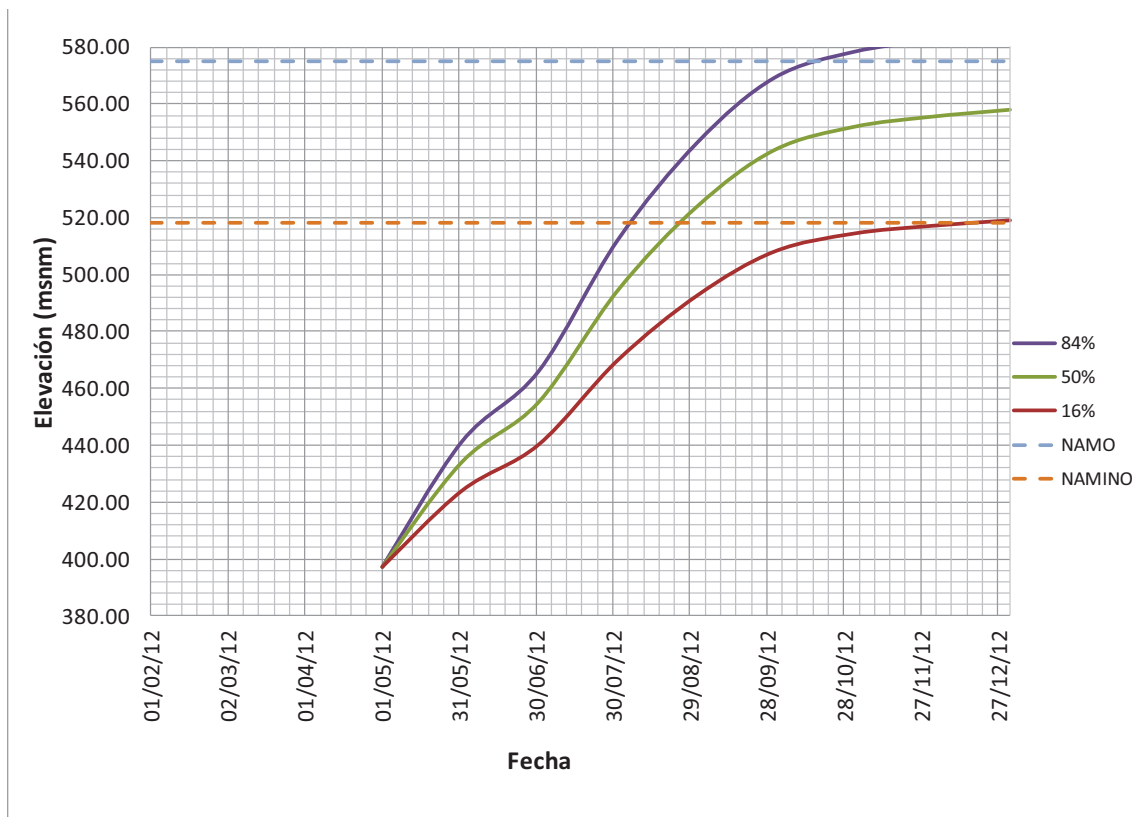


Figura 6. 99 Comportamiento de llenado del embalse para el cierre del 01 de marzo del 2012.

FECHA	Prob. 84%		Prob. 50%	
	ELEVACIÓN	Días	ELEVACIÓN	Días
1 de mayo de 2012	397.0	1	397.0	1
31 de mayo de 2012	440.0	30	432.0	30
30 de junio de 2012	465.0	60	455.0	60
30 de julio de 2012	509.0	90	492.0	90
29 de agosto de 2012	544.0	120	522.0	120
28 de septiembre de 2012	568.0	150	542.0	150
16 de octubre de 2012	575.0	168	549.0	168
28 de octubre de 2012	575.0	180	552.0	180
27 de noviembre de 2012	575.0	210	555.0	210
27 de diciembre de 2012	575.0	240	558.0	240

TABLA A2-14.- Ajuste Visual del comportamiento de llenado del vaso.

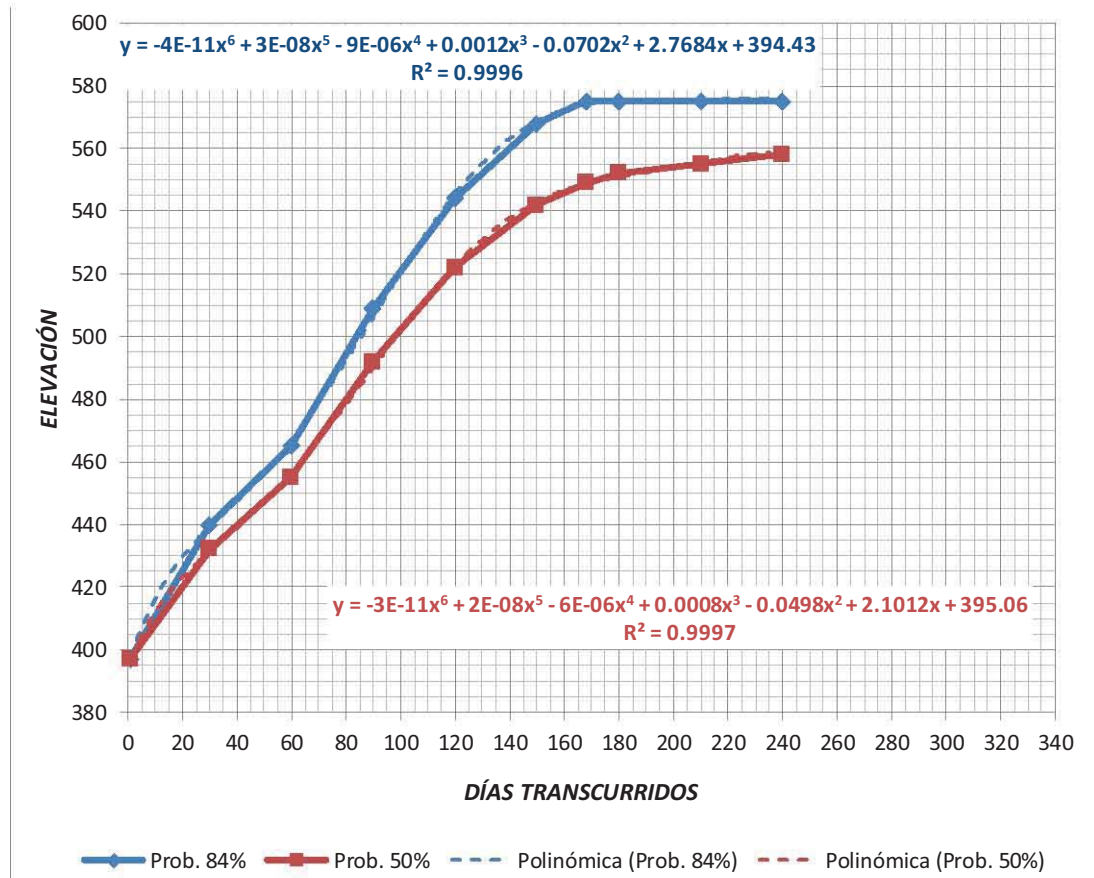


Figura 6. 100 Comportamiento de llenado del embalse para el cierre del 01 de marzo del 2012.; arreglo visual

Curva de Llenado para el Cierre del 01 de Junio (Reporte Dr. Aldama, Nov. 2011)

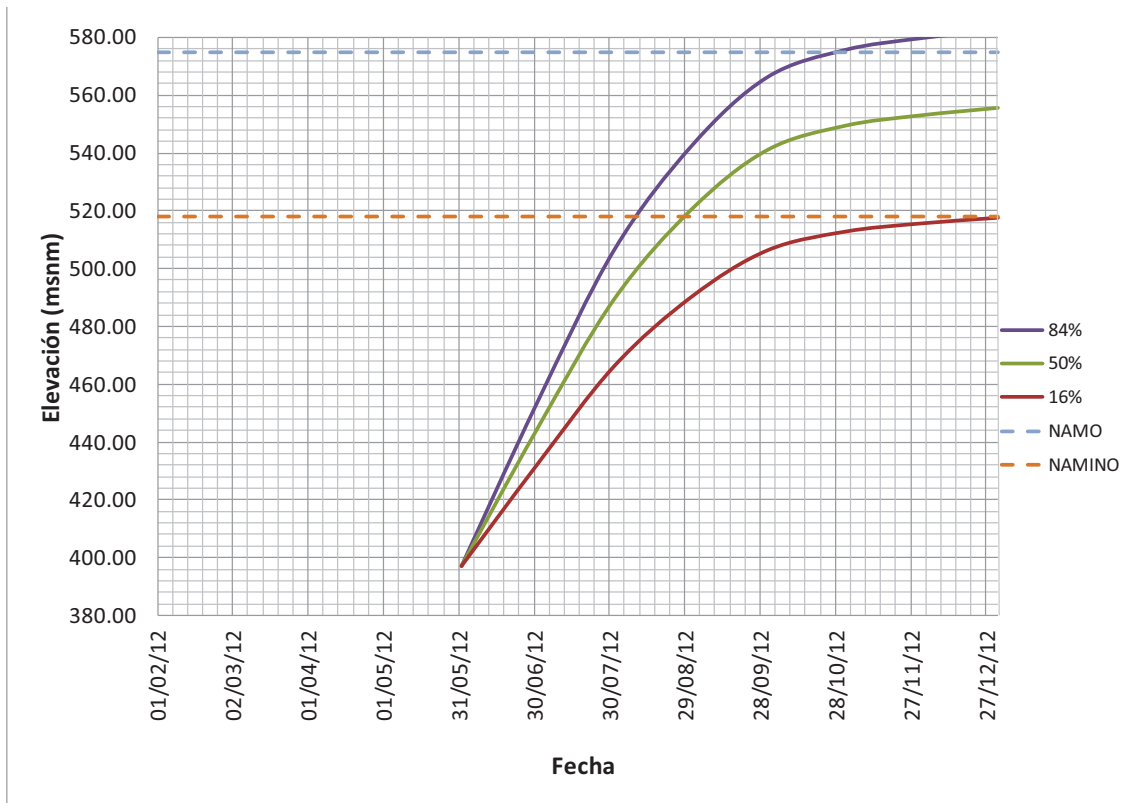


Figura 6. 101 Comportamiento de llenado del embalse para el cierre del 01 de junio del 2012.

FECHA	Prob. 84%		Prob. 50%	
	ELEVACIÓN	Días	ELEVACIÓN	Días
1 de junio de 2012	397.0	0	397.0	0
30 de junio de 2012	452.0	29	443.0	29
30 de julio de 2012	504.0	59	486.0	59
29 de agosto de 2012	540.0	89	518.0	89
28 de septiembre de 2012	564.0	119	540.0	119
28 de octubre de 2012	575.0	149	549.0	149
27 de noviembre de 2012	575.0	179	552.0	179
27 de diciembre de 2012	575.0	209	555.0	209

TABLA A2-24.- Ajuste Visual del comportamiento de llenado del vaso.

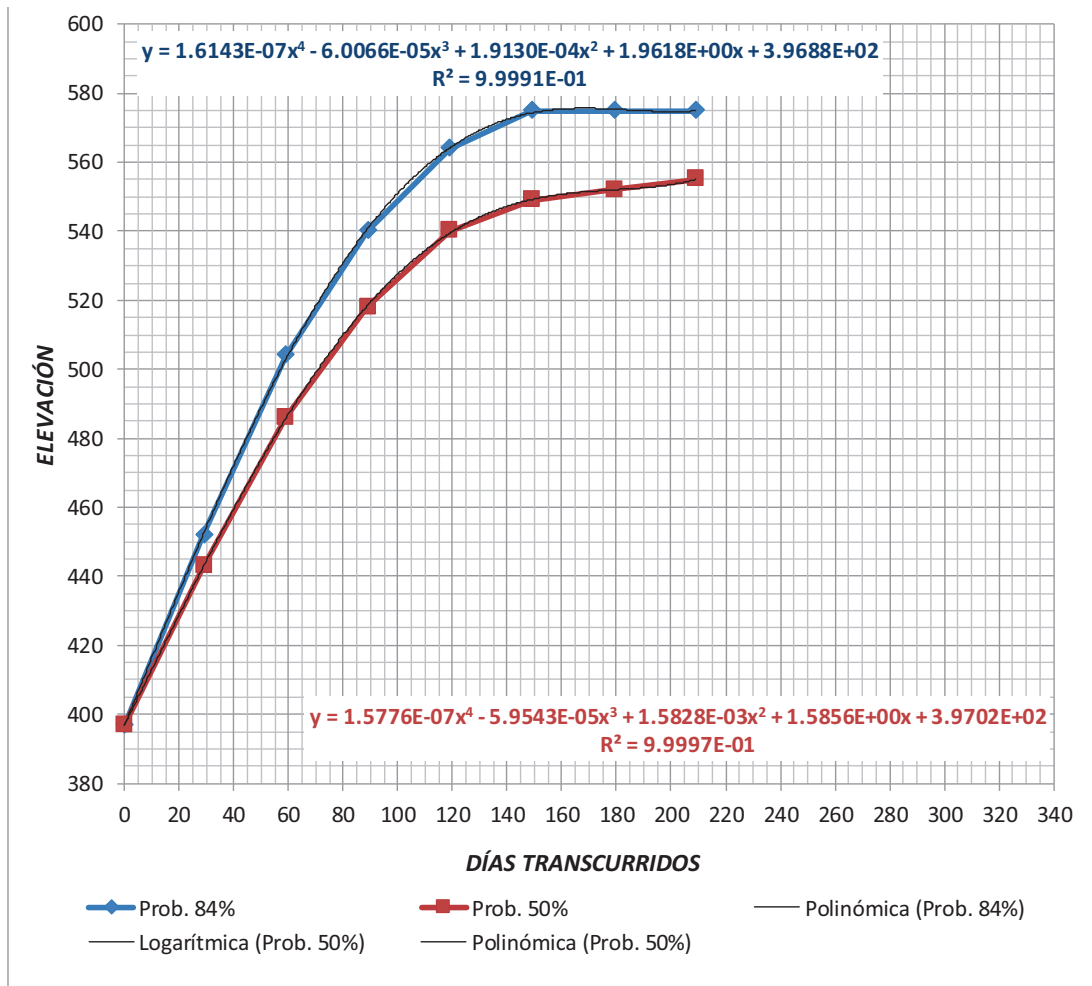


Figura 6. 102 Llenado del embalse para el cierre del 01 de junio del 2012, arreglo visual.

6.4 Resumen de Fuerzas para cada Caso de análisis

6.4.1 Caso 1 Construcción

Caso 1(a)

El material del bloque inestable se encuentra seco, no se ha realizado el cierre de los desvíos y el nivel de agua se encuentra por debajo de la elevación 435,00, no se considera la contribución de las Lumbreras de Cortante.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
0	3,926.87	38,539.08	4,851.40	0	0	0	13

Caso 1(b1)

Condición de Construcción para el cierre del embalse el 01 de marzo del 2012, el material del macizo rocoso se encuentra seco, el nivel del agua parte de la elevación 435, se considera la contribución de las lumbreras de cortante y lo construido del tapón estructural número 1, se empieza con la construcción del tapón del túnel 2.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
1,230.58	3,926.87	30,831.26	4,851.40	0	0	0	13

Caso 1(b2)

Similar al Caso 1 (b1) con cierre para el llenado del vaso el 01 de mayo del 2012.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
1,619.72	3,926.87	30,831.26	4,851.40	0	0	0	13

Caso 1(b3)

Similar al Caso 1 (b1) pero con cierre para el llenado del vaso el 01 de junio del 2012.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
1,797.80	3,926.87	30,831.26	4,851.40	0	0	0	13

Caso 1(c)

Finaliza la construcción del Tapón estructural 1 (concluye concretos), el avance en el tapón estructural 2 es el considerado para el cierre del 01 de junio por ser el más crítico, se considera la contribución de las Lumbreras de Cortante y el ángulo de fricción se considera saturado, el nivel del agua está en la elevación 540 (ver cierre de junio 2012), supresión en un 20%, se disminuye el peso del material en un 15% por condiciones de saturación.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
2,965.31	2,256.17	26,206.57	2,474.21	2533.566	0	0	6.0

6.4.2 Caso 2: Operación

Caso 2(a1)

Se considera la aportación de los tapones estructurales para la fecha en que el embalse llega al NAMO en una probabilidad de un año húmedo establecida con el 84% (por ser la más crítica) en el Pronóstico Hidrológico para el cierre del 01 de marzo del 2012, se considera el material sumergido con 50% de supresión y la contribución de las lumbreras de cortante y el material de recargue (con condiciones de sumergido).

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
3,672.60	2,256.17	18,745.41	2,474.21	6333.915	0	0	6.0

Caso 2(a2)

Similar al Caso 2 (a1) pero con cierre para el llenado del vaso el 01 de mayo del 2012.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
3,509.05	2,256.17	18,745.41	2,474.21	6333.915	0	0	6.0

Caso 2 (a3)

Similar al Caso 2 (a1) pero con cierre para el llenado del vaso el 01 de junio del 2012.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
3,396.25	2,256.17	18,745.41	2,474.21	6333.915	0	0	6.0

Caso 2(b1)

Condición normal de operación, el macizo rocoso se encuentra sumergido (agua al nivel del NAMO), se considera el total de la supresión, la fuerzas resistentes y actuantes son para la condición sumergida, se considera toda la longitud de los tapones estructurales 1 y 2 para la estabilidad del macizo rocoso, las Lumbreras de Cortante están concluidas por lo que se considera su aportación.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
3,672.60	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0	0	6.0

Caso 2 (b2)

Similar al Caso 2 (b1) pero sin la contribución del tapón estructural del túnel 2.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
2,429.47	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0	0	6.0

Caso 2 (c1)

Similar al Caso 2 (b1); solo considera contribución de fuerza resistente de material sano.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
2,248.65	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0	0	6.0

Caso 2 (c2)

Similar al Caso 2 (b1); solo contribución de fuerza resistente de material inestable.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
1,423.95	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0	0	6.0

6.4.3 Caso 3: Vaciado Rápido del Embalse

Caso 3(a1)

Para esta condición se establece un descenso drástico del nivel de agua del embalse que iría de la El. 575,00 al nivel de plantilla de la Descarga de Fondo (El. 431,00), lo cual dejaría al material del Bloque Inestable drenándose, por tal razón la Supresión se reduce a un 40% por el trabajo de los drenes, el material de la falla se encuentra saturado, se analiza la contribución de los tapones en toda su longitud.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
3,672.60	3,926.87	30,831.26	2,474.21	5,067.13	0	0	6.0

Caso 3 (a2)

Similar al Caso 3 (a1) pero sin la contribución del tapón estructural del túnel 2.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
2,429.47	3,926.87	30,831.26	2,474.21	5,067.13	0	0	6.0

Caso 3 (a3)

Similar al Caso 3 (a1); solo la contribución de fuerza resistente el tramo de material sano.

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
2,248.65	3,926.87	30,831.26	2,474.21	5,067.13	0	0	6.0

Caso 4: Sismo.

Para el caso de sismo se analizarán las siguientes condiciones, (a) Caso 1b más sismo de 200 y 1000 años, aunque el periodo de construcción de puede considerar un periodo de retorno solamente de 200 años se toma en cuenta el de mil para conocer el posible comportamiento del macizo inestable; (b) el Caso 2 más sismo de 1000 años; y el (c) el cual considera el mismo Caso 2 pero para un periodo de retorno de 10000 años, (analizando las condiciones más críticas de cada caso).

6.4.4 Casos de Construcción + Sismo

Caso 1(a1) + Sismo de 200 años

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
0.00	3,926.87	30,831.26	2,474.21	0	0.00	0.05	13.0

Caso 1(b1) + Sismo de 1000 años

Cierre el 01 de Marzo del 2012

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
1,230.58	3,926.87	30,831.26	4,851.40	0	0.17	0.04	13.0

Caso 1(b2) + Sismo de 1000 años

Cierre el 01 de Mayo del 2012

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
1,619.72	3,926.87	30,831.26	4,851.40	0.00	0.17	0.04	13.0

Caso 1(b3) + Sismo de 1000 años

Cierre el 01 de junio del 2012

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
1,797.80	3,926.87	30,831.26	4,851.40	0.00	0.17	0.04	13.0

Caso 1(c) + Sismo de 1000 años**Cierre el 01 de junio del 2012**

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
2,965.31	2,256.17	26,206.57	2,474.21	2,533.57	0.17	0.04	6.0

Casos de Operación + Sismo**Caso 2(a1) + Sismo de 1000 años****Cierre el 01 de Marzo del 2012**

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
3,672.60	2,256.17	18,745.41	2,474.21	6,333.92	0.17	0.04	6.0

Caso 2(a2) + Sismo de 1000 años**Cierre el 01 de Mayo del 2012**

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
3,509.05	2,256.17	18,745.41	2,474.21	6,333.92	0.17	0.04	6.0

Caso 2(a3) + Sismo de 1000 años**Cierre el 01 de Junio del 2012**

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
3,396.25	2,256.17	18,745.41	2,474.21	6,333.92	0.17	0.04	6.0

Caso 2(b1) + Sismo de 1000 años

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
3,672.60	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0.17	0.04	6.0

Caso 2(b1) + Sismo de 10000 años

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
3,672.60	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0.27	0.06	6.0

Caso 2(b2) + Sismo de 1000 años**Sin tapón en túnel 2**

Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
2,429.47	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0.17	0.04	6.0

Caso 2(b2) + Sismo de 10000 años Sin tapón en túnel 2

Tapones y 2 (T)	1 Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
2,429.47	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0.27	0.06	6.0

Caso 2(c1) + Sismo de 1000 años Contribución solo en Material Sano

Tapones y 2 (T)	1 Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
2,248.65	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0.17	0.04	6.0

Caso 2(c1) + Sismo de 10000 años Contribución solo en Material Sano

Tapones y 2 (T)	1 Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.
2,248.65	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0.27	0.06	6.0

CAPÍTULO 7

Conclusiones

Por el gran impacto que puede generarse si falla una central hidroeléctrica, sea en el ámbito económico, ambiental o de pérdidas humanas, ésta debe de tener un buen diseño; resalta la importancia de no solo cuidar un buen diseño de las estructuras principales de un proyecto hidroeléctrico, sino también poner especial atención al entorno en el embalse, como fallas potenciales de taludes que en este caso han causado catástrofes, desde el propio embalse alejado de la presa o cerca a esta o en los mismos estribos donde se desplanta la presa, caso de “La Yesca”, aunque se detectó el problema de gran magnitud a tiempo ya en plena construcción, permitiéndonos tomar medidas importantes como girar 14° a favor de las manecillas del reloj pivoteando del estribo derecho para dejar el plinto y el cuerpo de la presa en roca estable fuera del bloque potencial de gran magnitud, para el cuál se tomaron medidas de mitigación objeto del presente trabajo para disminuir el daño potencial ante un escenario de deslizamiento ante llenado, etapa de operación, vaciado rápido o sismo en la vida útil del proyecto.

El método utilizado permite obtener resultados adecuados lo que se demuestra con la comparativa realizada con los resultados obtenidos por LoSA en el informe de referencia, lo cual valida los resultados obtenidos de manera cualitativa entre ambos métodos.

Analizando los resultados obtenidos para las distintas condiciones de trabajo establecidas en el presente documento, se puede observar que los Factores de Seguridad para las condiciones normales de Construcción y Operación están por

arriba de los mínimos requeridos por LoSA y los indicados en el USACE; no es así para la condición de Vaciado Rápido, en la cual se obtuvo un Factor de Seguridad de 1.24 ligeramente abajo del permisible por LoSA (F.S.=1.25), mientras que se encuentra en el rango establecido por el USACE (F.S.= 1.1 - 1.3), sin embargo, se debe tomar en cuenta que para el cálculo del factor de seguridad por Vaciado Rápido (o Desembalse Rápido) se consideró una eficiencia alta de los drenajes (40%) para liberar la supresión existente en el bloque inestable, ya que sin dicha eficiencia en los drenes el factor de seguridad para dicha condición estaría por debajo de los permisibles.

Los Factores de Seguridad para las condiciones extremas (Sismo 1000 y 10000 años) los factores obtenidos son por debajo de los permisibles tanto por el USACE como por LoSA, estos factores podrían mejorarse aumentando la influencia del sistema de inyecciones de consolidación y contacto a lo largo de los Tapones Estructurales para garantizar una mayor área de estabilizada, sin embargo esto debe analizarse previamente para conocer si el aumento del número y longitud de las inyecciones es favorable para el sistema de estabilización, ya que esto puede incrementar altamente el costo sin incrementar significativamente el Factor de Seguridad.

En este análisis los tratamientos se deja como un factor de seguridad adicional a los obtenidos debido a que no se conoce el grado de influencia en la roca ni la calidad que esta presentaría después de realizar dichas inyecciones.

Para los Casos donde se establecen las tres condiciones de cierre el comportamiento de los Factores de Seguridad para el cierre en Marzo, Mayo y Junio, obteniéndose un mejor comportamiento del sistema para la estabilización del macizo rocoso llevando a cabo el cierre definitivo el 01 de marzo, ya que en esta condición, y de acuerdo a lo indicado por la Residencia de Obras Civiles con respecto al programa de trabajo para el Tapón estructural 2, se concluirían los trabajos de concreto estructural en el Tapón 2 mucho antes de que el nivel del embalse llegase al NAMO; sin embargo, las condiciones de cierre para Mayo y Junio nos dan factores de seguridad arriba de los permisibles (para las etapas normales de construcción y operación, así como extrema en construcción) por lo que se puede

concluir que para la estabilidad de la Margen Izquierda cualquier condición de cierre puede ser favorable.

7.1 Recomendaciones

Como la presa queda con un sistema de auscultación, y en particular el bloque potencialmente inestable, esto permite darle seguimiento durante la vida útil de la obra para poder comparar a lo largo del tiempo y ver el comportamiento abriendo posibles líneas de investigación al tener correlacionado el funcionamiento hidráulico con las demás variables presentes en el proyecto estudiado.

No obstante lo anterior, refiriéndome a las medidas tomadas como el giro de 14° de la cortina del proyecto “La Yesca”, con lo cual se dejó desplantada la cortina en roca firme siendo cortina totalmente segura ya que se libró finalmente de quedar desplantada en el bloque potencialmente inestable detectado en plena construcción, existe el riesgo, de acuerdo a los análisis tanto de LoSA como a los propios realizados por la Comisión objeto del presente trabajo, de que el bloque deslice para los casos de sismo de $T_r=1000$ a 10000 para condiciones de bloque potencialmente inestable saturado y niveles del embalse al NAMO (El. 575.00 msnm), aunque LoSA supone que la masa se desplaza pocos centímetros sin colapso por la composición del material, no obstante, se recomienda que para garantizar la seguridad ante un escenario de sismo entre $T_r=1000$ a 10000 para condiciones de operación usual de la presa, se construyan los tapones de cierre definitivo para ambos túneles de desvío en la zona de cierre del plano de estanqueidad de la presa como usualmente se construyen para cierre definitivo de los túneles, ya que en el caso de “La Yesca”, por el hecho de haber colado los tapones ancla aguas arriba del plano estanco entre las zonas de roca estable y de roca del bloque potencialmente inestable, y habiendo colado un casquillo de concreto con fibras metálicas para cierre hidráulico entre los tapones ancla de ambos túneles con el cierre hidráulico de la presa (pantalla impermeable de la presa), se asumió en su momento que el proyecto es seguro ante cualquier escenario no siendo así, la intención de este análisis paralelo al realizado por LoSA es mostrar los factores de seguridad ante distintos escenarios desde construcción, primer llenado, vaciado rápido o sismo, lo que se muestra en el desarrollo del

presente trabajo, y fundamentalmente recomendar la construcción de los tapones de cierre de los túneles de desvío usuales en el plano de la pantalla impermeable, ya que ante la forma de falla del talud que se pudiera presentar, la cuál es hasta cierto punto impredecible el si solo se desliza o colapsa el bloque potencialmente inestable, así impredecible también el cómo afectaría ese deslizamiento a los tapones ancla construidos de ambos túneles y los mismos casquillos, existiendo la posibilidad de que en un caso de colapsar o deslizarse el bloque potencialmente inestable y por el modo de falla de corte de la roca de la periferia de las estructuras tapones ancla y casquillo que pudiera presentarse, aunado a que esta separados los tapones ancla masivos de concreto (sección completa de túneles) del plano de la pantalla impermeable, pudiera ya sea por la zona de casquillos fallados, o por los tapones ancla fallados y corte de roca de la zona, escaparse el embalse de “La Yesca”, terminando en la planicie del municipio de Santiago, Nayarit, obligando al paso del agua por los vertedores de las centrales hidroeléctricas “El Cajón” y “Aguamilpa”, con posibles afectaciones al P.H.R. San Rafael, y las pérdidas materiales, ecológicas, de uso para generar energía del agua perdida y en espera de contar con un sistema de alarma que alerte a tiempo a la población de la planicie de la desembocadura del Río Santiago. Por lo anterior el beneficio costo de la construcción de los tapones recomendados en el presente trabajo ante el escenario planteado, es muy aceptable, solo que en su momento por los grandes cambios de proyecto y construcción de los inicialmente previstos para el proyecto “La Yesca” que incidieron en costos no previstos, considero que fue la razón de no haber colado los tapones para no encarecer aún más el proyecto, por lo que debe revisarse y evaluar la posibilidad de construir los mencionados tapones y así asegurar que aunque pase lo que pase con el bloque potencialmente inestable, el embalse sea seguro de no escaparse así como segura es la cortina de la presa y todas sus estructuras proyectadas y construidas. El peor escenario ante los sismos comentados es un colapso del bloque hacia el embalse, generando una gran ola con afectaciones menores, ya que es segura y desplantada en roca firme la cortina de la presa y sería seguro el embalse con los tapones que se propone en este trabajo colar.

CAPÍTULO 8

Referencias

- 1) Aldama Álvaro, Ramírez Aldo, Aparicio Javier, Mejía Roberto, Ortega Guillermo. *Seguridad Hidrológica de las Presas en México. Primera Edición. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). México, 2006.*
- 2) *Apuntes Sobre Evaluación Social de Proyectos. Centro de Estudios para la Preparación y Evaluación Socioeconómica de Proyectos (CEPEP). México, 2010.*
- 3) Breierova, Lucia & Choudhari, Mark (Under the Supervision of Dr. Jay W. Forrester). *An Introduction to Sensitivity Analysis (D-4526-2). Massachusetts Institute of Technology (MIT). System Dynamics in Education Project. EUA, 2001.*
- 4) *Apuntes del Seminario de Entrenamiento de Palisade Corporation Evaluación de riesgos. Palisade Corporation. México, 2010.*
- 5) Charles Yoe et al. *Risk Analysis Framework for Cost Estimation, IWR Report 00-R-9. United States Army Corps of Engineers – Institute for Water Resources. December 2000.*
- 6) *Comisión Federal de Electricidad (CFE). Análisis costo – beneficio del proyecto de generación: CH El Cajón y Red de Transmisión Asociada 030.02.03 y 031.02.031. México, enero de 2002.*
- 7) *Comisión Federal de Electricidad (CFE). Análisis costo – beneficio del proyecto integral CH La Yesca – LT Red de Transmisión Asociada a la CH La Yesca. México, julio de 2004.*
- 8) *Comisión Federal de Electricidad (CFE). Factibilidad Técnica de la Central Generadora “La Yesca”. México, 2004.*
- 9) *Comisión Federal de Electricidad (CFE). Factibilidad Técnica de la red de transmisión asociada “La Yesca”. México, 2004.*
- 10) *Comisión Federal de Electricidad (CFE). Fundamentación Jurídica del esquema de Obra Pública Financiada para la Instrumentación de Proyectos de Inversión. México, 2004.*
- 11) *Comisión Federal de Electricidad (CFE). Factibilidad ambiental de la central generadora “La Yesca”. México, 2004.*
- 12) *Comisión Federal de Electricidad (CFE). Factibilidad ambiental de la red de transmisión asociada “La Yesca”. México, 2004.*
- 13) *Comisión Federal de Electricidad (CFE). Reevaluación del Proyecto CH La Yesca y la LT Red de Transmisión Asociada a la CH La Yesca. Análisis costo – beneficio del proyecto integral CH La Yesca – LT Red de Transmisión Asociada a la CH La Yesca. México, noviembre de 2006.*
- 14) *Comisión Federal de Electricidad (CFE). Factibilidad ambiental de la red de transmisión asociada “La Yesca”. México, 2004.*
- 15) *Comisión Federal de Electricidad. Convenios Modificatorios. Nota Técnica Proyecto Hidroeléctrico La Yesca. Abril, 2009.*

- 16) Comisión Federal de Electricidad. Informe Técnico “Contingencia Geológica”. México, 2009.
- 17) Contrato de Obra Pública Financiada No. PIF – 005/2003 “63 C.H. El Cajón”. México, 2003.
- 18) Contrato de Obra Pública Financiada No. PIF – 005/2003 “63 C.H. El Cajón”. Convenios Modificatorios del No.1 al No.20.
- 19) Contrato de Obra Pública Financiada No. PIF – 010/2007 “146 CH La Yesca”. México, 2007.
- 20) Contrato de Obra Pública Financiada No. PIF – 010/2007 “146 CH La Yesca”. Convenio Normativo. México, junio del 2009.
- 21) Contrato de Obra Pública Financiada No. PIF – 010/2007 “146 CH La Yesca”. Convenios Modificatorios del No.1, No.2, No.3 y No.4.
- 22) Comisión Federal de Electricidad (CFE). Programa de Obras e Inversiones del Sector Eléctrico (POISE) 2010 – 2024. Subdirección de Programación – Coordinación de Planificación. México, 2010.
- 23) Comisión Federal de Electricidad (CFE). Proyecto Hidroeléctrico. El Cajón – Libro Técnico. México, 2007.
- 24) Comisión Federal de Electricidad (CFE). Proyecto Hidroeléctrico. El Cajón, Dictamen Técnico, Excavación del muro alabeado, canal de llamada de obra de excedencias. México, noviembre 2004.
- 25) Comisión Federal de Electricidad (CFE). Minuta de acuerdos P.H. La Yesca “Acuerdos, comentarios e instrucciones que sustentan las acciones y obras relacionadas con las circunstancias geológicas no previstas durante los estudios realizados para la determinar su factibilidad que han afectado el desarrollo del proyecto”. México, abril del 2009.
- 26) Coss Bu, Raúl. Análisis y evaluación de proyectos de inversión. 2a. Edición. Editorial Limusa. México, 2011.
- 27) De Lara Haro, Alfonso. Medición y control de riesgos financieros. 3ª Edición. Limusa Editores. México, 2005.
- 28) Dillon, R. L., and Paté-Cornell, M. E. (2001). APRAM: An advanced programmatic risk analysis method. *International Journal of Technology, Policy and Management*, Vol.1. No.1, 47-55. USA, 2001.
- 29) Dillon, R. L., Paté-Cornell, M. E., and Guikema, S. D. (2003). Programmatic risk analysis for critical engineering systems under tight resource constraints. *Operations Research*, 51(3), 354 - 370. USA, 2003.
- 30) Guide to the Project Management Body of Knowledge (PMBOK Guide) – 2000 Edition. Project Management Institute. USA, 2000.
- 31) Guikema, S.D., and Paté-Cornell, M. E. (2002). Component choice for managing risk in engineered systems with generalized risk/cost functions. *Reliability Engineering and Systems Safety*, 78, 227 - 238. USA, 2002.
- 32) Hernández L. E. y Luna A. J. Apuntes de la materia “Evaluación de Proyectos y Financiamiento de Proyectos”. Universidad Nacional Autónoma de México. División de Posgrado, Facultad de Ingeniería. México, 2007.
- 33) Hubei Qingjiang Hydroelectric Development Co., Ltd. A BRIEF INTRODUCTION TO RESETTLEMENT AND INTEREST SHARING IN RESERVOIR AREA OF SHUIBUYA HYDROPOWER STATION. International Hydropower Association. 2008.

- 34) Imbeah, William and Guikema, Seth. *Managing Construction Projects Using the Advance Programmatic Risk Analysis and Management Model*. Journal of Construction Engineering and Management, American Society of Civil Engineers (ASCE). USA, august 2009.
- 35) Imbeah, William. "Thesis "assessment of the effectiveness of the advanced programmatic risk analysis and management model (apram) as a decision support tool for construction projects" for the degree or Master of Science, Chair of Committee Seth Guikema. Major Subject: Civil Engineering. Texas A&M University. USA, May 2007.
- 36) Instituto Latinoamericano para la Planificación Económica y Social (ILPES). *Guía para la presentación de proyectos*. Editorial Siglo XXI. 27ª. Edición. Mexico, 2006.
- 37) Klasterin, Ted. *PROJECT MANAGEMENT Tools & Trade-Off*. John Wiley & Sons, Inc. USA, 2004.
- 38) Lester, Albert. *Project Management, Planning and Control*. "Managing Engineering, Construction and Manufacturing Projects to PMI, APM and BSI Standards". Fifth Edition. Butterworth – Heinemann. USA, 2007.
- 39) Mak, Stephen and Picken, David. *Using Risk Analysis to Determine Construction Project Contingencies*. Journal of Construction Engineering and Management American Society of Civil Engineers (ASCE). USA, march/april 2000.
- 40) Schuyler, John. *Risk and decision analysis in Projects*. Project Management Institute (PMI). Second Edition. USA, 2001.
- 41) Wayne L. Winston. *Simulation modeling using @risk: update for Version 4*. Thomson Learning-Brooks/Cole. USA, 2001.
- 42) Yáñez Santillán, David. *Vínculo ingeniería – construcción en el proyecto hidroeléctrico el cajón*. Fundación ICA. México, 2006.

INTERNET

- 43) Centro de Estudios para la Preparación y Evaluación Socioeconómica de Proyectos (CEPEP), (www.cepep.gob.mx).
- 44) CFRD under pressure, 29 February 2008. *International Water Power & Dam Construction*. (<http://www.waterpowermagazine.com>)
- 45) Chinese National Committee on Large Dams (CHINCOLD), (www.chincold.org.cn).
- 46) Dai Qing. *YANGTZE! YANGTZE!*. Probe International's Patricia Adams and John G. Thibodeau. 1989. (www.threegorgesprobe.org).
- 47) *Hydropower Sustainability, Assessment Protocol*. www.hydrosustainability.org.
- 48) Proyecto ITER (www.iter.org).
- 49) Xinhua. *Three Gorges Project spending within budget, China daily*. China 2009. (<http://www.chinadaily.com.cn>).
- 50) http://es.wikipedia.org/wiki/Embalse_de_Itoiz
- 51) http://es.wikipedia.org/wiki/Embalse_de_yesa
- 52) http://sociedad.elpais.com/sociedad/2013/10/05/actualidad/1380995896_082292.html
- 53) http://rioaragon.files.wordpress.com/2008/01/casas_riesgos_geologicos_yesa-itoiz_2007.pdf
- 54) http://oph.chebro.es/DOCUMENTACION/Congresos_Seminarios/Laderas2007/Ponencias/8%20Vaiont%20.pdf

55) <http://www.ciccp.es/ImgWeb/Castilla%20y%20Leon/Ingenier%C3%ADa-Humanismo/Cat%C3%A1strosGeotecnia.pdf>

56) <http://www.ciccp.es/ImgWeb/Castilla%20y%20Leon/Ingenier%C3%ADa-Humanismo/Cat%C3%A1strosGeotecnia.pdf>

ESPECIFICACIONES APLICADAS

57) Manual USACE EM-1110-2-1902 Slope Stability.

58) Manual USACE EM-1110-2-2100 Stability Analysis of Concrete Structures.

59) Manual USACE EM-1110-2-2104 Strength Design for Reinforced-Concrete Hydraulic

60) Structures

61) ACI-318/05S Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios.

62) American Concrete Institute. ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Materials and General Properties of Concrete. ACI 207.2R. United States of America. 1996.

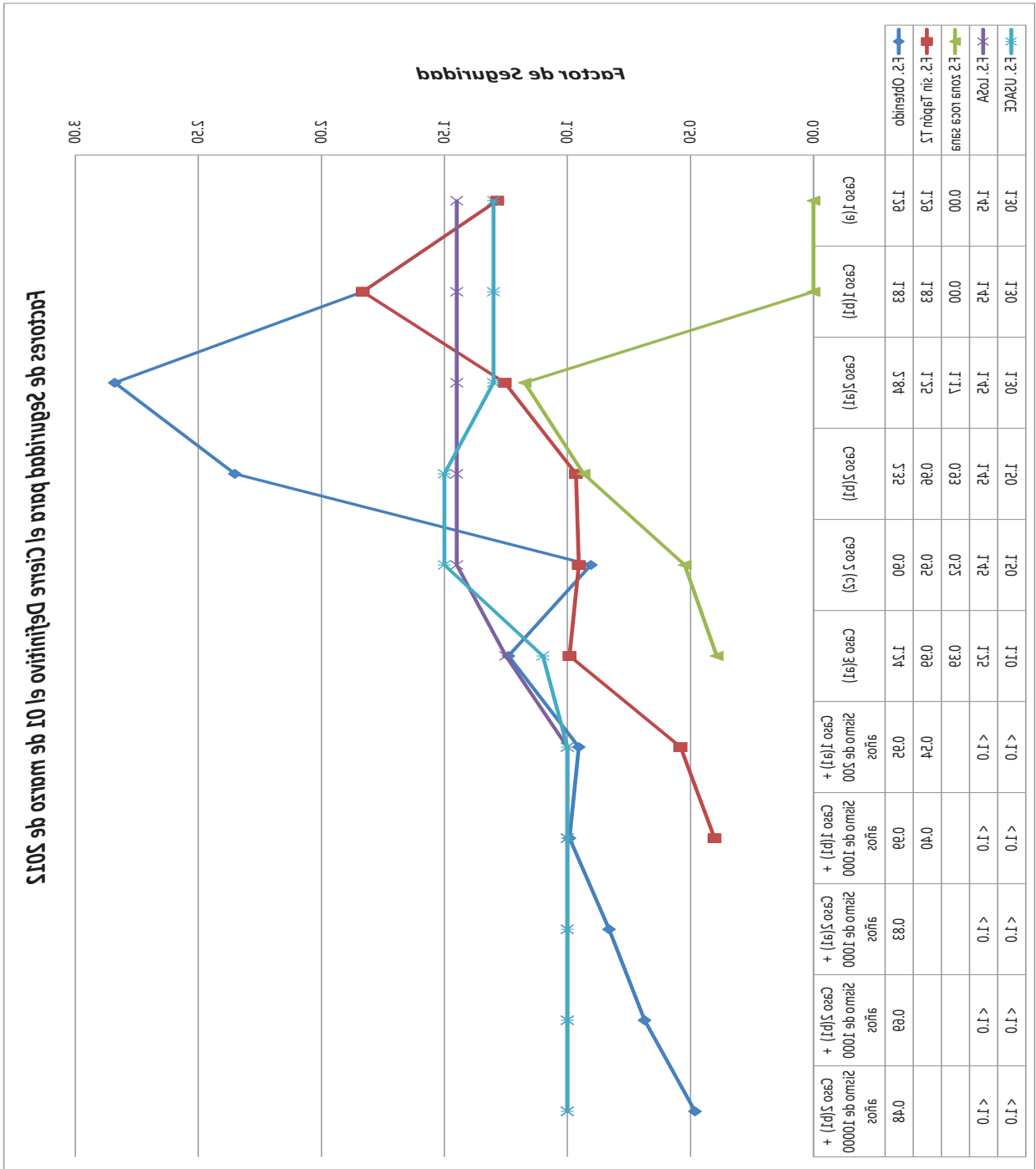
63) Concrete Face Rockfill Dams Concepts for Design and Construction ICOLD-2004.

United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, Design of Small Dams.

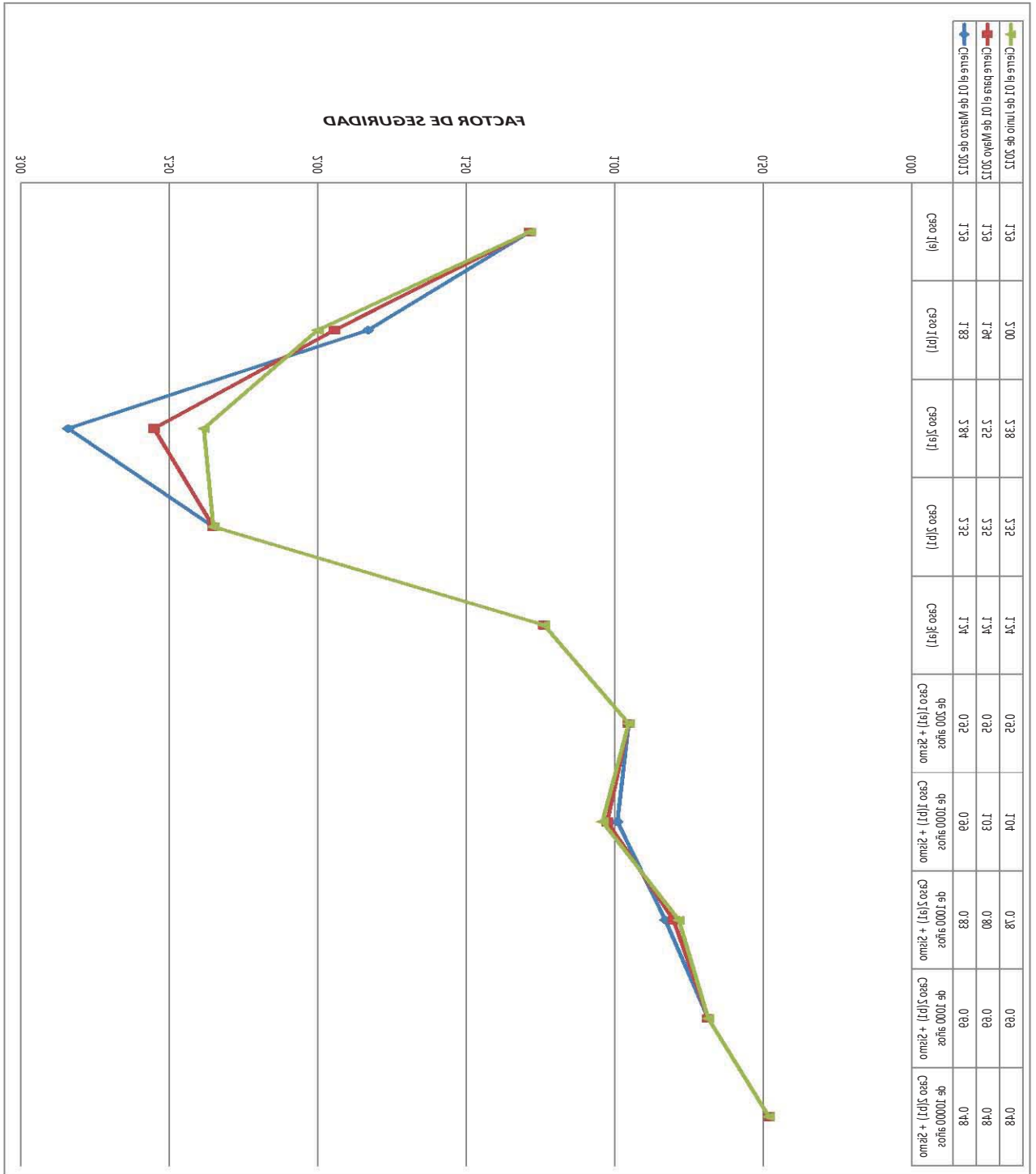
ANEXO I

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA LA ESTABILIDAD DE LA MARGEN IZQUIERDA, IMÁGENES Y PLANOS

Caso	Descripción	Tapones 1 y 2 (T)	Contrapeso y Recargue	Bloque (W)	Cohesión (c)	Supresión (U)	Sismo Horizontal	Sismo Vertical	Angulo ϕ del mat.	Cosa	Sen α	Cos β	Sen β	tan ϕ	F.S.
CASO 1: CONSTRUCCIÓN															
Caso 1(a)	El material del bloque inestable se encuentra seco, no se ha realizado el cierre de los desvíos y el nivel de agua se encuentra por debajo de la elevación 435.00, no se considera la contribución de las Lumbreras de Cortante.	0	3926.87	38639.08	4851.4	0	0	0	13	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.2309	1.29
Caso 1(b1)	Condición de Construcción para el cierre del embalse el 01 de marzo del 2012, el material del macizo rocoso se encuentra seco, el nivel del agua parte de la elevación 435, se considera la contribución de las lumbreras de cortante y lo construido del tapón estructural número 1, se empieza con la construcción del tapón del nivel 2.	1230.58	3926.87	30831.26	4851.4	0	0	0	13	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.2309	1.83
CASO 2: OPERACIÓN															
Caso 2(a1)	Se considera la aportación de los tapones estructurales para la fecha en que el embalse llega al NAMO en una probabilidad de un año húmedo establecida con el 84% (por ser la más crítica) en el Pronóstico Hidrológico para el cierre del 01 de marzo del 2012, se considera el material sumergido con 50% de supresión y la contribución de las lumbreras de cortante.	3,672.60	2,256.17	18,745.41	2,474.21	6,333.92	0	0	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	2.84
Caso 2(b1)	Condición normal de operación, el macizo rocoso se encuentra sumergido (agua al nivel del NAMO), se considera el total de la supresión, la fuerza resistentes y actuantes son para la condición sumergida, se considera toda la longitud de los tapones estructurales 1 y 2 para la estabilidad del macizo rocoso, las Lumbreras de Cortante están concluidas por lo que se considera su contribución.	3,672.60	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0	0	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	2.35
Caso 2 (b2)	Similar al Caso 2 (b1) pero sin la contribución del tapón estructural del nivel 2	2,429.47	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0	0	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	1.25
Caso 2 (c1)	Similar al Caso 2 (b1) pero solo se considera la contribución de la fuerza resistentes al momento de operación.	2,248.65	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0	0	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	1.17
Caso 2 (c2)	Similar al Caso 2 (b1) pero solo se considera la contribución de la fuerza resistentes al momento de operación inestable.	1,423.95	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,667.83	0	0	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	0.90
CASO 3: VACIADO RÁPIDO															
Caso 3(a1)	Para esta condición se establece un descenso drástico del nivel de agua del embalse que iría de El 575.00 al nivel de planta de la Descarga de Fondo (El 431.00), lo cual dejaría al material del Bloque Inestable drenándose, por tal razón la Supresión se reduce a un 40% por el trabajo de los drenes, el material de la falla se encuentra saturado, se analiza la contribución de los drenes.	3,672.60	3,926.87	30,831.26	2,474.21	5,067.13	0	0	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	1.24
Caso 3 (a2)	Similar al Caso 3 (a1) pero sin la contribución del tapón estructural del nivel 2	2,429.47	3,926.87	30,831.26	2,474.21	5,067.13	0	0	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	0.96
Caso 3 (a3)	Similar al Caso 3 (a1) pero solo se considera la contribución de la fuerza resistentes al momento de operación.	2,248.65	3,926.87	30,831.26	2,474.21	5,067.13	0	0	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	0.93
CASO 4: SISMO															
Construcción	Caso 1(a1) + Sismo de 200 años	0	3,926.87	38,539.08	4,851.40	0	0.09	0.02	13	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.2309	0.95
+ Sismo	Caso 1(b1) + Sismo de 1000 años	1,230.58	3,926.87	30,831.26	4,851.40	0	0.17	0.04	13	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.2309	0.99
	Caso 2(a1) + Sismo de 1000 años	3,672.60	2,256.17	18,745.41	2,474.21	6,334	0.17	0.04	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	0.83
	Caso 2(b1) + Sismo de 1000 años	3,672.60	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,668	0.17	0.04	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	0.69
	Caso 2(b1) + Sismo de 10000 años	3,672.60	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,668	0.27	0.06	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	0.48
Operación + Sismo	Caso 2(b2) + Sismo de 1000 años	2,429.47	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,668	0.17	0.04	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	0.54
	Caso 2(b2) + Sismo de 10000 años	2,429.47	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,668	0.27	0.06	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	0.40
	Caso 2(c1) + Sismo de 1000 años	2,248.65	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,668	0.17	0.04	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	0.52
	Caso 2(c1) + Sismo de 10000 años	2,248.65	2,256.17	18,745.41	2,474.21	12,668	0.27	0.06	6	0.9904	0.3665	0.3730	0.9278	0.1051	0.39

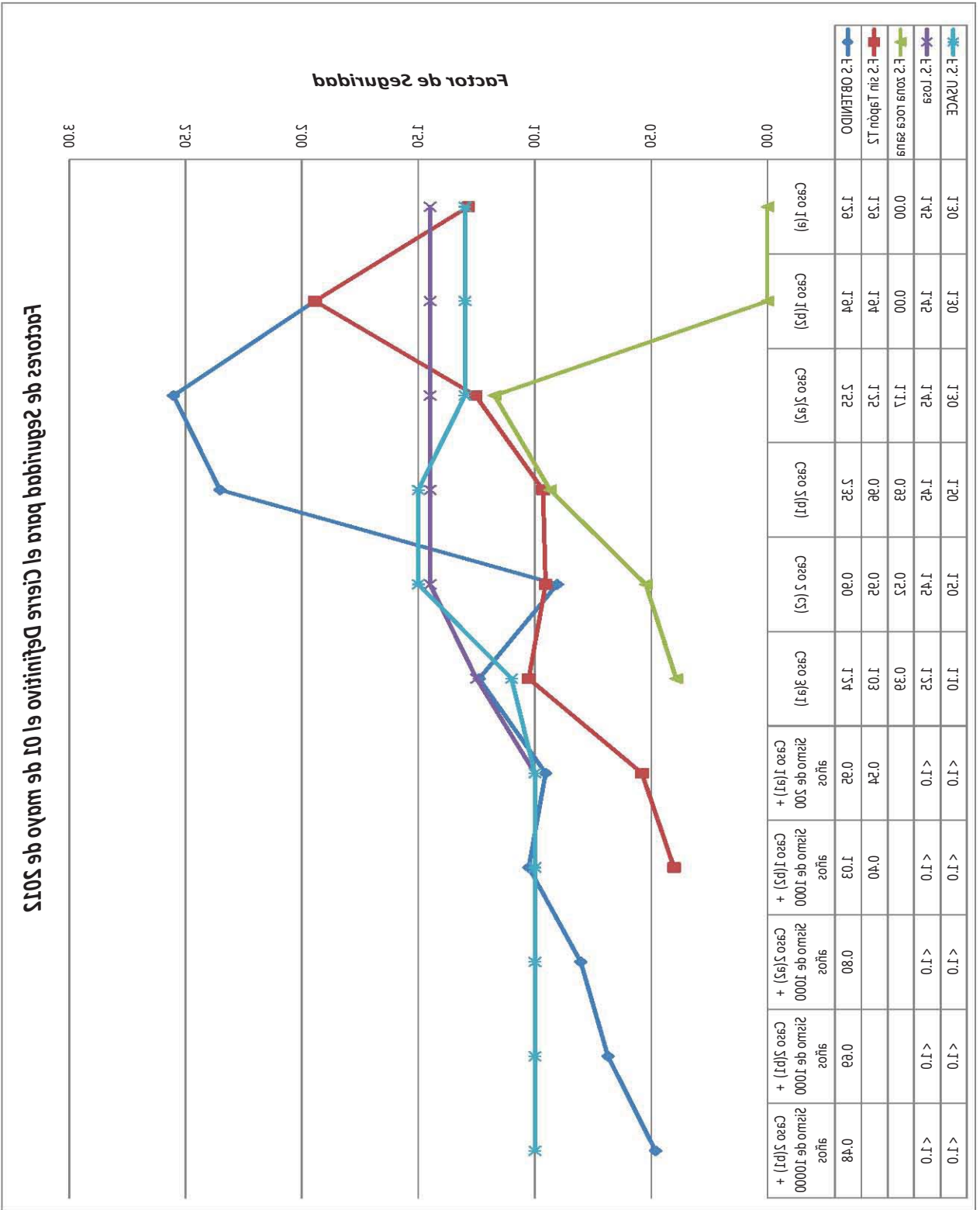


factor de Seguridad para las distintas fechas de Cierre en comparación con los permisibles de LoSA.



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA LA ESTABILIDAD DE LA MARGEN IZQUIERDA

Condición de Cierre Definitivo para el 01 de Mayo del 2012



Factores de seguridad para el Cierre Definitivo el 01 de mayo de 2015

Empuje de Agua en el Tapón del Túnel 1

Fecha			Área de la Sección = 174.97			
			F. Estática del Agua (MN)		F. Dinámica del Agua (MN)	
	Columna de Agua (84%)	Columna de Agua (50%)	Prob. Del 84%	Prob. Del 50%	F. Dinámico (V _e , 84%)	F. Dinámico (V _e , 50%)
28 de noviembre de 2011						
5 de diciembre de 2011						
12 de diciembre de 2011						
19 de diciembre de 2011						
26 de diciembre de 2011						
2 de enero de 2012						
9 de enero de 2012						
16 de enero de 2012						
20 de enero de 2012						
23 de enero de 2012						
30 de enero de 2012						
6 de febrero de 2012						
13 de febrero de 2012						
20 de febrero de 2012						
27 de febrero de 2012						
1 de marzo de 2012						
5 de marzo de 2012	5.5358	3.8153	9.50	6.55	0.01	0.01
12 de marzo de 2012	18.1093	15.3236	31.08	26.30	0.15	0.11
18 de marzo de 2012	26.8661	22.9617	46.11	39.41	0.33	0.24
25 de marzo de 2012	35.0883	29.7800	60.23	51.12	0.57	0.41
1 de abril de 2012	41.5287	34.8294	71.28	59.78	0.80	0.56
8 de abril de 2012	46.5442	38.5604	79.89	66.19	1.00	0.69
12 de abril de 2012	48.8984	40.2540	83.93	69.09	1.10	0.75
15 de abril de 2012	50.4642	41.3661	86.62	71.00	1.18	0.79
22 de abril de 2012	53.5899	43.5852	91.98	74.81	1.33	0.88
29 de abril de 2012	56.1948	45.5050	96.46	78.11	1.46	0.96
1 de mayo de 2012	56.8785	46.0331	97.63	79.01	1.49	0.98
6 de mayo de 2012	58.5246	47.3646	100.45	81.30	1.58	1.04
13 de mayo de 2012	60.7971	49.3582	104.35	84.72	1.71	1.12
20 de mayo de 2012	63.2023	51.6379	108.48	88.63	1.84	1.23
25 de mayo de 2012	65.0924	53.5056	111.73	91.84	1.96	1.32
26 de junio de 2012	83.4571	71.5574	143.25	122.82	3.21	2.36
2 de julio de 2012	88.4110	76.1306	151.75	130.67	3.61	2.67
8 de julio de 2012	93.8648	81.0197	161.11	139.07	4.07	3.03
14 de julio de 2012	99.7968	86.1790	171.30	147.92	4.60	3.43
20 de julio de 2012	106.1700	91.5557	182.24	157.15	5.20	3.87
26 de julio de 2012	112.9324	97.0906	193.84	166.65	5.89	4.35
1 de agosto de 2012	120.0173	102.7202	206.00	176.31	6.65	4.87
7 de agosto de 2012	127.3424	108.3775	218.58	186.02	7.48	5.42
13 de agosto de 2012	134.8108	113.9942	231.40	195.66	8.39	6.00
19 de agosto de 2012	142.3106	119.5013	244.27	205.12	9.35	6.59
25 de agosto de 2012	149.7144	124.8314	256.98	214.27	10.34	7.19
31 de agosto de 2012	156.8804	129.9193	269.28	223.00	11.36	7.79

TABLA A2-6.- Fuerzas actuantes en el Tapón Estructural 1.

Fecha	Columna de Agua (84%)	Columna de Agua (50%)	F. Estática del Agua (MN)		F. Dinámica del Agua (MN)	
			Prob. Del 84%	Prob. Del 50%	F. Dinámico (V _e , 84%)	F. Dinámico (V _e , 50%)
6 de septiembre de 2012	163.6512	134.7042	280.90	231.21	12.36	8.37
12 de septiembre de 2012	169.8549	139.1307	291.55	238.81	13.31	8.93
18 de septiembre de 2012	175.3041	143.1503	300.90	245.71	14.18	9.46
24 de septiembre de 2012		146.7229		251.84		9.94
30 de septiembre de 2012		149.8182		257.15		10.36
6 de octubre de 2012		152.4174		261.62		10.72
12 de octubre de 2012		154.5142		265.22		11.02
18 de octubre de 2012		156.1164		267.97		11.25
24 de octubre de 2012		157.2478		269.91		11.41
30 de octubre de 2012		157.9487		271.11		11.51
5 de noviembre de 2012		158.2784		271.68		11.56
11 de noviembre de 2012		158.3159		271.74		11.57
17 de noviembre de 2012		158.1615		271.48		11.54
23 de noviembre de 2012		157.9386		271.09		11.51
29 de noviembre de 2012		157.7946		270.85		11.49
5 de diciembre de 2012		157.9028		271.03		11.51
11 de diciembre de 2012		158.4636		271.99		11.59
17 de diciembre de 2012		159.7059		274.13		11.77
23 de diciembre de 2012		161.8888		277.87		12.10
29 de diciembre de 2012		165.3028		283.73		12.61
4 de enero de 2013		170.2713		292.26		13.38
8 de enero de 2013		175.2318		300.78		14.17

Tabla A2.7. Fuerzas actuantes en el Tapón Estructural 1, continuación

Empuje de Agua en el Tapón del Túnel 2

Fecha			Área de la Sección =		174.97	
	Columna de Agua (84%)	Columna de Agua (50%)	F. Estática del Agua (MN)		F. Dinámica del Agua (MN)	
			Prob. Del 84%	Prob. Del 50%	F. Dinámico (V _e , 84%)	F. Dinámico (V _e , 50%)
1 de marzo de 2012						
14 de marzo de 2012	18.4019	15.1492	31.59	26.00	0.16	0.11
21 de marzo de 2012	27.3895	22.8116	47.01	39.15	0.35	0.24
28 de marzo de 2012	34.5142	28.5658	59.24	49.03	0.55	0.38
3 de abril de 2012	40.1160	32.8531	68.86	56.39	0.74	0.50
10 de abril de 2012	44.5103	36.0622	76.40	61.90	0.91	0.60
17 de abril de 2012	47.9878	38.5319	82.37	66.14	1.06	0.69
23 de abril de 2012	50.2894	40.1728	86.32	68.95	1.17	0.74
24 de abril de 2012	50.8146	40.5538	87.22	69.61	1.19	0.76
1 de mayo de 2012	53.2318	42.3749	91.37	72.73	1.31	0.83
7 de mayo de 2012	55.4559	44.2003	95.19	75.87	1.42	0.90
14 de mayo de 2012	57.6788	46.1959	99.00	79.29	1.54	0.98
18 de mayo de 2012	59.0824	47.5304	101.41	81.58	1.61	1.04
21 de mayo de 2012	60.0675	48.4914	103.10	83.23	1.67	1.09
28 de mayo de 2012	62.7643	51.1823	107.73	87.85	1.82	1.21
4 de junio de 2012	65.8868	54.3334	113.09	93.26	2.00	1.36
10 de junio de 2012	69.5280	57.9807	119.34	99.52	2.23	1.55
17 de junio de 2012	73.7560	62.1349	126.60	106.65	2.51	1.78
21 de junio de 2012	76.5935	64.8663	131.47	111.34	2.71	1.94
24 de junio de 2012	78.6141	66.7833	134.94	114.63	2.85	2.06
1 de julio de 2012	84.1212	71.8930	144.39	123.40	3.27	2.39
8 de julio de 2012	90.2712	77.4136	154.95	132.88	3.76	2.77
14 de julio de 2012	97.0333	83.2796	166.55	142.94	4.35	3.20
21 de julio de 2012	104.3521	89.4130	179.11	153.47	5.03	3.69
28 de julio de 2012	112.1474	95.7268	192.49	164.31	5.80	4.23
4 de agosto de 2012	120.3142	102.1265	206.51	175.29	6.68	4.81
11 de agosto de 2012	128.7229	108.5137	220.95	186.26	7.65	5.43
17 de agosto de 2012	137.2191	114.7886	235.53	197.03	8.69	6.08
24 de agosto de 2012	144.7929	120.2581	248.53	206.42	9.68	6.67
31 de agosto de 2012	153.1804	126.2193	262.93	216.65	10.83	7.35
6 de septiembre de 2012	159.9512	131.0042	274.55	224.86	11.81	7.92
12 de septiembre de 2012	166.1549	135.4307	285.20	232.46	12.74	8.46
18 de septiembre de 2012	171.6041	139.4503	294.55	239.36	13.59	8.97
24 de septiembre de 2012		143.0229		245.49		9.44
30 de septiembre de 2012		146.1182		250.80		9.85
6 de octubre de 2012		148.7174		255.27		10.21
12 de octubre de 2012		150.8142		258.86		10.50
18 de octubre de 2012		152.4164		261.61		10.72
24 de octubre de 2012		153.5478		263.56		10.88
30 de octubre de 2012		154.2487		264.76		10.98
5 de noviembre de 2012		154.5784		265.33		11.03
11 de noviembre de 2012		154.6159		265.39		11.03
17 de noviembre de 2012		154.4615		265.12		11.01

TABLA A2-8.- Fuerzas actuantes en el Tapón Estructural 2.

<i>Fecha</i>	<i>Columna de Agua (84%)</i>	<i>Columna de Agua (50%)</i>	<i>F. Estática del Agua (MN)</i>		<i>F. Dinámica del Agua (MN)</i>	
			<i>Prob. Del 84%</i>	<i>Prob. Del 50%</i>	<i>F. Dinámico (V_e, 84%)</i>	<i>F. Dinámico (V_e, 50%)</i>
23 de noviembre de 2012		154.2386		264.74		10.98
29 de noviembre de 2012		154.0946		264.50		10.96
5 de diciembre de 2012		154.2028		264.68		10.97
11 de diciembre de 2012		154.7636		265.64		11.05
17 de diciembre de 2012		156.0059		267.78		11.23
23 de diciembre de 2012		158.1888		271.52		11.55
29 de diciembre de 2012		161.6028		277.38		12.05
4 de enero de 2013		166.5713		285.91		12.81
8 de enero de 2013		171.5318		294.43		13.58

TABLA A2-9 - Fuerzas actuantes en el Tanón Estructural 2, continuación

Resumen de Fuerzas Actuantes para el Tapón estructural 1, cierre el 01 de marzo del 2012.

Fecha	F. Estática del Agua (MN)		F. Dinámica del Agua (MN)		F. Actuante (MN)	
	Prob. Del 84%	Prob. Del 50%	F. Dinámico (V _e , 84%)	F. Dinámico (V _e , 50%)	(F _H , 84%)	(F _H , 50%)
28 de noviembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5 de marzo de 2012	9.50	6.55	0.01	0.01	9.52	6.56
12 de marzo de 2012	31.08	26.30	0.15	0.11	31.24	26.41
18 de marzo de 2012	46.11	39.41	0.33	0.24	46.45	39.66
25 de marzo de 2012	60.23	51.12	0.57	0.41	60.80	51.53
1 de abril de 2012	71.28	59.78	0.80	0.56	72.08	60.34
8 de abril de 2012	79.89	66.19	1.00	0.69	80.89	66.87
12 de abril de 2012	83.93	69.09	1.10	0.75	85.03	69.84
15 de abril de 2012	86.62	71.00	1.18	0.79	87.79	71.79
22 de abril de 2012	91.98	74.81	1.33	0.88	93.31	75.69
29 de abril de 2012	96.46	78.11	1.46	0.96	97.91	79.06
1 de mayo de 2012	97.63	79.01	1.49	0.98	99.12	79.99
6 de mayo de 2012	100.45	81.30	1.58	1.04	102.04	82.33
13 de mayo de 2012	104.35	84.72	1.71	1.12	106.06	85.85
20 de mayo de 2012	108.48	88.63	1.84	1.23	110.33	89.86
25 de mayo de 2012	111.73	91.84	1.96	1.32	113.68	93.16
26 de junio de 2012	143.25	122.82	3.21	2.36	146.46	125.19
2 de julio de 2012	151.75	130.67	3.61	2.67	155.36	133.35
8 de julio de 2012	161.11	139.07	4.07	3.03	165.18	142.10
14 de julio de 2012	171.30	147.92	4.60	3.43	175.89	151.35
20 de julio de 2012	182.24	157.15	5.20	3.87	187.44	161.02
26 de julio de 2012	193.84	166.65	5.89	4.35	199.73	171.00
1 de agosto de 2012	206.00	176.31	6.65	4.87	212.65	181.18
7 de agosto de 2012	218.58	186.02	7.48	5.42	226.06	191.44
13 de agosto de 2012	231.40	195.66	8.39	6.00	239.78	201.66
19 de agosto de 2012	244.27	205.12	9.35	6.59	253.62	211.71
25 de agosto de 2012	256.98	214.27	10.34	7.19	267.32	221.46
31 de agosto de 2012	269.28	223.00	11.36	7.79	280.64	230.79

TABLA A2-10.- Resumen de Fuerzas actuantes en el Tapón Estructural 1 (Prob. 84% y 50%)

Fecha	F. Estática del Agua (MN)		F. Dinámica del Agua (MN)		F. Actuante (MN)	
	Prob. Del 84%	Prob. Del 50%	F. Dinámico (V _e , 84%)	F. Dinámico (V _e , 50%)	(F _H , 84%)	(F _H , 50%)
6 de septiembre de 2012	280.90	231.21	12.36	8.37	293.26	239.59
12 de septiembre de 2012	291.55	238.81	13.31	8.93	304.86	247.74
18 de septiembre de 2012	300.90	245.71	14.18	9.46	315.08	255.17
24 de septiembre de 2012		251.84		9.94	315.08	261.78
30 de septiembre de 2012		257.15		10.36	315.08	267.51
6 de octubre de 2012		261.62		10.72	315.08	272.34
12 de octubre de 2012		265.22		11.02	315.08	276.23
18 de octubre de 2012		267.97		11.25	315.08	279.21
24 de octubre de 2012		269.91		11.41	315.08	281.32
30 de octubre de 2012		271.11		11.51	315.08	282.62
5 de noviembre de 2012		271.68		11.56	315.08	283.24
11 de noviembre de 2012		271.74		11.57	315.08	283.31
17 de noviembre de 2012		271.48		11.54	315.08	283.02
23 de noviembre de 2012		271.09		11.51	315.08	282.61
29 de noviembre de 2012		270.85		11.49	315.08	282.34
5 de diciembre de 2012		271.03		11.51	315.08	282.54
11 de diciembre de 2012		271.99		11.59	315.08	283.58
17 de diciembre de 2012		274.13		11.77	315.08	285.90
23 de diciembre de 2012		277.87		12.10	315.08	289.97
29 de diciembre de 2012		283.73		12.61	315.08	296.34
4 de enero de 2013		292.26		13.38	315.08	305.64
8 de enero de 2013		300.78		14.17	315.08	314.95

TABLA A2.11 - Resumen de Fuerzas actuantes en el Tanón Estructural 1 (Prob. 84% y 50%) - continuación

Resumen de Fuerzas Actuantes para el Tapón estructural 2, cierre el 01 de marzo del 2012.

Fecha	F. Estática del Agua (MN)		F. Dinámica del Agua (MN)		F. Actuante (MN)	
	Prob. Del 84%	Prob. Del 50%	F. Dinámico (V _e , 84%)	F. Dinámico (V _e , 50%)	(F _H , 84%)	(F _H , 50%)
1 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14 de marzo de 2012	31.59	26.00	0.16	0.11	31.74	26.11
21 de marzo de 2012	47.01	39.15	0.35	0.24	47.36	39.40
28 de marzo de 2012	59.24	49.03	0.55	0.38	59.79	49.41
3 de abril de 2012	68.86	56.39	0.74	0.50	69.60	56.89
10 de abril de 2012	76.40	61.90	0.91	0.60	77.31	62.50
17 de abril de 2012	82.37	66.14	1.06	0.69	83.43	66.82
23 de abril de 2012	86.32	68.95	1.17	0.74	87.49	69.70
24 de abril de 2012	87.22	69.61	1.19	0.76	88.41	70.37
1 de mayo de 2012	91.37	72.73	1.31	0.83	92.68	73.56
7 de mayo de 2012	95.19	75.87	1.42	0.90	96.61	76.77
14 de mayo de 2012	99.00	79.29	1.54	0.98	100.54	80.28
18 de mayo de 2012	101.41	81.58	1.61	1.04	103.02	82.63
21 de mayo de 2012	103.10	83.23	1.67	1.09	104.77	84.32
28 de mayo de 2012	107.73	87.85	1.82	1.21	109.55	89.06
4 de junio de 2012	113.09	93.26	2.00	1.36	115.09	94.62
10 de junio de 2012	119.34	99.52	2.23	1.55	121.57	101.07
17 de junio de 2012	126.60	106.65	2.51	1.78	129.11	108.43
21 de junio de 2012	131.47	111.34	2.71	1.94	134.18	113.28
24 de junio de 2012	134.94	114.63	2.85	2.06	137.79	116.69
1 de julio de 2012	144.39	123.40	3.27	2.39	147.66	125.79
8 de julio de 2012	154.95	132.88	3.76	2.77	158.71	135.64
14 de julio de 2012	166.55	142.94	4.35	3.20	170.90	146.15
21 de julio de 2012	179.11	153.47	5.03	3.69	184.14	157.16
28 de julio de 2012	192.49	164.31	5.80	4.23	198.30	168.54
4 de agosto de 2012	206.51	175.29	6.68	4.81	213.19	180.11
11 de agosto de 2012	220.95	186.26	7.65	5.43	228.59	191.69
17 de agosto de 2012	235.53	197.03	8.69	6.08	244.22	203.11
24 de agosto de 2012	248.53	206.42	9.68	6.67	258.20	213.09
31 de agosto de 2012	262.93	216.65	10.83	7.35	273.75	224.00
6 de septiembre de 2012	274.55	224.86	11.81	7.92	286.36	232.78
12 de septiembre de 2012	285.20	232.46	12.74	8.46	297.94	240.92
18 de septiembre de 2012	294.55	239.36	13.59	8.97	308.14	248.33
24 de septiembre de 2012		245.49		9.44	308.14	254.93
30 de septiembre de 2012		250.80		9.85	308.14	260.66
6 de octubre de 2012		255.27		10.21	308.14	265.47
12 de octubre de 2012		258.86		10.50	308.14	269.36
18 de octubre de 2012		261.61		10.72	308.14	272.34
24 de octubre de 2012		263.56		10.88	308.14	274.44
30 de octubre de 2012		264.76		10.98	308.14	275.74
5 de noviembre de 2012		265.33		11.03	308.14	276.35
11 de noviembre de 2012		265.39		11.03	308.14	276.42
17 de noviembre de 2012		265.12		11.01	308.14	276.14

TABLA A2-12.- Resumen de Fuerzas actuantes en el Tapón Estructural 2 (Prob. 84% y 50%).

<i>Fecha</i>	<i>F. Estática del Agua (MN)</i>		<i>F. Dinámica del Agua (MN)</i>		<i>F. Actuante (MN)</i>	
	<i>Prob. Del 84%</i>	<i>Prob. Del 50%</i>	<i>F. Dinámico (V_e, 84%)</i>	<i>F. Dinámico (V_e, 50%)</i>	<i>(F_H, 84%)</i>	<i>(F_H, 50%)</i>
23 de noviembre de 2012		264.7422		10.9791	308.1397	275.72
29 de noviembre de 2012		264.4951		10.9586	308.1397	275.45
5 de diciembre de 2012		264.6808		10.9740	308.1397	275.65
11 de diciembre de 2012		265.6433		11.0540	308.1397	276.70
17 de diciembre de 2012		267.7757		11.2321	308.1397	279.01
23 de diciembre de 2012		271.5225		11.5487	308.1397	283.07
29 de diciembre de 2012		277.3824		12.0525	308.1397	289.43
4 de enero de 2013		285.9107		12.8050	308.1397	298.72
8 de enero de 2013		294.4252		13.5791	308.1397	308.00

TABLA A2-13 - Resumen de Fuerzas actuantes en el Tanón Estructural 2 (Prob. 84% v 50%) continuación

Tapón Estructural Túnel 1

Cierre Definitivo = 1 de marzo de 2012

Elevación de Análisis* = 399.88 m.s.n.m.

* a la sección media

<i>Fecha</i>	<i>Fuerza Resistente</i>	<i>Días después del cierre</i>	<i>Elevación (prob. 84%)</i>	<i>Elevación (prob. 50%)</i>	<i>Columna de Agua (84%)</i>	<i>Columna de Agua (50%)</i>
28 de noviembre de 2011	198.37	---	396.93	395.94	---	---
5 de diciembre de 2011	396.75	---	396.93	395.94	---	---
12 de diciembre de 2011	595.12	---	396.93	395.94	---	---
19 de diciembre de 2011	793.49	---	396.93	395.94	---	---
26 de diciembre de 2011	831.15	---	396.93	395.94	---	---
2 de enero de 2012	868.80	---	396.93	395.94	---	---
9 de enero de 2012	906.45	---	396.93	395.94	---	---
16 de enero de 2012	944.10	---	396.93	395.94	---	---
20 de enero de 2012	966.69	---	396.93	395.94	---	---
23 de enero de 2012	983.75	---	396.93	395.94	---	---
30 de enero de 2012	1026.40	---	396.93	395.94	---	---
6 de febrero de 2012	1069.05	---	396.93	395.94	---	---
13 de febrero de 2012	1111.70	---	396.93	395.94	---	---
20 de febrero de 2012	1154.36	---	396.93	395.94	---	---
27 de febrero de 2012	1197.01	---	396.93	395.94	---	---
1 de marzo de 2012	1230.58	0	396.93	395.64	---	---
5 de marzo de 2012	1239.66	4	405.42	403.70	5.5358	3.8153
12 de marzo de 2012	1282.31	11	417.99	415.20	18.1093	15.3236
18 de marzo de 2012	1324.96	17	426.75	422.84	26.8661	22.9617
25 de marzo de 2012	1367.61	24	434.97	429.66	35.0883	29.7800
1 de abril de 2012	1410.26	31	441.41	434.71	41.5287	34.8294
8 de abril de 2012	1452.91	38	446.42	438.44	46.5442	38.5604
12 de abril de 2012	1478.50	42	448.78	440.13	48.8984	40.2540
15 de abril de 2012	1498.81	45	450.34	441.25	50.4642	41.3661
22 de abril de 2012	1549.59	52	453.47	443.47	53.5899	43.5852
29 de abril de 2012	1600.36	59	456.07	445.38	56.1948	45.5050
1 de mayo de 2012	1619.72	61	456.76	445.91	56.8785	46.0331
6 de mayo de 2012	1651.14	66	458.40	447.24	58.5246	47.3646
13 de mayo de 2012	1701.91	73	460.68	449.24	60.7971	49.3582
20 de mayo de 2012	1752.69	80	463.08	451.52	63.2023	51.6379
25 de mayo de 2012	1797.80	85	464.97	453.39	65.0924	53.5056
26 de junio de 2012	1809.08	117	483.34	471.44	83.4571	71.5574
2 de julio de 2012	1865.48	123	488.29	476.01	88.4110	76.1306
8 de julio de 2012	1921.88	129	493.74	480.90	93.8648	81.0197
14 de julio de 2012	1978.28	135	499.68	486.06	99.7968	86.1790
20 de julio de 2012	2034.68	141	506.05	491.44	106.1700	91.5557
26 de julio de 2012	2091.08	147	512.81	496.97	112.9324	97.0906
1 de agosto de 2012	2147.47	153	519.90	502.60	120.0173	102.7202
7 de agosto de 2012	2203.87	159	527.22	508.26	127.3424	108.3775
13 de agosto de 2012	2260.27	165	534.69	513.87	134.8108	113.9942
19 de agosto de 2012	2316.67	171	542.19	519.38	142.3106	119.5013
25 de agosto de 2012	2373.07	177	549.59	524.71	149.7144	124.8314
31 de agosto de 2012	2429.47	183	556.76	529.80	156.8804	129.9193

TABLA A2-2.- Determinación de la Columna de Agua actuante en el Tapón Estructural 1.

<i>Fecha</i>	<i>Fuerza Resistente</i>	<i>Días después del cierre</i>	<i>Elevación (prob. 84%)</i>	<i>Elevación (prob. 50%)</i>	<i>Columna de Agua (84%)</i>	<i>Columna de Agua (50%)</i>
6 de septiembre de 2012	2429.47	189	563.53	534.58	163.6512	134.7042
12 de septiembre de 2012	2429.47	195	569.73	539.01	169.8549	139.1307
18 de septiembre de 2012	2429.47	201	575.18	543.03	175.3041	143.1503
24 de septiembre de 2012	2429.47	207		546.60		146.7229
30 de septiembre de 2012	2429.47	213		549.70		149.8182
6 de octubre de 2012	2429.47	219		552.30		152.4174
12 de octubre de 2012	2429.47	225		554.39		154.5142
18 de octubre de 2012	2429.47	231		556.00		156.1164
24 de octubre de 2012	2429.47	237		557.13		157.2478
30 de octubre de 2012	2429.47	243		557.83		157.9487
5 de noviembre de 2012	2429.47	249		558.16		158.2784
11 de noviembre de 2012	2429.47	255		558.20		158.3159
17 de noviembre de 2012	2429.47	261		558.04		158.1615
23 de noviembre de 2012	2429.47	267		557.82		157.9386
29 de noviembre de 2012	2429.47	273		557.67		157.7946
5 de diciembre de 2012	2429.47	279		557.78		157.9028
11 de diciembre de 2012	2429.47	285		558.34		158.4636
17 de diciembre de 2012	2429.47	291		559.59		159.7059
23 de diciembre de 2012	2429.47	297		561.77		161.8888
29 de diciembre de 2012	2429.47	303		565.18		165.3028
4 de enero de 2013	2429.47	309		570.15		170.2713
8 de enero de 2013	2429.47	314		575.11		175.2318

TABLA A2-3 - Determinación de la Columna de Agua actuante en el Tanón Estructural 1: continuación

Tapón Estructural Túnel 2
Cierre Definitivo = 1 de marzo de 2012

Elevación de Análisis* = 403.58 m.s.n.m.
* a la sección media

Fecha	Fuerza Resistente	Días después del cierre	Elevación (prob. 84%)	Elevación (prob. 50%)	Columna de Agua (84%)	Columna de Agua (50%)
1 de marzo de 2012	37.65	0	396.93	395.64	---	---
14 de marzo de 2012	75.30	14	421.98	418.73	18.4019	15.1492
21 de marzo de 2012	112.96	20	430.97	426.39	27.3895	22.8116
28 de marzo de 2012	150.61	27	438.09	432.15	34.5142	28.5658
3 de abril de 2012	188.26	34	443.70	436.43	40.1160	32.8531
10 de abril de 2012	225.91	41	448.09	439.64	44.5103	36.0622
17 de abril de 2012	268.56	48	451.57	442.11	47.9878	38.5319
23 de abril de 2012	302.68	53	453.87	443.75	50.2894	40.1728
24 de abril de 2012	311.21	54	454.39	444.13	50.8146	40.5538
1 de mayo de 2012	353.86	61	456.81	445.95	53.2318	42.3749
7 de mayo de 2012	396.51	68	459.04	447.78	55.4559	44.2003
14 de mayo de 2012	439.17	75	461.26	449.78	57.6788	46.1959
18 de mayo de 2012	464.76	79	462.66	451.11	59.0824	47.5304
21 de mayo de 2012	485.07	82	463.65	452.07	60.0675	48.4914
28 de mayo de 2012	535.84	88	466.34	454.76	62.7643	51.1823
4 de junio de 2012	586.61	95	469.47	457.91	65.8868	54.3334
10 de junio de 2012	637.39	102	473.11	461.56	69.5280	57.9807
17 de junio de 2012	688.16	109	477.34	465.71	73.7560	62.1349
21 de junio de 2012	718.63	113	480.17	468.45	76.5935	64.8663
24 de junio de 2012	741.19	116	482.19	470.36	78.6141	66.7833
1 de julio de 2012	797.59	122	487.70	475.47	84.1212	71.8930
8 de julio de 2012	853.99	129	493.85	480.99	90.2712	77.4136
14 de julio de 2012	910.38	136	500.61	486.86	97.0333	83.2796
21 de julio de 2012	966.78	143	507.93	492.99	104.3521	89.4130
28 de julio de 2012	1023.18	149	515.73	499.31	112.1474	95.7268
4 de agosto de 2012	1079.58	156	523.89	505.71	120.3142	102.1265
11 de agosto de 2012	1135.98	163	532.30	512.09	128.7229	108.5137
17 de agosto de 2012	1192.38	170	540.80	518.37	137.2191	114.7886
24 de agosto de 2012	1243.13	176	548.37	523.84	144.7929	120.2581
31 de agosto de 2012	1243.13	183	556.76	529.80	153.1804	126.2193
6 de septiembre de 2012	1243.13	189	563.53	534.58	159.9512	131.0042
12 de septiembre de 2012	1243.13	195	569.73	539.01	166.1549	135.4307
18 de septiembre de 2012	1243.13	201	575.18	543.03	171.6041	139.4503
24 de septiembre de 2012	1243.13	207		546.60		143.0229
30 de septiembre de 2012	1243.13	213		549.70		146.1182
6 de octubre de 2012	1243.13	219		552.30		148.7174
12 de octubre de 2012	1243.13	225		554.39		150.8142
18 de octubre de 2012	1243.13	231		556.00		152.4164
24 de octubre de 2012	1243.13	237		557.13		153.5478
30 de octubre de 2012	1243.13	243		557.83		154.2487
5 de noviembre de 2012	1243.13	249		558.16		154.5784
11 de noviembre de 2012	1243.13	255		558.20		154.6159
17 de noviembre de 2012	1243.13	261		558.04		154.4615

TABLA A2-4.- Determinación de la Columna de Agua actuante en el Tapón Estructural 2.

<i>Fecha</i>	<i>Fuerza Resistente</i>	<i>Días después del cierre</i>	<i>Elevación (prop 84%)</i>	<i>Elevación (prob. 50%)</i>	<i>Columna de Agua (84%)</i>	<i>Columna de Agua (50%)</i>
23 de noviembre de 2012	1243.13	267		557.82		154.2386
29 de noviembre de 2012	1243.13	273		557.67		154.0946
5 de diciembre de 2012	1243.13	279		557.78		154.2028
11 de diciembre de 2012	1243.13	285		558.34		154.7636
17 de diciembre de 2012	1243.13	291		559.59		156.0059
23 de diciembre de 2012	1243.13	297		561.77		158.1888
29 de diciembre de 2012	1243.13	303		565.18		161.6028
4 de enero de 2013	1243.13	309		570.15		166.5713
8 de enero de 2013	1243.13	314		575.11		171.5318

TABLA A2-5 - Determinación de la Columna de Agua actuante en el Tanón Estructural 2

Revisión de la Estabilidad de los Tapones Estructurales para el Cierre del 01 de Junio 2012.

Fecha	Fuerza Actuante (MN) Tapón T1		Fuerza Actuante (MN) Tapón T2		Tapón T1	Tapón T2
	Prob. 84%	Prob. 50%	Prob. 84%	Prob. 50%	Fuerza Resistente (MN)	Fuerza Resistente (MN)
28 de noviembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	198.37	
5 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	396.75	
12 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	595.12	
19 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	793.49	
26 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	831.15	
2 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	868.80	
9 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	906.45	
16 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	944.10	
20 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	966.69	
23 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	983.75	
30 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1026.40	
6 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1069.05	
13 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1111.70	
20 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1154.36	
27 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1197.01	
1 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1230.58	
5 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1239.66	
12 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1282.31	
18 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1324.96	
25 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1367.61	
1 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1410.26	
8 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1452.91	
12 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1478.50	
15 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1498.81	
22 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1549.59	
29 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1600.36	
1 de mayo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1619.72	
6 de mayo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1651.14	
13 de mayo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1701.91	
20 de mayo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1752.69	
25 de mayo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1797.80	
1 de junio de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1797.80	150.61
7 de junio de 2012	15.08	11.52	0.00	0.00	1797.80	150.61
14 de junio de 2012	38.70	30.86	34.26	26.09	1797.80	150.61
21 de junio de 2012	62.14	50.22	34.26	26.09	1797.80	188.26
26 de junio de 2012	78.68	63.97	56.96	44.84	1809.08	225.91
2 de julio de 2012	98.21	80.26	79.32	63.44	1865.48	263.56
8 de julio de 2012	117.27	96.25	101.17	81.72	1921.88	301.21
14 de julio de 2012	135.78	111.84	122.38	99.55	1978.28	338.87
20 de julio de 2012	153.64	126.94	142.80	116.80	2034.68	381.52
26 de julio de 2012	170.77	141.47	162.32	133.34	2091.08	424.17

Tapón Estructural 1 (Prob. 84%, Año Húmedo)

Fecha	Elevación	Fuerza Resistente (MN)	F.Actuante (MN)	Factor de Seguridad
28 de noviembre de 2011	396.88	198.37	0.00	---
5 de diciembre de 2011	396.88	396.75	0.00	---
12 de diciembre de 2011	396.88	595.12	0.00	---
19 de diciembre de 2011	396.88	793.49	0.00	---
26 de diciembre de 2011	396.88	831.15	0.00	---
2 de enero de 2012	396.88	868.80	0.00	---
9 de enero de 2012	396.88	906.45	0.00	---
16 de enero de 2012	396.88	944.10	0.00	---
20 de enero de 2012	396.88	966.69	0.00	---
23 de enero de 2012	396.88	983.75	0.00	---
30 de enero de 2012	396.88	1026.40	0.00	---
6 de febrero de 2012	396.88	1069.05	0.00	---
13 de febrero de 2012	396.88	1111.70	0.00	---
20 de febrero de 2012	396.88	1154.36	0.00	---
27 de febrero de 2012	396.88	1197.01	0.00	---
1 de marzo de 2012	396.88	1230.58	0.00	---
5 de marzo de 2012	396.88	1239.66	0.00	---
12 de marzo de 2012	396.88	1282.31	0.00	---
18 de marzo de 2012	396.88	1324.96	0.00	---
25 de marzo de 2012	396.88	1367.61	0.00	---
1 de abril de 2012	396.88	1410.26	0.00	---
8 de abril de 2012	396.88	1452.91	0.00	---
12 de abril de 2012	396.88	1478.50	0.00	---
15 de abril de 2012	396.88	1498.81	0.00	---
22 de abril de 2012	396.88	1549.59	0.00	---
29 de abril de 2012	396.88	1600.36	0.00	---
1 de mayo de 2012	396.88	1619.72	0.00	---
6 de mayo de 2012	396.88	1651.14	0.00	---
13 de mayo de 2012	396.88	1701.91	0.00	---
20 de mayo de 2012	396.88	1752.69	0.00	---
25 de mayo de 2012	396.88	1797.80	0.00	---
1 de junio de 2012	396.88	1797.80	0.00	---
7 de junio de 2012	408.64	1797.80	15.08	119.22
14 de junio de 2012	422.29	1797.80	38.70	46.46
21 de junio de 2012	435.74	1797.80	62.14	28.93
26 de junio de 2012	445.17	1809.08	78.68	22.99
2 de julio de 2012	456.24	1865.48	98.21	19.00
8 de julio de 2012	466.99	1921.88	117.27	16.39
14 de julio de 2012	477.37	1978.28	135.78	14.57
20 de julio de 2012	487.33	2034.68	153.64	13.24
26 de julio de 2012	496.84	2091.08	170.77	12.24

Tapón Estructural 1 (Prob. 50%, Año Medio)

<i>Fecha</i>	<i>Elevación</i>	<i>Fuerza Resistente (MN)</i>	<i>F.Actuante (MN)</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
28 de noviembre de 2011	397.02	198.37	0.00	---
5 de diciembre de 2011	397.02	396.75	0.00	---
12 de diciembre de 2011	397.02	595.12	0.00	---
19 de diciembre de 2011	397.02	793.49	0.00	---
26 de diciembre de 2011	397.02	831.15	0.00	---
2 de enero de 2012	397.02	868.80	0.00	---
9 de enero de 2012	397.02	906.45	0.00	---
16 de enero de 2012	397.02	944.10	0.00	---
20 de enero de 2012	397.02	966.69	0.00	---
23 de enero de 2012	397.02	983.75	0.00	---
30 de enero de 2012	397.02	1026.40	0.00	---
6 de febrero de 2012	397.02	1069.05	0.00	---
13 de febrero de 2012	397.02	1111.70	0.00	---
20 de febrero de 2012	397.02	1154.36	0.00	---
27 de febrero de 2012	397.02	1197.01	0.00	---
1 de marzo de 2012	397.02	1230.58	0.00	---
5 de marzo de 2012	397.02	1239.66	0.00	---
12 de marzo de 2012	397.02	1282.31	0.00	---
18 de marzo de 2012	397.02	1324.96	0.00	---
25 de marzo de 2012	397.02	1367.61	0.00	---
1 de abril de 2012	397.02	1410.26	0.00	---
8 de abril de 2012	397.02	1452.91	0.00	---
12 de abril de 2012	397.02	1478.50	0.00	---
15 de abril de 2012	397.02	1498.81	0.00	---
22 de abril de 2012	397.02	1549.59	0.00	---
29 de abril de 2012	397.02	1600.36	0.00	---
1 de mayo de 2012	397.02	1619.72	0.00	---
6 de mayo de 2012	397.02	1651.14	0.00	---
13 de mayo de 2012	397.02	1701.91	0.00	---
20 de mayo de 2012	397.02	1752.69	0.00	---
25 de mayo de 2012	397.02	1797.80	0.00	---
1 de junio de 2012	397.02	1797.80	0.00	---
7 de junio de 2012	406.58	1797.80	11.52	156.09
14 de junio de 2012	417.77	1797.80	30.86	58.25
21 de junio de 2012	428.91	1797.80	50.22	35.80
26 de junio de 2012	436.78	1809.08	63.97	28.28
2 de julio de 2012	446.07	1865.48	80.26	23.24
8 de julio de 2012	455.13	1921.88	96.25	19.97
14 de julio de 2012	463.93	1978.28	111.84	17.69
20 de julio de 2012	472.42	2034.68	126.94	16.03
26 de julio de 2012	480.55	2091.08	141.47	14.78

Tapón Estructural 2 (Prob. 84%, Año Húmedo)

<i>Fecha</i>	<i>Elevación</i>	<i>Fuerza Resistente (MN)</i>	<i>F.Actuante (MN)</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
1 de junio de 2012	396.88	150.61	0.00	---
14 de junio de 2012	423.43	188.26	34.26	5.50
21 de junio de 2012	436.47	225.91	56.96	3.97
28 de junio de 2012	449.23	263.56	79.32	3.32
4 de julio de 2012	461.62	301.21	101.17	2.98
11 de julio de 2012	473.56	338.87	122.38	2.77
18 de julio de 2012	484.99	381.52	142.80	2.67
24 de julio de 2012	493.73	415.64	158.49	2.62
25 de julio de 2012	495.86	424.17	162.32	2.61
1 de agosto de 2012	506.10	466.82	180.81	2.58
7 de agosto de 2012	515.67	509.47	198.20	2.57
14 de agosto de 2012	524.55	552.12	214.39	2.58
18 de agosto de 2012	529.53	577.71	223.50	2.58
21 de agosto de 2012	532.70	598.02	229.32	2.61
28 de agosto de 2012	540.10	648.80	242.94	2.67
4 de septiembre de 2012	546.76	699.57	255.21	2.74
10 de septiembre de 2012	552.65	750.34	266.13	2.82
17 de septiembre de 2012	557.80	801.12	275.69	2.91
21 de septiembre de 2012	560.54	831.58	280.78	2.96
24 de septiembre de 2012	562.22	854.14	283.90	3.01
1 de octubre de 2012	565.92	910.54	290.81	3.13
8 de octubre de 2012	568.95	966.94	296.46	3.26
14 de octubre de 2012	571.33	1023.34	300.93	3.40
21 de octubre de 2012	573.13	1079.74	304.29	3.55
28 de octubre de 2012	574.39	1136.14	306.65	3.71
4 de noviembre de 2012	575.00	1192.53	307.79	3.87
11 de noviembre de 2012	575.00	1248.93	307.79	4.06
17 de noviembre de 2012	575.00	1305.33	307.79	4.24
24 de noviembre de 2012	575.00	1356.09	307.79	4.41
29 de noviembre de 2012	575.00	1356.09	307.79	4.41
5 de diciembre de 2012	575.00	1356.09	307.79	4.41
11 de diciembre de 2012	575.00	1356.09	307.79	4.41
17 de diciembre de 2012	575.00	1356.09	307.79	4.41
23 de diciembre de 2012	575.00	1356.09	307.79	4.41
29 de diciembre de 2012	575.00	1356.09	307.79	4.41

Tapón Estructural 2 (Prob. 50%, Año Húmedo)

<i>Fecha</i>	<i>Elevación</i>	<i>Fuerza Resistente (MN)</i>	<i>F.Actuante (MN)</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
1 de junio de 2012	397.02	150.61	0.00	—
14 de junio de 2012	418.72	188.26	26.09	7.22
21 de junio de 2012	429.52	225.91	44.84	5.04
28 de junio de 2012	440.18	263.56	63.44	4.15
4 de julio de 2012	450.60	301.21	81.72	3.69
11 de julio de 2012	460.70	338.87	99.55	3.40
18 de julio de 2012	470.42	381.52	116.80	3.27
24 de julio de 2012	477.89	415.64	130.09	3.19
25 de julio de 2012	479.71	424.17	133.34	3.18
1 de agosto de 2012	488.50	466.82	149.09	3.13
7 de agosto de 2012	496.76	509.47	163.94	3.11
14 de agosto de 2012	504.44	552.12	177.82	3.10
18 de agosto de 2012	508.77	577.71	185.66	3.11
21 de agosto de 2012	511.53	598.02	190.67	3.14
28 de agosto de 2012	518.00	648.80	202.44	3.20
4 de septiembre de 2012	523.85	699.57	213.11	3.28
10 de septiembre de 2012	529.06	750.34	222.64	3.37
17 de septiembre de 2012	533.64	801.12	231.05	3.47
21 de septiembre de 2012	536.10	831.58	235.57	3.53
24 de septiembre de 2012	537.62	854.14	238.36	3.58
1 de octubre de 2012	541.00	910.54	244.58	3.72
8 de octubre de 2012	543.81	966.94	249.78	3.87
14 de octubre de 2012	546.10	1023.34	254.01	4.03
21 de octubre de 2012	547.91	1079.74	257.35	4.20
28 de octubre de 2012	549.30	1136.14	259.91	4.37
4 de noviembre de 2012	550.31	1192.53	261.80	4.56
11 de noviembre de 2012	551.04	1248.93	263.13	4.75
17 de noviembre de 2012	551.54	1305.33	264.07	4.94
24 de noviembre de 2012	551.88	1356.09	264.69	5.12
29 de noviembre de 2012	552.12	1356.09	265.14	5.11
5 de diciembre de 2012	552.43	1356.09	265.72	5.10
11 de diciembre de 2012	552.83	1356.09	266.47	5.09
17 de diciembre de 2012	553.41	1356.09	267.54	5.07
23 de diciembre de 2012	554.24	1356.09	269.08	5.04
29 de diciembre de 2012	555.41	1356.09	271.25	5.00

Fecha	Fuerza Actuante (MN) Tapón T1		Fuerza Actuante (MN) Tapón T2		Tapón T1	Tapón T2
	Prob. 84%	Prob. 50%	Prob. 84%	Prob. 50%	Fuerza Resistente (MN)	Fuerza Resistente (MN)
1 de agosto de 2012	187.10	155.38	162.32	133.34	2147.47	424.17
7 de agosto de 2012	202.56	168.58	180.81	149.09	2203.87	466.82
13 de agosto de 2012	217.10	181.04	198.20	163.94	2260.27	509.47
19 de agosto de 2012	230.67	192.70	223.50	185.66	2316.67	577.71
25 de agosto de 2012	243.22	203.53	229.32	190.67	2373.07	598.02
31 de agosto de 2012	254.74	213.51	242.94	202.44	2429.47	648.80
6 de septiembre de 2012	265.20	222.61	255.21	213.11	2429.47	699.57
12 de septiembre de 2012	274.59	230.83	266.13	222.64	2429.47	750.34
18 de septiembre de 2012	282.93	238.17	275.69	231.05	2429.47	801.12
24 de septiembre de 2012	290.22	244.65	280.78	235.57	2429.47	831.58
30 de septiembre de 2012	296.48	250.28	283.90	238.36	2429.47	854.14
6 de octubre de 2012	301.76	255.10	290.81	244.58	2429.47	910.54
12 de octubre de 2012	306.08	259.15	296.46	249.78	2429.47	966.94
18 de octubre de 2012	309.52	262.48	300.93	254.01	2429.47	1023.34
24 de octubre de 2012	312.13	265.15	304.29	257.35	2429.47	1079.74
30 de octubre de 2012	313.99	267.24	306.65	259.91	2429.47	1136.14
5 de noviembre de 2012	314.74	268.82	307.79	261.80	2429.47	1192.53
11 de noviembre de 2012	314.74	269.98	307.79	261.80	2429.47	1192.53
17 de noviembre de 2012	314.74	270.82	307.79	263.13	2429.47	1248.93
23 de noviembre de 2012	314.74	271.46	307.79	264.07	2429.47	1305.33
29 de noviembre de 2012	314.74	272.00	307.79	265.14	2429.47	1356.09
5 de diciembre de 2012	314.74	272.58	307.79	265.72	2429.47	1356.09
11 de diciembre de 2012	314.74	273.34	307.79	266.47	2429.47	1356.09
17 de diciembre de 2012	314.74	274.41	307.79	267.54	2429.47	1356.09
23 de diciembre de 2012	314.74	275.95	307.79	269.08	2429.47	1356.09
29 de diciembre de 2012	314.74	278.13	307.79	271.25	2429.47	1356.09

Fecha	Elevación	Fuerza Resistente (MN)	F.Actuante (MN)	Factor de Seguridad
1 de agosto de 2012	505.87	2147.47	187.10	11.48
7 de agosto de 2012	514.37	2203.87	202.56	10.88
13 de agosto de 2012	522.33	2260.27	217.10	10.41
19 de agosto de 2012	529.73	2316.67	230.67	10.04
25 de agosto de 2012	536.56	2373.07	243.22	9.76
31 de agosto de 2012	542.80	2429.47	254.74	9.54
6 de septiembre de 2012	548.45	2429.47	265.20	9.16
12 de septiembre de 2012	553.51	2429.47	274.59	8.85
18 de septiembre de 2012	557.99	2429.47	282.93	8.59
24 de septiembre de 2012	561.90	2429.47	290.22	8.37
30 de septiembre de 2012	565.26	2429.47	296.48	8.19
6 de octubre de 2012	568.08	2429.47	301.76	8.05
12 de octubre de 2012	570.39	2429.47	306.08	7.94
18 de octubre de 2012	572.22	2429.47	309.52	7.85
24 de octubre de 2012	573.61	2429.47	312.13	7.78
30 de octubre de 2012	574.60	2429.47	313.99	7.74
5 de noviembre de 2012	575.00	2429.47	314.74	7.72
11 de noviembre de 2012	575.00	2429.47	314.74	7.72
17 de noviembre de 2012	575.00	2429.47	314.74	7.72
23 de noviembre de 2012	575.00	2429.47	314.74	7.72
29 de noviembre de 2012	575.00	2429.47	314.74	7.72
5 de diciembre de 2012	575.00	2429.47	314.74	7.72
11 de diciembre de 2012	575.00	2429.47	314.74	7.72
17 de diciembre de 2012	575.00	2429.47	314.74	7.72
23 de diciembre de 2012	575.00	2429.47	314.74	7.72
29 de diciembre de 2012	575.00	2429.47	314.74	7.72

Fecha	Elevación	Fuerza Resistente (MN)	F.Actuante (MN)	Factor de Seguridad
1 de agosto de 2012	488.30	2147.47	155.38	13.82
7 de agosto de 2012	495.63	2203.87	168.58	13.07
13 de agosto de 2012	502.52	2260.27	181.04	12.48
19 de agosto de 2012	508.95	2316.67	192.70	12.02
25 de agosto de 2012	514.90	2373.07	203.53	11.66
31 de agosto de 2012	520.37	2429.47	213.51	11.38
6 de septiembre de 2012	525.34	2429.47	222.61	10.91
12 de septiembre de 2012	529.82	2429.47	230.83	10.52
18 de septiembre de 2012	533.82	2429.47	238.17	10.20
24 de septiembre de 2012	537.33	2429.47	244.65	9.93
30 de septiembre de 2012	540.39	2429.47	250.28	9.71
6 de octubre de 2012	542.99	2429.47	255.10	9.52
12 de octubre de 2012	545.18	2429.47	259.15	9.37
18 de octubre de 2012	546.98	2429.47	262.48	9.26
24 de octubre de 2012	548.43	2429.47	265.15	9.16
30 de octubre de 2012	549.55	2429.47	267.24	9.09
5 de noviembre de 2012	550.40	2429.47	268.82	9.04
11 de noviembre de 2012	551.03	2429.47	269.98	9.00
17 de noviembre de 2012	551.48	2429.47	270.82	8.97
23 de noviembre de 2012	551.82	2429.47	271.46	8.95
29 de noviembre de 2012	552.12	2429.47	272.00	8.93
5 de diciembre de 2012	552.43	2429.47	272.58	8.91
11 de diciembre de 2012	552.83	2429.47	273.34	8.89
17 de diciembre de 2012	553.41	2429.47	274.41	8.85
23 de diciembre de 2012	554.24	2429.47	275.95	8.80
29 de diciembre de 2012	555.41	2429.47	278.13	8.74

Revisión de la Estabilidad de los Tapones Estructurales para el Cierre del 01 de Mayo 2012.

Fecha	Fuerza Actuante (MN) Tapón T1		Fuerza Actuante (MN) Tapón T2		Tapón T1	Tapón T2
	Prob. 84%	Prob. 50%	Prob. 84%	Prob. 50%	Fuerza Resistente (MN)	Fuerza Resistente (MN)
28 de noviembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	198.37	0.00
5 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	396.75	0.00
12 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	595.12	0.00
19 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	793.49	0.00
26 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	831.15	0.00
2 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	868.80	0.00
9 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	906.45	0.00
16 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	944.10	0.00
20 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	966.69	0.00
23 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	983.75	0.00
30 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1026.40	0.00
6 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1069.05	0.00
13 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1111.70	0.00
20 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1154.36	0.00
27 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1197.01	0.00
1 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1230.58	0.00
5 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1239.66	0.00
12 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1282.31	0.00
18 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1324.96	0.00
25 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1367.61	0.00
1 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1410.26	0.00
8 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1452.91	0.00
12 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1478.50	0.00
15 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1498.81	0.00
22 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1549.59	0.00
29 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1600.36	0.00
1 de mayo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1619.72	150.61
6 de mayo de 2012	11.66	7.81	0.00	0.00	1651.14	150.61
13 de mayo de 2012	33.62	25.08	31.26	21.95	1701.91	150.61
20 de mayo de 2012	49.59	38.19	45.81	21.95	1752.69	188.26
25 de mayo de 2012	58.69	45.99	45.81	45.81	1797.80	225.91
26 de junio de 2012	109.63	92.04	100.04	82.83	1809.08	424.17
2 de julio de 2012	121.44	102.42	113.14	94.38	1865.48	466.82
8 de julio de 2012	134.31	113.55	127.60	106.90	1921.88	509.47
14 de julio de 2012	148.12	125.33	143.26	120.25	1978.28	509.47
20 de julio de 2012	162.69	137.62	159.87	134.22	2034.68	577.71
26 de julio de 2012	177.78	150.22	177.05	148.53	2091.08	598.02
1 de agosto de 2012	193.13	162.93	194.41	162.87	2147.47	648.80
7 de agosto de 2012	208.42	175.54	211.51	176.94	2203.87	699.57
13 de agosto de 2012	223.38	187.83	211.51	176.94	2260.27	750.34
19 de agosto de 2012	237.72	199.60	227.95	190.42	2316.67	801.12

Tapón Estructural 1 (Prob. 84%, Año Húmedo)

<i>Fecha</i>	<i>Elevación</i>	<i>Fuerza Resistente (MN)</i>	<i>F.Actuante (MN)</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
28 de noviembre de 2011	397.13	198.37	0.00	---
5 de diciembre de 2011	397.13	396.75	0.00	---
12 de diciembre de 2011	397.13	595.12	0.00	---
19 de diciembre de 2011	397.13	793.49	0.00	---
26 de diciembre de 2011	397.13	831.15	0.00	---
2 de enero de 2012	397.13	868.80	0.00	---
9 de enero de 2012	397.13	906.45	0.00	---
16 de enero de 2012	397.13	944.10	0.00	---
20 de enero de 2012	397.13	966.69	0.00	---
23 de enero de 2012	397.13	983.75	0.00	---
30 de enero de 2012	397.13	1026.40	0.00	---
6 de febrero de 2012	397.13	1069.05	0.00	---
13 de febrero de 2012	397.13	1111.70	0.00	---
20 de febrero de 2012	397.13	1154.36	0.00	---
27 de febrero de 2012	397.13	1197.01	0.00	---
1 de marzo de 2012	397.13	1230.58	0.00	---
5 de marzo de 2012	397.13	1239.66	0.00	---
12 de marzo de 2012	397.13	1282.31	0.00	---
18 de marzo de 2012	397.13	1324.96	0.00	---
25 de marzo de 2012	397.13	1367.61	0.00	---
1 de abril de 2012	397.13	1410.26	0.00	---
8 de abril de 2012	397.13	1452.91	0.00	---
12 de abril de 2012	397.13	1478.50	0.00	---
15 de abril de 2012	397.13	1498.81	0.00	---
22 de abril de 2012	397.13	1549.59	0.00	---
29 de abril de 2012	397.13	1600.36	0.00	---
1 de mayo de 2012	397.13	1619.72	0.00	---
6 de mayo de 2012	406.66	1651.14	11.66	141.65
13 de mayo de 2012	419.36	1701.91	33.62	50.63
20 de mayo de 2012	428.55	1752.69	49.59	35.34
25 de mayo de 2012	433.76	1797.80	58.69	30.63
26 de junio de 2012	462.69	1809.08	109.63	16.50
2 de julio de 2012	469.33	1865.48	121.44	15.36
8 de julio de 2012	476.55	1921.88	134.31	14.31
14 de julio de 2012	484.26	1978.28	148.12	13.36
20 de julio de 2012	492.36	2034.68	162.69	12.51
26 de julio de 2012	500.72	2091.08	177.78	11.76
1 de agosto de 2012	509.18	2147.47	193.13	11.12
7 de agosto de 2012	517.58	2203.87	208.42	10.57
13 de agosto de 2012	525.76	2260.27	223.38	10.12
19 de agosto de 2012	533.57	2316.67	237.72	9.75

Tapón Estructural 1 (Prob. 50%, Año Medio)

<i>Fecha</i>	<i>Elevación</i>	<i>Fuerza Resistente (MN)</i>	<i>F.Actuante (MN)</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
28 de noviembre de 2011	397.11	198.37	0.00	---
5 de diciembre de 2011	397.11	396.75	0.00	---
12 de diciembre de 2011	397.11	595.12	0.00	---
19 de diciembre de 2011	397.11	793.49	0.00	---
26 de diciembre de 2011	397.11	831.15	0.00	---
2 de enero de 2012	397.11	868.80	0.00	---
9 de enero de 2012	397.11	906.45	0.00	---
16 de enero de 2012	397.11	944.10	0.00	---
20 de enero de 2012	397.11	966.69	0.00	---
23 de enero de 2012	397.11	983.75	0.00	---
30 de enero de 2012	397.11	1026.40	0.00	---
6 de febrero de 2012	397.11	1069.05	0.00	---
13 de febrero de 2012	397.11	1111.70	0.00	---
20 de febrero de 2012	397.11	1154.36	0.00	---
27 de febrero de 2012	397.11	1197.01	0.00	---
1 de marzo de 2012	397.11	1230.58	0.00	---
5 de marzo de 2012	397.11	1239.66	0.00	---
12 de marzo de 2012	397.11	1282.31	0.00	---
18 de marzo de 2012	397.11	1324.96	0.00	---
25 de marzo de 2012	397.11	1367.61	0.00	---
1 de abril de 2012	397.11	1410.26	0.00	---
8 de abril de 2012	397.11	1452.91	0.00	---
12 de abril de 2012	397.11	1478.50	0.00	---
15 de abril de 2012	397.11	1498.81	0.00	---
22 de abril de 2012	397.11	1549.59	0.00	---
29 de abril de 2012	397.11	1600.36	0.00	---
1 de mayo de 2012	397.11	1619.72	0.00	---
6 de mayo de 2012	404.42	1651.14	7.81	211.40
13 de mayo de 2012	414.43	1701.91	25.08	67.86
20 de mayo de 2012	422.00	1752.69	38.19	45.89
25 de mayo de 2012	426.49	1797.80	45.99	39.09
26 de junio de 2012	452.75	1809.08	92.04	19.65
2 de julio de 2012	458.62	1865.48	102.42	18.21
8 de julio de 2012	464.90	1921.88	113.55	16.92
14 de julio de 2012	471.52	1978.28	125.33	15.78
20 de julio de 2012	478.40	2034.68	137.62	14.79
26 de julio de 2012	485.43	2091.08	150.22	13.92
1 de agosto de 2012	492.50	2147.47	162.93	13.18
7 de agosto de 2012	499.48	2203.87	175.54	12.56
13 de agosto de 2012	506.26	2260.27	187.83	12.03
19 de agosto de 2012	512.74	2316.67	199.60	11.61

Tapón Estructural 2 (Prob. 84%, Año Húmedo)

<i>Fecha</i>	<i>Elevación</i>	<i>Fuerza Resistente (MN)</i>	<i>F.Actuante (MN)</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
1 de mayo de 2012	397.13	150.61	0.00	—
14 de mayo de 2012	421.70	188.26	31.26	6.02
21 de mayo de 2012	430.08	225.91	45.81	4.93
28 de mayo de 2012	436.72	263.56	57.39	4.59
3 de junio de 2012	442.56	301.21	67.60	4.46
10 de junio de 2012	448.27	338.87	77.63	4.37
17 de junio de 2012	454.32	381.52	88.28	4.32
23 de junio de 2012	459.59	415.64	97.58	4.26
24 de junio de 2012	460.98	424.17	100.04	4.24
1 de julio de 2012	468.37	466.82	113.14	4.13
7 de julio de 2012	476.49	509.47	127.60	3.99
14 de julio de 2012	485.25	552.12	143.26	3.85
18 de julio de 2012	490.75	577.71	153.14	3.77
21 de julio de 2012	494.50	598.02	159.87	3.74
28 de julio de 2012	504.02	648.80	177.05	3.66
4 de agosto de 2012	513.59	699.57	194.41	3.60
10 de agosto de 2012	522.98	750.34	211.51	3.55
17 de agosto de 2012	531.95	801.12	227.95	3.51
21 de agosto de 2012	537.05	831.58	237.32	3.50
24 de agosto de 2012	540.31	854.14	243.33	3.51
31 de agosto de 2012	547.90	910.54	257.32	3.54
7 de septiembre de 2012	554.57	966.94	269.68	3.59
13 de septiembre de 2012	560.24	1023.34	280.23	3.65
20 de septiembre de 2012	564.89	1079.74	288.89	3.74
27 de septiembre de 2012	568.52	1136.14	295.67	3.84
4 de octubre de 2012	571.21	1192.53	300.69	3.97
11 de octubre de 2012	573.04	1248.93	304.13	4.11
17 de octubre de 2012	574.17	1305.33	306.24	4.26
24 de octubre de 2012	574.72	1356.09	307.27	4.41
30 de octubre de 2012	574.96	1356.09	307.71	4.41
5 de noviembre de 2012	575.02	1356.09	307.83	4.41
11 de noviembre de 2012	575.02	1356.09	307.83	4.41
17 de noviembre de 2012	575.02	1356.09	307.83	4.41
23 de noviembre de 2012	575.02	1356.09	307.83	4.41
29 de noviembre de 2012	575.02	1356.09	307.83	4.41
5 de diciembre de 2012	575.02	1356.09	307.83	4.41
11 de diciembre de 2012	575.02	1356.09	307.83	4.41
17 de diciembre de 2012	575.02	1356.09	307.83	4.41
23 de diciembre de 2012	575.02	1356.09	307.83	4.41
29 de diciembre de 2012	575.02	1356.09	307.83	4.41

Tapón Estructural 2 (Prob. 50%, Año Húmedo)

<i>Fecha</i>	<i>Elevación</i>	<i>Fuerza Resistente (MN)</i>	<i>F.Actuante (MN)</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
1 de mayo de 2012	397.11	150.61	0.00	—
14 de mayo de 2012	416.33	188.26	21.95	8.58
21 de mayo de 2012	423.30	225.91	34.03	6.64
28 de mayo de 2012	429.10	263.56	44.11	5.98
3 de junio de 2012	434.40	301.21	53.34	5.65
10 de junio de 2012	439.66	338.87	62.53	5.42
17 de junio de 2012	445.21	381.52	72.26	5.28
23 de junio de 2012	449.98	415.64	80.64	5.15
24 de junio de 2012	451.22	424.17	82.83	5.12
1 de julio de 2012	457.78	466.82	94.38	4.95
7 de julio de 2012	464.85	509.47	106.90	4.77
14 de julio de 2012	472.37	552.12	120.25	4.59
18 de julio de 2012	477.04	577.71	128.57	4.49
21 de julio de 2012	480.20	598.02	134.22	4.46
28 de julio de 2012	488.19	648.80	148.53	4.37
4 de agosto de 2012	496.16	699.57	162.87	4.30
10 de agosto de 2012	503.95	750.34	176.94	4.24
17 de agosto de 2012	511.40	801.12	190.42	4.21
21 de agosto de 2012	515.63	831.58	198.13	4.20
24 de agosto de 2012	518.34	854.14	203.07	4.21
31 de agosto de 2012	524.68	910.54	214.63	4.24
7 de septiembre de 2012	530.32	966.94	224.96	4.30
13 de septiembre de 2012	535.22	1023.34	233.94	4.37
20 de septiembre de 2012	539.35	1079.74	241.55	4.47
27 de septiembre de 2012	542.74	1136.14	247.80	4.58
4 de octubre de 2012	545.46	1192.53	252.81	4.72
11 de octubre de 2012	547.58	1248.93	256.73	4.86
17 de octubre de 2012	549.21	1305.33	259.76	5.03
24 de octubre de 2012	550.37	1356.09	261.91	5.18
30 de octubre de 2012	551.33	1356.09	263.67	5.14
5 de noviembre de 2012	552.18	1356.09	265.26	5.11
11 de noviembre de 2012	553.01	1356.09	266.80	5.08
17 de noviembre de 2012	553.89	1356.09	268.42	5.05
23 de noviembre de 2012	554.83	1356.09	270.17	5.02
29 de noviembre de 2012	555.83	1356.09	272.03	4.99
5 de diciembre de 2012	556.85	1356.09	273.91	4.95
11 de diciembre de 2012	557.75	1356.09	275.60	4.92
17 de diciembre de 2012	558.36	1356.09	276.73	4.90
23 de diciembre de 2012	558.39	1356.09	276.79	4.90
29 de diciembre de 2012	557.47	1356.09	275.08	4.93

Fecha	Fuerza Actuante (MN) Tapón T1		Fuerza Actuante (MN) Tapón T2		Tapón T1	Tapón T2
	Prob. 84%	Prob. 50%	Prob. 84%	Prob. 50%	Fuerza Resistente (MN)	Fuerza Resistente (MN)
25 de agosto de 2012	251.19	210.67	243.33	203.07	2373.07	854.14
31 de agosto de 2012	263.55	220.89	257.32	214.63	2429.47	854.14
6 de septiembre de 2012	274.65	230.15	269.68	224.96	2429.47	910.54
12 de septiembre de 2012	284.34	238.36	280.23	233.94	2429.47	966.94
18 de septiembre de 2012	292.57	245.50	280.23	233.94	2429.47	1023.34
24 de septiembre de 2012	299.32	251.57	288.89	241.55	2429.47	1079.74
30 de septiembre de 2012	304.64	256.62	295.67	247.80	2429.47	1136.14
6 de octubre de 2012	308.62	260.74	300.69	252.81	2429.47	1192.53
12 de octubre de 2012	311.42	264.03	304.13	256.73	2429.47	1248.93
18 de octubre de 2012	313.21	266.66	306.24	259.76	2429.47	1305.33
24 de octubre de 2012	314.21	268.77	307.27	261.91	2429.47	1356.09
30 de octubre de 2012	314.65	270.53	307.71	263.67	2429.47	1356.09
5 de noviembre de 2012	314.77	272.12	307.83	265.26	2429.47	1356.09
11 de noviembre de 2012	314.77	273.67	307.83	266.80	2429.47	1356.09
17 de noviembre de 2012	314.77	275.29	307.83	268.42	2429.47	1356.09
23 de noviembre de 2012	314.77	277.04	307.83	270.17	2429.47	1356.09
29 de noviembre de 2012	314.77	278.91	307.83	272.03	2429.47	1356.09
5 de diciembre de 2012	314.77	280.80	307.83	273.91	2429.47	1356.09
11 de diciembre de 2012	314.77	282.48	307.83	275.60	2429.47	1356.09
17 de diciembre de 2012	314.77	283.61	307.83	276.73	2429.47	1356.09
23 de diciembre de 2012	314.77	283.67	307.83	276.79	2429.47	1356.09
29 de diciembre de 2012	314.77	281.96	307.83	275.08	2429.47	1356.09

Fecha	Elevación	Fuerza Resistente (MN)	F.Actuante (MN)	Factor de Seguridad
25 de agosto de 2012	540.88	2373.07	251.19	9.45
31 de agosto de 2012	547.56	2429.47	263.55	9.22
6 de septiembre de 2012	553.54	2429.47	274.65	8.85
12 de septiembre de 2012	558.75	2429.47	284.34	8.54
18 de septiembre de 2012	563.16	2429.47	292.57	8.30
24 de septiembre de 2012	566.78	2429.47	299.32	8.12
30 de septiembre de 2012	569.62	2429.47	304.64	7.97
6 de octubre de 2012	571.74	2429.47	308.62	7.87
12 de octubre de 2012	573.23	2429.47	311.42	7.80
18 de octubre de 2012	574.19	2429.47	313.21	7.76
24 de octubre de 2012	574.72	2429.47	314.21	7.73
30 de octubre de 2012	574.96	2429.47	314.65	7.72
5 de noviembre de 2012	575.02	2429.47	314.77	7.72
11 de noviembre de 2012	575.02	2429.47	314.77	7.72
17 de noviembre de 2012	575.02	2429.47	314.77	7.72
23 de noviembre de 2012	575.02	2429.47	314.77	7.72
29 de noviembre de 2012	575.02	2429.47	314.77	7.72
5 de diciembre de 2012	575.02	2429.47	314.77	7.72
11 de diciembre de 2012	575.02	2429.47	314.77	7.72
17 de diciembre de 2012	575.02	2429.47	314.77	7.72
23 de diciembre de 2012	575.02	2429.47	314.77	7.72
29 de diciembre de 2012	575.02	2429.47	314.77	7.72

Fecha	Elevación	Fuerza Resistente (MN)	F.Actuante (MN)	Factor de Seguridad
25 de agosto de 2012	518.81	2373.07	210.67	11.26
31 de agosto de 2012	524.40	2429.47	220.89	11.00
6 de septiembre de 2012	529.45	2429.47	230.15	10.56
12 de septiembre de 2012	533.92	2429.47	238.36	10.19
18 de septiembre de 2012	537.80	2429.47	245.50	9.90
24 de septiembre de 2012	541.09	2429.47	251.57	9.66
30 de septiembre de 2012	543.82	2429.47	256.62	9.47
6 de octubre de 2012	546.04	2429.47	260.74	9.32
12 de octubre de 2012	547.82	2429.47	264.03	9.20
18 de octubre de 2012	549.24	2429.47	266.66	9.11
24 de octubre de 2012	550.37	2429.47	268.77	9.04
30 de octubre de 2012	551.33	2429.47	270.53	8.98
5 de noviembre de 2012	552.18	2429.47	272.12	8.93
11 de noviembre de 2012	553.01	2429.47	273.67	8.88
17 de noviembre de 2012	553.89	2429.47	275.29	8.83
23 de noviembre de 2012	554.83	2429.47	277.04	8.77
29 de noviembre de 2012	555.83	2429.47	278.91	8.71
5 de diciembre de 2012	556.85	2429.47	280.80	8.65
11 de diciembre de 2012	557.75	2429.47	282.48	8.60
17 de diciembre de 2012	558.36	2429.47	283.61	8.57
23 de diciembre de 2012	558.39	2429.47	283.67	8.56
29 de diciembre de 2012	557.47	2429.47	281.96	8.62

Revisión de la Estabilidad de los Tapones Estructurales para el Cierre del 01 de Marzo 2012.

Fecha	Fuerza Actuante (MN) Tapón T1		Fuerza Actuante (MN) Tapón T2		Tapón T1	Tapón T2
	Prob. 84%	Prob. 50%	Prob. 84%	Prob. 50%	Fuerza Resistente (MN)	Fuerza Resistente (MN)
28 de noviembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	198.37	0.00
5 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	396.75	0.00
12 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	595.12	0.00
19 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	793.49	0.00
26 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	831.15	0.00
2 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	868.80	0.00
9 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	906.45	0.00
16 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	944.10	0.00
20 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	966.69	0.00
23 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	983.75	0.00
30 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1026.40	0.00
6 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1069.05	0.00
13 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1111.70	0.00
20 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1154.36	0.00
27 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1197.01	0.00
1 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	1230.58	150.61
5 de marzo de 2012	9.52	6.56	0.00	0.00	1239.66	150.61
12 de marzo de 2012	31.24	26.41	0.00	0.00	1282.31	150.61
18 de marzo de 2012	46.45	39.66	31.74	26.11	1324.96	188.26
25 de marzo de 2012	60.80	51.53	47.36	39.40	1367.61	225.91
1 de abril de 2012	72.08	60.34	59.79	49.41	1410.26	263.56
8 de abril de 2012	80.89	66.87	69.60	56.89	1452.91	301.21
12 de abril de 2012	85.03	69.84	77.31	62.50	1478.50	338.87
15 de abril de 2012	87.79	71.79	77.31	62.50	1498.81	338.87
22 de abril de 2012	93.31	75.69	83.43	66.82	1549.59	381.52
29 de abril de 2012	97.91	79.06	88.41	70.37	1600.36	424.17
1 de mayo de 2012	99.12	79.99	88.41	70.37	1619.72	424.17
6 de mayo de 2012	102.04	82.33	92.68	73.56	1651.14	466.82
13 de mayo de 2012	106.06	85.85	96.61	76.77	1701.91	509.47
20 de mayo de 2012	110.33	89.86	103.02	82.63	1752.69	577.71
25 de mayo de 2012	113.68	93.16	104.77	84.32	1797.80	598.02
26 de junio de 2012	146.46	125.19	137.79	116.69	1809.08	854.14
2 de julio de 2012	155.36	133.35	147.66	125.79	1865.48	910.54
8 de julio de 2012	165.18	142.10	147.66	125.79	1921.88	910.54
14 de julio de 2012	175.89	151.35	158.71	135.64	1978.28	966.94
20 de julio de 2012	187.44	161.02	170.90	146.15	2034.68	1023.34
26 de julio de 2012	199.73	171.00	184.14	157.16	2091.08	1079.74
1 de agosto de 2012	212.65	181.18	198.30	168.54	2147.47	1136.14
7 de agosto de 2012	226.06	191.44	213.19	180.11	2203.87	1192.53

Tapón Estructural 1 (Prob. 84%, Año Húmedo)

<i>Fecha</i>	<i>Elevación</i>	<i>Fuerza Resistente (MN)</i>	<i>F.Actuante (MN)</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
28 de noviembre de 2011	396.93	198.37	0.00	---
5 de diciembre de 2011	396.93	396.75	0.00	---
12 de diciembre de 2011	396.93	595.12	0.00	---
19 de diciembre de 2011	396.93	793.49	0.00	---
26 de diciembre de 2011	396.93	831.15	0.00	---
2 de enero de 2012	396.93	868.80	0.00	---
9 de enero de 2012	396.93	906.45	0.00	---
16 de enero de 2012	396.93	944.10	0.00	---
20 de enero de 2012	396.93	966.69	0.00	---
23 de enero de 2012	396.93	983.75	0.00	---
30 de enero de 2012	396.93	1026.40	0.00	---
6 de febrero de 2012	396.93	1069.05	0.00	---
13 de febrero de 2012	396.93	1111.70	0.00	---
20 de febrero de 2012	396.93	1154.36	0.00	---
27 de febrero de 2012	396.93	1197.01	0.00	---
1 de marzo de 2012	396.93	1230.58	0.00	---
5 de marzo de 2012	405.42	1239.66	9.52	130.27
12 de marzo de 2012	417.99	1282.31	31.24	41.05
18 de marzo de 2012	426.75	1324.96	46.45	28.53
25 de marzo de 2012	434.97	1367.61	60.80	22.50
1 de abril de 2012	441.41	1410.26	72.08	19.57
8 de abril de 2012	446.42	1452.91	80.89	17.96
12 de abril de 2012	448.78	1478.50	85.03	17.39
15 de abril de 2012	450.34	1498.81	87.79	17.07
22 de abril de 2012	453.47	1549.59	93.31	16.61
29 de abril de 2012	456.07	1600.36	97.91	16.34
1 de mayo de 2012	456.76	1619.72	99.12	16.34
6 de mayo de 2012	458.40	1651.14	102.04	16.18
13 de mayo de 2012	460.68	1701.91	106.06	16.05
20 de mayo de 2012	463.08	1752.69	110.33	15.89
25 de mayo de 2012	464.97	1797.80	113.68	15.81
26 de junio de 2012	483.34	1809.08	146.46	12.35
2 de julio de 2012	488.29	1865.48	155.36	12.01
8 de julio de 2012	493.74	1921.88	165.18	11.64
14 de julio de 2012	499.68	1978.28	175.89	11.25
20 de julio de 2012	506.05	2034.68	187.44	10.86
26 de julio de 2012	512.81	2091.08	199.73	10.47
1 de agosto de 2012	519.90	2147.47	212.65	10.10
7 de agosto de 2012	527.22	2203.87	226.06	9.75

Tapón Estructural 1 (Prob. 50%, Año Medio)

<i>Fecha</i>	<i>Elevación</i>	<i>Fuerza Resistente (MN)</i>	<i>F.Actuante (MN)</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
28 de noviembre de 2011	395.94	198.37	0.00	---
5 de diciembre de 2011	395.94	396.75	0.00	---
12 de diciembre de 2011	395.94	595.12	0.00	---
19 de diciembre de 2011	395.94	793.49	0.00	---
26 de diciembre de 2011	395.94	831.15	0.00	---
2 de enero de 2012	395.94	868.80	0.00	---
9 de enero de 2012	395.94	906.45	0.00	---
16 de enero de 2012	395.94	944.10	0.00	---
20 de enero de 2012	395.94	966.69	0.00	---
23 de enero de 2012	395.94	983.75	0.00	---
30 de enero de 2012	395.94	1026.40	0.00	---
6 de febrero de 2012	395.94	1069.05	0.00	---
13 de febrero de 2012	395.94	1111.70	0.00	---
20 de febrero de 2012	395.94	1154.36	0.00	---
27 de febrero de 2012	395.94	1197.01	0.00	---
1 de marzo de 2012	395.64	1230.58	0.00	---
5 de marzo de 2012	403.70	1239.66	6.56	189.10
12 de marzo de 2012	415.20	1282.31	26.41	48.55
18 de marzo de 2012	422.84	1324.96	39.66	33.41
25 de marzo de 2012	429.66	1367.61	51.53	26.54
1 de abril de 2012	434.71	1410.26	60.34	23.37
8 de abril de 2012	438.44	1452.91	66.87	21.73
12 de abril de 2012	440.13	1478.50	69.84	21.17
15 de abril de 2012	441.25	1498.81	71.79	20.88
22 de abril de 2012	443.47	1549.59	75.69	20.47
29 de abril de 2012	445.38	1600.36	79.06	20.24
1 de mayo de 2012	445.91	1619.72	79.99	20.25
6 de mayo de 2012	447.24	1651.14	82.33	20.05
13 de mayo de 2012	449.24	1701.91	85.85	19.83
20 de mayo de 2012	451.52	1752.69	89.86	19.50
25 de mayo de 2012	453.39	1797.80	93.16	19.30
26 de junio de 2012	471.44	1809.08	125.19	14.45
2 de julio de 2012	476.01	1865.48	133.35	13.99
8 de julio de 2012	480.90	1921.88	142.10	13.53
14 de julio de 2012	486.06	1978.28	151.35	13.07
20 de julio de 2012	491.44	2034.68	161.02	12.64
26 de julio de 2012	496.97	2091.08	171.00	12.23
1 de agosto de 2012	502.60	2147.47	181.18	11.85
7 de agosto de 2012	508.26	2203.87	191.44	11.51

Tapón Estructural 2 (Prob. 84%, Año Húmedo)

<i>Fecha</i>	<i>Elevación</i>	<i>Fuerza Resistente (MN)</i>	<i>F.Actuante (MN)</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
1 de marzo de 2012	396.93	150.61	0.00	---
14 de marzo de 2012	421.98	188.26	31.74	5.93
21 de marzo de 2012	430.97	225.91	47.36	4.77
28 de marzo de 2012	438.09	263.56	59.79	4.41
3 de abril de 2012	443.70	301.21	69.60	4.33
10 de abril de 2012	448.09	338.87	77.31	4.38
17 de abril de 2012	451.57	381.52	83.43	4.57
23 de abril de 2012	453.87	415.64	87.49	4.75
24 de abril de 2012	454.39	424.17	88.41	4.80
1 de mayo de 2012	456.81	466.82	92.68	5.04
7 de mayo de 2012	459.04	509.47	96.61	5.27
14 de mayo de 2012	461.26	552.12	100.54	5.49
18 de mayo de 2012	462.66	577.71	103.02	5.61
21 de mayo de 2012	463.65	598.02	104.77	5.71
28 de mayo de 2012	466.34	648.80	109.55	5.92
4 de junio de 2012	469.47	699.57	115.09	6.08
10 de junio de 2012	473.11	750.34	121.57	6.17
17 de junio de 2012	477.34	801.12	129.11	6.20
21 de junio de 2012	480.17	831.58	134.18	6.20
24 de junio de 2012	482.19	854.14	137.79	6.20
1 de julio de 2012	487.70	910.54	147.66	6.17
8 de julio de 2012	493.85	966.94	158.71	6.09
14 de julio de 2012	500.61	1023.34	170.90	5.99
21 de julio de 2012	507.93	1079.74	184.14	5.86
28 de julio de 2012	515.73	1136.14	198.30	5.73
4 de agosto de 2012	523.89	1192.53	213.19	5.59
11 de agosto de 2012	532.30	1248.93	228.59	5.46
17 de agosto de 2012	540.80	1305.33	244.22	5.34
24 de agosto de 2012	548.37	1356.09	258.20	5.25
31 de agosto de 2012	556.76	1356.09	273.75	4.95
6 de septiembre de 2012	563.53	1356.09	286.36	4.74
12 de septiembre de 2012	569.73	1356.09	297.94	4.55
18 de septiembre de 2012	575.18	1356.09	308.14	4.40

Tapón Estructural 2 (Prob. 50%, Año Húmedo)

<i>Fecha</i>	<i>Elevación</i>	<i>Fuerza Resistente (MN)</i>	<i>F.Actuante (MN)</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
1 de marzo de 2012	395.64	150.61	0.00	—
14 de marzo de 2012	418.73	188.26	26.11	7.21
21 de marzo de 2012	426.39	225.91	39.40	5.73
28 de marzo de 2012	432.15	263.56	49.41	5.33
3 de abril de 2012	436.43	301.21	56.89	5.29
10 de abril de 2012	439.64	338.87	62.50	5.42
17 de abril de 2012	442.11	381.52	66.82	5.71
23 de abril de 2012	443.75	415.64	69.70	5.96
24 de abril de 2012	444.13	424.17	70.37	6.03
1 de mayo de 2012	445.95	466.82	73.56	6.35
7 de mayo de 2012	447.78	509.47	76.77	6.64
14 de mayo de 2012	449.78	552.12	80.28	6.88
18 de mayo de 2012	451.11	577.71	82.63	6.99
21 de mayo de 2012	452.07	598.02	84.32	7.09
28 de mayo de 2012	454.76	648.80	89.06	7.28
4 de junio de 2012	457.91	699.57	94.62	7.39
10 de junio de 2012	461.56	750.31	101.07	7.42
17 de junio de 2012	465.71	801.12	108.43	7.39
21 de junio de 2012	468.45	831.58	113.28	7.34
24 de junio de 2012	470.36	854.14	116.69	7.32
1 de julio de 2012	475.47	910.54	125.79	7.24
8 de julio de 2012	480.99	966.94	135.64	7.13
14 de julio de 2012	486.86	1023.34	146.15	7.00
21 de julio de 2012	492.99	1079.74	157.16	6.87
28 de julio de 2012	499.31	1136.14	168.54	6.74
4 de agosto de 2012	505.71	1192.53	180.11	6.62
11 de agosto de 2012	512.09	1248.93	191.69	6.52
17 de agosto de 2012	518.37	1305.33	203.11	6.43
24 de agosto de 2012	523.84	1356.09	213.09	6.36
31 de agosto de 2012	529.80	1356.09	224.00	6.05
6 de septiembre de 2012	534.58	1356.09	232.78	5.83
12 de septiembre de 2012	539.01	1356.09	240.92	5.63
18 de septiembre de 2012	543.03	1356.09	248.33	5.46
24 de septiembre de 2012	546.60	1356.09	254.93	5.32
30 de septiembre de 2012	549.70	1356.09	260.66	5.20
6 de octubre de 2012	552.30	1356.09	265.47	5.11
12 de octubre de 2012	554.39	1356.09	269.36	5.03
18 de octubre de 2012	556.00	1356.09	272.34	4.98

Fecha	Fuerza Actuante (MN) Tapón T1		Fuerza Actuante (MN) Tapón T2		Tapón T1	Tapón T2
	Prob. 84%	Prob. 50%	Prob. 84%	Prob. 50%	Fuerza Resistente (MN)	Fuerza Resistente (MN)
13 de agosto de 2012	239.78	201.66	228.59	191.69	2260.27	1248.93
19 de agosto de 2012	253.62	211.71	244.22	203.11	2316.67	1305.33
25 de agosto de 2012	267.32	221.46	258.20	213.09	2373.07	1356.09
31 de agosto de 2012	280.64	230.79	273.75	224.00	2429.47	1356.09
6 de septiembre de 2012	293.26	239.59	286.36	232.78	2429.47	1356.09
12 de septiembre de 2012	304.86	247.74	297.94	240.92	2429.47	1356.09
18 de septiembre de 2012	315.08	255.17	308.14	248.33	2429.47	1356.09
24 de septiembre de 2012	315.08	261.78	308.14	254.93	2429.47	1356.09
30 de septiembre de 2012	315.08	267.51	308.14	260.66	2429.47	1356.09
6 de octubre de 2012	315.08	272.34	308.14	265.47	2429.47	1356.09
12 de octubre de 2012	315.08	276.23	308.14	269.36	2429.47	1356.09
18 de octubre de 2012	315.08	279.21	308.14	272.34	2429.47	1356.09
24 de octubre de 2012	315.08	281.32	308.14	274.44	2429.47	1356.09
30 de octubre de 2012	315.08	282.62	308.14	275.74	2429.47	1356.09
5 de noviembre de 2012	315.08	283.24	308.14	276.35	2429.47	1356.09
11 de noviembre de 2012	315.08	283.31	308.14	276.42	2429.47	1356.09
17 de noviembre de 2012	315.08	283.02	308.14	276.14	2429.47	1356.09
23 de noviembre de 2012	315.08	282.61	308.14	275.72	2429.47	1356.09
29 de noviembre de 2012	315.08	282.34	308.14	275.45	2429.47	1356.09
5 de diciembre de 2012	315.08	282.54	308.14	275.65	2429.47	1356.09
11 de diciembre de 2012	315.08	283.58	308.14	276.70	2429.47	1356.09
17 de diciembre de 2012	315.08	285.90	308.14	279.01	2429.47	1356.09
23 de diciembre de 2012	315.08	289.97	308.14	283.07	2429.47	1356.09
29 de diciembre de 2012	315.08	296.34	308.14	289.43	2429.47	1356.09
4 de enero de 2013	315.08	305.64	308.14	298.72	2429.47	1356.09
8 de enero de 2013	315.08	314.95	308.14	308.00	2429.47	1356.09

Fecha	Elevación	Fuerza Resistente (MN)	F.Actuante (MN)	Factor de Seguridad
13 de agosto de 2012	534.69	2260.27	239.78	9.43
19 de agosto de 2012	542.19	2316.67	253.62	9.13
25 de agosto de 2012	549.59	2373.07	267.32	8.88
31 de agosto de 2012	556.76	2429.47	280.64	8.66
6 de septiembre de 2012	563.53	2429.47	293.26	8.28
12 de septiembre de 2012	569.73	2429.47	304.86	7.97
18 de septiembre de 2012	575.18	2429.47	315.08	7.71
24 de septiembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
30 de septiembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
6 de octubre de 2012		2429.47	315.08	7.71
12 de octubre de 2012		2429.47	315.08	7.71
18 de octubre de 2012		2429.47	315.08	7.71
24 de octubre de 2012		2429.47	315.08	7.71
30 de octubre de 2012		2429.47	315.08	7.71
5 de noviembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
11 de noviembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
17 de noviembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
23 de noviembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
29 de noviembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
5 de diciembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
11 de diciembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
17 de diciembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
23 de diciembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
29 de diciembre de 2012		2429.47	315.08	7.71
4 de enero de 2013		2429.47	315.08	7.71
8 de enero de 2013		2429.47	315.08	7.71

Fecha	Elevación	Fuerza Resistente (MN)	F.Actuante (MN)	Factor de Seguridad
13 de agosto de 2012	513.87	2260.27	201.66	11.21
19 de agosto de 2012	519.38	2316.67	211.71	10.94
25 de agosto de 2012	524.71	2373.07	221.46	10.72
31 de agosto de 2012	529.80	2429.47	230.79	10.53
6 de septiembre de 2012	534.58	2429.47	239.59	10.14
12 de septiembre de 2012	539.01	2429.47	247.74	9.81
18 de septiembre de 2012	543.03	2429.47	255.17	9.52
24 de septiembre de 2012	546.60	2429.47	261.78	9.28
30 de septiembre de 2012	549.70	2429.47	267.51	9.08
6 de octubre de 2012	552.30	2429.47	272.34	8.92
12 de octubre de 2012	554.39	2429.47	276.23	8.79
18 de octubre de 2012	556.00	2429.47	279.21	8.70
24 de octubre de 2012	557.13	2429.47	281.32	8.64
30 de octubre de 2012	557.83	2429.47	282.62	8.60
5 de noviembre de 2012	558.16	2429.47	283.24	8.58
11 de noviembre de 2012	558.20	2429.47	283.31	8.58
17 de noviembre de 2012	558.04	2429.47	283.02	8.58
23 de noviembre de 2012	557.82	2429.47	282.61	8.60
29 de noviembre de 2012	557.67	2429.47	282.34	8.60
5 de diciembre de 2012	557.78	2429.47	282.54	8.60
11 de diciembre de 2012	558.34	2429.47	283.58	8.57
17 de diciembre de 2012	559.59	2429.47	285.90	8.50
23 de diciembre de 2012	561.77	2429.47	289.97	8.38
29 de diciembre de 2012	565.18	2429.47	296.34	8.20
4 de enero de 2013	570.15	2429.47	305.64	7.95
8 de enero de 2013	575.11	2429.47	314.95	7.71

Tapón Estructural Túnel 1
Cierre Definitivo =

1 de junio de 2012

Elevación de Análisis* = 399.88 m.s.n.m.
* a la sección media

<i>Fecha</i>	<i>Fuerza Resistente</i>	<i>Días después del cierre</i>	<i>Elevación (prob. 84%)</i>	<i>Elevación (prob. 50%)</i>	<i>Columna de Agua (84%)</i>	<i>Columna de Agua (50%)</i>
28 de noviembre de 2011	198.37	---	396.88	397.02	---	---
5 de diciembre de 2011	396.75	---	396.88	397.02	---	---
12 de diciembre de 2011	595.12	---	396.88	397.02	---	---
19 de diciembre de 2011	793.49	---	396.88	397.02	---	---
26 de diciembre de 2011	831.15	---	396.88	397.02	---	---
2 de enero de 2012	868.80	---	396.88	397.02	---	---
9 de enero de 2012	906.45	---	396.88	397.02	---	---
16 de enero de 2012	944.10	---	396.88	397.02	---	---
20 de enero de 2012	966.69	---	396.88	397.02	---	---
23 de enero de 2012	983.75	---	396.88	397.02	---	---
30 de enero de 2012	1026.40	---	396.88	397.02	---	---
6 de febrero de 2012	1069.05	---	396.88	397.02	---	---
13 de febrero de 2012	1111.70	---	396.88	397.02	---	---
20 de febrero de 2012	1154.36	---	396.88	397.02	---	---
27 de febrero de 2012	1197.01	---	396.88	397.02	---	---
1 de marzo de 2012	1230.58	---	396.88	397.02	---	---
5 de marzo de 2012	1239.66	---	396.88	397.02	---	---
12 de marzo de 2012	1282.31	---	396.88	397.02	---	---
18 de marzo de 2012	1324.96	---	396.88	397.02	---	---
25 de marzo de 2012	1367.61	---	396.88	397.02	---	---
1 de abril de 2012	1410.26	---	396.88	397.02	---	---
8 de abril de 2012	1452.91	---	396.88	397.02	---	---
12 de abril de 2012	1478.50	---	396.88	397.02	---	---
15 de abril de 2012	1498.81	---	396.88	397.02	---	---
22 de abril de 2012	1549.59	---	396.88	397.02	---	---
29 de abril de 2012	1600.36	---	396.88	397.02	---	---
1 de mayo de 2012	1619.72	---	396.88	397.02	---	---
6 de mayo de 2012	1651.14	---	396.88	397.02	---	---
13 de mayo de 2012	1701.91	---	396.88	397.02	---	---
20 de mayo de 2012	1752.69	---	396.88	397.02	---	---
25 de mayo de 2012	1797.80	---	396.88	397.02	---	---
1 de junio de 2012	1797.80	0	396.88	397.02	---	---
7 de junio de 2012	1797.80	6	408.64	406.58	8.76	6.70
14 de junio de 2012	1797.80	13	422.29	417.77	22.41	17.89
21 de junio de 2012	1797.80	20	435.74	428.91	35.86	29.03
26 de junio de 2012	1809.08	25	445.17	436.78	45.29	36.90
2 de julio de 2012	1865.48	31	456.24	446.07	56.36	46.19
8 de julio de 2012	1921.88	37	466.99	455.13	67.11	55.25
14 de julio de 2012	1978.28	43	477.37	463.93	77.49	64.05
20 de julio de 2012	2034.68	49	487.33	472.42	87.45	72.54
26 de julio de 2012	2091.08	55	496.84	480.55	96.96	80.67
1 de agosto de 2012	2147.47	61	505.87	488.30	105.99	88.42

TABLA A2-25.- Determinación de la Columna de Agua actuante en el Tapón Estructural 1 (cierre en junio).

<i>Fecha</i>	<i>Fuerza Resistente</i>	<i>Días después del cierre</i>	<i>Elevación (prob. 84%)</i>	<i>Elevación (prob. 50%)</i>	<i>Columna de Agua (84%)</i>	<i>Columna de Agua (50%)</i>
7 de agosto de 2012	2203.87	67	514.37	495.63	114.49	95.75
13 de agosto de 2012	2260.27	73	522.33	502.52	122.45	102.64
19 de agosto de 2012	2316.67	79	529.73	508.95	129.85	109.07
25 de agosto de 2012	2373.07	85	536.56	514.90	136.68	115.02
31 de agosto de 2012	2429.47	91	542.80	520.37	142.92	120.49
6 de septiembre de 2012	2429.47	97	548.45	525.34	148.57	125.46
12 de septiembre de 2012	2429.47	103	553.51	529.82	153.63	129.94
18 de septiembre de 2012	2429.47	109	557.99	533.82	158.11	133.94
24 de septiembre de 2012	2429.47	115	561.90	537.33	162.02	137.45
30 de septiembre de 2012	2429.47	121	565.26	540.39	165.38	140.51
6 de octubre de 2012	2429.47	127	568.08	542.99	168.20	143.11
12 de octubre de 2012	2429.47	133	570.39	545.18	170.51	145.30
18 de octubre de 2012	2429.47	139	572.22	546.98	172.34	147.10
24 de octubre de 2012	2429.47	145	573.61	548.43	173.73	148.55
30 de octubre de 2012	2429.47	151	574.60	549.55	174.72	149.67
5 de noviembre de 2012	2429.47	157	575.00	550.40	175.12	150.52
11 de noviembre de 2012	2429.47	163	575.00	551.03	175.12	151.15
17 de noviembre de 2012	2429.47	169	575.00	551.48	175.12	151.60
23 de noviembre de 2012	2429.47	175	575.00	551.82	175.12	151.94
29 de noviembre de 2012	2429.47	181	575.00	552.12	175.12	152.24
5 de diciembre de 2012	2429.47	187	575.00	552.43	175.12	152.55
11 de diciembre de 2012	2429.47	193	575.00	552.83	175.12	152.95
17 de diciembre de 2012	2429.47	199	575.00	553.41	175.12	153.53
23 de diciembre de 2012	2429.47	205	575.00	554.24	175.12	154.36
29 de diciembre de 2012	2429.47	211	575.00	555.41	175.12	155.53

TABLA A2-26.- Determinación de la Columna de Agua actuante en el Tapón Estructural 1 (cierre en junio), continuación.

La tabla se trunca en el día 29 de diciembre ya que se desconoce el comportamiento del llenado del embalse para el 2013.

Tapón Estructural Túnel 2

Cierre Definitivo = 1 de junio de 2012

Elevación de Análisis* = 403.58 m.s.n.m.

* a la sección media

<i>Fecha</i>	<i>Fuerza Resistente</i>	<i>Días después del cierre</i>	<i>Elevación (prob. 84%)</i>	<i>Elevación (prob. 50%)</i>	<i>Columna de Agua (84%)</i>	<i>Columna de Agua (50%)</i>
1 de junio de 2012	37.65	0	396.88	397.02	---	---
14 de junio de 2012	75.30	14	423.43	418.72	19.85	15.14
21 de junio de 2012	112.96	20	436.47	429.52	32.89	25.94
28 de junio de 2012	150.61	27	449.23	440.18	45.65	36.60
4 de julio de 2012	188.26	34	461.62	450.60	58.04	47.02
11 de julio de 2012	225.91	41	473.56	460.70	69.98	57.12
18 de julio de 2012	268.56	48	484.99	470.42	81.41	66.84
24 de julio de 2012	302.68	53	493.73	477.89	90.15	74.31
25 de julio de 2012	311.21	54	495.86	479.71	92.28	76.13
1 de agosto de 2012	353.86	61	506.10	488.50	102.52	84.92
7 de agosto de 2012	396.51	68	515.67	496.76	112.09	93.18
14 de agosto de 2012	439.17	75	524.55	504.44	120.97	100.86
18 de agosto de 2012	464.76	79	529.53	508.77	125.95	105.19
21 de agosto de 2012	485.07	82	532.70	511.53	129.12	107.95
28 de agosto de 2012	535.84	88	540.10	518.00	136.52	114.42
4 de septiembre de 2012	586.61	95	546.76	523.85	143.18	120.27
10 de septiembre de 2012	637.39	102	552.65	529.06	149.07	125.48
17 de septiembre de 2012	688.16	109	557.80	533.64	154.22	130.06
21 de septiembre de 2012	718.63	113	560.54	536.10	156.96	132.52
24 de septiembre de 2012	741.19	116	562.22	537.62	158.64	134.04
1 de octubre de 2012	797.59	122	565.92	541.00	162.34	137.42
8 de octubre de 2012	853.99	129	568.95	543.81	165.37	140.23
14 de octubre de 2012	910.38	136	571.33	546.10	167.75	142.52
21 de octubre de 2012	966.78	143	573.13	547.91	169.55	144.33
28 de octubre de 2012	1023.18	149	574.39	549.30	170.81	145.72
4 de noviembre de 2012	1079.58	156	575.00	550.31	171.42	146.73
11 de noviembre de 2012	1135.98	163	575.00	551.04	171.42	147.46
17 de noviembre de 2012	1192.38	170	575.00	551.54	171.42	147.96
24 de noviembre de 2012	1243.13	176	575.00	551.88	171.42	148.30
29 de noviembre de 2012	1243.13	181	575.00	552.12	171.42	148.54
5 de diciembre de 2012	1243.13	187	575.00	552.43	171.42	148.85
11 de diciembre de 2012	1243.13	193	575.00	552.83	171.42	149.25
17 de diciembre de 2012	1243.13	199	575.00	553.41	171.42	149.83
23 de diciembre de 2012	1243.13	205	575.00	554.24	171.42	150.66
29 de diciembre de 2012	1243.13	211	575.00	555.41	171.42	151.83

TABLA A2-27 - Determinación de la Columna de Agua actuante en el Tapón Estructural 2 (cierre en junio)

Empuje de Agua en el Tapón del Túnel 1

Fecha			Área de la Sección = 174.97			
	Columna de Agua (84%)	Columna de Agua (50%)	F. Estática del Agua (MN)		F. Dinámica del Agua (MN)	
			Prob. Del 84%	Prob. Del 50%	F. Dinámico (V _e , 84%)	F. Dinámico (V _e , 50%)
28 de noviembre de 2011	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
5 de diciembre de 2011	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
12 de diciembre de 2011	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
19 de diciembre de 2011	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
26 de diciembre de 2011	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
2 de enero de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
9 de enero de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
16 de enero de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
20 de enero de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
23 de enero de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
30 de enero de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
6 de febrero de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
13 de febrero de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
20 de febrero de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
27 de febrero de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
1 de marzo de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
5 de marzo de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
12 de marzo de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
18 de marzo de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
25 de marzo de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
1 de abril de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
8 de abril de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
12 de abril de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
15 de abril de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
22 de abril de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
29 de abril de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
1 de mayo de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
6 de mayo de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
13 de mayo de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
20 de mayo de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
25 de mayo de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
1 de junio de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
7 de junio de 2012	8.76	6.70	15.04	11.50	0.04	0.02
14 de junio de 2012	22.41	17.89	38.46	30.71	0.23	0.15
21 de junio de 2012	35.86	29.03	61.55	49.84	0.59	0.39
26 de junio de 2012	45.29	36.90	77.74	63.34	0.95	0.63
2 de julio de 2012	56.36	46.19	96.74	79.28	1.47	0.98
8 de julio de 2012	67.11	55.25	115.19	94.84	2.08	1.41
14 de julio de 2012	77.49	64.05	133.01	109.94	2.77	1.89
20 de julio de 2012	87.45	72.54	150.11	124.51	3.53	2.43
26 de julio de 2012	96.96	80.67	166.43	138.47	4.34	3.00
1 de agosto de 2012	105.99	88.42	181.92	151.77	5.18	3.61

TABLA A2-28- Fuerzas Actuales en el Tapón Estructural 1 (cierre Junio).

Empuje de Agua en el Tapón del Túnel 1

Fecha	Columna de Agua (84%)	Columna de Agua (50%)	Área de la Sección = 174.97		F. Dinámica del Agua (MN)	
			F. Estática del Agua (MN)		F. Dinámico (V _e , 84%)	F. Dinámico (V _e , 50%)
			Prob. Del 84%	Prob. Del 50%		
7 de agosto de 2012	114.49	95.75	196.51	164.35	6.05	4.23
13 de agosto de 2012	122.45	102.64	210.18	176.18	6.92	4.86
19 de agosto de 2012	129.85	109.07	222.88	187.21	7.78	5.49
25 de agosto de 2012	136.68	115.02	234.60	197.43	8.62	6.11
31 de agosto de 2012	142.92	120.49	245.31	206.81	9.43	6.70
6 de septiembre de 2012	148.57	125.46	255.01	215.34	10.19	7.26
12 de septiembre de 2012	153.63	129.94	263.70	223.04	10.89	7.79
18 de septiembre de 2012	158.11	133.94	271.39	229.89	11.54	8.28
24 de septiembre de 2012	162.02	137.45	278.10	235.93	12.12	8.72
30 de septiembre de 2012	165.38	140.51	283.86	241.17	12.62	9.11
6 de octubre de 2012	168.20	143.11	288.70	245.65	13.06	9.45
12 de octubre de 2012	170.51	145.30	292.67	249.41	13.42	9.74
18 de octubre de 2012	172.34	147.10	295.81	252.49	13.71	9.99
24 de octubre de 2012	173.73	148.55	298.20	254.97	13.93	10.18
30 de octubre de 2012	174.72	149.67	299.90	256.90	14.09	10.34
5 de noviembre de 2012	175.12	150.52	300.58	258.36	14.15	10.46
11 de noviembre de 2012	175.12	151.15	300.58	259.44	14.15	10.54
17 de noviembre de 2012	175.12	151.60	300.58	260.22	14.15	10.61
23 de noviembre de 2012	175.12	151.94	300.58	260.80	14.15	10.65
29 de noviembre de 2012	175.12	152.24	300.58	261.31	14.15	10.70
5 de diciembre de 2012	175.12	152.55	300.58	261.84	14.15	10.74
11 de diciembre de 2012	175.12	152.95	300.58	262.54	14.15	10.80
17 de diciembre de 2012	175.12	153.53	300.58	263.53	14.15	10.88
23 de diciembre de 2012	175.12	154.36	300.58	264.95	14.15	11.00
29 de diciembre de 2012	175.12	155.53	300.58	266.96	14.15	11.16

TABLA A2-29- Fuerzas Actuantes en el Tapón Estructural 1 (cierre Junio). continuación.

Empuje de Agua en el Tapón del Túnel 2

Fecha			Área de la Sección =		174.97	
	Columna de Agua (84%)	Columna de Agua (50%)	F. Estática del Agua (MN)		F. Dinámica del Agua (MN)	
			Prob. Del 84%	Prob. Del 50%	F. Dinámico (V _e , 84%)	F. Dinámico (V _e , 50%)
1 de junio de 2012	---	---	0.00	0.00	0.00	0.00
14 de junio de 2012	19.85	15.14	34.08	25.98	0.18	0.11
21 de junio de 2012	32.89	25.94	56.46	44.53	0.50	0.31
28 de junio de 2012	45.65	36.60	78.35	62.82	0.96	0.62
4 de julio de 2012	58.04	47.02	99.62	80.70	1.55	1.02
11 de julio de 2012	69.98	57.12	120.12	98.04	2.26	1.51
18 de julio de 2012	81.41	66.84	139.74	114.73	3.06	2.06
24 de julio de 2012	90.15	74.31	154.74	127.55	3.75	2.55
25 de julio de 2012	92.28	76.13	158.39	130.67	3.93	2.67
1 de agosto de 2012	102.52	84.92	175.96	145.76	4.85	3.33
7 de agosto de 2012	112.09	93.18	192.40	159.93	5.80	4.01
14 de agosto de 2012	120.97	100.86	207.63	173.13	6.75	4.70
18 de agosto de 2012	125.95	105.19	216.18	180.55	7.32	5.11
21 de agosto de 2012	129.12	107.95	221.62	185.29	7.69	5.38
28 de agosto de 2012	136.52	114.42	234.33	196.40	8.60	6.04
4 de septiembre de 2012	143.18	120.27	245.75	206.43	9.46	6.68
10 de septiembre de 2012	149.07	125.48	255.88	215.38	10.26	7.27
17 de septiembre de 2012	154.22	130.06	264.71	223.25	10.98	7.81
21 de septiembre de 2012	156.96	132.52	269.41	227.46	11.37	8.10
24 de septiembre de 2012	158.64	134.04	272.29	230.06	11.61	8.29
1 de octubre de 2012	162.34	137.42	278.65	235.87	12.16	8.71
8 de octubre de 2012	165.37	140.23	283.84	240.70	12.62	9.08
14 de octubre de 2012	167.75	142.52	287.94	244.63	12.99	9.37
21 de octubre de 2012	169.55	144.33	291.02	247.74	13.27	9.61
28 de octubre de 2012	170.81	145.72	293.18	250.11	13.46	9.80
4 de noviembre de 2012	171.42	146.73	294.23	251.86	13.56	9.94
11 de noviembre de 2012	171.42	147.46	294.23	253.10	13.56	10.03
17 de noviembre de 2012	171.42	147.96	294.23	253.96	13.56	10.10
24 de noviembre de 2012	171.42	148.30	294.23	254.54	13.56	10.15
29 de noviembre de 2012	171.42	148.54	294.23	254.96	13.56	10.18
5 de diciembre de 2012	171.42	148.85	294.23	255.49	13.56	10.23
11 de diciembre de 2012	171.42	149.25	294.23	256.19	13.56	10.28
17 de diciembre de 2012	171.42	149.83	294.23	257.18	13.56	10.36
23 de diciembre de 2012	171.42	150.66	294.23	258.60	13.56	10.48
29 de diciembre de 2012	171.42	151.83	294.23	260.61	13.56	10.64

TABLA A2-30- Fuerzas Actuantes en el Tapón Estructural 2 (cierre Junio) continuación

Resumen de Fuerzas Actuantes para el Tapón estructural 1, cierre el 01 de junio del 2012.

Fecha	F. Estática del Agua (MN)		F. Dinámica del Agua (MN)		F. Actuante (MN)	
	Prob. Del 84%	Prob. Del 50%	F. Dinámico (V _e , 84%)	F. Dinámico (V _e , 50%)	(F _H , 84%)	(F _H , 50%)
28 de noviembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26 de diciembre de 2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30 de enero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27 de febrero de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25 de marzo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29 de abril de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1 de mayo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6 de mayo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13 de mayo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20 de mayo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25 de mayo de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1 de junio de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7 de junio de 2012	15.04	11.50	0.04	0.02	15.08	11.52
14 de junio de 2012	38.46	30.71	0.23	0.15	38.70	30.86
21 de junio de 2012	61.55	49.84	0.59	0.39	62.14	50.22
26 de junio de 2012	77.74	63.34	0.95	0.63	78.68	63.97
2 de julio de 2012	96.74	79.28	1.47	0.98	98.21	80.26
8 de julio de 2012	115.19	94.84	2.08	1.41	117.27	96.25
14 de julio de 2012	133.01	109.94	2.77	1.89	135.78	111.84
20 de julio de 2012	150.11	124.51	3.53	2.43	153.64	126.94
26 de julio de 2012	166.43	138.47	4.34	3.00	170.77	141.47
1 de agosto de 2012	181.92	151.77	5.18	3.61	187.10	155.38

TABLA A2-31.- Resumen de Fuerzas actuantes en el Tapón Estructural 1 para el cierre del 01 de junio de 2012 (Prob. 84% y 50%).

<i>Fecha</i>	<i>F. Estática del Agua (MN)</i>		<i>F. Dinámica del Agua (MN)</i>		<i>F. Actuante (MN)</i>	
	<i>Prob. Del 84%</i>	<i>Prob. Del 50%</i>	<i>F. Dinámico (V_e, 84%)</i>	<i>F. Dinámico (V_e, 50%)</i>	<i>(F_H, 84%)</i>	<i>(F_H, 50%)</i>
7 de agosto de 2012	196.51	164.35	6.05	4.23	202.56	168.58
13 de agosto de 2012	210.18	176.18	6.92	4.86	217.10	181.04
19 de agosto de 2012	222.88	187.21	7.78	5.49	230.67	192.70
25 de agosto de 2012	234.60	197.43	8.62	6.11	243.22	203.53
31 de agosto de 2012	245.31	206.81	9.43	6.70	254.74	213.51
6 de septiembre de 2012	255.01	215.34	10.19	7.26	265.20	222.61
12 de septiembre de 2012	263.70	223.04	10.89	7.79	274.59	230.83
18 de septiembre de 2012	271.39	229.89	11.54	8.28	282.93	238.17
24 de septiembre de 2012	278.10	235.93	12.12	8.72	290.22	244.65
30 de septiembre de 2012	283.86	241.17	12.62	9.11	296.48	250.28
6 de octubre de 2012	288.70	245.65	13.06	9.45	301.76	255.10
12 de octubre de 2012	292.67	249.41	13.42	9.74	306.08	259.15
18 de octubre de 2012	295.81	252.49	13.71	9.99	309.52	262.48
24 de octubre de 2012	298.20	254.97	13.93	10.18	312.13	265.15
30 de octubre de 2012	299.90	256.90	14.09	10.34	313.99	267.24
5 de noviembre de 2012	300.58	258.36	14.15	10.46	314.74	268.82
11 de noviembre de 2012	300.58	259.44	14.15	10.54	314.74	269.98
17 de noviembre de 2012	300.58	260.22	14.15	10.61	314.74	270.82
23 de noviembre de 2012	300.58	260.80	14.15	10.65	314.74	271.46
29 de noviembre de 2012	300.58	261.31	14.15	10.70	314.74	272.00
5 de diciembre de 2012	300.58	261.84	14.15	10.74	314.74	272.58
11 de diciembre de 2012	300.58	262.54	14.15	10.80	314.74	273.34
17 de diciembre de 2012	300.58	263.53	14.15	10.88	314.74	274.41
23 de diciembre de 2012	300.58	264.95	14.15	11.00	314.74	275.95
29 de diciembre de 2012	300.58	266.96	14.15	11.16	314.74	278.13

TABLA A2-32 - Resumen de Fuerzas actuantes en el Tanón Estructural 1 para el cierre del 01 de junio de 2012 (Prob. 84% v

Resumen de Fuerzas Actuantes para el Tapón estructural 2, cierre el 01 de junio del 2012.

Fecha	F. Estática del Agua (MN)		F. Dinámica del Agua (MN)		F. Actuante (MN)	
	Prob. Del 84%	Prob. Del 50%	F. Dinámico (V _e , 84%)	F. Dinámico (V _e , 50%)	(F _H , 84%)	(F _H , 50%)
1 de junio de 2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14 de junio de 2012	34.08	25.98	0.18	0.11	34.26	26.09
21 de junio de 2012	56.46	44.53	0.50	0.31	56.96	44.84
28 de junio de 2012	78.35	62.82	0.96	0.62	79.32	63.44
4 de julio de 2012	99.62	80.70	1.55	1.02	101.17	81.72
11 de julio de 2012	120.12	98.04	2.26	1.51	122.38	99.55
18 de julio de 2012	139.74	114.73	3.06	2.06	142.80	116.80
24 de julio de 2012	154.74	127.55	3.75	2.55	158.49	130.09
25 de julio de 2012	158.39	130.67	3.93	2.67	162.32	133.34
1 de agosto de 2012	175.96	145.76	4.85	3.33	180.81	149.09
7 de agosto de 2012	192.40	159.93	5.80	4.01	198.20	163.94
14 de agosto de 2012	207.63	173.13	6.75	4.70	214.39	177.82
18 de agosto de 2012	216.18	180.55	7.32	5.11	223.50	185.66
21 de agosto de 2012	221.62	185.29	7.69	5.38	229.32	190.67
28 de agosto de 2012	234.33	196.40	8.60	6.04	242.94	202.44
4 de septiembre de 2012	245.75	206.43	9.46	6.68	255.21	213.11
10 de septiembre de 2012	255.88	215.38	10.26	7.27	266.13	222.64
17 de septiembre de 2012	264.71	223.25	10.98	7.81	275.69	231.05
21 de septiembre de 2012	269.41	227.46	11.37	8.10	280.78	235.57
24 de septiembre de 2012	272.29	230.06	11.61	8.29	283.90	238.36
1 de octubre de 2012	278.65	235.87	12.16	8.71	290.81	244.58
8 de octubre de 2012	283.84	240.70	12.62	9.08	296.46	249.78
14 de octubre de 2012	287.94	244.63	12.99	9.37	300.93	254.01
21 de octubre de 2012	291.02	247.74	13.27	9.61	304.29	257.35
28 de octubre de 2012	293.18	250.11	13.46	9.80	306.65	259.91
4 de noviembre de 2012	294.23	251.86	13.56	9.94	307.79	261.80
11 de noviembre de 2012	294.23	253.10	13.56	10.03	307.79	263.13
17 de noviembre de 2012	294.23	253.96	13.56	10.10	307.79	264.07
24 de noviembre de 2012	294.23	254.54	13.56	10.15	307.79	264.69
29 de noviembre de 2012	294.23	254.96	13.56	10.18	307.79	265.14
5 de diciembre de 2012	294.23	255.49	13.56	10.23	307.79	265.72
11 de diciembre de 2012	294.23	256.19	13.56	10.28	307.79	266.47
17 de diciembre de 2012	294.23	257.18	13.56	10.36	307.79	267.54
23 de diciembre de 2012	294.23	258.60	13.56	10.48	307.79	269.08
29 de diciembre de 2012	294.23	260.61	13.56	10.64	307.79	271.25

TABLA A2-33.- Resumen de Fuerzas actuantes en el Tapón Estructural 2 para el cierre del 01 de junio de 2012 (Prob. 84% y 50%).

Factores de Seguridad Obtenidos por LoSA para distintas condiciones de Trabajo.

Condiciones Normales de operación

CASO	DESCRIPCIÓN	S.F. ₁	S.F. ₂
CASO 1	Back Analysis - Nivel del embalse = 392 m.s.n.m. Topografía marzo 2009	1	
CASO 2.1	Nivel del embalse 578 m.s.n.m. (NAME) Topografía final.	1.16	1.31
CASO 2.2	Nivel del embalse = 575 m.s.n.m. (NAMO) Topografía final	1.16	1.31
CASO 2.3	Nivel del embalse en 556.5 m.s.n.m. (Nivel de Diseño), Topografía final.	1.16	1.31
CASO 2.4	Nivel del embalse = 518 m.s.n.m. (NAMINO) - Topografía final	1.17	1.31

Caso 1

variando c' entre 0 a 50 y variando fricción entre 19.7 a 16.8; Caso 2.1 a 2.4 con c' de 25 y fricción de 18.2

Vaciado Rápido

CASO	DESCRIPCIÓN	S.F. ₁	S.F. ₂
CASO 3.1	Desembalse rápido 575 m.s.n.m. (NAMO) a 518 m.s.n.m. (NAMINO) - 20% de subpresión residual - Topografía final.	1.08	1.22
CASO 3.2	Desembalse rápido 575 m.s.n.m. (NAMO) a 518 m.s.n.m. (NAMINO) - 10% de subpresión residual - Topografía final.	1.12	1.26

Caso 3.1 y 3.2 con c' de 25 y fricción de 18.2

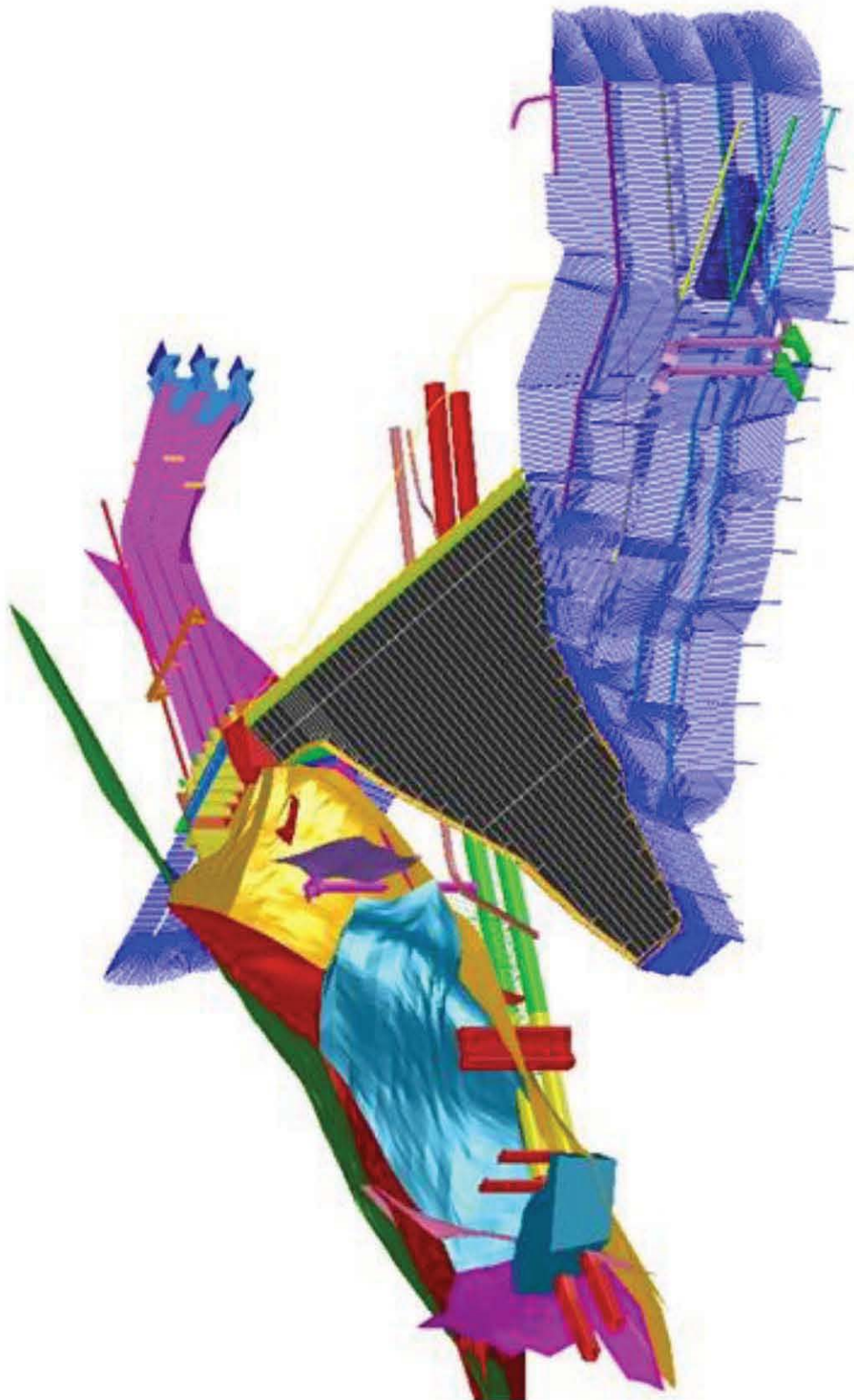
Condiciones Extremas - Sismo

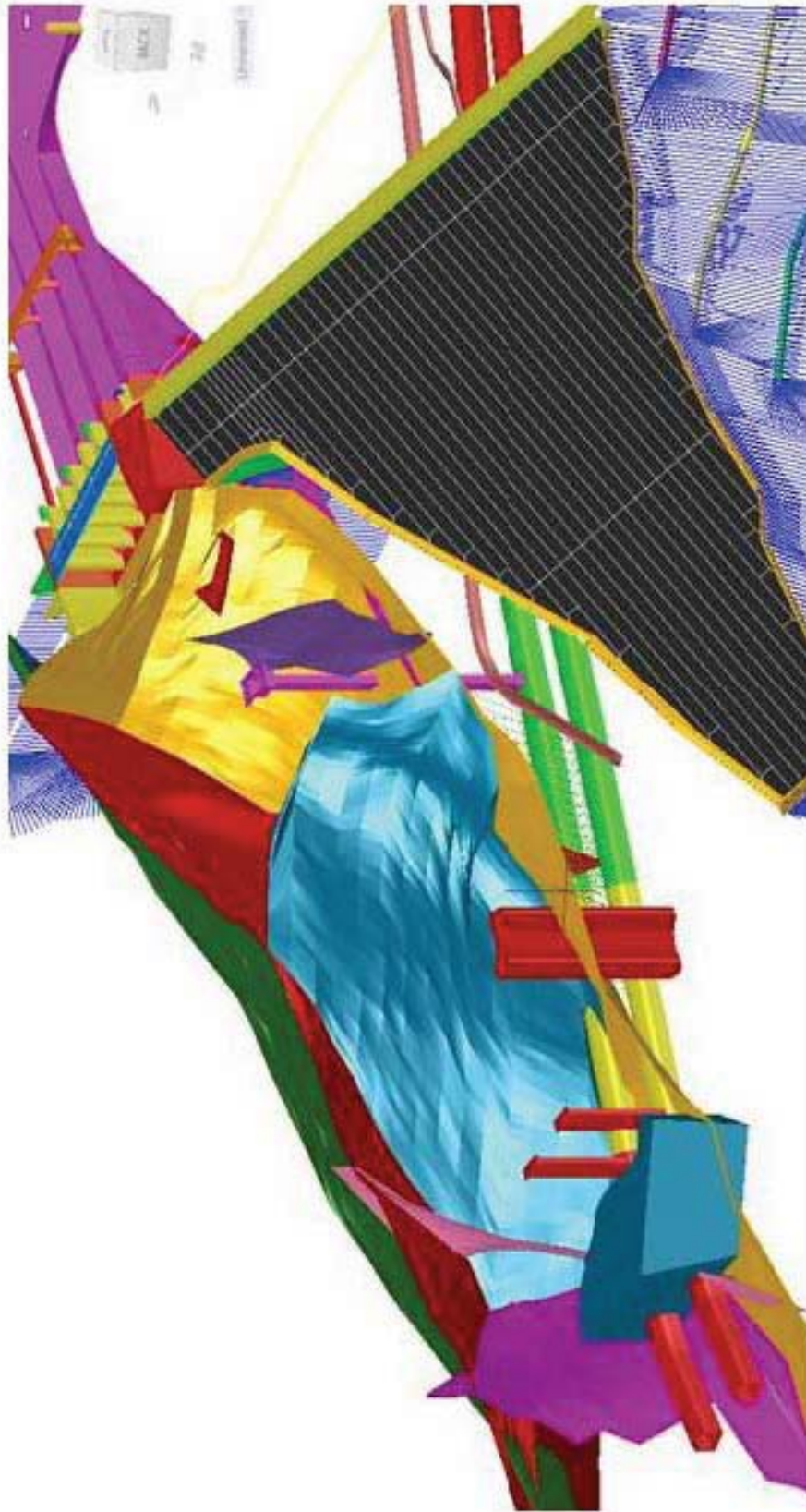
CASO	DESCRIPCIÓN	S.F. ₁	S.F. ₂
Caso A.1	2/3 Sismo MDE (10000 años) Nivel del embalse = 556.5 (Nivel de Diseño) - Topografía Final.	0.42	0.45
Caso A.2	2/3 Sismo T=1000 años - Nivel del embalse = 556.5 (Nivel de Diseño) - Topografía Final.	0.42	0.45
Caso A.3	2/3 Sismo TBE (200 años) Nivel del embalse = 556.5 (Nivel de Diseño) - Topografía Final.	0.42	0.45
Caso B.1	1/3 Sismo MDE (10000 años) Nivel del embalse = 556.5 (Nivel de Diseño) - Topografía Final.	0.52	0.56
Caso B.2	1/3 Sismo T=1000 años - Nivel del embalse = 556.5 (Nivel de Diseño) - Topografía Final.	0.69	0.74
Caso B.3	1/3 Sismo TBE (200 años) Nivel del embalse = 556.5 (Nivel de Diseño) - Topografía Final.	0.84	0.9

Caso A.1 a B.3 con c' de 25 y fricción de 18.2

S.F.1 Factor de seguridad sin estructuras

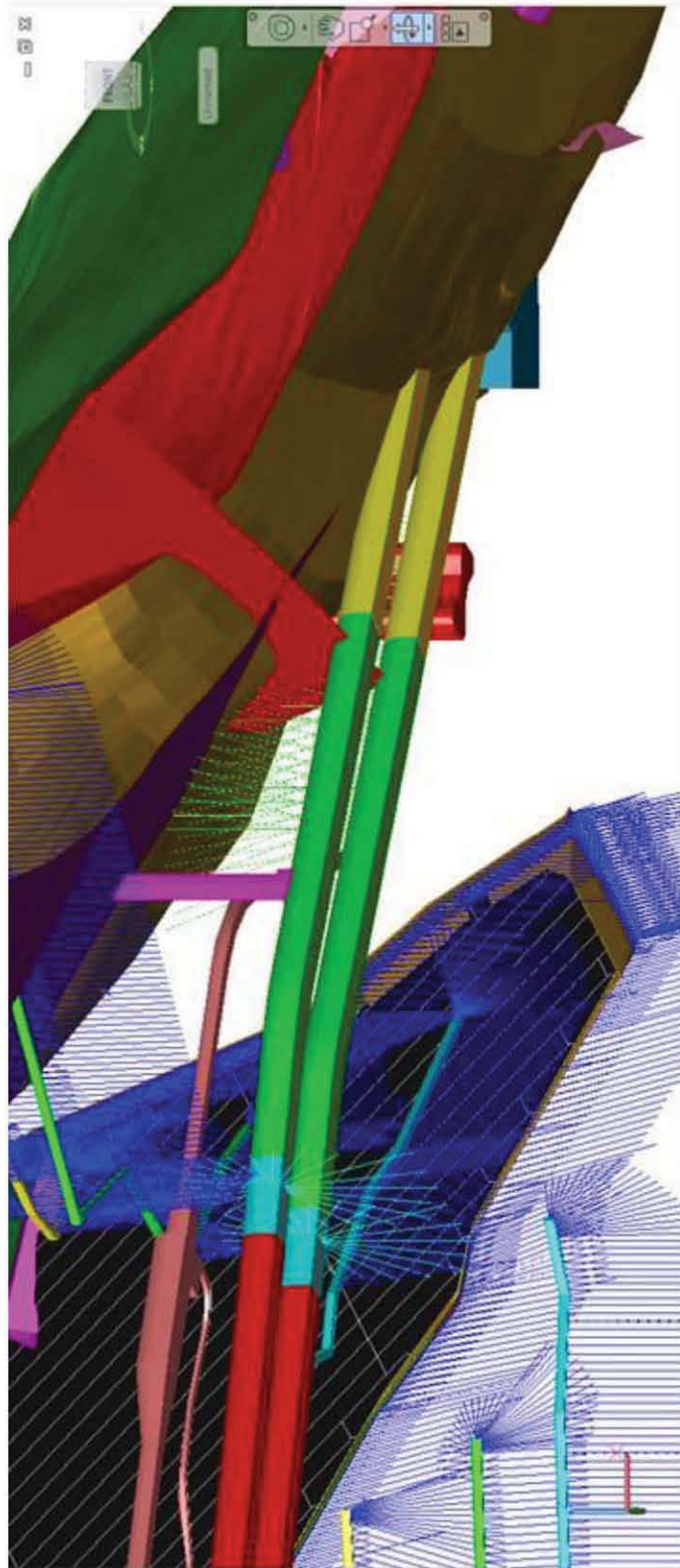
S.F.2 Factor de seguridad con los tapones en los dos túneles 1 y 2











Zonas de movimiento detectadas visualmente



El 14 de mayo de 2008, se confirmaron los desplazamientos de esta gran masa de roca inestable, claramente manifestada en la elevación 448,0 m del talud del camino 6MI (falla Colapso), mostraba su plano de discontinuidad relleno con arcilla plástica, que contenía estrías producidas por movimientos lentos del tipo creep.



Delimitación del Bloque inestable e Instrumentación



Excavación - Descopete



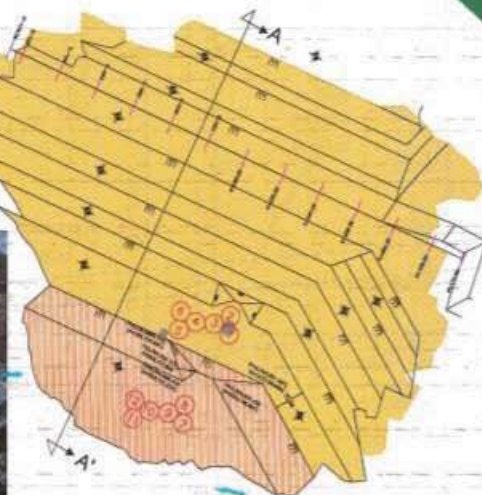
En una primera etapa se excavaron 186 000 m³ de material, entre las elevaciones 550 y 535 m, este trabajo inició el 5 de junio y concluyó el 30 de julio de 2008.

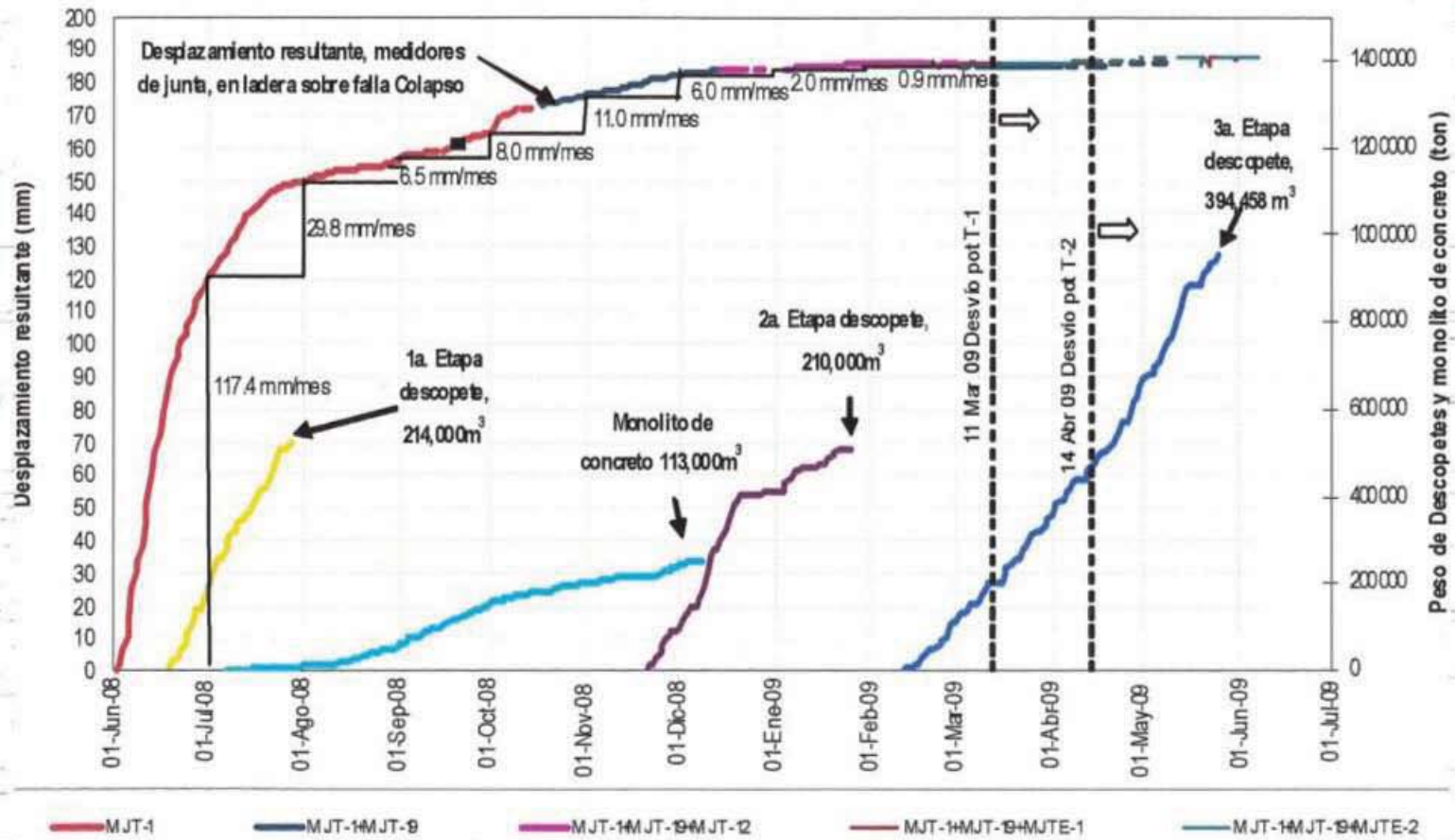
La segunda etapa, se llevó a cabo entre el 11 de noviembre de 2008 y el 22 de enero de 2009, de la elevación 535 a la 520, el volumen de material removido fue del orden de los 174 000 m³.

En la tercera etapa, iniciada el 12 febrero de 2009 y finalizada el 31 de mayo de 2009, se excavaron del orden de 430 000 m³, desde la elevación 576 hasta la 500, de los cuales únicamente 270 000 m³ ayudan. La excavación del descopete implica la remoción del orden de 630 000 m³ de material, es decir, del orden del 31,5% del peso original de la masa inestable.

Excavación - Descopete 4ª Etapa

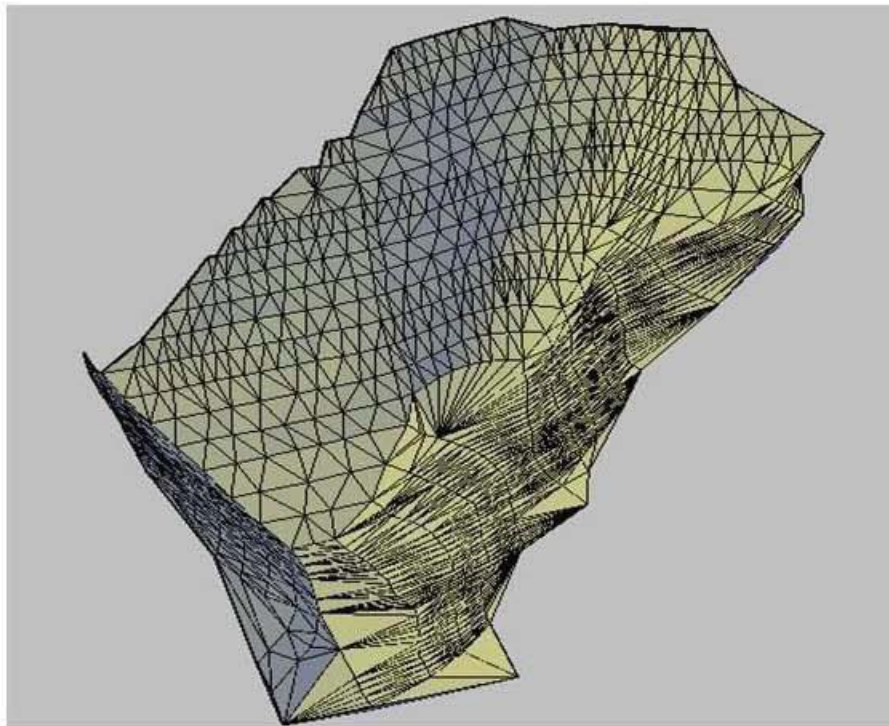
En una cuarta etapa se excavaron 98 041 m³ de material, entre las elevaciones 500 y 480, este trabajo inició el 13 de julio y concluyó en septiembre de 2009.



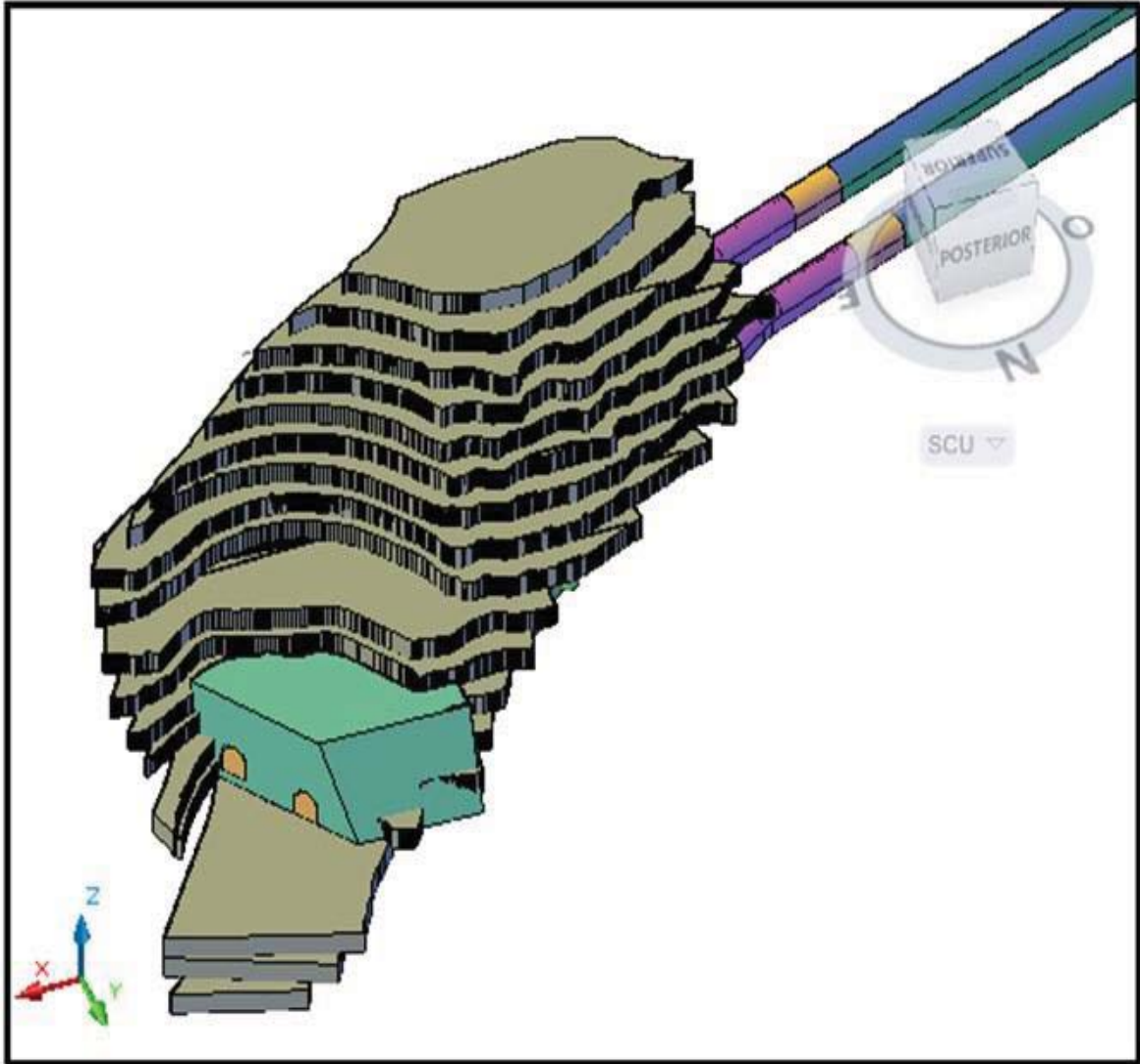




El monolito de concreto simple construido representa 76 800 m³ de volumen. A esta estructura se adicionó una lateral de 33 000 m³, para formar el apoyo a la ataguía de aguas arriba. Así, el volumen de concreto total de esta obra extraordinaria ascendió a 109 800 m³, que corresponden aproximadamente a 260 mil toneladas de peso.



**SUPERFICIE DE CONTACTO DE LA FALLA,
ÁREA= 97.028,00m²**



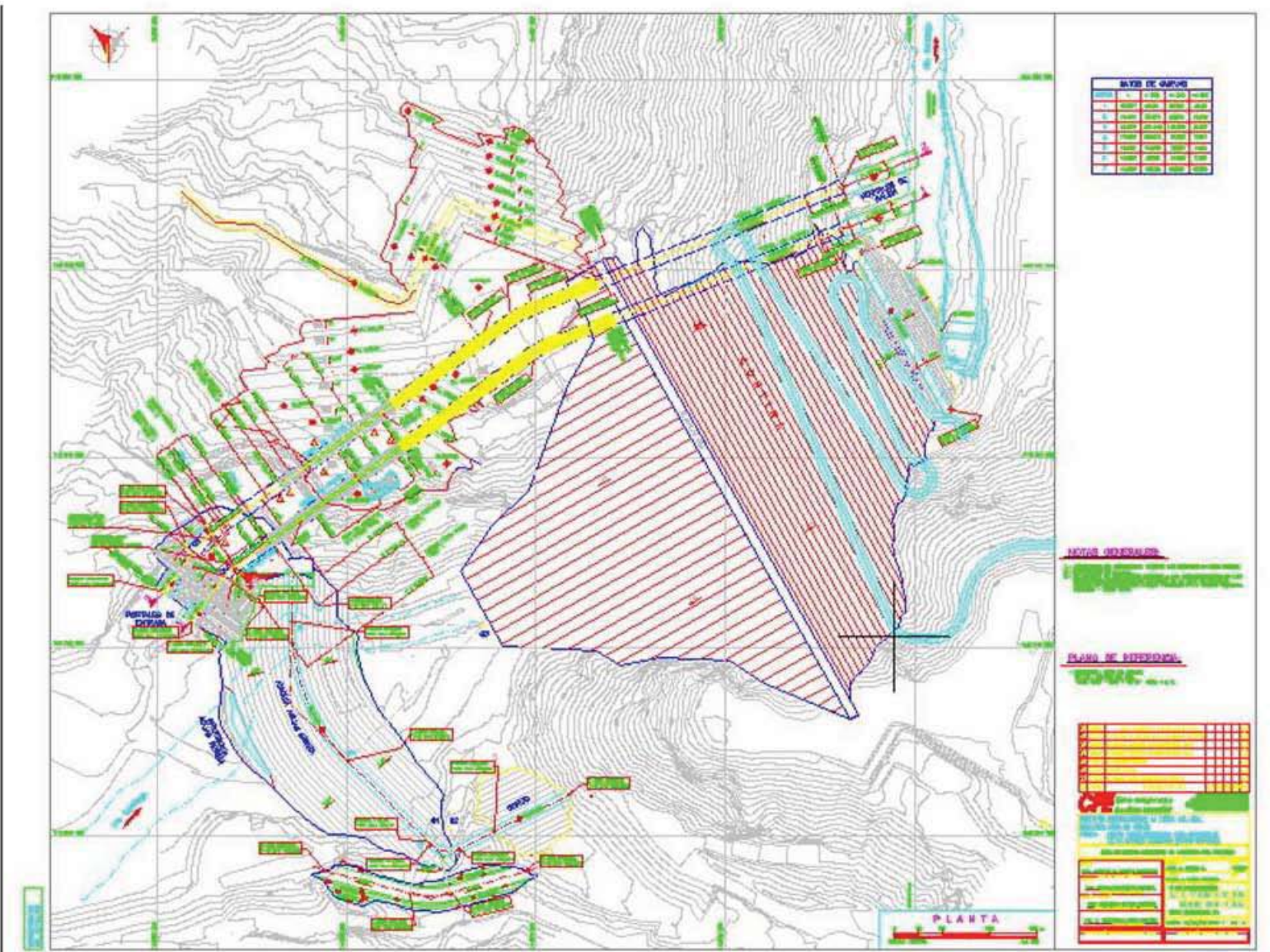
**MODELO EN 3D DEL MACIZO DE ROCA INESTABLE
EN CONJUNTO CON EL CONTRAPESO DE
CONCRETO (SIN DESCOPETES NI MATERIAL DE
RECARGA)
2.183.047,10 m³**

PARAMETROS PROPORCIONADOS POR GEIC

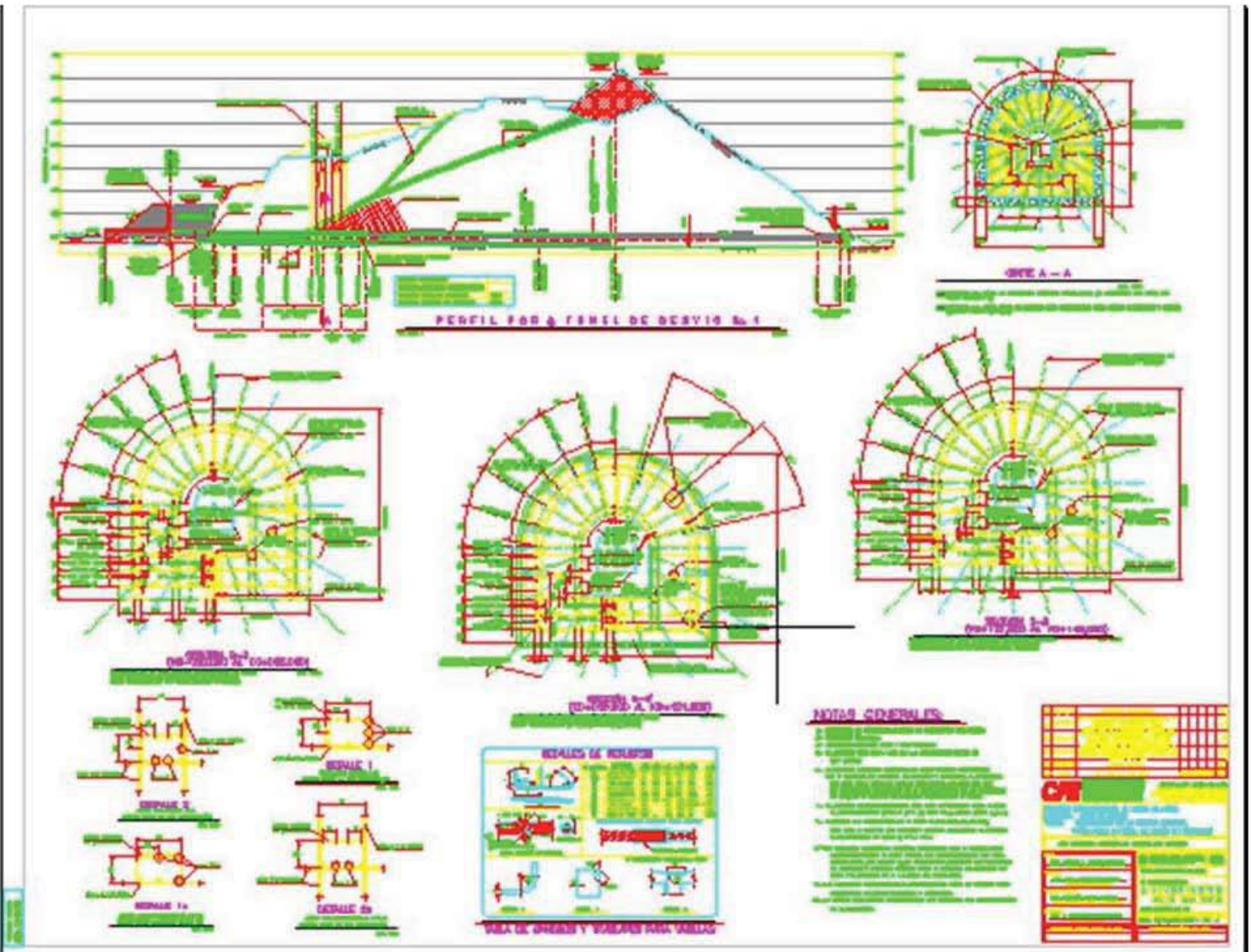
ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ν [-]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	ϕ [°]	T-Strength [kN/m ²]	R_{inter} [-]
1	Colapso 1	Drained	24.0	24.0	0.43	3E5	300.0	36.0	0.0	1.00
2	Colapso fallada	Drained	24.0	24.0	0.43	2E5	50.0	13.0	0.0	1.00
4	Concreto Galerías	Drained	23.0	23.0	0.15	1.42E7	2.23E3	34.0	1960.0	0.10
5	Tgr	Drained	25.7	25.8	0.20	6.6966E6	800.0	36.0	0.0	0.10
6	Falla colapso	Drained	20.0	20.0	0.43	3E5	250.0	36.0	0.0	0.50
7	Falla vertedor 2	Drained	20.0	20.0	0.43	3E5	200.0	36.0	0.0	0.50
8	Tmird'	Drained	25.0	25.0	0.15	1E7	1.8E3	38.0	0.0	0.10
9	Tda	Drained	25.0	25.0	0.15	1.778E7	2.27E3	42.0	0.0	0.10
10	Tmtl fracturada	Drained	25.0	25.0	0.15	3.98E6	300.0	36.0	0.0	0.10
11	Tmird	Drained	25.0	25.0	0.15	3.98E6	400.0	36.0	0.0	0.10
12	Tmird''	Drained	25.0	25.0	0.15	1.778E7	2.27E3	42.0	0.0	0.10
13	Tmtl	Drained	25.0	25.0	0.15	1.778E7	2.27E3	42.0	0.0	0.10
14	Tmtl bajo túnel	Drained	25.0	25.0	0.15	5E6	200.0	36.0	0.0	0.10
15	Qal	Drained	20.0	20.0	0.15	80000.0	100.0	34.0	0.0	0.10
16	Colapso 6°	Drained	24.0	24.0	0.43	1.5E5	25.0	6.0	0.0	1.00
17	Concreto cid TD1	Drained	24.0	24.0	0.15	5.63E6	610.0	37.0	2450.0	0.10
18	Concreto Cid TD1 Falla	Drained	24.0	24.0	0.15	1.24E6	450.0	10.0	2450.0	0.10
19	Enrocamiento	Drained	10.8	10.8	0.33	80000.0	5.0	40.0	0.0	1.00
20	Plas túnel	Drained	24.0	24.0	0.15	5.7E6	557.0	6.0	260.0	0.10
21	LC 12 m -falla	Drained	24.0	24.0	0.15	9.418E5	347.0	10.0	2450.0	0.10
22	2 LC falla	Drained	24.0	24.0	0.15	1.73E6	670.0	12.0	2450.0	0.10
23	Casquillo 1m falla	Drained	24.0	24.0	0.15	2.99E5	86.0	7.0	2450.0	0.10
24	casquillo 1m roca	Drained	24.0	24.0	0.15	5.09E6	260.0	36.0	2450.0	0.10
25	2 LC-Tmird	Drained	24.0	24.0	0.15	5.068E6	995.0	38.0	2450.0	0.10
26	2 LC-Tmtl	Drained	24.0	24.0	0.15	5.956E6	820.0	38.0	2450.0	0.10
27	2 LC-Tda	Drained	24.0	24.0	0.15	1.708E7	2.62E3	42.0	2450.0	0.10
28	LC 12m - Tmird	Drained	24.0	24.0	0.15	4.524E6	697.0	37.0	2450.0	0.10
29	LC 12m - Tmtl	Drained	24.0	24.0	0.15	5.478E6	510.0	37.0	2450.0	0.10
30	LC 12m - Tda	Drained	24.0	24.0	0.15	1.74E7	2.45E3	42.0	2450.0	0.10



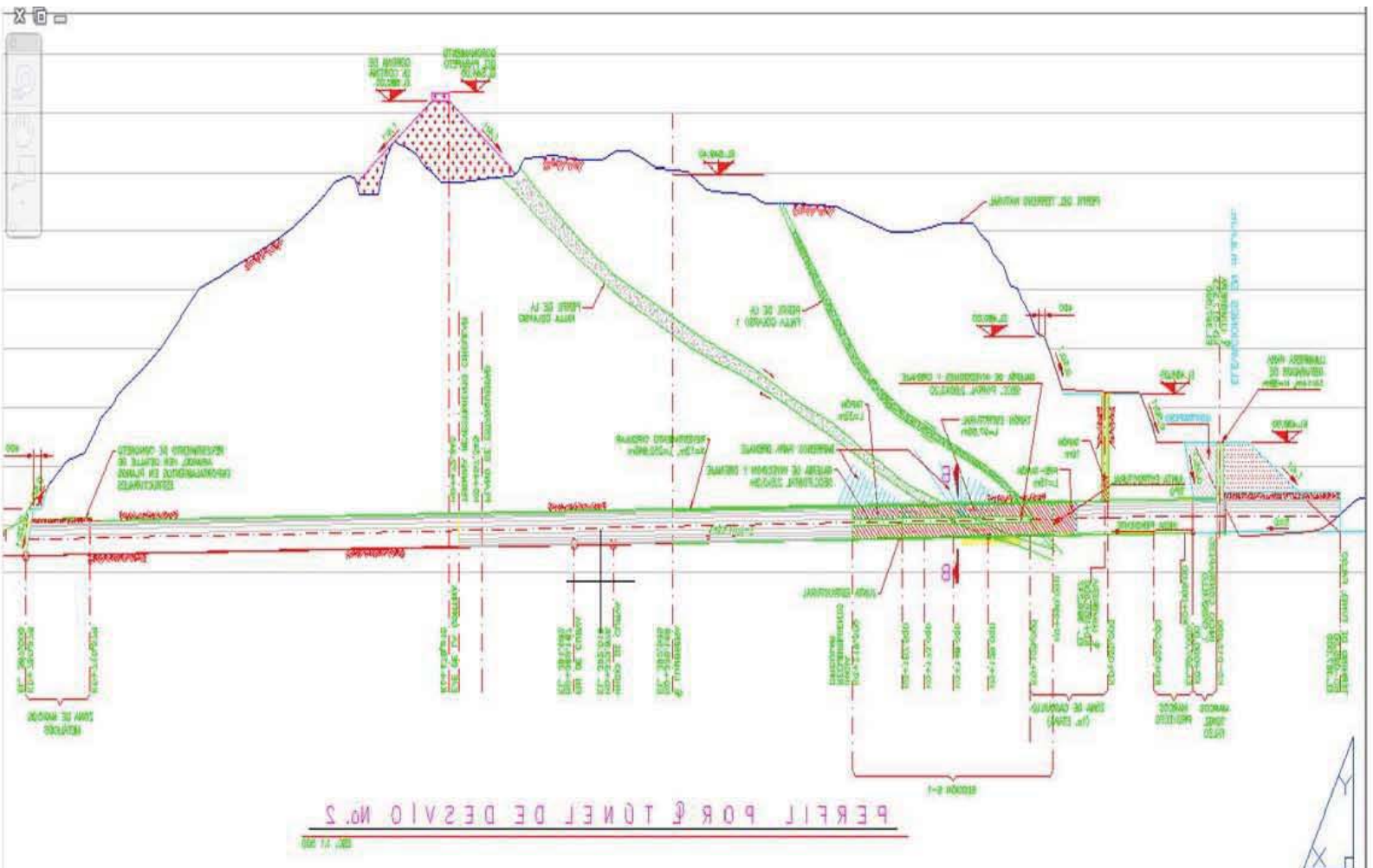
CORTINA TRAZA ORIGINAL Y GIRO 14°



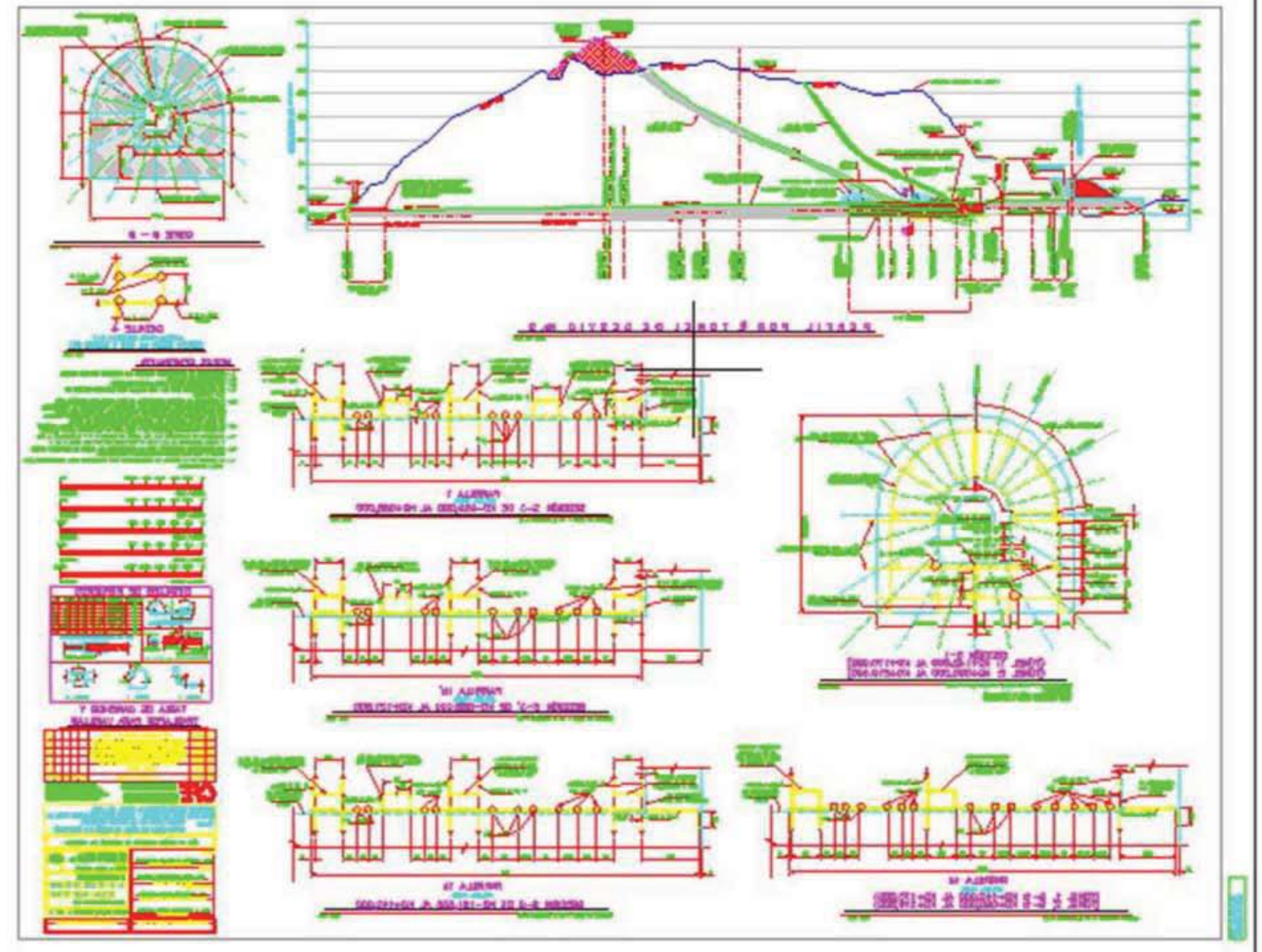
PLANO GENERAL



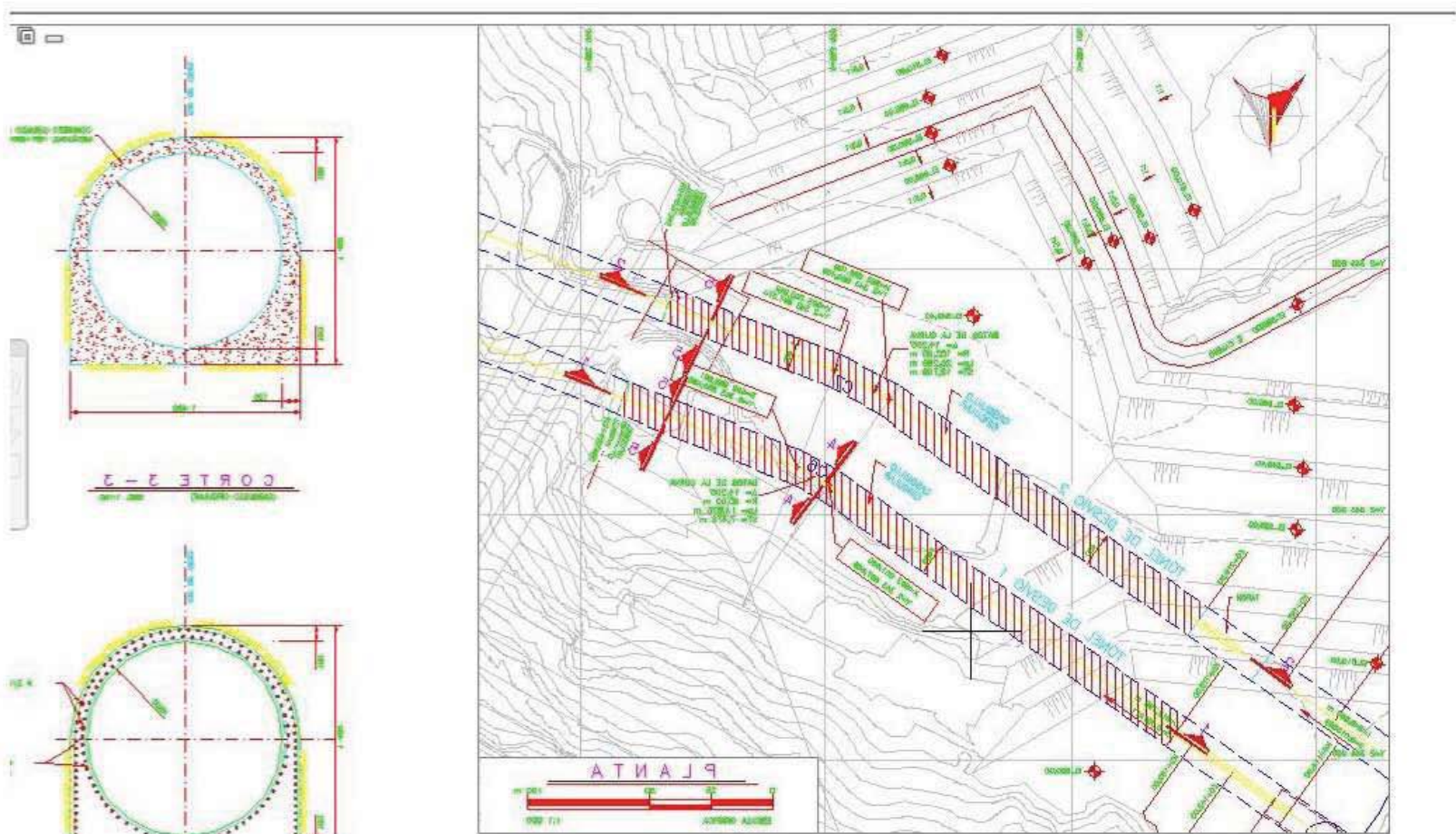
PERFIL POR TAPON ANCLA T1, ARMADOS



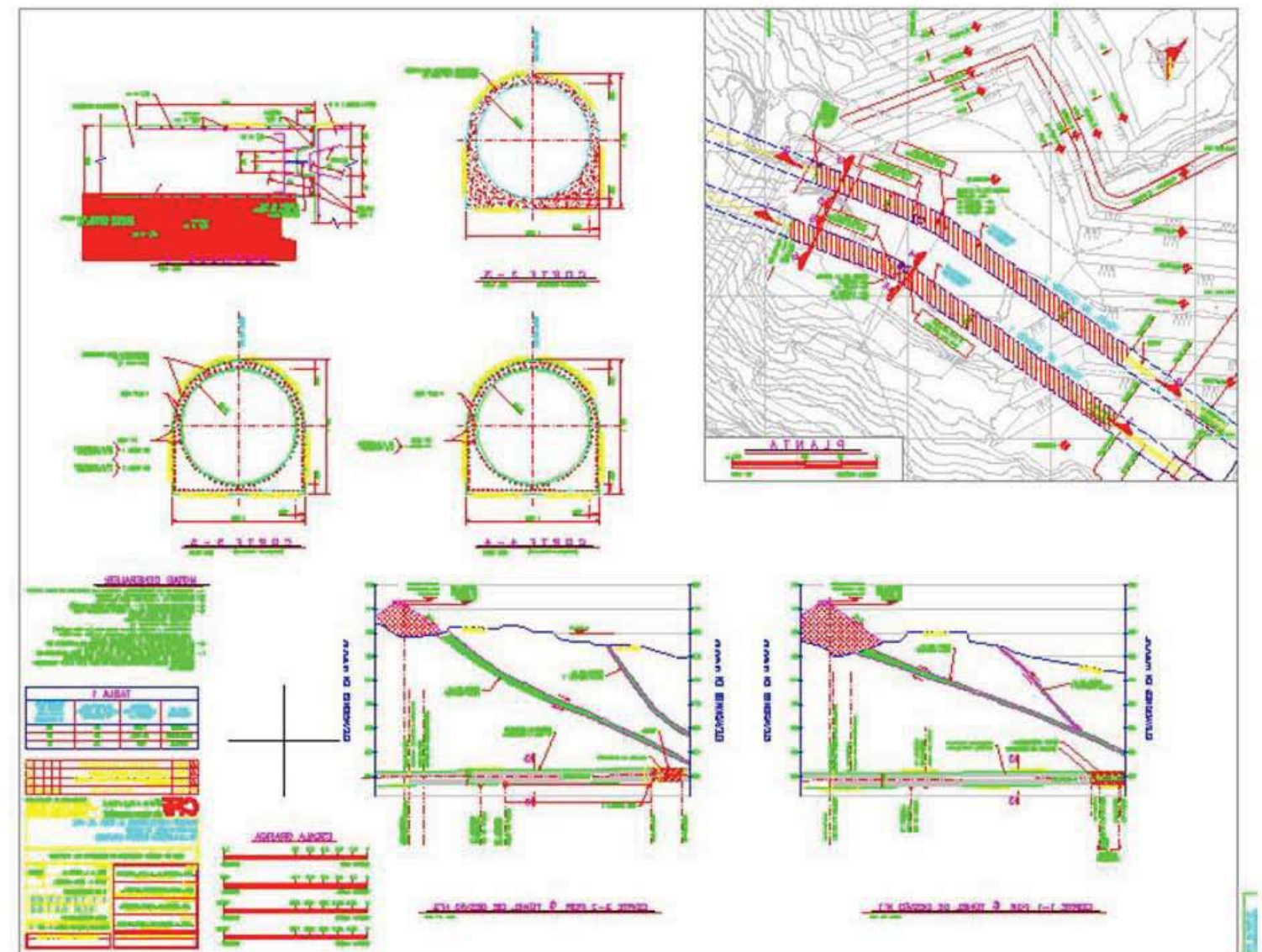
PERFIL TÚNEL 2 POR TAPON ANCLA



PERFIL POR TUNEL 2, TAPON ANCLA ARMADOS



PLANTA DE TÚNELES DE DESVÍO, CASQUILLOS



PLANTA Y PERFILES POR TÚNELES DE DESVÍO, SECCIÓN CASQUILLOS