

O COLAPSO DO TÚNEL XICOTEPEC I MÉXICO

Uma investigação sobre as causas e um
estudo para a sua reconstrução

VITOR HUGO MACEDO CORREIA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Antonio Milton Topa Gomes

JULHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha “*mujer*” e dedicada esposa Yassiry, por ser a razão que me levou a alcançar mais um reto profissional e por outras motivações que esperemos os dois se concretizem.

“Não importa quanto tempo já se passou: eu sou o mesmo, o amor é o mesmo, e a esperança também”, Lya Luft.

À minha filha Isabela, queria dizer-te que as melhores coisas da vida passam quando menos as esperamos, não porque não tenhamos sido empenhados em procurá-las, mas porque sabíamos que mais tarde ou mais cedo iam passar, devido ao esforço e vontade que estabelecemos nas metas da nossa vida, por isso,

“Somos os donos do nosso destino, somos os capitães da nossa alma”, Winston Churchill

Sabes que sempre terás a tua mãe e o teu pai para ajudar-te a alcançar o que mais ambicionas, e esperamos poder ensinar-te que, quando sigas a tua caminhada sozinha,
“Não faças do amanhã o sinónimo de nunca, nem o ontem o mesmo que nunca mais. Teus passos ficaram. Olha para trás, mas vai em frente, pois há muitos que precisam que chegues para poderem seguir-te”, Charles Chaplin.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar quero agradecer aos meus Pais, Álvaro e Virgínia, principais responsáveis pelo que sou hoje, e por ter chegado académica e profissionalmente até esta etapa. São em verdade sentimentos encontrados quando penso neles, na minha irmã Marta e na minha sobrinha Diana, por um lado por serem já inimagináveis quase 8 anos longe da minha família, e por outro lado pela necessidade profunda de corresponder à sua vontade de ter-me perto deles.

Ao meu orientador, Professor Dr. António M. Topa Gomes, pela atenção, disponibilidade e facilidades em todo este processo. Devo-lhe o muito que me apoiou na etapa que gratificadamente passamos juntos na construção da primeira etapa do Metro do Porto (2002-2005), e pela amizade que ficou.

Ao Eng. Sergio R. Herrera Castañeda, por ser a pessoa que mais me ensinou nesta aventura fora do país, pelo conhecimento, experiência e liderança em todos os temas relacionados com a geologia e geotecnia, por ser um dos primeiros em dizer-me que era importante terminar este ciclo académico e pela simplicidade de estar na vida.

Aos Engs. Fermin A. Sanchez e J. Francisco Suárez Fino da empresa CONSULTEC, pela disponibilidade, meios informáticos na análise numérica da solução presente nesta dissertação e pela abertura que sempre mostraram ao desenvolvimento académico para ajudar a aperfeiçoar a vertente profissional do engenheiro.

A todos que em FCC e CONNET me ajudaram a atingir um estado de profunda felicidade pelo simples ato de olhar para trás e ver tudo aquilo que construímos juntos, suportados na incansável dedicação e trabalho em equipa, em especial aos Engs. José Manuel Gutiérrez Manjón, Jose Manuel Núñez Holgueras, David Arribas Mazarracin, Jorge Colonia Alborñoz, Pedro Lé Costa, Efraín Reynoso León, Adonái Martínez Landa, Diego Perez Centeno e Jesus Cazares Galindo (2007-2015).

Ao Professor Dr Miguel A. Dias Azenha, pelos *tips* que me ajudaram a pensar que era possível terminar finalmente algo que tinha iniciado há 13 anos, que foi o Mestrado em Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, e pela amizade que ficou e ficará depois de 5 anos de licenciatura (1995-2000), cheios de sobressaltos e momentos académicos inesquecíveis que só a FEUP da Rua dos Bragas pôde dar.

Ao Professor Dr Manuel A. de Matos Fernandes, quem foi absolutamente decisivo para que eu em 1999 optasse por este ramo da Engenharia Civil, Geotecnia, que é definitivamente cativante e onde espero no futuro continuar envolvido.

Uma das muitas coisas boas que aprendi no país surpreendente e apaixonante que é o México é ser agradecido, em verdade uma página é manifestamente pouco para agradecer a todos aqueles que me ajudaram e se preocuparam por mim. Terminei agradecendo por isso, ao meu “*México lindo*” e ao povo mexicano, pelo que nestes anos me deu, uma família “*hermosa*”, uma notável obra que me ensinou a crescer profissionalmente e estabilidade emocional e económica que em tempos de crise se tornam mais importantes assegurar.

RESUMO

Os túneis rodoviários Xicotepec I formam parte de um grande projeto para ligar a Cidade do México, capital do país, com Tuxpan, na costa de Veracruz. Ao longo da *Sierra Madre Oriental* cruzam-se formações geológicas complexas, constituídas por diversos tipos de rocha sedimentares do Jurássico, as quais coexistem com depósitos vulcânicos do Holoceno do Quaternário. Durante a escavação do Túnel Esquerdo se atravessou um estrato de argilas brandas subjacentes a um maciço de colunas basálticas rígidas na abóboda do túnel; durante o proceso de escavação, o túnel começou a manifestar grandes deformações até que ocorreu o colapso. Na presente dissertação expõe-se uma interpretação completa, tanto geológica como geotécnica do evento ocorrido em junho de 2012, respaldada por uma análise numérica em duas e três dimensões que reproduzem a rotura com um bom grau de aproximação, o que representa a base para as posteriores soluções e projetos de reconstrução. Em seguida descrevem-se as soluções adotadas, estudos paramétricos com análises de sensibilidade dos materiais envolvidos e otimizações ao projeto de acordo à geologia encontrada durante a fase de construção.

PALAVRAS-CHAVE: México, túneis, complexas, basálticas, colapso.

ABSTRACT (ARIAL 11PT BOLD)

The road tunnels Xicotepec I as part of a modern Highway project connecting Mexico City with Tuxpan, in the coast of the State of Veracruz. Along the mountain system known as Sierra Madre Oriental, very complex geological formations are passed across, consisting of diverse type of Jurassic sedimentary rocks, coexisting with volcanic deposits from the Holocene. While driving the left tunnel through soft clayey strata at the face in combination with and an upper body of stiff colunar basalts at the roof, a very large scale collapse happened. This dissertation presents a complete, both geological and geotechnical interpretation of the event, supported by two and three-dimensional numerical analyses reproducing the failure with a very good degree of approximation, which served as the basis for the reconstruction designs. Then describe the solutions adopted, a parametric study with sensitivity analyzes of the materials involved and optimizations to the geology founded during the construction phase.

KEYWORDS: Mexico, tunnels, complex, basalts, collapse.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 RESENHA HISTÓRICA E GEOGRÁFICA	1
1.2 MOTIVAÇÕES E ENQUADRAMENTO DO TEMA	5
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE	14
2. INVESTIGAÇÃO SOBRE AS CAUSAS DO COLAPSO	15
2.1 ANTECEDENTES DO PROJETO – NUEVO NECAXA-AVILA CAMACHO	15
2.1.1 AVALIAÇÃO GERAL DO ANTEPROJETO DE CONCURSO	15
2.1.2 AVALIAÇÃO GERAL DO PROJETO DE EXECUÇÃO	15
2.2 ANTECEDENTES DO PROJETO – TÚNEL XICOTEPEC I	20
2.2.1 ESTUDO FOTOGRAMÉTRICO E TOPOGRÁFICO DE DETALHE	20
2.2.2 ESTUDO GEOLÓGICO	21
2.2.2.1 Âmbito geral do procedimento	21
2.2.2.2 Modelo geológico	21
2.2.2.3 Conclusões e recomendações	23
2.2.3 ESTUDO GEOMÉTRICO	23
2.2.4 ESTUDO GEOTÉCNICO	24
2.2.5 ANÁLISE DO REVESTIMENTO	35
2.3 ORDEM CRONOLÓGICA DOS TRABALHOS ATÉ À OCORRÊNCIA DO COLAPSO	37
2.3.1 PORTAL MÉXICO	37
2.3.1.1 Condições geológicas	37
2.3.1.2 Análises geotécnicas	38
2.3.1.3 Procedimento construtivo	38
2.3.1.4 Descrição do colapso	39
2.3.1.5 Solução final portal México	41
2.3.2 PORTAL TUXPAN	43
2.3.2.1 Ações preventivas antes do início da fase de construção	44
2.3.2.2 Início da fase de construção	45
2.3.2.3 Resultados de instrumentação e tomada de decisões	45
2.3.2.4 Descrição do colapso	45

2.3.2.5	Análise do movimento do colapso	47
2.3.2.6	Ações posteriores ao colapso	55
2.3.3	CONCLUSÕES.....	55

3. SOLUÇÃO DE REPARAÇÃO DO TÚNEL COLAPSADO .63

3.1	INTRODUÇÃO	63
3.2	MODELO FENOMENOLÓGICO	64
3.2.1	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA.....	64
3.2.2	EXPLORAÇÕES GEOFÍSICAS, GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS APÓS COLAPSO.....	67
3.2.3	INTEGRAÇÃO DE INFORMAÇÃO GEOLÓGICA, GEOFÍSICA E GEOTÉCNICA	68
3.2.4	UNIDADES GEOTÉCNICAS AO LONGO DOS TÚNEIS	69
3.2.4.1	Determinação da resistência do maciço rochoso	69
3.2.4.2	Classificações geomecânicas para as unidades geotécnicas do maciço rochoso	70
3.2.4.3	Estimativa dos parâmetros do critério de rotura de Hoek-Brown para as unidades de maciço rochoso	73
3.2.4.4	Estimativa dos parâmetros do critério de rotura de Mohr-Coulomb para as unidades de maciço rochoso	73
3.2.4.5	Determinação de parâmetros de deformabilidade para as unidades de maciço rochoso	74
3.2.4.6	Determinação dos parâmetros mecânicos dos materiais argilosos	75
3.3	MODELO NUMÉRICO	75
3.3.1	DESCRIÇÃO.....	75
3.3.2	SIMULAÇÃO DO COLAPSO.....	76
3.3.2.1	Determinação dos parâmetros mecânicos das unidades geotécnicas.....	77
3.3.2.2	Modelação de elementos estruturais para cambotas	79
3.3.2.3	Modelação de elementos estruturais para enfilagens	80
3.3.2.4	Considerações sobre a modelação do betão projetado	81
3.3.3	COMPROVAÇÃO DA VALIDADE DA SIMULAÇÃO DO COLAPSO.....	85
3.3.4	RECONFIGURAÇÃO DO MODELO	86
3.3.5	SIMULAÇÃO DO PROJETO DE REPARAÇÃO	89
3.3.5.1	Plataforma de injeções.....	89
3.3.5.2	Instrumentação.....	90
3.3.5.3	Sistema de suporte proposto	94
3.3.5.4	Fases de cálculo	96
3.3.5.5	Análises bidimensionais.....	96
3.3.5.6	Galerias auxiliares – condição geotécnica “E”	101
3.3.5.7	Meia seção superior – condição geotécnica “E”	104
3.3.5.8	Meia seção inferior – condição geotécnica “E”	105
3.3.5.9	Resposta da instrumentação	106

3.3.5.10	Revestimento definitivo.....	108
3.3.5.11	Estabilidade global das obras.....	111
3.3.6	CONCLUSÕES	111

4. SEGUIMENTO DURANTE A FASE DE CONSTRUÇÃO .. 113

4.1	PLATAFORMA DE INJEÇÕES.....	113
4.2	CONSTRUÇÃO DAS GALERIAS LATERAIS.....	118
4.3	INSTRUMENTAÇÃO	120
4.4	FASE CONSTRUTIVA ATUAL.....	122
4.5	ESTUDOS PARAMÉTRICOS	123
4.5.1	NOVO PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	124
4.5.2	MODELO DE CÁLCULO	124
4.5.2.1	Simulação da construção.....	125
4.5.2.2	Parâmetros do modelo calibrados	130
4.5.3	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS ESCAVAÇÕES.....	130
4.5.3.1	Estação k654+430	130
4.5.3.2	Estação k654+490	135
4.5.4	REVISÃO ESTRUTURAL	138
4.5.4.1	Estação k654+430	139
4.5.4.2	Estação k654+490	142
4.5.5	CONCLUSÕES	144

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1	PRINCIPAIS CONCLUSÕES.....	149
5.2	LIÇÕES APRENDIDAS E PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTO FUTURO.....	153

ÍNDICE DE FIGURAS

1. INTRODUÇÃO

Figura 1.1 – Mapa de América do Norte e Central com a ligação rodoviária entre México, EUA e Canadá.	2
Figura 1.2 – Mapa com a localização do Projeto Nuevo Necaxa-Tehuacán.	2
Figura 1.3 – Cidade antiga Totonaca de “El Tajin” situada ao norte do estado de Veracruz, México. ...	3
Figura 1.4 – Salto de água de Necaxa, 1900 (INAH).....	4
Figura 1.5 – Povoado de Necaxa, 1930 (INAH).....	5
Figura 1.6 – Bacia Hidrográfica do Rio Necaxa.	6
Figura 1.7 – Em primeiro plano, <i>Campylopterus Curvipennis</i> (Fandanguero). Em segundo plano, a Ponte <i>Texcapa II</i> em fase de construção (ICA & GLOBALVÍA, 2011).	6
Figura 1.8 – Túnel Huauchinango – Portal México, terminado em fevereiro de 2010.....	7
Figura 1.9 – Túnel Huauchinango – Portal Tuxpan, terminado em fevereiro de 2010.	7
Figura 1.10 – Túnel Necaxa – Portal México, terminado em fevereiro de 2012.....	8
Figura 1.11 – Túnel Necaxa – Portal Tuxpan, terminado em fevereiro de 2012.	8
Figura 1.12 – Túnel Xicotepec I – Portal México, terminado Túnel Direito em fevereiro de 2014.	9
Figura 1.13 – Túnel Xicotepec I – Portal Tuxpan, terminado Túnel Direito em fevereiro de 2014.	9
Figura 1.14 – Túnel Xicotepec II – Portal México, terminado em dezembro de 2011.	10
Figura 1.15 – Túnel Xicotepec II – Portal Tuxpan, terminado em dezembro de 2011.	10
Figura 1.16 – Túnel Zoquital – Portal México, terminado em dezembro de 2011.	11
Figura 1.17 – Túnel Zoquital – Portal Tuxpan, terminado em dezembro de 2011.	11
Figura 1.18 – Túnel Las Pilas – Portal México, terminado em dezembro de 2013.	12
Figura 1.19 – Túnel Las Pilas – Portal Tuxpan, terminado em dezembro de 2013.....	12
Figura 1.20 – Ponte <i>San Marcos</i> em fase de construção.	13
Figura 1.21 – Ponte <i>San Marcos</i> , desafio cumprido!	13

2. INVESTIGAÇÃO SOBRE AS CAUSAS DO COLAPSO

Figura 2.1 – Características da zona da Serra Norte do Estado de Puebla com zonamento no mapa do México, extraído do documento “ <i>Regionalización de los deslizamientos en México</i> ” (Herrera, 2002).	17
---	----

Figura 2.2 – Carta de precipitação anual da República Mexicana (<i>Servicio Meteorológico Nacional</i>).	18
Figura 2.3 – Planta e seção transversal do Túnel Xicotepec I para uma autoestrada com 4 vias entregue no Projeto Básico da SCT (SCT, 2006a).	19
Figura 2.4 – Planta e seção transversal do Túnel Xicotepec I para uma autoestrada com duas vias em cada túnel separados entre si, entregue no Anteprojeto de Concurso (CONNET, 2007).	19
Figura 2.5 – Ortofoto com a localização do Túnel Xicotepec I e das unidades litológicas existentes na zona, Jsp (Rocha Calcária) e Qb (Rocha Basáltica). A “amarelo” o eixo da autoestrada do Anteprojeto de Concurso e a “verde” o eixo da autoestrada do Projeto de Execução.	20
Figura 2.6 – Planta Topográfica de detalhe com a localização do Túnel Xicotepec I e das unidades litológicas existentes na zona, Jsp (Rocha Calcária) e Qb (Rocha Basáltica).	21
Figura 2.7 – Planta geológica com a localização do Túnel Xicotepec I e das unidades litológicas tomadas do estudo geológico de responsabilidade do Eng. Sergio Herrera Castañeda (COPEI & Herrera, 2007).	22
Figura 2.8 – Perfil geológico longitudinal do Túnel Xicotepec I com as diferentes unidades litológicas tomadas do estudo geológico de responsabilidade do Eng. Sergio Herrera Castañeda (COPEI & Herrera, 2007).	22
Figura 2.9 - Seção Típica dos Túneis do Projeto Nuevo Necaxa – Avila Camacho (INGETEC, 2008) 24	
Figura 2.10 – Planta com as explorações geotécnicas e geofísicas disponíveis no Projeto Básico da SCT. Traçado “preto” do Anteprojeto de Concurso e Traçado “vermelho” do Projeto de Execução.	25
Figura 2.11 – Planta com as explorações geotécnicas e geofísicas realizadas para o Projeto de Execução. Traçado “preto” do Anteprojeto de Concurso e Traçado “vermelho” do Projeto de Execução.	25
Figura 2.12 – Planta com a localização das seções de cálculo do Projeto de Execução (A-A, B-B e C- C). Portal México considerado no Projeto de Execução (cor “vermelha”) e como construída (cor “verde”).	28
Figura 2.13 – Planta com a localização das seções de cálculo do Projeto de Execução (D-D, E-E e F- F). Portal Tuxpan considerado no Projeto de Execução (cor “vermelha”) e como construída (cor “verde”).	28
Figura 2.14 – Modelo numérico do programa <i>Phase2</i> correspondente à seção D-D (INGETEC, 2008).	29
Figura 2.15 – Seção transversal com o sistema de suporte correspondente ao terreno tipo II (INGETEC, 2008).	30
Figura 2.16 – Seção transversal com o sistema de suporte correspondente ao terreno tipo IIIA (INGETEC, 2008).	31
Figura 2.17 – Seção transversal com o sistema de suporte correspondente ao terreno tipo IIIB (INGETEC, 2008).	33
Figura 2.18 – Seção transversal tipo com a localização dos pontos de controlo topográfico (INGETEC, 2008).	35

Figura 2.19 – Túnel Zoquital – Zona de avanço da betonagem do revestimento definitivo não armado.	37
Figura 2.20 – Túnel Huauchinango – Cimbres utilizados para betonagem do revestimento definitivo não armado.	37
Figura 2.21 – Túnel Xicotepec I – Portal México. Foto tomada no dia 11 de maio de 2009 pelo meio dia.	39
Figura 2.22 – Túnel Xicotepec I – Portal México. Foto tomada no dia 11 de maio de 2009 pela tarde.	39
Figura 2.23 – Túnel Xicotepec I – Portal México. Análise do Colapso (Diagnóstico).....	40
Figura 2.24 – Túnel Xicotepec I – Portal México. (à esquerda) Superfícies do deslizamento alteradas (diferença de cor) que indicam a existência de fracturação vertical antiga. (à direita) Cavidade existente na base do bloco principal “A”.	40
Figura 2.25 – Túnel Xicotepec I – Portal México. Planta com a solução de reparação (INGETEC, 2009)	41
Figura 2.26 – Túnel Xicotepec I – Portal México. Seção com a solução de reparação (INGETEC, 2009).	41
Figura 2.27 – Túnel Xicotepec I – Portal México. Muro em betão hidráulico armado na parte baixa do talude cobrindo a zona do estrato <i>paleossolo</i> disponível no Projeto de Reparação do Portal México (INGETEC, 2009).....	42
Figura 2.28 – Modelo numérico para o Projeto de Reparação do Portal México (INGETEC, 2009). ...	43
Figura 2.29 – Planta com a localização de sondagens, portal original (cor “vermelha”) e portal final (cor “verde”), seções estudadas prévias ao início da fase de construção e zona colapsada do Túnel Esquerdo.	44
Figura 2.30 – Zona do colapso à superfície vista de Tuxpan para México. A linha vermelha indica a fronteira da separação entre os basaltos intemperizados (cinzentos) e os basaltos que ficaram descobertos com o colapso (castanhos) (CONSULTEC, 2013a).	46
Figura 2.31 – Zona do colapso à superfície vista de México para Tuxpan. A linha vermelha indica a fronteira da separação dos basaltos. Note-se a mudança de coloração dos basaltos (CONSULTEC, 2013a).	46
Figura 2.32 – Resumo da precipitação registrada na região no mês de junho de 2012 (INGETEC, 2012b).	47
Figura 2.33 – Gráfica da instrumentação da estação k654+596 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).	48
Figura 2.34 – Gráfica da instrumentação da estação k654+591 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).	49
Figura 2.35 – Gráfica da instrumentação da estação k654+586 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).	50
Figura 2.36 – Gráfica da instrumentação da estação k654+581 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).	51

Figura 2.37 – Gráfica da instrumentação da estação k654+576 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).	52
Figura 2.38 – Gráfica da instrumentação da estação k654+571 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).	53
Figura 2.39 – Gráfica da instrumentação da estação k754+567 (Túnel Direito) (CONNET, 2012a)....	54
Figura 2.40 – Interpretação geológica da situação antes do colapso dos túneis sobre uma seção nas estações k654+570 (Túnel Esquerdo) e k754+550 (Túnel Direito) (CONSULTEC, 2013a).....	56
Figura 2.41 – Perfis geológicos, anterior e posterior ao colapso, onde se pode apreciar a diminuição da espessura das camadas argilosas entre o basalto e a rocha calcária após o colapso (CONSULTEC, 2013a).	56
Figura 2.42 – Seção do túnel com a localização dos pontos de medição topográfica para calcular as convergências e assentamentos, previstos no Projeto de Execução (INGETEC, 2008).	57
Figura 2.43 – Seções de convergência na zona colapsada com os vetores de deslocamento horizontal medidos entre os meses de maio e junho de 2012.	58
Figura 2.44 – Interpretação geológica da situação após colapso dos túneis sobre uma seção nas estações k654+570 (Túnel Esquerdo) e k754+550 (Túnel Direito) (CONSULTEC, 2013a).....	59
Figura 2.45 – Perfil geológico longitudinal ao longo do traçado do Túnel Direito (CONSULTEC, 2013a).....	60
Figura 2.46 – Perfil geológico longitudinal ao longo do traçado do Túnel Esquerdo (CONSULTEC, 2013a).....	60

3. SOLUÇÃO DE REPARAÇÃO DO TÚNEL COLAPSADO

Figura 3.1 – Frente de escavação do Túnel Esquerdo (k654+573) no qual se aprecia o contato entre os basaltos colunares e o estrato argiloso.	64
Figura 3.2 – Principais rasgos geológicos estruturais do maciço rochoso com base na análise fotogeológica (CONSULTEC, 2013a).....	65
Figura 3.3 – Escarpe principal formado pelo colapso. As linhas vermelhas descontínuas representam traços da falha S7 de direção 85°/003° da Família 2 (CONSULTEC, 2013a).	66
Figura 3.4 – Movimento ao longo do plano de falha principal formado com o colapso; a linha branca descontínua marca o nível topográfico do terreno antes do colapso (CONSULTEC, 2013a).....	66
Figura 3.5 – Vista do Portal México onde ressalta a geometria das fracturas e falhas da Família 1 com respeito à direção do corte do talude (CONSULTEC, 2013a).	67
Figura 3.6 – Planta com a localização das explorações realizadas após colapso.	67
Figura 3.7 – Perfil litológico ao longo do Túnel Direito (CONSULTEC, 2013a).	68
Figura 3.8 – Perfil litológico ao longo do Túnel Esquerdo (CONSULTEC, 2013a).	68
Figura 3.9 – Intervalos do módulo de elasticidade do maciço rochoso para as distintas condições geotécnicas definidas em função da qualidade RMR (CONSULTEC, 2013a).	74

Figura 3.10 – Malha de diferenças finitas vista desde o lado Tuxpan (CONSULTEC, 2013c).	76
Figura 3.11 – Malha com a disposição dos estratos e posição dos túneis (CONSULTEC, 2013c).	76
Figura 3.12 – Corte da malha sobre o Túnel Esquerdo. Vista desde o lado México (CONSULTEC, 2013c).	77
Figura 3.13 – Basaltos colunares localizados na zona de colapso (CONSULTEC, 2013c).	78
Figura 3.14 – Contornos dos deslocamentos sobre a estação k654+590 (CONSULTEC, 2013c).	79
Figura 3.15 – Contornos da deformação por cortante sobre a estação k654+590 (CONSULTEC, 2013c).	79
Figura 3.16 – Coordenadas e graus de liberdade do elemento viga. Extraída do manual de Flac3D .	80
Figura 3.17 – Modelo mecânico dos elementos enfilagem. Extraída do manual de Flac3D.	80
Figura 3.18 – Relação resistência-deformação para distintas idades do betão projetado (CONSULTEC, 2013a).	81
Figura 3.19 – Evolução da resistência do betão projetado (CONSULTEC, 2013a).	82
Figura 3.20 – Curva de endurecimento do betão projetado (CONSULTEC, 2013a).	84
Figura 3.21 – Diferentes idades do betão projetado durante a escavação (CONSULTEC, 2013a). ...	84
Figura 3.22 – História dos deslocamentos modelados e medidos entre 31/03/2012 e 20/06/2012 na estação k754+544 (CONSULTEC, 2013a).	85
Figura 3.23 – História dos deslocamentos modelados entre 16/03/2012 e 20/06/2012 na estação k754+544 (CONSULTEC, 2013a).	86
Figura 3.24 – Fotografia da frente na estação k654+573 (CONNET, 2012b).	87
Figura 3.25 – Perfis geológicos antes e depois do colapso sobre o eixo do Túnel Esquerdo (CONSULTEC, 2013c).	88
Figura 3.26 – Modelo reconfigurado (CONSULTEC, 2013c).	89
Figura 3.27 – Vista do modelo que mostra a plataforma construída (CONSULTEC, 2013c).	89
Figura 3.28 – Esquema de injeções proposto na estação k654+570 (CONSULTEC, 2013b).	90
Figura 3.29 – Planta com a localização da instrumentação em superfície (CONSULTEC, 2013b).	91
Figura 3.30 – Seções com a localização da instrumentação à superfície (CONSULTEC, 2013b).	91
Figura 3.31 – Planta com a localização dos extensómetros dentro dos túneis (CONSULTEC, 2013c).	92
Figura 3.32 – Seção com a localização dos extensómetros dentro do Túnel Esquerdo (CONSULTEC, 2013c).	92
Figura 3.33 – Seção Típica com a localização dos pontos de controlo topográfico para medição das convergências dentro do túnel (CONSULTEC, 2013c).	93

Figura 3.34 – Fases de escavação típicas em vários métodos internacionais	94
Figura 3.35 – Procedimento construtivo para a reparação do Túnel Esquerdo colapsado (CONSULTEC, 2013c).	95
Figura 3.36 – Procedimento de escavação e suporte no modelo de diferenças finitas (CONSULTEC, 2013c).	96
Figura 3.37 – Malha de elementos finitos na seção k654+560 para o estado original (CONSULTEC, 2013a).	97
Figura 3.38 – Malha de elementos finitos na seção k654+560 para o estado após colapso (CONSULTEC, 2013a).	97
Figura 3.39 – Curva de relaxamento do terreno em função da distância da frente de escavação e do tempo (idades do betão projetado) (CONSULTEC, 2013a).	99
Figura 3.40 – Resultados da calibração do modelo de elementos finitos (2D) com os obtidos do modelo tridimensional (CONSULTEC, 2013a).	99
Figura 3.41 – Contornos dos deslocamentos que mostram o mecanismo de colapso (CONSULTEC, 2013a).	100
Figura 3.42 – Pontos plásticos no modelo bidimensional de elementos finitos mostrando o colapso do túnel e da ladeira (CONSULTEC, 2013a).	100
Figura 3.43 – Pontos plásticos no modelo bidimensional de elementos finitos mostrando a reconfiguração do modelo após o colapso do túnel (CONSULTEC, 2013a).	101
Figura 3.44 – Deslocamentos horizontais na galeria (intradorso) do lado montanha (CONSULTEC, 2013c).	101
Figura 3.45 – Deslocamentos horizontais na galeria (intradorso) do lado ladeira (CONSULTEC, 2013c).	102
Figura 3.46 – História de deslocamentos modelizados no k654+570, para os pontos situados no extradorso da galeria do lado montanha, em função do avanço da escavação (CONSULTEC, 2013c).	102
Figura 3.47 – História de deslocamentos modelizados no k654+570, para os pontos situados no intradorso da galeria do lado montanha, em função do avanço da escavação (CONSULTEC, 2013c).	103
Figura 3.48 – Contornos do deslocamento vertical no extradorso ao final da escavação das galerias (CONSULTEC, 2013c).	103
Figura 3.49 – Contornos do deslocamento horizontal ao final da escavação da meia seção superior (CONSULTEC, 2013c).	104
Figura 3.50 – Contornos do deslocamento vertical ao final da escavação da meia seção superior (CONSULTEC, 2013c).	104
Figura 3.51 – Contornos do deslocamento horizontal ao final da escavação da meia seção inferior (CONSULTEC, 2013c).	105
Figura 3.52 – Contornos do deslocamento vertical ao final da escavação da meia seção inferior (CONSULTEC, 2013c).	105

Figura 3.53 – História de deslocamentos modelados para o intradorso do suporte ao longo da reconstrução do Túnel Esquerdo a meio da zona colapsada (k654+570) (CONSULTEC, 2013c).	106
Figura 3.54 – Modelização dos inclinómetros virtuais I-1 e I-2 (CONSULTEC, 2013c).	107
Figura 3.55 – Modelização dos inclinómetros virtuais I-3 e I-4 (CONSULTEC, 2013c).	107
Figura 3.56 – Modelização dos inclinómetros virtuais I-5 e I-6 (CONSULTEC, 2013c)	108
Figura 3.57 – Esquema de análise para cargas por descompressão originadas pelo fracturação da rocha.....	109
Figura 3.58 – Esquema de uma seção composta (CONSULTEC, 2013c).....	109
Figura 3.59 – Seção e distribuição de esforços, deformações e forças no estado último de resistência (CONSULTEC, 2013c)	109
Figura 3.60 – Seção armada do revestimento previsto (CONSULTEC, 2013c).....	110
Figura 3.61 – Contornos da deformação incremental distorcional no fim da análise (CONSULTEC, 2013c).....	111

4. SEGUIMENTO DURANTE A FASE DE CONSTRUÇÃO

Figura 4.1 – Vista da plataforma durante os trabalhos de perfuração e de injeções.	113
Figura 4.2 – Vista aérea da plataforma posterior à finalização dos trabalhos de injeção.	114
Figura 4.3 – Planta com a localização da plataforma para execução dos trabalhos de perfuração e injeções.	114
Figura 4.4 – Mapa de admissões de calda das injeções na seção k654+560 (CONSULTEC, 2013f).....	118
Figura 4.5 – Vista das galerias laterais ao início da sua construção.	118
Figura 4.6 – Detalhe da abóbada da galeria lateral esquerda.	119
Figura 4.7 – Vista das galerias laterais terminadas.	119
Figura 4.8 – Planta com a localização das galerias laterais executadas e dos inclinómetros executados para instrumentação do comportamento da zona colapsada.....	120
Figura 4.9 – Seções transversais pelas estações k654+530, k654+560 e k654+590 com a localização dos inclinómetros (I-1; I-2), (I-3; I-4) e (I-5; I-6), respetivamente.	121
Figura 4.10 – Comparação do comportamento esperado e o medido nos inclinómetros I-1 e I-4 com o avanço da escavação das galerias laterais (Sánchez, Suárez Fino, & Macedo Correia, 2013)	121
Figura 4.11 – Planta com o avanço atual dos trabalhos no Túnel Esquerdo.	122
Figura 4.12 – Perfil geológico-geotécnico atualizado do Túnel Esquerdo.....	124
Figura 4.13 – Sistemas principais de falha incluídos no novo modelo (k654+490).....	125

Figura 4.14 – Malha de elementos finitos para a seção estudada k654+430.....	125
Figura 4.15 – Malha de elementos finitos para a seção estudada k654+490.....	126
Figura 4.16 – Excesso de pressão neutra nas argilas produzido pela escavação da meia seção superior do Túnel Esquerdo (k654+430).....	131
Figura 4.17 – Excesso de pressão neutra nas argilas numa etapa intermédia de avanço, posterior à escavação da meia seção superior do Túnel Esquerdo (k654+430).....	131
Figura 4.18 – Excesso de pressão neutra nas argilas para o processo de descida do nível freático na envolvente do Túnel Esquerdo para os casos sem soleira e com soleira (k654+430).....	132
Figura 4.19 – Deslocamentos totais ao final das obras nos casos de sem soleira e com soleira.....	133
Figura 4.20 – Mecanismo potencial de rotura ao final das obras (sem soleira). Fator de segurança = 1.62.....	134
Figura 4.21 – Mecanismo potencial de rotura ao final das obras (com soleira). Fator de segurança = 1.74.....	134
Figura 4.22 – Frente de escavação na estação k654+492 e resultados da exploração com perfurações em várias direções (CONNET, 2014).....	135
Figura 4.23 – Detalhe da malha correspondente à estação k654+490 na zona dos túneis.....	136
Figura 4.24 – Excesso de pressão neutra nas argilas produzido pela escavação da meia seção superior na estação k654+490 do Túnel Esquerdo.....	136
Figura 4.25 – Excesso de pressão neutra gerado durante uma fase intermédia de escavação da meia seção inferior na estação k654+490 no Túnel Esquerdo.....	137
Figura 4.26 – Mecanismo potencial de rotura ao final das obras (sem soleira). Fator de segurança = 1.40.....	137
Figura 4.27 – Mecanismo potencial de rotura ao final das obras (com soleira). Fator de segurança = 1.60.....	138
Figura 4.28 – Vetores de fluxo na envolvente do túnel para uma chuva extraordinária. Caso sem soleira.....	139
Figura 4.29 – Contornos do nível piezométrico na envolvente do Túnel Esquerdo. Caso sem soleira.....	140
Figura 4.30 – Contornos de excessos de pressão neutra e malha deformada. Caso sem soleira. ...	140
Figura 4.31 – Contornos de velocidade de fluxo na envolvente do Túnel Esquerdo. Caso com soleira.....	141
Figura 4.32 – Contornos de excessos de pressão neutra e malha deformada. Caso com soleira. ...	141
Figura 4.33 – Contornos de velocidade de fluxo na envolvente do Túnel Esquerdo. Caso sem soleira.....	142
Figura 4.34 – Contornos de excessos de pressão neutra e malha deformada. Caso sem soleira. ...	142

Figura 4.35 – Contornos de velocidade de fluxo na envolvente do Túnel Esquerdo. Caso com soleira.	143
Figura 4.36 – Contornos de excessos de pressão neutra e malha deformada. Caso com soleira.	143
Figura 4.37 – Armadura do revestimento definitivo com a disposição dos estribos para o esforço cortante.....	144
Figura 4.38 – Perfil geotécnico atualizado do Túnel Esquerdo	146
Figura 4.39 – Esquema exemplo da colocação de um piezómetro de corda vibrante	147
Figura 4.40 – Localização dos piezómetros propostos, k654+400, k654+420, k654+430 e k654+450.	147

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Figura 5.1 – Fases de escavação típicas em vários métodos internacionais.....	149
Figura 5.2 – Procedimento construtivo para a zona do Túnel Esquerdo colapsado (CONSULTEC, 2013c).....	150
Figura 5.3 – Procedimento construtivo para o Túnel Esquerdo desde o portal México até à zona colapsada (CONSULTEC, 2013c).....	151
Figura 5.4 – Tipo de cambota (marco metálico) utilizada habitualmente no México.....	153
Figura 5.5 – Tipo de cambota (marco metálico) utilizada na maioria dos túneis da autoestrada Nuevo Necaxa – Ávila Camacho.....	154
Figura 5.6 – Esquema do sistema de impermeabilização utilizado.....	154
Figura 5.7 – Avanço dos trabalhos de colocação do sistema de impermeabilização com o revestimento definitivo não armado ao fundo.....	154
Figura 5.8 – Revestimento definitivo não armado e instalações terminadas.....	155
Figura 5.9 – Instalações eletromecânicas terminadas.....	155

ÍNDICE DE QUADROS

1. INTRODUÇÃO

2. INVESTIGAÇÃO SOBRE AS CAUSAS DO COLAPSO

Quadro 2.1 – Quantidade de estruturas previstas no Anteprojeto de Concurso.	15
Quadro 2.2 – Ensaio de laboratório realizados.	16
Quadro 2.3 – Quantidade de estruturas previstas no Projeto de Execução.	16
Quadro 2.4 – Resumo dos parâmetros do maciço rochoso (INGETEC, 2008).	27
Quadro 2.5 – Resultados de convergência e assentamentos máximos (INGETEC, 2008).	34
Quadro 2.6 – Separação entre as seções de medição da instrumentação (INGETEC, 2008).	35
Quadro 2.7 – Resumo dos parâmetros geotécnicos utilizados no Projeto de Reparação do Portal México e novo Projeto do Portal Tuxpan (INGETEC, 2009; INGETEC, 2010).	43
Quadro 2.8 – Localização das seções de convergência do Túnel Esquerdo.	58

3. SOLUÇÃO DE REPARAÇÃO DO TÚNEL COLAPSADO

Quadro 3.1 – Parâmetros de resistência à compressão simples e de resistência à tensão brasileira nas unidades Basalto Superior e Calcário (CONSULTEC, 2013a).	69
Quadro 3.2 – Classificação RMR ₈₉ para a Unidade I (CONSULTEC, 2013a).	70
Quadro 3.3 – Classificação NGI para a Unidade I (CONSULTEC, 2013a).	71
Quadro 3.4 – Classificação RMR ₈₉ para a Unidade III (CONSULTEC, 2013a).	71
Quadro 3.5 – Classificação NGI para a Unidade III (CONSULTEC, 2013a).	72
Quadro 3.6 – Classificação RMR ₈₉ para a Unidade IV (CONSULTEC, 2013a).	72
Quadro 3.7 – Classificação NGI para a Unidade IV (CONSULTEC, 2013a).	73
Quadro 3.8 – Intervalos de valores para os parâmetros do critério de Hoek-Brown para as unidades de maciço rochoso (CONSULTEC, 2013a).	73
Quadro 3.9 – Intervalos de valores para os parâmetros do critério de Mohr-Coulomb para as unidades de maciço rochoso (CONSULTEC, 2013a).	74
Quadro 3.10 – Valores do módulo de deformabilidade para os distintos intervalos da qualidade geotécnica das diferentes unidades de maciço rochoso (CONSULTEC, 2013a).	75
Quadro 3.11 – Parâmetros geomecânicos do modelo com que se obteve o colapso do Túnel Esquerdo (CONSULTEC, 2013c).	78

Quadro 3.12 – Evolução da resistência do betão projetado com o tempo (CONSULTEC, 2013a).	81
Quadro 3.13 – Parâmetros para as unidades argilosas (CONSULTEC, 2013c).	88
Quadro 3.14 – Critérios de risco para valores de convergências (CONSULTEC, 2013a).	93

4. SEGUIMENTO DURANTE A FASE DE CONSTRUÇÃO

Quadro 4.1 – Quadro de controlo dos trabalhos de perfuração (ex. perfuração nº 177) (CONNET, 2013).....	116
Quadro 4.2 – Quadro de controlo dos trabalhos de injeção (ex. perfuração nº 177) (CONNET, 2013)	117
Quadro 4.3 – Parâmetros finais resultantes da calibração	130

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

SÍMBOLOGÍA

Alfabeto Latino

- a – Constante do maciço rochoso (Hoek-Brown)
- c – Coesão
- c_j – Coesão existente nas descontinuidades (juntas) representadas pelo modelo UJM
- c_m – Coesão representada pelo modelo Mohr-Coulomb
- D – Fator que depende do grau de alteração do maciço rochoso por efeitos da relaxação de esforços (Hoek-Brown)
- E – Módulo de elasticidade
- E_i – Módulo de deformação do maciço rochoso intacto
- E_m – Módulo de deformação do maciço rochoso
- J_{sp} – Jurássico superior *pimienta* (Rocha Sedimentar – Calcário da formação *Pimienta*)
- K_0 – Coeficiente de impulso em repouso
- K_x – Coeficiente de permeabilidade horizontal
- K_y – Coeficiente de permeabilidade vertical
- m_b – Valor reduzido da constante do material m_i (Hoek-Brown)
- m_i – Constante do material para rocha intacta (Hoek-Brown)
- Q – Valor para a classificação do maciço rochoso (Barton)
- Q_b – Quaternário basalto (Rocha Ígnea Extrusiva – Basalto)
- Q_{ta} – Quaternário talude (Depósitos de Talude)
- q_u – Compressão simples
- s – Constante do maciço rochoso (Hoek-Brown)
- S – Sondagem
- S_r – Solo residual

Alfabeto Grego

- δ – Deformação medida na instrumentação
- ϕ – Ângulo de atrito
- ϕ_j – Ângulo de atrito interno existente nas descontinuidades (juntas) representadas pelo modelo UJM
- ϕ_m – Ângulo de atrito interno representado pelo modelo Mohr-Coulomb
- γ – Peso específico
- γ_s – Peso específico seco
- ν – Coeficiente de Poisson

σ_1 – Esforço principal maior

σ_3 – Esforço principal menor

σ_c – Resistência à compressão uniaxial

σ_{ci} – Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta

σ_{cm} – Resistência à compressão uniaxial da rocha

σ_i – Tensão indireta

σ_t – Resistência à tração

τ – Resistência ao corte

ψ_j – Ângulo de dilatância existente nas discontinuidades (juntas) representadas pelo modelo UJM

ψ_m – Ângulo de dilatância da massa de solo ou rocha representadas pelo modelo Mohr-Coulomb

Siglas

A4 – Autoestrada com duas faixas de rodagem com duas vias cada uma, juntas entre si

A4S – Autoestrada com duas faixas de rodagem com duas vias cada uma, separadas entre si

AUNETI – Concesionária Autovía Necaxa Tihuatlán

CD – Consolidado Drenado

CFE – Comisión Federal de Electricidad

CONAGUA – Comisión Nacional del Agua

CONNET – Constructora Nuevo Necaxa Tihuatlán

CU – Consolidado Não Drenado

DEC – Departamento de Engenharia Civil

FCC – Fomento Construcciones y Contratas

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

GSI – Geological Strength Index (Hoek-Brown)

ICA – Ingenieros Civiles y Asociados

INAH – Instituto Nacional de Antropología e História

INEGI – Instituto Nacional de Estadística y Geografía

NATM – New Austrian Tunnelling Method

PEMEX – Petróleos Mexicanos

PIP – Passo Inferior Pedestre (Autoestrada passa por baixo da estrutura)

PIV – Passo Inferior Veicular (Autoestrada passa por baixo da estrutura)

PPP – Parceria Público Privada

PPS – Proyecto de Prestación y Servicios

PSP – Passo Superior Pedestre (Autoestrada passa por cima da estrutura)

PSV – Passo Superior Veicular (Autoestrada passa por cima da estrutura)

RMR – Rock Mass Rating (Bieniawski)

RQD – Rock Quality Designation (Deere)

SCT – Secretaría de Comunicaciones y Transportes

SEV – Sondagem Eléctrica Vertical

SPT – Standard Penetration Test

SRF – Stress Reduction Factor (Barton)

SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos

TSR – Tendido Sísmico de Refração

UJM – Ubiquitous Jointed Model

1

INTRODUÇÃO

1.1 RESENHA HISTÓRICA E GEOGRÁFICA

A autoestrada México-Tuxpan representa atualmente a distância mais curta entre a Zona Metropolitana da Cidade do México e um porto marítimo, neste caso a cidade de Tuxpan, localizada na costa do Golfo de México. Constitui também a principal ligação entre o Oceano Pacífico, a Capital do México e os mercados dos Estados Unidos e Canadá, através do macro-corredor rodoviário, Acapulco-Cidade do México-Tuxpan-Tampico-Matamoros-Chicago-Toronto. Esta dissertação trata da problemática ocorrida no Túnel Xicotepec I, de comprimento aproximado de 400 m, inserido no troço Nuevo Necaxa-Ávila Camacho de comprimento aproximado de 37 km e que cruza ao norte dos estados de Puebla e Veracruz, a *Sierra Madre Oriental*.

Este projeto nasce em 1993 com o objetivo de responder a uma necessidade do país para melhorar a comunicação terrestre entre a Cidade do México e o Golfo do México que permitisse potenciar o turismo e o transporte de mercadorias entre estas zonas. Para isso, o governo mexicano através da *Secretaría de Comunicaciones y Transportes* (SCT), dentro do seu Programa Nacional de Infraestrutura, procurou uma solução inovadora que permitisse incluir dentro do mesmo esquema, um Contrato de Prestação de Serviços de longo prazo (PPS, em Portugal PPP) e um Contrato de Concessão tradicional. Além disso, dado o elevado custo de construção do troço Nuevo Necaxa-Avila Camacho (PPS), representando o troço de autoestrada com o custo mais elevado por km de toda a história no México, a SCT decidiu construir o tramo Ávila Camacho-Tihuatlán como Obra Pública para posteriormente entregá-lo ao consórcio vencedor da exploração e, desta forma, tornar financiável e atrativo para o setor privado a construção e posterior exploração do troço completo de Nuevo Necaxa-Tihuatlán.

Na Figura 1.1 pode-se ver um mapa com a ligação rodoviária México-Estados Unidos de América e Canadá e na Figura 1.2 pode-se ver um mapa com a localização da autoestrada Nuevo Necaxa-Avila Camacho-Tihuatlán, a separação da mesma enquanto ao esquema de contratação e execução, as principais povoações e a trajetória da estrada nacional.



Figura 1.1 – Mapa de América do Norte e Central com a ligação rodoviária entre México, EUA e Canadá.

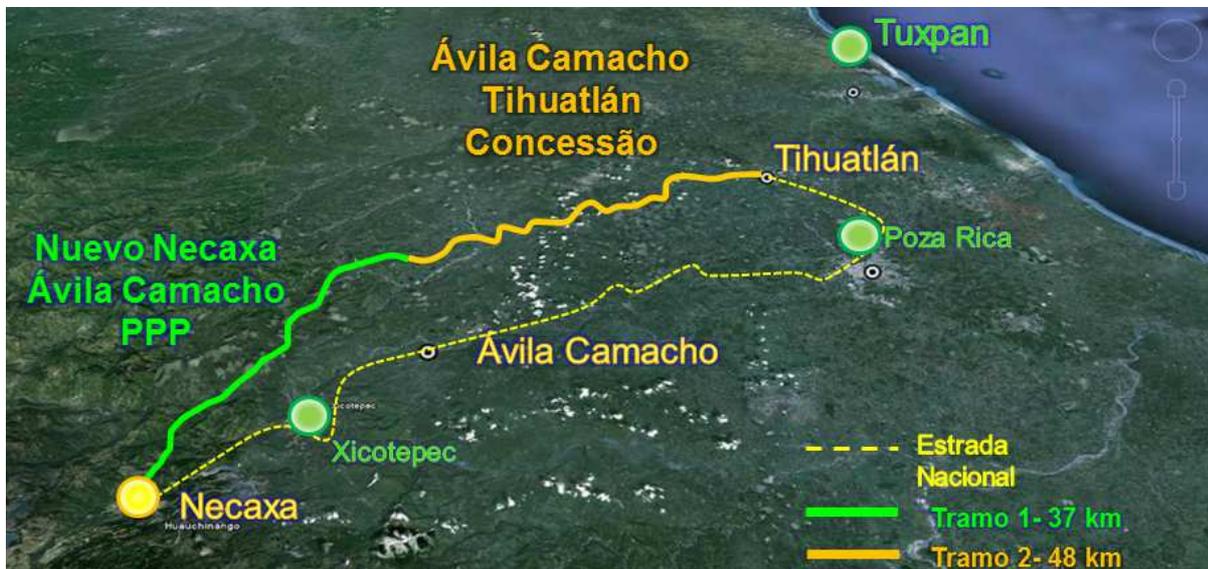


Figura 1.2 – Mapa com a localização do Projeto Nuevo Necaxa-Tihuatlán.

Aqueles projetos de infraestruturas que requerem um forte investimento inicial e que não são compatíveis com fundos públicos de curto prazo podem ser financiados pela iniciativa privada num período longo a troco de pagamentos por disponibilidade e por um serviço prestado. Assim, neste caso as associações público-privadas não só elevam a qualidade dos serviços que oferecem ao setor público, mas também asseguram que essa qualidade se mantém durante o período de contratação através do cumprimento de padrões de qualidade e desempenho.

Com a implementação de esquemas financeiros robustos e com a garantia de segurança jurídica, o México está a atrair investimento estrangeiro como poucos países no mundo e, este fato, junto com o conhecimento e determinação da sua gente, levará no médio prazo a uma rede de infraestruturas que permitirá incrementar a capacidade produtiva do país até situá-lo a um nível adequado ao número de habitantes e recursos naturais que dispõe. Para isto contribuiu o equilíbrio económico do país, que deixou para trás as crises financeiras do século passado dos anos noventa e que com o transcurso dos anos reduziu a dependência da sua economia exterior para apostar no crescimento baseado nas exigências internas, muito mais constantes e previsíveis.

Como não se pode dissociar a história da engenharia, é importante contar um pouco do passado para que, quanto mais não seja, perceber porque se constroem grandes obras no presente e no futuro. Desde que os europeus chegaram à América, marcando o fim da época pré-colombina, que esteve representada durante 3.000 anos por importantes culturas e civilizações, como são os Olmecas, Aztecas, Toltecas, Chichimecas, Totonacas (ver Figura 1.3), Zapotecas, Maias, etc, com um grande peso na história contemporânea uma vez que desenvolveram grandes feitos artísticos e intelectuais ainda hoje reconhecidos à escala mundial, o caminho para Tuxpan era uma das rotas mais curtas entre o Altiplano Central (zona da Cidade do México) e o Golfo de México.



Figura 1.3 – Cidade antiga Totonaca de “El Tajin” situada ao norte do estado de Veracruz, México.

Depois da conquista espanhola em 1521, esta rota diminuiu de importância ao consolidar-se Veracruz como o único porto marítimo autorizado pela coroa espanhola para manter o enlace com Espanha. Não obstante, os comerciantes, regionais e locais, continuaram a utilizar a rede de caminhos que cruzavam a “*Sierra Madre Oriental*” no norte do estado de Puebla, mantendo o trânsito de passageiros e mercadorias entre as povoações existentes na serra. O transporte fazia-se com mula, cruzando montanhas através de uma orografia que se suavizava ao descer até as planícies costeiras.

Em 1903 quando se iniciou a construção da Hidroelétrica Necaxa, a rota México-Tuxpan volta a figurar no panorama económico da nação. Além disso, o descobrimento dos poços petrolíferos na costa do Golfo de México é o motivo pelo qual a princípios do século XX, as atividades de exploração, armazenamento e transporte de petróleo e seus derivados, foram o principal motor económico do estado de Veracruz e do país.

A construção das cinco barragens que constituem o chamado sistema do Rio Necaxa, reativou em boa medida o comércio e a economia local da Serra. Este sistema procurava aproveitar os saltos de água, com um desnível de quase 1.700 m num trajeto inferior a 6 km, com o objetivo de gerar eletricidade para as cidades do México, Puebla e Orizaba. A monumental obra, com uma cortina principal de 58 m de altura e 430 m de comprimento, foi uma das primeiras centrais hidroelétricas do país e, em 1905, quando foi inaugurada era uma das maiores do mundo. Com uma capacidade de geração de 11.2 MW e de armazenar 170 milhões de metros cúbicos de água, implicou a construção de 26 túneis, com uma extensão total de 32 km, para ligar os rios e correntes que levavam a água ao sistema e atravessavam as montanhas da difícil geografia desta região. Com este projeto, além de eletricidade, intensificou-se a vida comercial da zona, sobretudo nas povoações de *Xicotepec de Juárez*, *Huauchinango*, *Zacatlán* e *Nuevo Necaxa*. Na Figura 1.4 pode-se ver uma fotografia de 1900 com um dos saltos de água existente do Rio Necaxa e na Figura 1.5 uma fotografia de 1930 do povoado de Necaxa numa zona que iria desaparecer pela construção da barragem para dar origem à povoação de *Nuevo Necaxa*.



l Salto de Necaxa, ca. 1900

© 425064 CONACULTA.INAH.SINAFO.FN.MÉXICO

Figura 1.4 – Salto de água de Necaxa, 1900 (INAH).

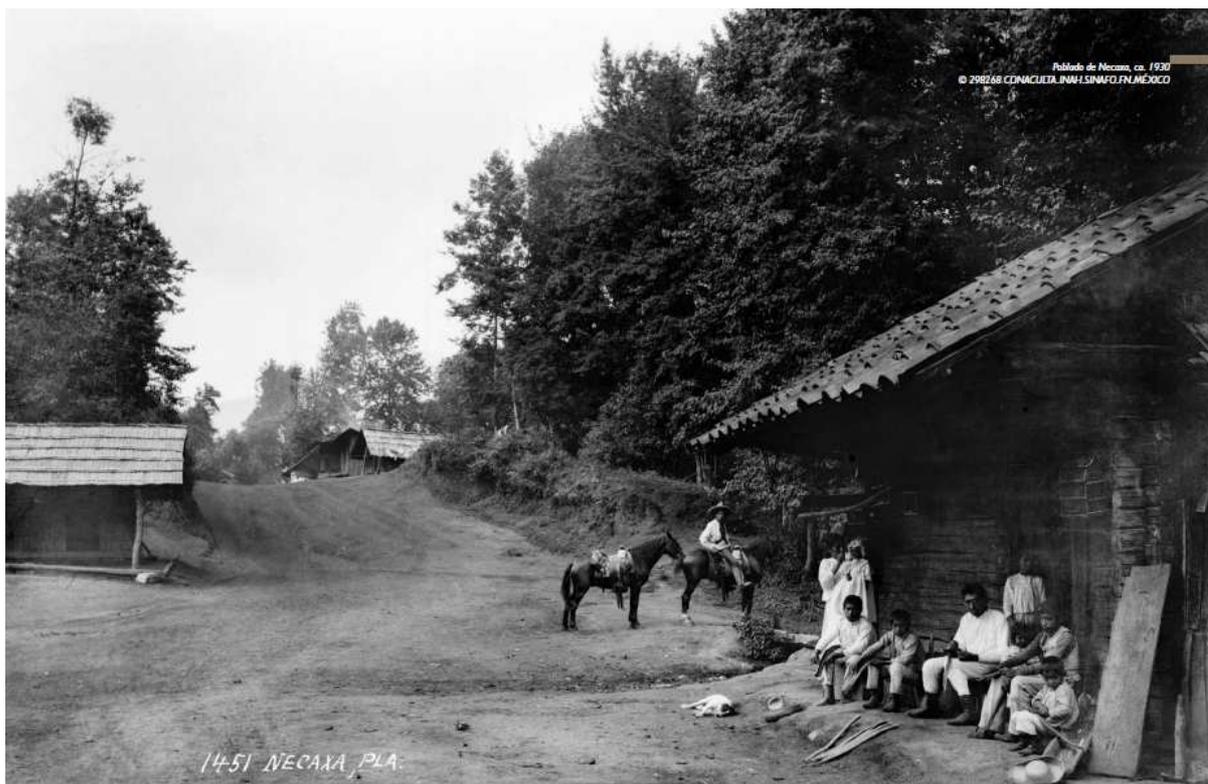


Figura 1.5 – Povoado de Necaxa, 1930 (INAH).

Para terminar esta resenha histórica e geográfica, a autoestrada Nuevo Necaxa-Avila Camacho, representa um notável projeto de engenharia, iniciado no ano 2007, onde se aplicaram para a sua construção tecnologias de vanguarda, em especial, no projeto e construção da Ponte *San Marcos*, que merece por si só um lugar de destaque na história da engenharia mundial.

1.2 MOTIVAÇÕES E ENQUADRAMENTO DO TEMA

O projeto rodoviário objeto desta tese, localiza-se numa região da Bacia Hidrográfica do Rio Necaxa. É uma área protegida por leis governamentais devido à importância dos seus bosques para a captação e produção de água, além de ser uma zona catalogada como uma das mais pluviosas do país, onde chove todo o ano e com o período de chuvas intensas a ocorrer entre os meses de maio e setembro. Esta área protegida pertence aos estados de Puebla e Hidalgo, com a maior porção da sua superfície no estado de Puebla. Os seus bosques constituem ricos ecossistemas, tradicionalmente ameaçados pelo corte de árvores. A área protegida contém amplas zonas de floresta média a alta onde habitam uma grande variedade de espécies de fauna, com alguns animais em perigo de extinção. Devido a estas características, o cumprimento das normas ecológicas por parte das empresas construtoras, foi rigoroso durante toda a sua execução. Desta maneira, as empresas construtoras desenvolveram programas de resgate e restauração ecológica, ao mesmo tempo que adotaram medidas de mitigação sobre flora, fauna, solo e água dentro do direito de via e numa área de influência de pelo menos 500 m de cada lado da autoestrada. Na Figura 1.6 pode-se ver uma fotografia aérea da Bacia Hidrográfica do Rio Necaxa e o seu enquadramento com a natureza tão característica da zona onde se localiza a obra. Na Figura 1.7 pode-se ver uma espécie de ave característica da zona com a Ponte *Texcapa II* em fase de construção.



Figura 1.6 – Bacia Hidrográfica do Rio Necaxa.

Para a construção desta autoestrada de 4 vias de circulação (duas em cada sentido) com 21 m de largura e, em particular, na execução de escavações e terraplanagens, a obra contou com 16,5 milhões de m³ de movimentos de terra, dos quais, 12,5 milhões de m³ de escavações em solo e em rocha e 4 milhões de m³ de terraplanagens, assim como tratamentos específicos para estabilização de cortes e terraplanagens, com particular destaque para o uso de pregagens passivas, ancoragens ativas, cortinas de micro-estacas, cortinas de estacas, drenagem transversal, relva e muros suportados mecanicamente com materiais geosintéticos, betão armado, gaviões ou terra armada.



Figura 1.7 – Em primeiro plano, *Campylopterus Curvipennis* (Fandanguero). Em segundo plano, a Ponte Texcapa II em fase de construção (ICA & GLOBALVÍA, 2011).

Quanto à construção de túneis, executaram-se mais de 8 km divididos em 6 túneis paralelos, com 8 m de altura por 12 m de largura aproximadamente, com diferentes tipos de procedimentos de perfuração em solos brandos e em distintos tipos de rocha, assim como variados tipos de maquinaria. Todos os túneis estão servidos de sistemas de controlo e supervisão, sistemas de ventilação e contra incêndio e de sistemas de comunicação para proteção ao utilizador e resposta para emergências.

Nas figuras seguintes mostram-se imagens aéreas de abril de 2014, durante a fase de construção dos 6 túneis de Nuevo Necaxa-Avila Camacho, em operação desde setembro de 2014, onde os comprimentos mencionados correspondem a comprimentos de escavação.

Túnel Huauchinango (Direito = 112 m ; Esquerdo = 95 m)



Figura 1.8 – Túnel Huauchinango – Portal México, terminado em fevereiro de 2010.



Figura 1.9 – Túnel Huauchinango – Portal Tuxpan, terminado em fevereiro de 2010.

Túnel Necaxa (Direito = 980 m ; Esquerdo = 978 m)



Figura 1.10 – Túnel Necaxa – Portal México, terminado em fevereiro de 2012.



Figura 1.11 – Túnel Necaxa – Portal Tuxpan, terminado em fevereiro de 2012.

Túnel Xicotepec I (Direito = 419 m ; Esquerdo = 322 m)



Figura 1.12 – Túnel Xicotepec I – Portal México, terminado Túnel Direito em fevereiro de 2014.



Figura 1.13 – Túnel Xicotepec I – Portal Tuxpan, terminado Túnel Direito em fevereiro de 2014.

Túnel Xicotepec II (Direito = 892 m ; Esquerdo = 873 m)



Figura 1.14 – Túnel Xicotepec II – Portal México, terminado em dezembro de 2011.



Figura 1.15 – Túnel Xicotepec II – Portal Tuxpan, terminado em dezembro de 2011.

Túnel Zoquital (Direito = 1395 m ; Esquerdo = 1342 m)



Figura 1.16 – Túnel Zoquital – Portal México, terminado em dezembro de 2011.



Figura 1.17 – Túnel Zoquital – Portal Tuxpan, terminado em dezembro de 2011.

Túnel Las Pilas (Direito = 377 m ; Esquerdo = 339 m)

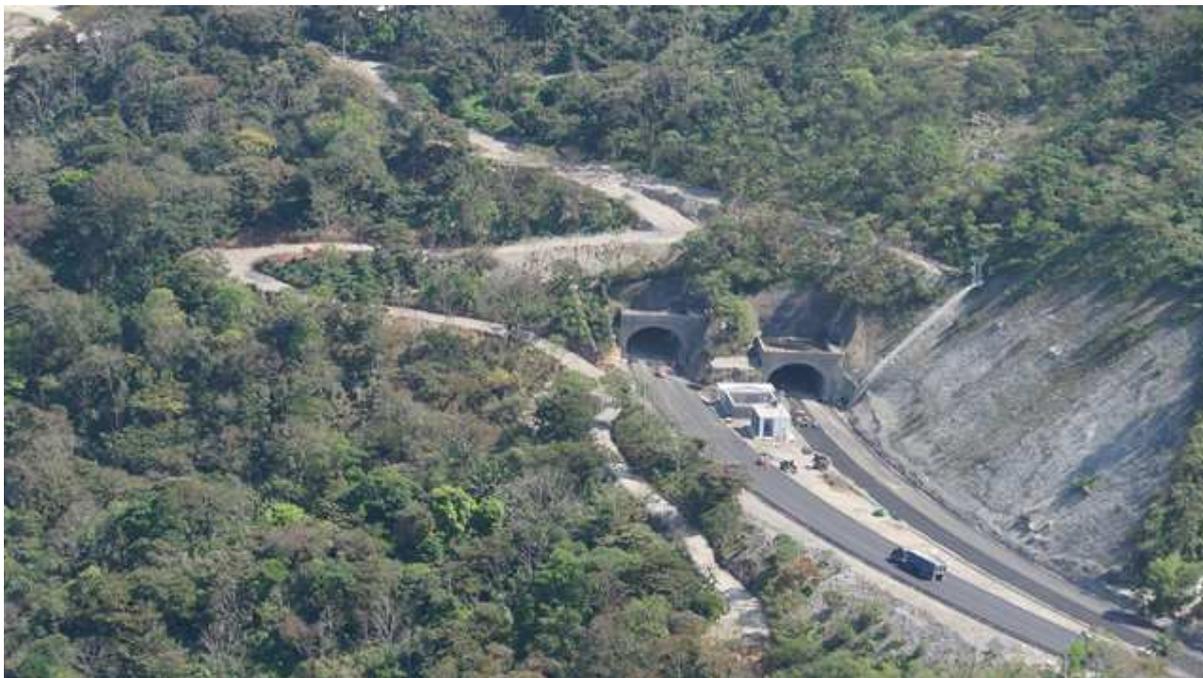


Figura 1.18 – Túnel Las Pilas – Portal México, terminado em dezembro de 2013.



Figura 1.19 – Túnel Las Pilas – Portal Tuxpan, terminado em dezembro de 2013.

Em matéria de pontes, além das variadas tipologias utilizadas nas 12 pontes do projeto, apresenta-se com particular destaque a ponte *San Marcos*, construída no estado de Puebla, como uma das estruturas mais importantes entre os projetos rodoviários em toda a América. A ponte com um comprimento de 850 m atravessa uma zona de alto risco geológico, com uma curva horizontal e outra vertical, através da construção do seu pilar número 4, segundo pilar mais alto do mundo, com uma altura máxima de 225 m desde a base da fundação à cota da via.



Figura 1.20 – Ponte *San Marcos* em fase de construção.



Figura 1.21 – Ponte *San Marcos*, desafio cumprido!

São por isso inumeráveis motivações que me levam a contar o que foi o projeto e construção desta notável obra, através neste caso do Túnel Xicotepec I, que pela sua singular geologia merece que não o deixemos esquecido pelos ensinamentos que proporcionou aos envolvidos e que representará um exemplo a gerações futuras por forma a tentar evitar eventos tão negativos para a programação de uma

obra como colapsos e deslizamentos, que dentro da imprevisibilidade dos mesmos, representarão também riquíssimos antecedentes para a ciência e, em particular, para a engenharia geotécnica, que seguramente ajudará aos que têm que decidir a nível governamental estruturar o progresso de um país e alcançar as metas originadas pelas necessidades dos cidadãos de uma forma mais rápida e segura.

É nas grandes obras onde se definem e se vencem os grandes desafios, porque é nos momentos de controvérsia e desafio que se mede a grandeza dos homens e soluções¹. Cabe às entidades governamentais de cada país promover essas grandes obras de forma profissional com concursos bem desenvolvidos e ao mesmo tempo adequar o tipo de contrato à dimensão e tipo de obra.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

A tese está dividida em cinco capítulos, os quais expõem o trabalho que foi desenvolvido antes e durante a construção do Túnel Xicotepec I. Em geral enquadra-se o tema da tese no primeiro capítulo e, nos restantes capítulos em particular, descreve-se o colapso ocorrido em 20 de junho de 2012, explicam-se os mecanismos de colapso, as soluções adotadas e estudos paramétricos adicionais realizados durante a fase de construção que ajudaram à otimização de processos de acordo com a realidade encontrada. A tese termina com um capítulo de conclusões onde se deixam questões em aberto para que o leitor possa refletir sobre temas que se interrelacionam desde, a engenharia com a ética até às políticas económica e socioculturais de cada país.

Assim no capítulo 2 apresenta-se uma investigação exaustiva das causas do colapso, iniciando com os antecedentes do projeto original e das várias adequações que se levaram a cabo antes do início da construção. Dá-se uma ênfase especial à instrumentação que foi absolutamente decisiva para que não houvesse perdas humanas nem materiais.

O capítulo 3 está enfocado na modelação numérica utilizada para a solução escolhida de recuperação do Túnel Esquerdo, bem como estudos de sensibilidade das diferentes características dos materiais envolvidos.

No capítulo 4 descreve-se o acompanhamento do projeto durante a fase de construção, estudos paramétricos considerando novos cenários de solicitações de carga e as várias otimizações que se podem levar a cabo caso se realizem mais ensaios específicos para obter mais e melhor informação.

Como já mencionei, a tese termina com o capítulo de considerações finais, onde se apresentam as lições aprendidas, as perspectivas de desenvolvimentos futuros e que questões ficam por resolver.

¹ Martin Luther King, Jr. (n. Atlanta; 15 de janeiro de 1929 - m. Memphis; 4 de abril de 1968) foi um ativista pelos direitos civis dos afroamericanos. *“Um homem não mede a sua altura em momentos de conforto, mas sim nos momentos de mudança e controvérsia.”*

2

INVESTIGAÇÃO SOBRE AS CAUSAS DO COLAPSO

2.1 ANTECEDENTES DO PROJETO – NUEVO NECAXA-AVILA CAMACHO

2.1.1 AVALIAÇÃO GERAL DO ANTEPROJETO DE CONCURSO

O período de licitação ocorreu entre maio de 2006 e maio de 2007. O Anteprojeto de Concurso previa um traçado de 36,646 km, no qual se encontravam as seguintes estruturas (ver Quadro 2.1), para além do troço a céu aberto:

Quadro 2.1 – Quantidade de estruturas previstas no Anteprojeto de Concurso.

Túneis (13)	Pontes (14)	Passagens inferiores (10)
Huachinango	Texcapa II	Sem nome I
Necaxa	Ecológico I	Agostaderos
Sem nome I	Ecológico II	Cafetales-Plan de Ayala
Cuhaeyatla	Alseseca I	Plan de Ayala-Tacubaya I
Sem nome II	Alseseca II	Plan de Ayala-Tacubaya II
Xicotepec I	Sem nome I	Plan de Ayala-Tacubaya III
Xicotepec II	Zoquita	Plan de Ayala-Tacubaya IV
Zoquita	Sem nome II	Cafetales
Las Pilas I	Sem nome III	Plan de Ayala-San Pedro
Las Pilas II	Las Pilas	Agua Linda-Plan de Ayala
Sem nome III	Sem nome V	
Sem nome IV	San Marcos	
La Ardilla	Sem nome VI	
	Sem nome VII	

2.1.2 AVALIAÇÃO GERAL DO PROJETO DE EXECUÇÃO

Quanto aos estudos de detalhe para o Projeto de Execução de escavações, terraplanagens, túneis e estruturas, realizaram-se aproximadamente 3,5 km de sondagens com recuperação de amostras, aproximadamente 800 m de poços a céu aberto de profundidades variáveis entre 2 e 5 m e Geofísica (aproximadamente 180 Perfis de Refração Sísmica de 60 m de comprimento alcançando uma profundidade máxima de 60 m e aproximadamente 80 Sondagens Elétricas Verticais com profundidades até 120 m). Complementarmente executaram-se ensaios de laboratório que se podem ver no Quadro 2.2 seguinte:

Quadro 2.2 – Ensaios de laboratório realizados.

Ensaios em amostras de solos	Ensaios em amostras de rochas
Humidade natural	Compressão Simples
Limite de Atterberg	Compressão brasileira
Teor em matéria orgânica	Peso volúmico
Granulometria total	Triaxial em rocha
Peso volúmico	Expansão livre e controlada
Compressão Simples	Petrografia em seções delgadas
Triaxial CU	
Triaxial CD	
Corte direto CU	

O Projeto de Execução ficou definido com um comprimento total de 36,066 km, no qual se encontram as seguintes estruturas (ver Quadro 2.3), para além do troço a céu aberto:

Quadro 2.3 – Quantidade de estruturas previstas no Projeto de Execução.

Túneis (6)	Pontes (12)	Passagens Inferiores (19) Veículos (13) – Pedestre (6)	Passagens Superiores (16) Veículos (5) – Pedestre (11)
Huauchinango	Texcapa II	PIV Michuca	PSV k841+961
Necaxa	Ecológico I	PIP k845+880	PSV k842+349
Xicotepec I	Ecológico II	PIP k847+940	PSP k842+728
Xicotepec II	Cuaxicala	PIP k851+160	PSP k847+039
Zoquital	Alseseca I	PIP k852+050	PSP k847+422
Las Pilas	Alseseca II	PIV Agostaderos	PSP k848+232
	Xicotepec	PIV k853+732	PSV k849+192
	El Cantil	PIV k857+290	PSV k850+445
	San Marcos	PIP k967+316	PSV k851+699
	Ávila Camacho	PIV k968+520	PSP k862+120
	Venustiano Carranza	PIV Cafetales-Plan de Ayala	PSP k863+405
	La Ardilla	PIV La Esperanza	PSP k865+427
		PIP k969+785	PSP k968+689
		PIV k871+814	PSP k970+745
		PIV Plan de Ayala-Tacubaya III	PSP k874+730
		PIV Plan de Ayala-Tacubaya IV	PSP k874+978
		PIV Cafetales	
		PIV Plan de Ayala-San Pedro	
		PIV k875+429	

O Consórcio realizou como primeiras medidas estudos, como são a fotogrametria e a topografia de detalhe, que em curto prazo pudessem dar informação que permitisse elaborar o Projeto de Execução. A topografia tão acidentada da zona, formada por uma grande quantidade de escarpas e mudanças repentinas nas formações montanhosas, faz com que em poucos metros se apresentem diferenças de nível consideráveis, que adicionado à abundante vegetação, complicam a obtenção de um estudo fotogramétrico preciso. Isto resulta evidente ao compararem-se os levantamentos topográficos de detalhe com a restituição fotogramétrica onde se constataram diferenças importantes, que em alguns casos chegaram a ser de até 20 m. Por isso se adequou o traçado em várias zonas da autoestrada,

tratando dentro do possível que isto não tivesse repercussões nos troços de autoestrada já construídos anteriores e consequentes.

A região catalogada como potencialmente instável e de risco geológico pela presença de deslizamentos, é de amplo conhecimento de quem projeta este tipo de obras rodoviárias no México. Além disso, existem diferentes estudos os quais são exemplo, a Carta Geológica da República Mexicana ou o documento preparado pelo Ing. Sergio R. Herrera Castañeda, professor da “*Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México*”, que data de março de 2002, intitulado “*Regionalización de los deslizamientos en México*”. Este documento inclui uma ampla análise da região particular deste projeto e como referência mostra-se na Figura 2.1 de forma gráfica o zonamento no mapa do México, onde o autor selecionou quatro níveis de perigo de deslizamento.

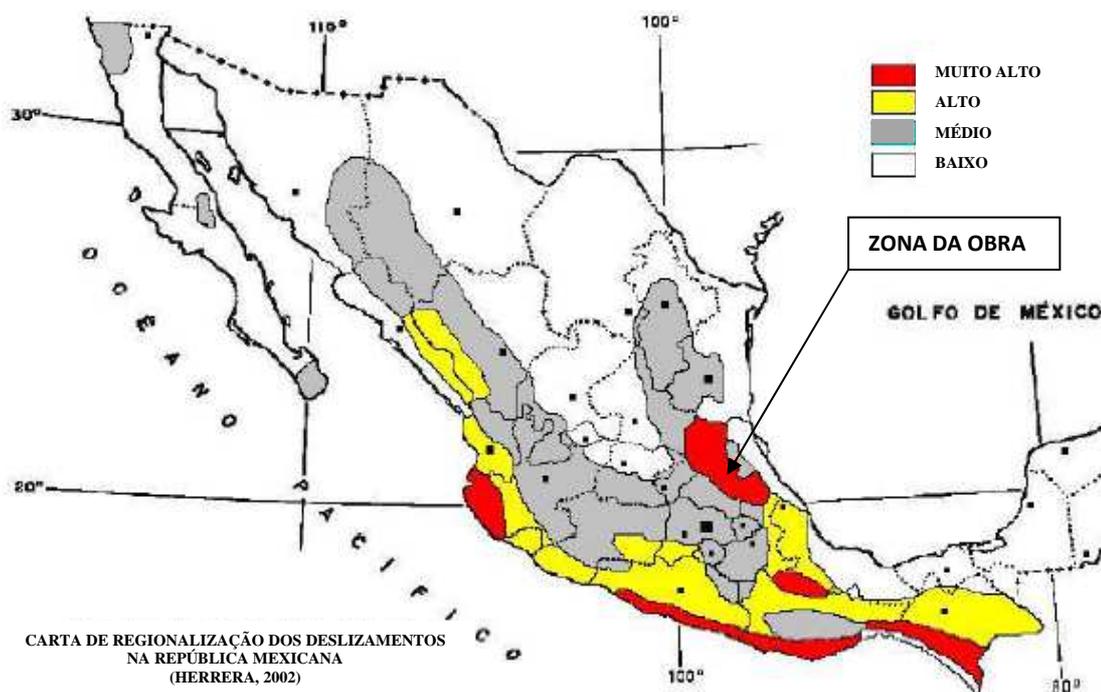


Figura 2.1 – Características da zona da Serra Norte do Estado de Puebla com zonamento no mapa do México, extraído do documento “*Regionalización de los deslizamientos en México*” (Herrera, 2002).

Parte da zona onde se localiza o projeto rodoviário Nuevo Necaxa-Ávila Camacho está catalogada pelo governo, em específico pela “*Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales*” (SEMARNAT), como uma reserva ecológica protegida pelo que, para desenvolver os trabalhos de construção, a SEMARNAT emitiu diversas “resoluções ambientais”. Entre estas encontra-se a impossibilidade de utilizarem-se zonas selecionadas para material de empréstimo e vazaduro. Esta condição agrava-se com a problemática de não contar com o direito de via previamente negociado pelo dono da obra quando se iniciou a construção, o que obrigou à modificação de alguns projetos com a intenção de conseguir os materiais necessários, tudo isto dentro de uma área natural protegida. Claros exemplos desta condição é a modificação do projeto considerando a solução de escavação a céu aberto, onde anteriormente estavam previstos os túneis “*Cuhaueyatla*” e “*Sem nome II*”, com prévia garantia que o projeto cumprisse o quadro normativo, aproveitando com isto o material para terraplanagens. Pelo apresentado até aqui, é evidente que de acordo com as boas práticas de engenharia não foi possível manter inamovível o traçado do Anteprojeto de Concurso, pelo que foi necessário adequar o Projeto de Execução às acidentadas condições topográficas, às características climáticas e geológicas, às restrições ambientais e à falta de direito de via previamente negociado.

Durante a etapa de licitação, o dono da obra elaborou e proporcionou aos concorrentes um Projeto Básico, desenhado para 2 (duas) e 3 vias. No entanto, nas Bases do Concurso a SCT indicou que apartir da informação proporcionada, os concorrentes considerariam a adaptação do projeto à construção de uma autoestrada com 4 vias (tipo A4), duas em cada sentido, para uma velocidade de 110 km/h com exceção dos túneis onde deveria ser de 90 km/h, respeitando o traçado do Projeto Básico. Para a modificação anterior ser efetiva, deviam ter-se tomado em conta, no seu conjunto as seguintes particularidades:

- A topografia complicada, pertencente às províncias da “*Sierra Madre Oriental*” e ao Eixo Neovulcânico, que só pôde ser valorizada mediante os estudos de detalhe no local, durante a etapa de preparação do Projeto de Execução;
- A geologia, que pela grande quantidade de depósitos e/ou falhas geológicas presentes na zona, se considera como uma das que tem mais alto potencial de deslizamentos no país;
- O clima, que apresenta um alto índice de precipitação pluvial conforme pode ver-se na Figura 2.2 seguinte, incrementando a ativação de movimentos e falhas geológicas na região;

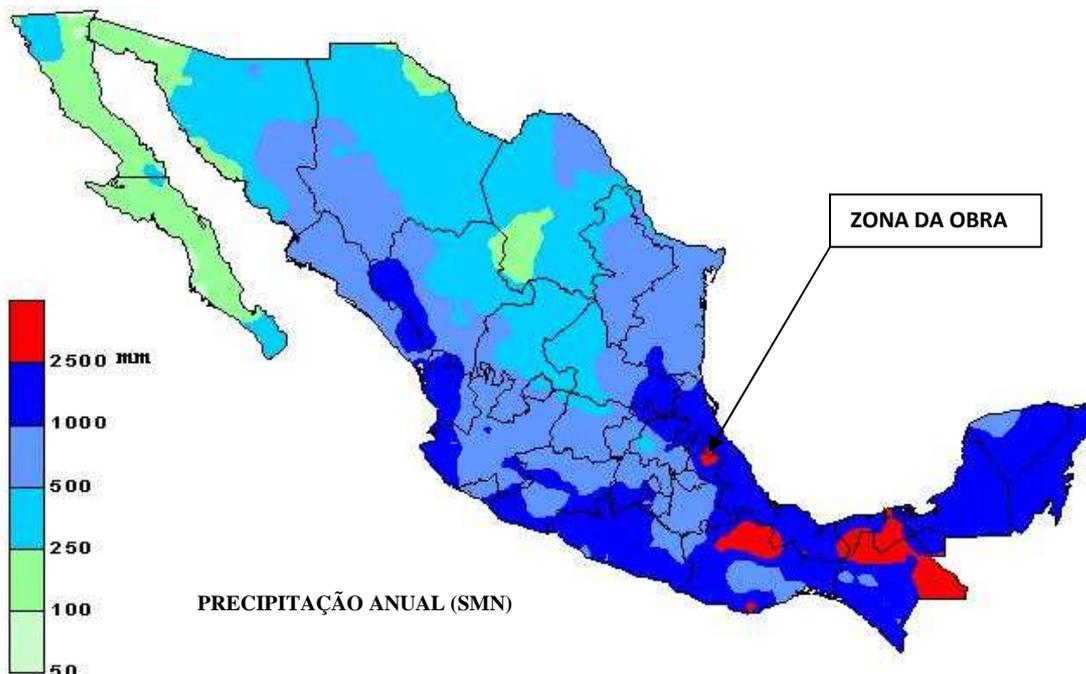


Figura 2.2 – Carta de precipitação anual da República Mexicana (Servicio Meteorológico Nacional).

Dada a dificuldade de planejar e construir uma autoestrada para 4 vias num sítio onde originalmente se projetou uma autoestrada para 2 (duas) e 3 vias, resulta lógico e evidente que não tenha sido possível manter a trajetória do traçado original, já que as diferenças vão muito para além de um aumento em dimensões transversais da autoestrada, as quais se destacam:

- Geométricas, enquanto a velocidade, raios de curvatura, comprimentos de tangentes e curvas, sobreelevações, etc, que respeitem o regulamento estabelecido pela SCT;
- Geológicas e Geotécnicas, pela complexidade e risco de construir um só túnel para acomodar uma autoestrada de 4 vias. Optou-se assim por construir túneis paralelos, adotando para estas partes do traçado, uma autoestrada com duas faixas de rodagem, com duas vias cada uma, separadas entre si, o que aumenta ainda mais a seção transversal. Na Figura 2.3 pode-se ver a seção dos túneis considerada no Projeto Básico e na Figura 2.4 pode-se ver a seção dos túneis considerada no Anteprojeto de Concurso.

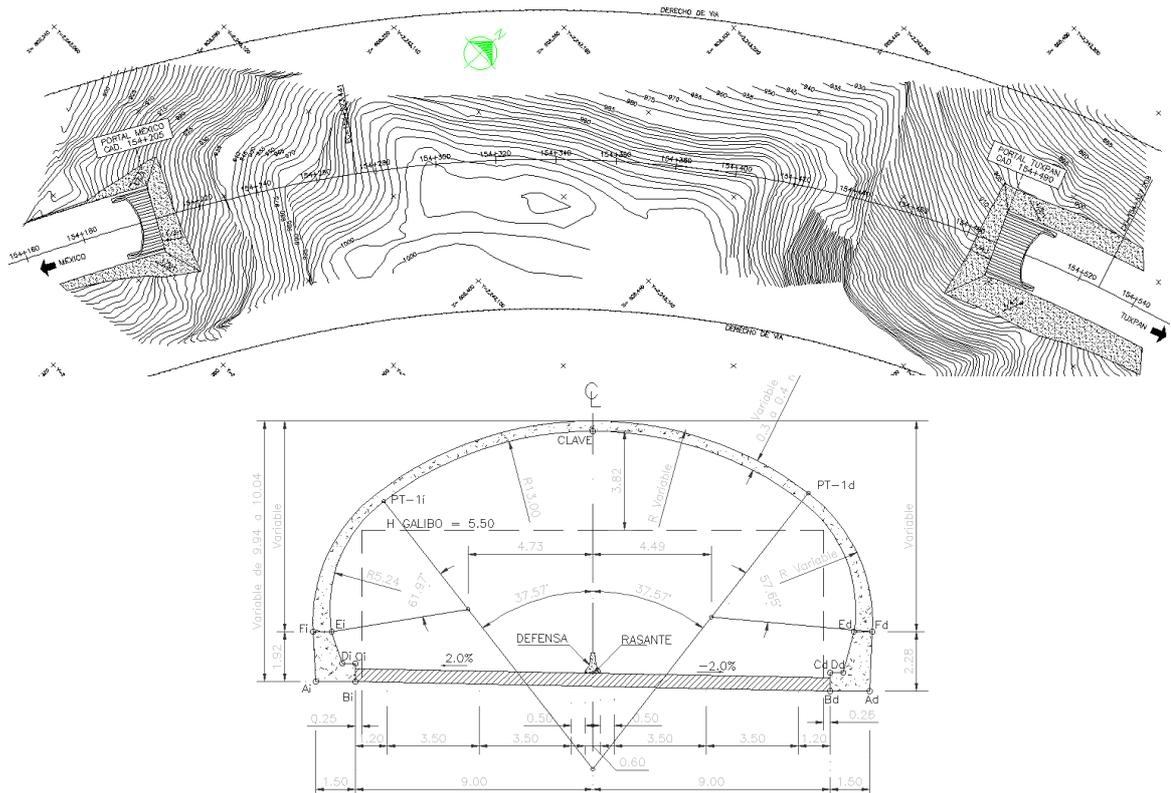


Figura 2.3 – Planta e seção transversal do Túnel Xicoteppec I para uma autoestrada com 4 vias entregue no Projeto Básico da SCT (SCT, 2006a).

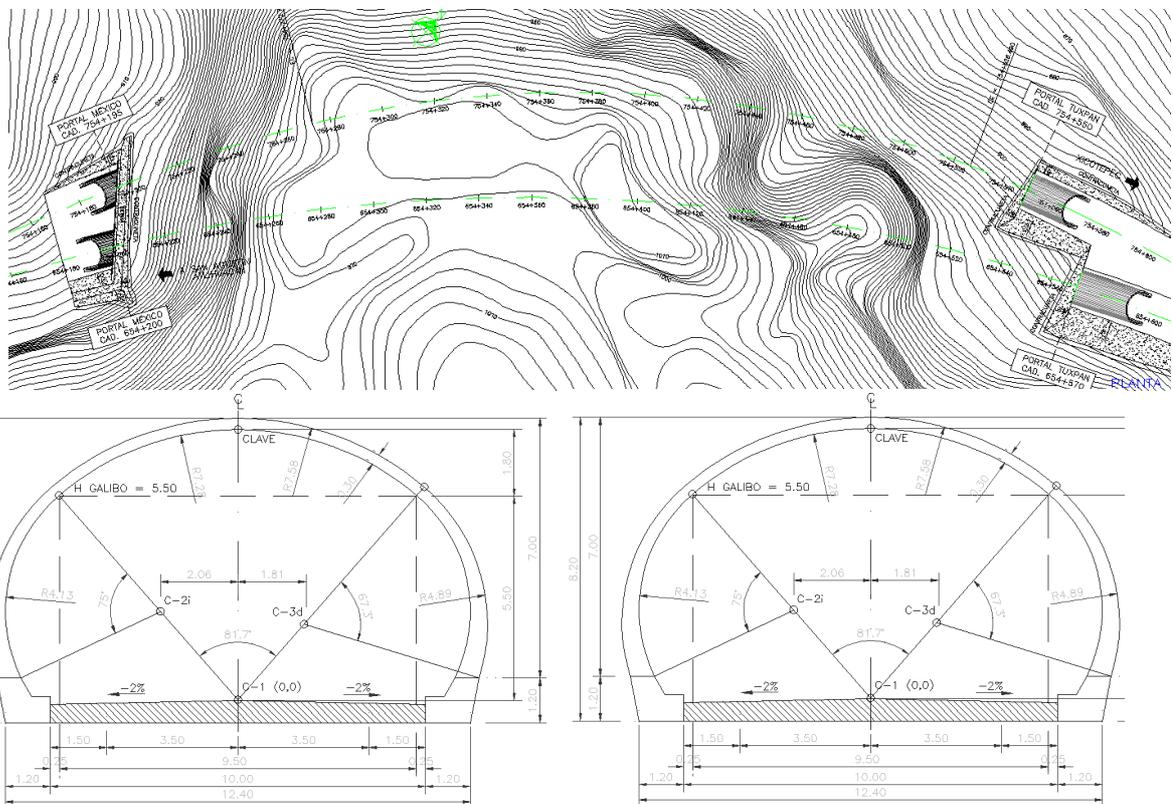


Figura 2.4 – Planta e seção transversal do Túnel Xicoteppec I para uma autoestrada com duas vias em cada túnel separados entre si, entregue no Anteprojeto de Concurso (CONNET, 2007).

- Os estudos do Projeto Básico foram realizados de forma segmentada e em particular para cada estrutura e túnel, situação que não permitiu visualizar de maneira integral as condições geológicas de toda a zona do projeto, isto agravado pelo fato de que os diversos segmentos foram elaborados por diferentes empresas da especialidade, com critérios distintos entre elas.

2.2 ANTECEDENTES DO PROJETO – TÚNEL XICOTEPEC I

2.2.1 ESTUDO FOTOGRAMÉTRICO E TOPOGRÁFICO DE DETALHE

A primeira medida implementada pelo Consórcio, uma vez ganho o concurso, foi realizar um estudo fotogramétrico de responsabilidade da empresa Aerotecnia de México (AEROTECNICA DE MEXICO, 2007). A fotogrametria é a técnica que permite conhecer as dimensões e a posição de objetos no espaço, através de duas ou mais fotografias. Com esta técnica projetou-se a autoestrada em desenhos topográficos e ortofotomapas à escala 1:1.000 com equidistância entre curvas de nível de 1 m, de uma franja de 1.000 m de largura por 37 km de comprimento, que delimitasse toda a autoestrada a estudar. Na Figura 2.5 pode-se ver uma ortofoto da zona do Túnel Xicotepec I com a identificação das unidades geológicas da zona.

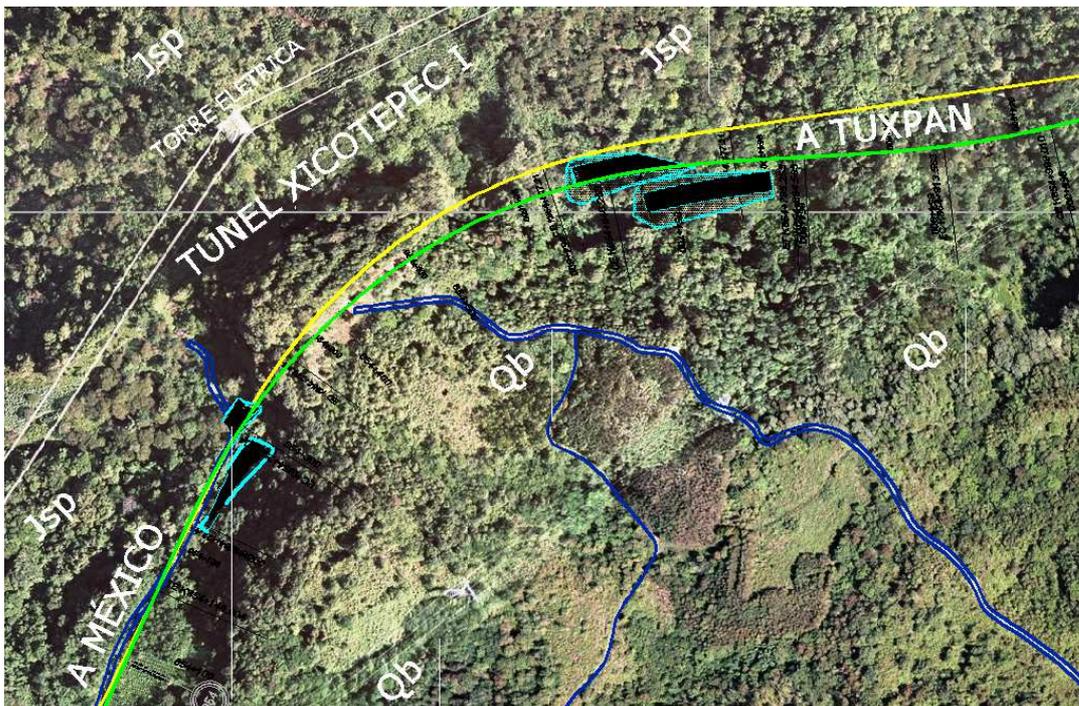


Figura 2.5 – Ortofoto com a localização do Túnel Xicotepec I e das unidades litológicas existentes na zona, Jsp (Rocha Calcária) e Qb (Rocha Basáltica). A “amarelo” o eixo da autoestrada do Anteprojeto de Concurso e a “verde” o eixo da autoestrada do Projeto de Execução.

Ao mesmo tempo em que se realizava o estudo fotogramétrico, a empresa construtora realizou levantamentos topográficos de detalhe. O levantamento topográfico em planta foi delimitado como regra geral, a uma largura de 300 m (150 m para cada lado do eixo da autoestrada). A planimetria configurou-se com curvas de nível a cada 0,5 m, assim como o eixo da autoestrada, localização de caminhos secundários, as referências do traçado, construções vizinhas, linhas de energia eléctrica, telefónicas, canais com materiais derivados do petróleo, cercados de direito de via, etc.

Na Figura 2.6 pode-se ver o levantamento topográfico de detalhe na zona do Túnel Xicotepec I com o zonamento geológico preliminar.

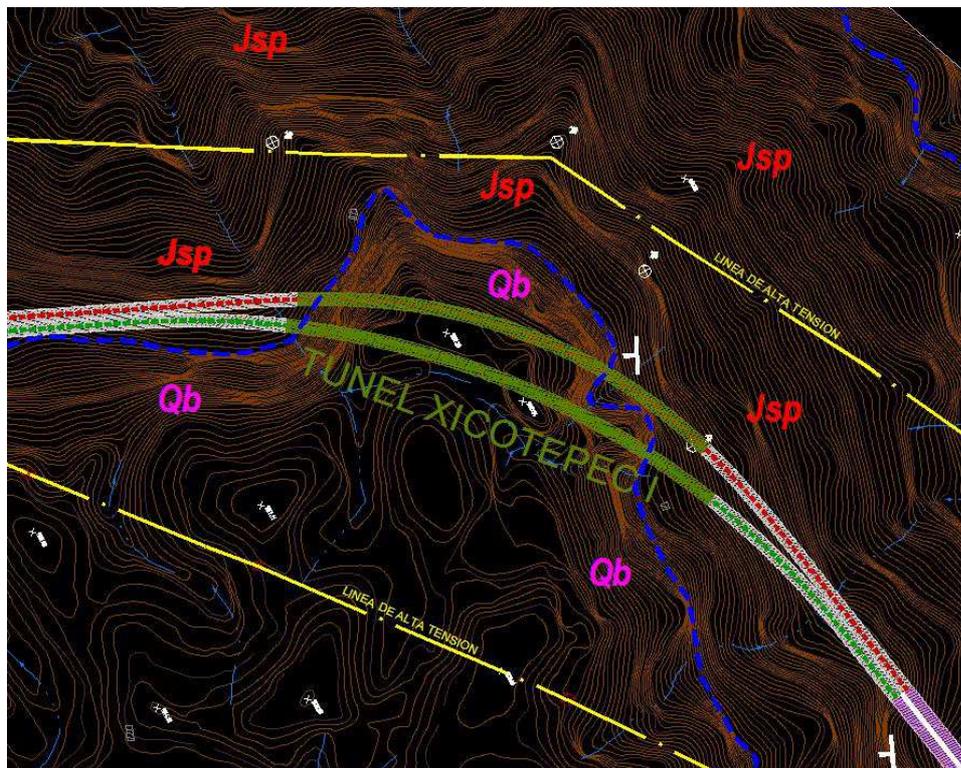


Figura 2.6 – Planta Topográfica de detalhe com a localização do Túnel Xicotepec I e das unidades litológicas existentes na zona, Jsp (Rocha Calcária) e Qb (Rocha Basáltica).

2.2.2 ESTUDO GEOLÓGICO

2.2.2.1 Âmbito geral do procedimento

Outra medida imediata do Consórcio foi desenvolver durante os meses de setembro e dezembro de 2007, um estudo que permitisse definir as características e condições geológicas que prevaleciam ao longo do traçado do projeto.

O estudo geológico foi desenvolvido sob a responsabilidade técnica do Eng. Sergio R. Herrera Castañeda (COPEI & Herrera, 2007).

O objetivo do estudo foi realizar o reconhecimento geológico, recompilando a informação existente sobre o tema, complementando-a através de fotointerpretação geológica de fotografias aéreas e de reconhecimentos geológicos de campo, de acordo com as etapas seguintes:

- Recompilação e análise da informação
- Fotointerpretação geológica
- Verificação geológica de campo
- Reinterpretação geológica

2.2.2.2 Modelo geológico

Uma vez desenvolvidas as plantas e perfis longitudinais do estudo geológico, passou-se a interpretar um modelo que refletisse a zona específica onde se localizam os Túneis Xicotepec I.

Nas Figuras 2.7 e 2.8 podem ver-se a planta e o perfil geológico respetivamente, interpretados por Eng. Sergio Herrera Castañeda (COPEI & Herrera, 2007).

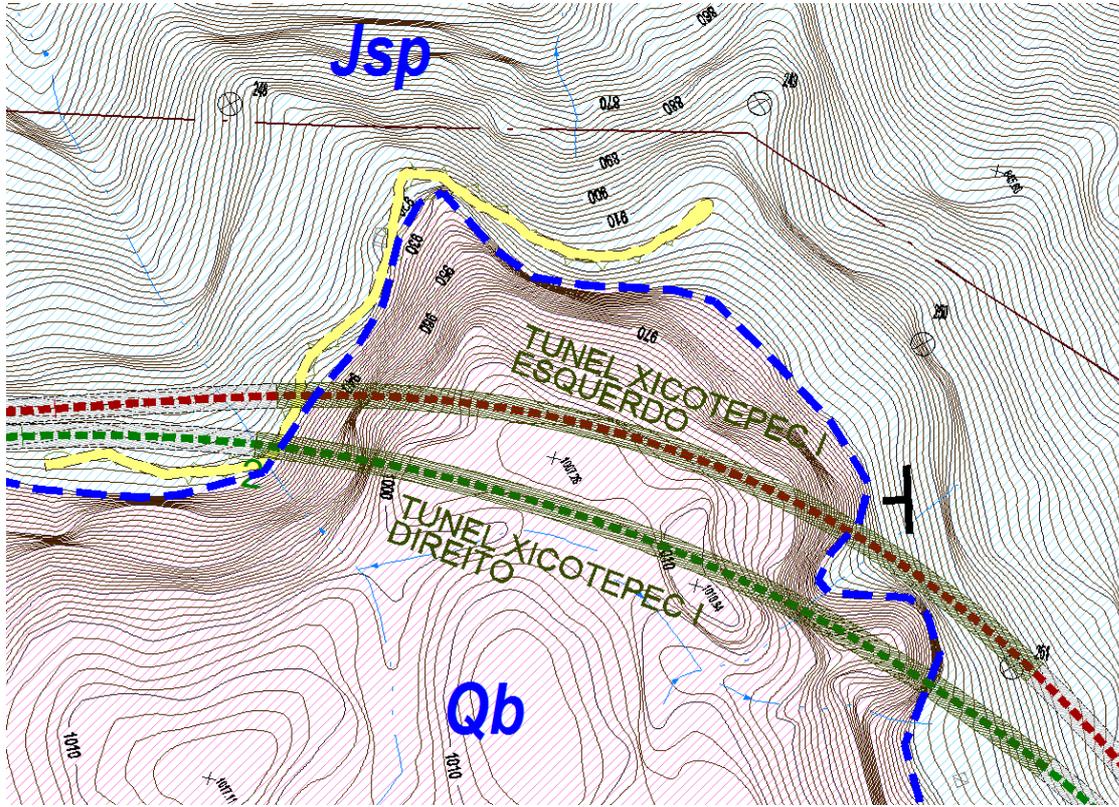


Figura 2.7 – Planta geológica com a localização do Túnel Xicoteppec I e das unidades litológicas tomadas do estudo geológico de responsabilidade do Eng. Sergio Herrera Castañeda (COPEI & Herrera, 2007).

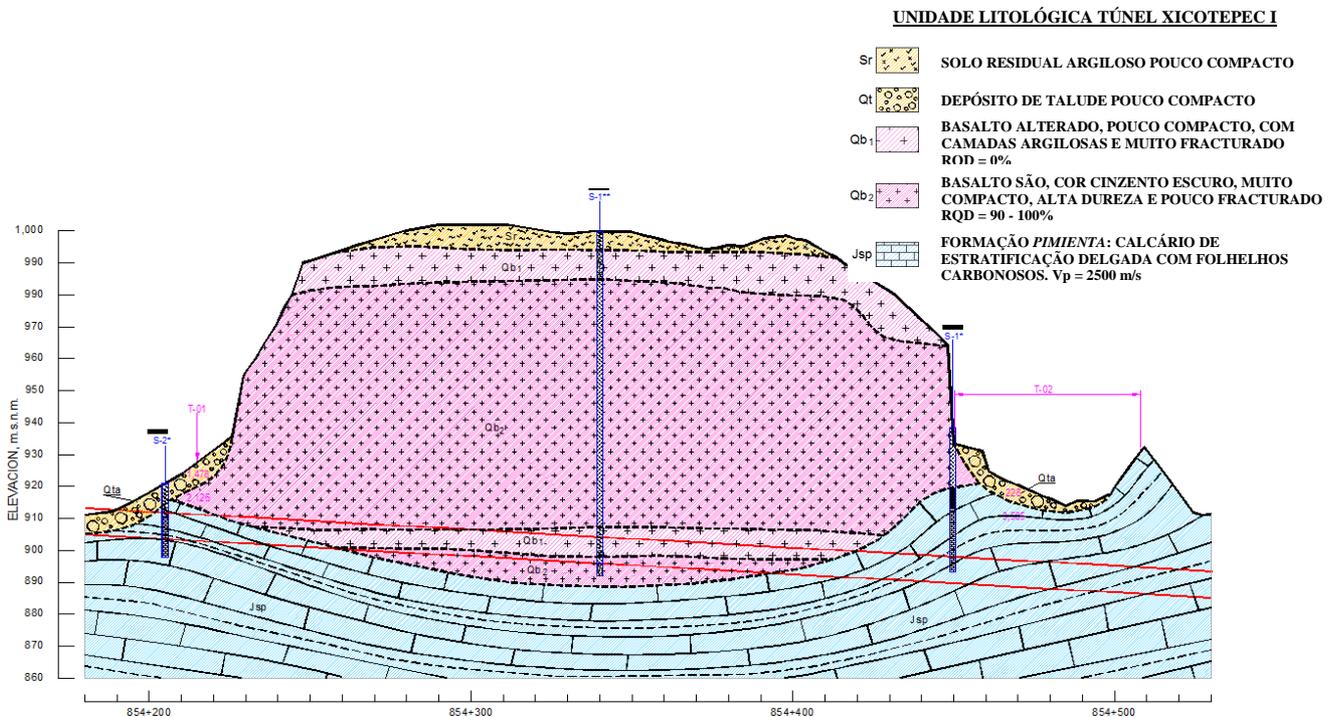


Figura 2.8 – Perfil geológico longitudinal do Túnel Xicoteppec I com as diferentes unidades litológicas tomadas do estudo geológico de responsabilidade do Eng. Sergio Herrera Castañeda (COPEI & Herrera, 2007).

A zona dos Túneis Xicotepec I mostra condições topográficas e geológicas muito especiais devido a tratar-se de uma escarpa com 300 m de comprimento por 100 m de altura a contar desde a rasante da autoestrada, onde um antigo escoamento natural de água existente em rochas sedimentares (*Jsp*) foi posteriormente invadido por dois derrames de lava vulcânica e materiais piroclásticos transformados em rocha basáltica (*Qb*), brechas e tufos vulcânicos. Infelizmente, o nível da rasante do túnel localiza-se na zona do contato de ambos os tipos de rocha e este contato apresenta também uma espessura de alteração.

- Litologia

Nos portais de entrada e saída dos túneis aflora rocha sedimentar, correspondente à formação *Pimienta* (*Jsp*). Já na parte intermédia dos túneis atravessa-se o contato desta rocha com a rocha basáltica. O estrato alterado de brechas e tufos vulcânicos situa-se muito perto da abóbada do túnel ou será escavado de forma parcial ou total, dependendo do túnel que se trate (direito ou esquerdo) e da sua rasante.

O contato entre a rocha de origem vulcânica e a sedimentar seguramente apresentará uma espessura de alteração (*paleossolo*), já que esta última esteve exposta aos agentes de intemperismo antes de ser coberta pelo derrame.

- Estrutura Geológica

O contato entre a unidade vulcânica e a sedimentar não é forçosamente horizontal, se não que dado a sua origem, tende a ser curvo com pendente que ascende para o lado direito do eixo da autoestrada (interior da montanha) e para as zonas dos portais de entrada e saída.

- Condições de água no subsolo

É possível que os contatos entre as unidades litológicas apresentem fluxo de água.

2.2.2.3 Conclusões e recomendações

Trata-se de uma zona geológica complexa pela forma em que se encontram depositadas as rochas vulcânicas e em geral pela sua disposição espacial. O estrato de brechas e tufos que separa os dois derrames de basalto encontra-se alterado, e o mesmo acontece no contato do basalto inferior com a rocha sedimentar. Com esta informação, é conveniente analisar a possibilidade de subir a rasante dos túneis, de tal forma que a totalidade da seção de escavação dos túneis (hasteais e abóbada) se localizara em rocha basáltica, o qual apresenta muito boa qualidade, praticamente é massiva e com pouca presença de diaclases de arrefecimento.

2.2.3 ESTUDO GEOMÉTRICO

O Túnel Xicotepec I formado pelos túneis paralelos direito e esquerdo, localiza-se no Projeto de Execução, entre os k754+285 a k754+650 (365 m) e k654+308 a k654+628 (320 m), respetivamente. Nesta zona da obra procedeu-se ao ajuste do traçado geométrico original entregue pela SCT. Os ajustes realizados em planta deveram-se principalmente a tentar melhorar a cobertura lateral do Túnel Esquerdo movendo o traçado mais para dentro da montanha (lado direito do traçado). Elevou-se

também a rasante do traçado para tentar localizar os túneis numa zona com predominio de roca basáltica, que melhoraria as condições de escavação dentro dos túneis. As características geométricas básicas adotadas no Projeto de Execução dos túneis Xicotepec I foram as seguintes:

- Tipo de túnel: Fluxo de tráfico unidirecional (dois túneis)
- Velocidade de projeto: 90 km/h
- Comprimentos: 365 m (túnel direito) e 320 m (túnel esquerdo)
- Inclinação longitudinal: 6,0% (túnel direito) e 6,25% (túnel esquerdo)
- Cota de entrada (rasante): 913,26 (túnel direito) e 913,10 (túnel esquerdo)
- Cota de saída (rasante): 891,36 (túnel direito) e 893,98 (túnel esquerdo)
- Inclinação transversal máxima: 8,9% uniforme
- Largura de circulação: 10,0 m
- Gabarit vertical mínimo: 5,50 m
- Raios de escavação: 7,73 m e 5,04 m
- Altura total do túnel: 8,30 m
- Largura total de escavação: 13,60 m
- Área de escavação: 95,10 m²

Os túneis têm 110 m de cobertura máxima vertical, apresentam um alinhamento em curva e tangente e foram considerados revestidos com betão hidráulico simples em todo o seu comprimento, com 0,30 m de espessura mínima na abóbada da seção. A estrutura de pavimento foi composta por uma camada de material tipo base hidráulica de 0,25 m e uma laje de betão hidráulico que se apoia sobre esse material. Na Figura 2.9 pode-se ver uma seção transversal tipo.

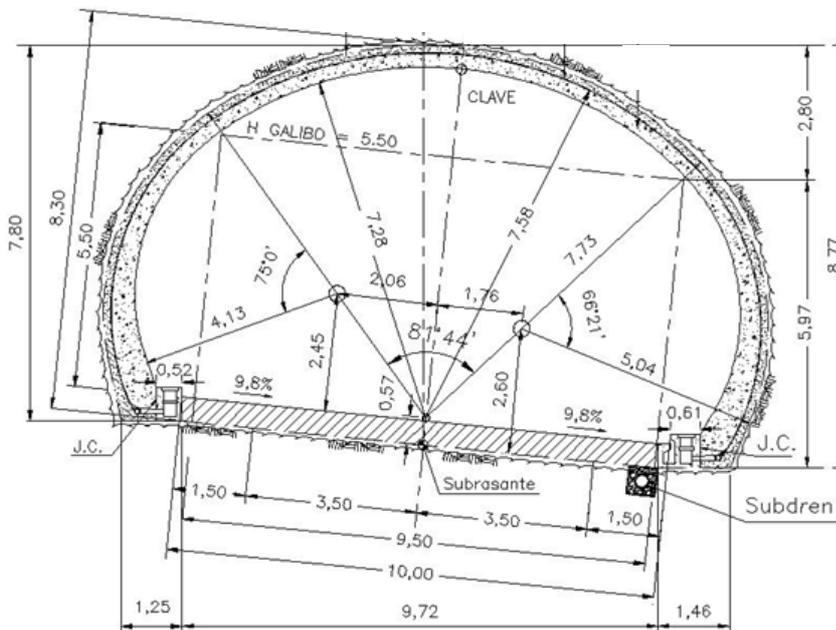


Figura 2.9 - Seção Típica dos Túneis do Projeto Nuevo Necaxa – Avila Camacho (INGETEC, 2008)

2.2.4 ESTUDO GEOTÉCNICO

O projeto do Túnel Xicotepec I desenvolveu-se depois de uma análise prévia à informação disponível pela SCT e aos estudos topográficos e geológicos de detalhe realizados pelo Consórcio entre setembro e dezembro de 2007. Assim o perfil geológico ficou estabelecido apartir da informação geológica e geotécnica disponível, tanto do Projeto Básico, como das explorações adicionais que antecederam o Projeto de Execução.

Do Projeto Básico da SCT, contava-se com os seguintes trabalhos de prospeção realizadas especificamente para o Túnel Xicotepec I (ver Figura 2.10):

- 1) 6 SEV (Sondagem Elétrica Vertical) – SEV-01 ao SEV-06 (ver círculos “azuis”);
- 2) 4 TSR (Perfis Sísmicos de Refração) – T-1 ao T-4 (ver linhas “azuis”);
- 3) 3 Sondagens profundas (S-1, S-1* e S-2* – ver círculos “pretos”) com recuperação contínua de amostras.

Posteriormente realizaram-se adicionalmente os seguintes estudos, solicitados pelo projetista e que antecederam o Projeto de Execução (ver Figura 2.11):

- 1) 4 TSR (Perfis Sísmicos de Refração) – do TSR-1 ao TSR-4 (ver linhas “verdes”);
- 2) 3 Sondagens profundas (SPT-1, SPT-2 e SPT-3 – ver círculos “vermelhos”) com recuperação contínua de amostras.

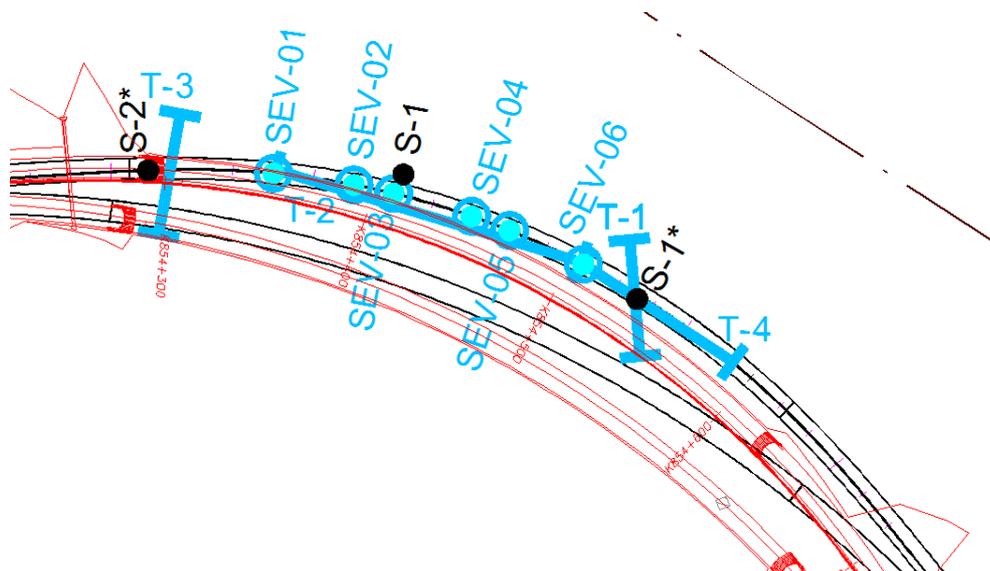


Figura 2.10 – Planta com as explorações geotécnicas e geofísicas disponíveis no Projeto Básico da SCT. Traçado “preto” do Anteprojeto de Concurso e Traçado “vermelho” do Projeto de Execução.

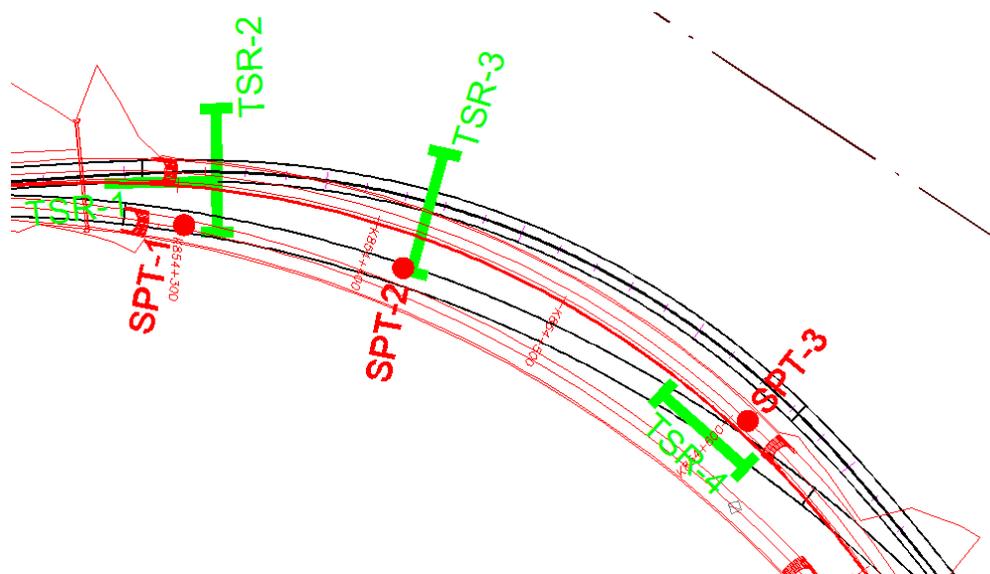


Figura 2.11 – Planta com as explorações geotécnicas e geofísicas realizadas para o Projeto de Execução. Traçado “preto” do Anteprojeto de Concurso e Traçado “vermelho” do Projeto de Execução.

Na memória de cálculo do Projeto de Execução dos Túneis Xicotepec I, expõem-se as diferentes etapas do desenvolvimento dos projetos geométrico e geotécnico, com as respectivas interpretações geológico-geotécnicas, critérios e modelos de cálculo e procedimentos construtivos de escavação e suporte estabelecidos. Resumidamente, da referida memória de cálculo podemos extrair o seguinte:

- 1) Os Túneis Xicotepec I seriam escavados, tanto em rochas sedimentares do Jurássico constituídas pela formação *Pimienta* (Jsp), composta por calcário argiloso de cor preta, em estratos de 0,10 m a 0,20 m, interestratificadas com folhelhos carbonosos de origem calcária, de cor preta a cinzento, de aspeto laminar em estratos de 0,10 m a 0,30 m de espessura, como em rochas de derrames basálticos do Quaternário (Qb). À superfície apresentariam-se solos residuais (Sr) e depósitos de talude (Qta) do Quaternário. Em direção aos portais apresentar-se-iam as rochas sedimentares compostas por calcário argiloso intercalado com folhelhos e à medida do avanço da escavação dos túneis encontrar-se-ia a rocha ígnea extrusiva do tipo basalto. Também se tinha identificado que em direção ao contato entre a rocha basáltica e a rocha sedimentar, apresentar-se-ia um material alterado (*paleossolo*) de espessura da ordem dos 2,0 m a 3,0 m. Também da informação geológica disponível identificou-se que no sítio onde se tinham localizado os Túneis Xicotepec I, apresentava-se uma estrutura sinclinal na rocha sedimentar formando a base ou concavidade, sobre a qual, se tinha depositado a rocha basáltica (lava vulcânica).

Finalmente o perfil geológico definido no Projeto de Execução foi estimado a partir dos estudos fornecidos no Projeto Básico, dos estudos geológicos mencionados no capítulo 2.2.2 e das campanhas de prospeção adicionais executadas antes do início da construção.

- 2) Quanto aos ensaios de laboratório realizados em rochas e solos para o Projeto de Execução, os mesmos foram realizados em amostras obtidas nas sondagens SPT-1, SPT-2 e SPT-3 do Projeto de Execução. Em resumo realizaram-se os seguintes ensaios de laboratório:

Solos Residuais:

- 12 ensaios de densidade das partículas sólidas;
- 11 ensaios de granulometria, limites de consistência e classificação unificada;
- 25 ensaios de determinação do teor em água;

Basalto:

- 5 ensaios de compressão simples onde se determinou o peso específico γ (kN/m^3), a resistência à compressão simples q_u (MPa) e o módulo de young E_r (MPa);
- 5 ensaios brasileiros onde se determinou o peso específico γ (kN/m^3) e a tensão indireta σ_i (MPa);

Brechas Vulcânicas:

- 1 ensaio de compressão simples onde se determinou o peso específico γ (kN/m^3), a resistência à compressão simples q_u (MPa) e o módulo de young E_r (MPa);
- 1 ensaio brasileiro onde se determinou o peso específico γ (kN/m^3) e a tensão indireta σ_i (MPa);
- 1 ensaio triaxial estático onde se determinaram os esforços principais σ_1 (MPa) e σ_3 (MPa) e o esforço cortante τ (MPa);

Calcário:

- 10 ensaios de compressão simples onde se determinou o peso específico γ (kN/m^3), a resistência à compressão simples q_u (MPa) e o módulo de young E_r (MPa);
- 10 ensaios brasileiros onde se determinou o peso específico γ (kN/m^3) e a tensão indireta σ_i (MPa);
- 3 ensaios triaxiais estáticos onde se determinaram os esforços principais σ_1 (MPa) e σ_3 (MPa) e o esforço cortante τ (MPa);
- 1 ensaio de compressão axial onde se determinou o esforço axial σ_1 (MPa) e o módulo elástico E_s (MPa).

Durante a integração dos resultados das distintas campanhas de exploração, caracterização e laboratório para determinar os parâmetros de resistência dos solos em profundidade, teve-se muito em conta a incerteza dos resultados dos ensaios de laboratório gerados a partir do processo de obtenção das amostras, já que tanto as brechas vulcânicas como os *paleossolos* são produto da decomposição das rochas basálticas e sedimentares respetivamente, pelo que geralmente apresentam-se com intercalações das respetivas matrizes rochosas, o que origina que com os métodos tradicionais de extração de amostras realizados nas perfurações das sondagens, seja extremamente difícil a obtenção de amostras inalteradas em profundidade.

- 3) O projeto da escavação, suporte e sequência construtiva foi aplicado de acordo aos princípios do método NATM ou Método de Escavação Sequencial, permitindo deformações controladas e revendo a escavação para controlar cargas de desprendimento geradas por blocos ou cunhas de rocha que se pudessem formar pela interseção dos sistemas de discontinuidades.
- 4) Estabeleceram-se os parâmetros do maciço rochoso para o projeto da escavação, suporte e sequência construtiva de acordo com o Quadro 2.4 seguinte.

Quadro 2.4 – Resumo dos parâmetros do maciço rochoso (INGETEC, 2008).

	DESCRIÇÃO	γ_u (kN/m^3)	ϕ	COESÃO (KPa)	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO (MPa)	σ_c (MPa) (1)	CONSTANTES CRITÉRIO HOEK & BROWN		
							mb	a	s
1	Depósito de Talud	1,80	29±3	40 ± 10	50	-	-	-	-
2	Calcário muito fracturado tipo IIIB	2,60	40±1	12±20	156±20	2,44±0,2	0,33	0,53	0,00013
3	Calcário fracturado tipo IIIA	2,60	40,7±2	340±50	438±50	3,97±0,5	0,66	0,51	0,00088
4	Calcário pouco fracturado tipo II	2,60	44,5±2	500±100	955±100	5,37±1,0	1,086	0,50	0,00379
5	Basalto ou Calcário tipo I	2,70	58,0±1	1366±100	2570±200	21,40±1,0	4,64	0,50	0,020

(1) Resistência à compressão inconfineda da rocha intacta (valor médio)

- 5) Como elementos de suporte, previu-se betão projetado reforçado com fibras metálicas, pregagens passivas, cambotas e enfilagens cuja combinação, separação e espessuras destes elementos, se aplicariam a cada tipo ou classe de terreno.

- 6) Na memória de cálculo do Projeto de Execução consideraram-se seis seções transversais ao longo do alinhamento dos túneis, representativas das condições mais críticas tanto da zona dos portais (México e Tuxpan) como do setor de maior cobertura, modelando-se as condições topográficas reais e as condições lito estratigráficas interpretadas com a exploração geotécnica disponível. Nas Figuras 2.12 e 2.13, pode-se ver a localização das 6 seções de cálculo (seções A-A e B-B na zona do Portal México, seção C-C na zona de maior cobertura e as seções D-D, E-E e F-F na zona do Portal Tuxpan) assim como a localização dos portais (México e Tuxpan) considerada no Projeto de Execução (cor “vermelha”) e como construídos (cor “verde”).

Das 6 seções de análise a mais próxima da zona do colapso é a seção D-D que corresponde aproximadamente à seção k654+604 do Túnel Esquerdo.

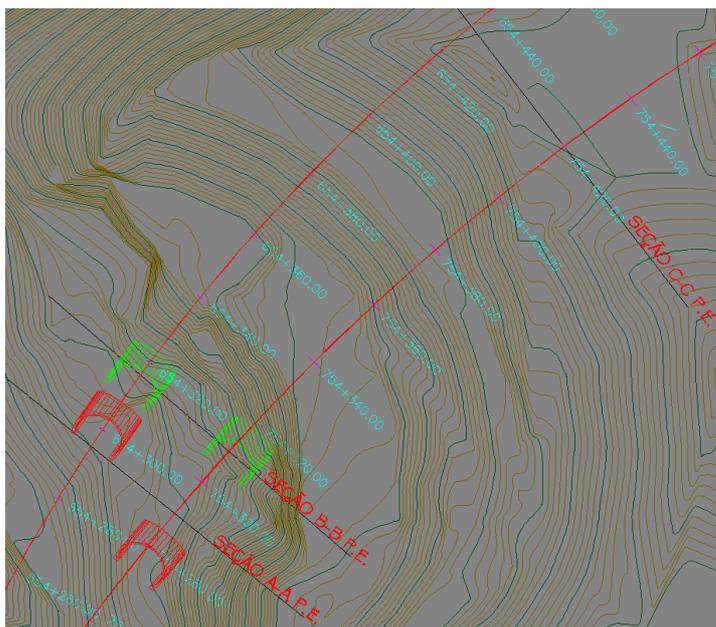


Figura 2.12 – Planta com a localização das seções de cálculo do Projeto de Execução (A-A, B-B e C-C). Portal México considerado no Projeto de Execução (cor “vermelha”) e como construída (cor “verde”).

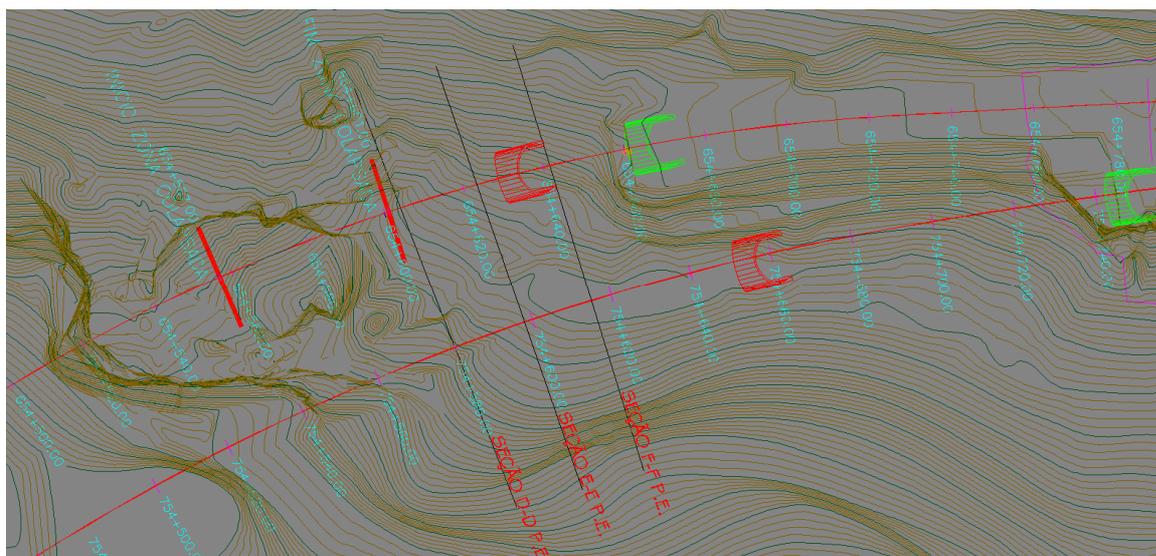


Figura 2.13 – Planta com a localização das seções de cálculo do Projeto de Execução (D-D, E-E e F-F). Portal Tuxpan considerado no Projeto de Execução (cor “vermelha”) e como construída (cor “verde”).

Na Figura 2.14 pode-se ver a malha do programa *Phase2* utilizada na seção D-D.

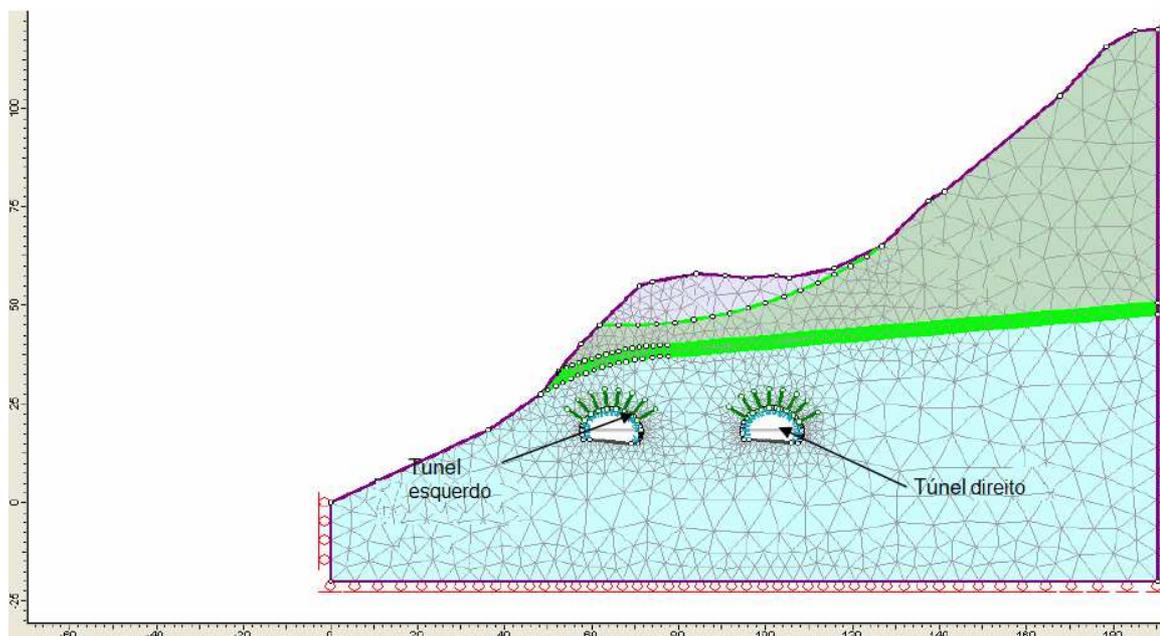


Figura 2.14 – Modelo numérico do programa *Phase2* correspondente à seção D-D (INGETEC, 2008).

Note-se na figura anterior, que a camada de *paleossolo*, aparece a uma elevação superior, aproximadamente 10 m acima da elevação a que foi encontrada na realidade, uma vez que a seção k654+601 que coincide com o surgimento do *paleossolo* na abóbada do túnel de acordo com as classificações RMR tomadas na frente de escavação, corresponde praticamente com a seção D-D calculada no Projeto de Execução (k654+604).

- 7) As seções tipo foram definidas segundo a litologia, a cobertura de rocha ou material por cima da escavação e o fracturação do maciço rochoso. Informação interpretada dos registros de perfuração e dos reconhecimentos de superfície e revisão dos perfis geofísicos e geolétricos.

Os critérios que se adotaram para efetuar a zonamento dos túneis foram os seguintes:

- Em função da cobertura de material que será atravessada, definindo setores de comportamento ao longo da escavação subterrânea;
- Em função dos tipos de maciço rochoso que possam ser encontrados;
- No processo de caracterização geomecânica e de zonamento adotaram-se aspetos hidrogeológicos, os quais dependem do grau de fracturação ou qualidade do maciço, da cobertura, das condições de permeabilidade primária e secundária do maciço e da posição do nível freático inferido;

Analisando os aspetos anteriores e os possíveis mecanismos de rotura estabeleceram-se comportamentos do terreno ao longo dos túneis.

- 8) Caracterização do tipo de terreno e respetivo suporte

Com o fim de poder estimar o tipo terreno que pode ser encontrado durante a escavação subterrânea dos túneis, dividiu-se a escavação segundo o tipo de material e o seu

comportamento. No zonamento associaram-se as condições geotécnicas do material com o 4 tipos de terreno que se esperava encontrar denominados: I, II, IIIA, IIIB. A descrição destes terrenos apresenta-se em seguida:

- Terreno tipo I

Corresponde esta classificação à rocha sã, de pouco fracturada a maciça e estável, onde se pode realizar a escavação sem necessidade de colocar nenhum suporte na frente de escavação. Neste tipo de terreno as infiltrações na frente podem chegar a ser altas, mas concentradas ao longo de fracturas abertas. Depois de realizar os trabalhos de saneamento das superfícies escavadas não se requiere nenhum tipo de suporte exceto a colocação de pregagens isoladas ou aplicação esporádica de betão projetado por razões de segurança e proteção dos trabalhadores. Neste tipo de terreno os túneis poderão ser escavados numa só fase. Não existe limitação de distância entre a frente de escavação e o sítio onde deverá estar colocado o suporte.

- Terreno tipo II

Corresponde esta classificação a rochas calcária e/ou basáltica, de resistência média a baixa, estratificação média ou pouco fracturada a fracturada. Podem existir traços de meteorização em alguns planos de discontinuidades, pelo que existe a tendência a que se produzam desprendimentos com o tempo. As infiltrações podem ser altas, sem afetar a estabilidade da obra, limitando-se a produzir pequenos desprendimentos locais na abóbada. Neste tipo de terreno e devido ao diâmetro dos túneis, esta pode ser escavada numa fase com limitação do avanço máximo a 3 m por ciclo. Na Figura 2.15 seguinte pode-se ver um esquema tipo do distema de suporte correspondente ao terreno tipo II.

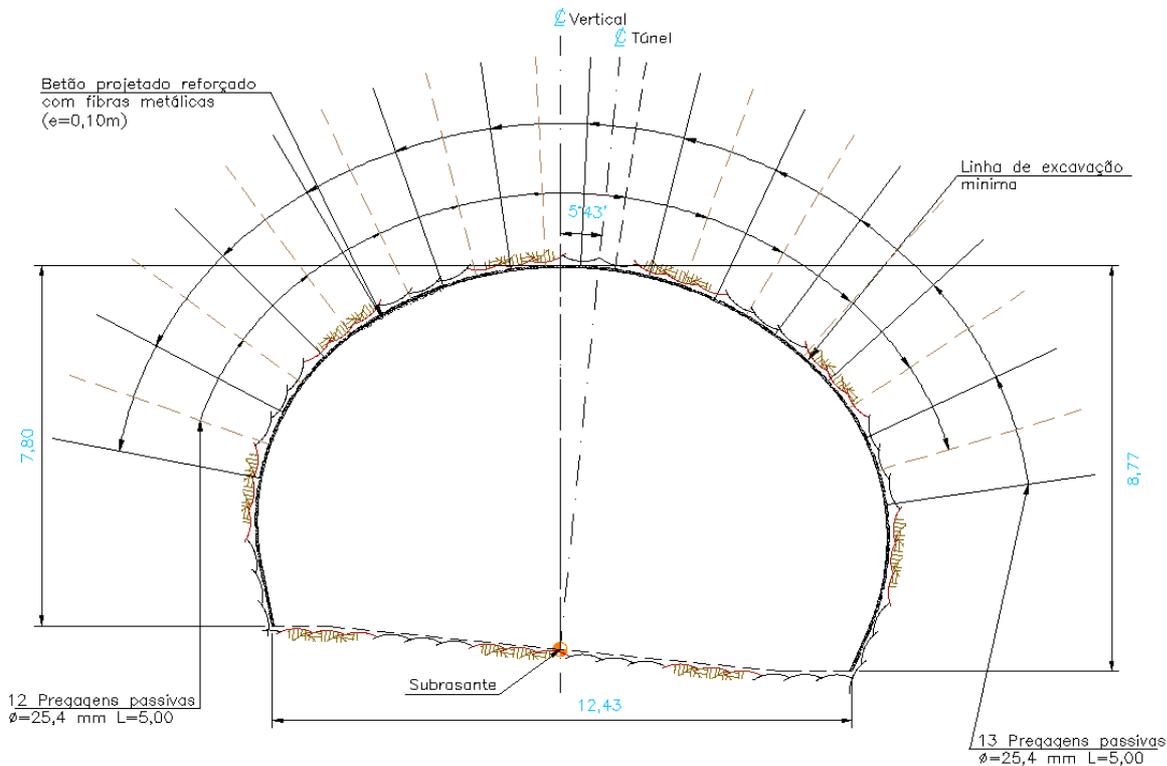


Figura 2.15 – Seção transversal com o sistema de suporte correspondente ao terreno tipo II (INGETEC, 2008).

O sistema de suporte deverá ser o seguinte:

- Colocação de 5 cm de betão projetado reforçado com fibras metálicas depois de cada avanço;
- Colocação de pregagens passivas de 25 mm (A400) injetadas com resina e/ou calda de cimento na abóbada depois de cada avanço, de acordo com o especificado nos desenhos construtivos;
- Aplicação de uma espessura, complementar ao já executado, de betão projetado com fibras metálicas, na abóbada e hasteais, de acordo ao especificado nos desenhos construtivos;

A distância entre frentes de escavação da meia seção superior (abóbada) e a meia seção inferior (destroça) não deverá ser inferior a 6 m. Igualmente, a distância entre frentes dos dois túneis não deverá ser inferior a 18 m. De acordo com a classificação de Bieniawski, este terreno classifica-se com um valor de RMR de 40 a 60.

- Terreno tipo IIIA

Corresponde esta classificação à rocha de calcário argiloso ou rocha basáltica de resistência baixa, estratificação delgada a média, pouco fracturada a muito fracturada, onde os planos de descontinuidade podem apresentar-se alterados. Neste tipo de terreno, o material começa a desprender-se na frente de escavação, pelo que se deve dar ênfase ao suporte na abóbada prévio ao avanço. As infiltrações de água podem ser de magnitude moderada, no entanto podem aumentar apreciavelmente os desprendimentos e devem controlar-se imediatamente. Na Figura 2.16 seguinte pode-se ver um esquema tipo do sistema de suporte correspondente ao terreno tipo IIIA.

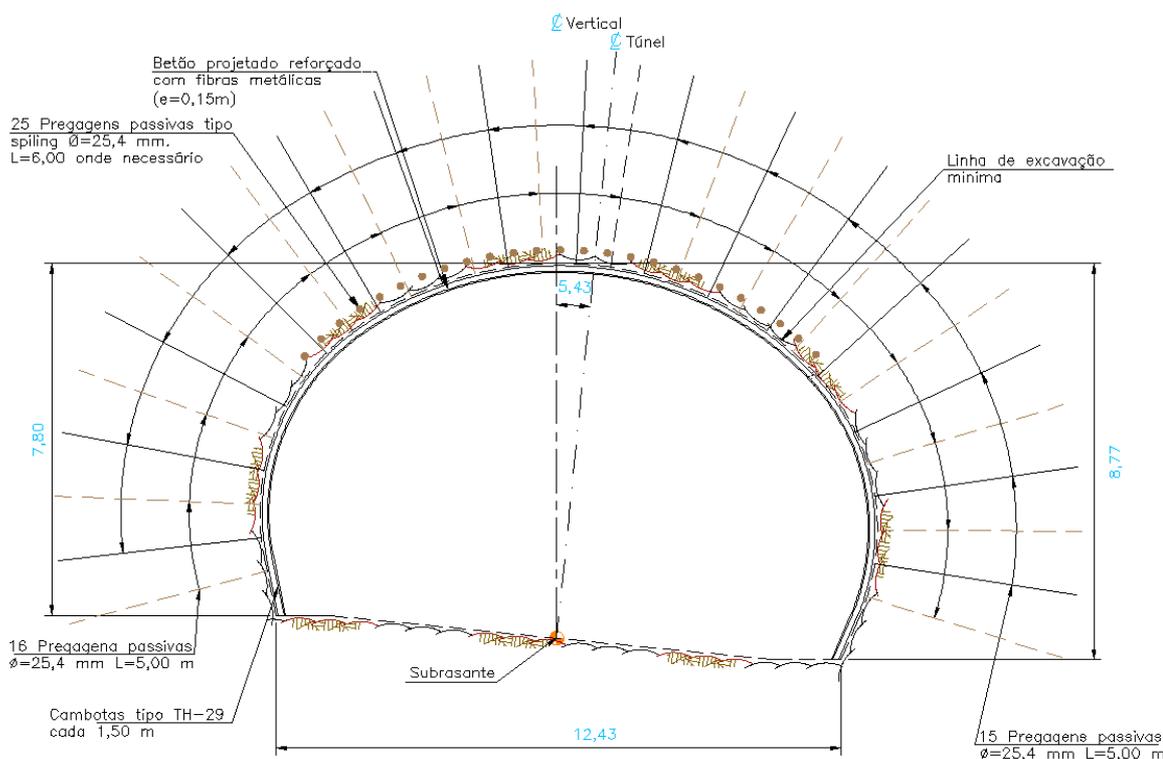


Figura 2.16 – Seção transversal com o sistema de suporte correspondente ao terreno tipo IIIA (INGETEC, 2008).

Neste terreno podem-se colocar pregagens passivas tipo “guarda-chuva” na abóbada do túnel antes de cada avanço se as condições da rocha assim o requererem, e em especial para controlar deformações da frente prévias ao avanço do terreno em materiais relativamente brandos. Requer-se a colocação imediata de uma primeira camada de betão projetado e a instalação imediata da cambota.

A escavação pode-se realizar em duas fases; meia seção superior (abóbada) e meia seção inferior (destroça). O avanço por ciclo para a escavação não poderá ser superior a 1,50 m, aclarando-se que este é só um avanço máximo, podendo-se encontrar setores com um avanço por ciclo menor.

Nestes tipos de terreno requer-se suporte sistemático segundo a seguinte sequência:

- A colocação de pregagens passivas em “guarda-chuva” na abóbada antes de cada avanço, se as condições do material assim o justificarem;
- Aplicação de uma primeira camada de 5 cm de betão projetado reforçado com fibras metálicas depois de cada avanço;
- Colocação de cambotas tipo TH-29 ou similares, de acordo ao especificado nos desenhos construtivos, espaçadas no máximo a 1,50 m, depois de cada avanço. Este espaçamento pode ser reduzido em zonas de rocha muito fracturada, sempre e quando as condições do terreno e do sítio assim o justificarem;
- Colocação de anéis de pregagens radiais, de comprimento 5 m, de 25 mm de diâmetro, espaçados não mais de 1,5 m radialmente e 1,5 m longitudinalmente, a não mais de dois avanços da escavação;
- Aplicação de uma espessura de betão projetado reforçado com fibras metálicas complementando o já executado para alcançar um total de 15 cm, na seção superior e paredes. Na zona de cambotas, estas devem ficar embebidas completamente.

A distância entre frentes de escavação da meia seção superior (abóbada) e a meia seção inferior (destroça) não deverá ser inferior a 6 m. Igualmente, a distância entre frentes dos dois túneis não deverá ser inferior a 18 m. De acordo com a classificação de Bieniawski, este terreno classifica-se com um valor de RMR de 20 a 40.

- Terreno tipo IIIB

Corresponde esta classificação à rocha calcária argilosa e/ou rocha basáltica, de estratificação delgada, ou rocha muito fracturada, alterada, de resistência baixa e/ou materiais com características de baixa coesão e muito baixo tempo de auto-sustentação, em especial perto dos portais, que requerem suporte imediato. Neste tipo de terreno o material pode-se desprender na frente pelo que se deverá dar ênfase ao suporte na abóbada em forma imediata ao avanço. As infiltrações de água podem ser de magnitude moderada ou baixa, no entanto, podem aumentar apreciavelmente os desprendimentos e devem-se controlar imediatamente.

Neste tipo de terreno os túneis podem ser escavados em várias fases. O uso das fases de escavação em abóbada completa e destroça ou a abóbada em várias fases e a destroça, será definida durante a construção, dependendo das condições do material encontrado e do comportamento analisado com a instrumentação geotécnica. Esta decisão deverá ser tomada por engenheiros qualificados e com ampla experiência na construção de túneis. O avanço por ciclo não poderá ser superior a 1 m, aclarando-se que este é um avanço máximo, podendo-se encontrar setores onde o avanço por ciclo necessariamente tenha que ser menor. Quando se

aplique a seção de escavação com abóbada completa e destroça, deve deixar-se uma porção de material na frente de escavação como parte de suporte natural enquanto se coloca o suporte perimetral. Na Figura 2.17 seguinte pode-se ver um esquema tipo do sistema de suporte correspondente ao terreno tipo IIIB.

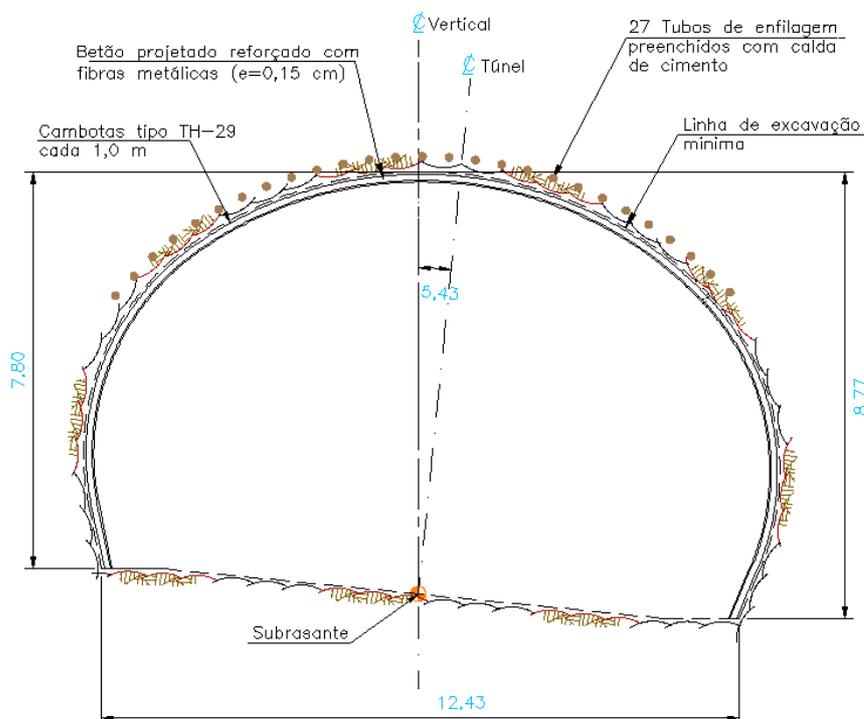


Figura 2.17 – Seção transversal com o sistema de suporte correspondente ao terreno tipo IIIB (INGETEC, 2008).

A sequência de suporte compreende a aplicação de uma primeira camada de betão projetado, de não mais de 5 cm reforçado com fibras metálicas. Logo colocam-se as cambotas tipo TH-29 espaçadas cada 1 m e posteriormente a colocação de uma segunda camada de betão projetado, até completar 15 cm cobrindo completamente as cambotas.

Para controlar e reduzir desprendimentos e impulso do material a escavar, deve-se aplicar previamente ao avanço, o uso de “guardas-chuvas” (enfilagens) na abóbada, compostos por tubos metálicos dirigidos em direção à frente de escavação com uma pequena inclinação (3° a 5°) e apoiados sobre as cambotas metálicas na periferia da abóbada para controlar e reduzir deformações e/ou desprendimentos na frente. Estas enfilagens consistem em tubos de 4” de diâmetro de 12 m de comprimento, espaçados transversalmente em seção cada 0,5 m entre eixo de tubos, inclinados de 3° a 5° com a horizontal e com sobreposição de 3,0 m.

Nos portais será necessário construir as enfilagens com comprimento mínimo de 15 m e apoiados, tanto sobre uma viga de amarração em betão hidráulico, como sobre as cambotas. Nesta zona e dependendo do comportamento observado com a instrumentação, poderá ser necessário reduzir o espaçamento entre cambotas.

A distância entre frentes de escavação da meia seção superior (abóbada) e a meia seção inferior (destroça) não deverá ser inferior a 6 m. Igualmente, a distância entre frentes dos dois túneis não deverá ser inferior a 18 m. De acordo com a classificação de Bieniawski, este terreno classifica-se com um valor de RMR de 0 a 20.

- Método de construção

De acordo com as características do material que se previa encontrar, estabeleceu-se que se poderia utilizar equipamentos mecânicos para a escavação em condições geotécnicas tipo IIIA e IIIB. Para as condições geotécnicas tipo I e II pode-se utilizar o sistema de perfuração e explosivo convencional.

- 9) Igualmente na memória de cálculo do Projeto de Execução, apresentam-se as deformações esperadas nas 6 seções estudadas do túnel e referidas atrás, de acordo com os resultados analíticos e numéricos.

Os resultados analíticos basearam-se no método de convergência-confinamento, que se sustenta em soluções fechadas e seções circulares e permitem de certa maneira estimar os deslocamentos e a carga atuante sobre o suporte através da interseção da curva de reação do suporte. Estes métodos são usados para obter um termo de comparação com os métodos numéricos mais detalhados que modelam uma geometria não necessariamente circular. No Quadro 2.5 seguinte pode-se ver um resumo dos resultados obtidos depois de alcançados os fatores de segurança adequados.

Quadro 2.5 – Resultados de convergência e assentamentos máximos (INGETEC, 2008).

Máxima Cobertura	Analítico (cm)	Númérico (cm)	Assentamento superfície (cm)	Seção de suporte estimada em cada setor
A-A	1,48	4,25	2,50	IIIB
B-B	2,35	1,73	0,82	II
C-C	2,35	2,70	-	II
D-D	2,35	1,05	0,45	II
E-E	4,21	1,28	0,64	IIIA
F-F	1,48	0,70	0,90	IIIB

- 10) Estabeleceram-se critérios de alarme com base na taxa de deformação medida na instrumentação;
- < 0,10 mm/dia: Considera-se em condição de estabilização. Continuar com o seguimento do comportamento com a instrumentação;
 - 0,10 mm/dia – 1,0 mm/dia: Requer atenção. Deve-se analisar o comportamento no tempo. Eventualmente procede-se à colocação de suporte adicional;
 - > 1,0 mm/dia: Condição de alerta. Requer-se revisão e/ou ajustar as fases de escavação e avanço, colocação de suporte adicional (pregagens passivas, betão projetado ou redução do espaçamento entre cambotas.

- 11) Finalmente estabeleceu-se em desenhos, a instrumentação prevista nos portais México e Tuxpan assim como dentro do túnel.

Em cada portal considerou-se a instalação de 2 inclinómetros e 2 piezómetros para instrumentação e aproximadamente 20 marcas de superfície para monitorização topográfica.

Dentro do túnel consideraram-se 5 pontos de controlo topográfico com refletor laser, por cada estação ou seção de medição. As seções de medição estão separadas entre si, de acordo com o tipo de suporte a aplicar, segundo o critério definido no Quadro 2.6 e Figura 2.18 seguintes:

Quadro 2.6 – Separação entre as seções de medição da instrumentação (INGETEC, 2008).

SEPARAÇÃO LONGITUDINAL TÍPICA ENTRE ESTAÇÕES DE INSTRUMENTAÇÃO			
LOCALIZAÇÃO	SUPORTE TIPO		
	I	II	III A e III B
TÚNEL XICOTEPEC I	20 m	10 m	5 m

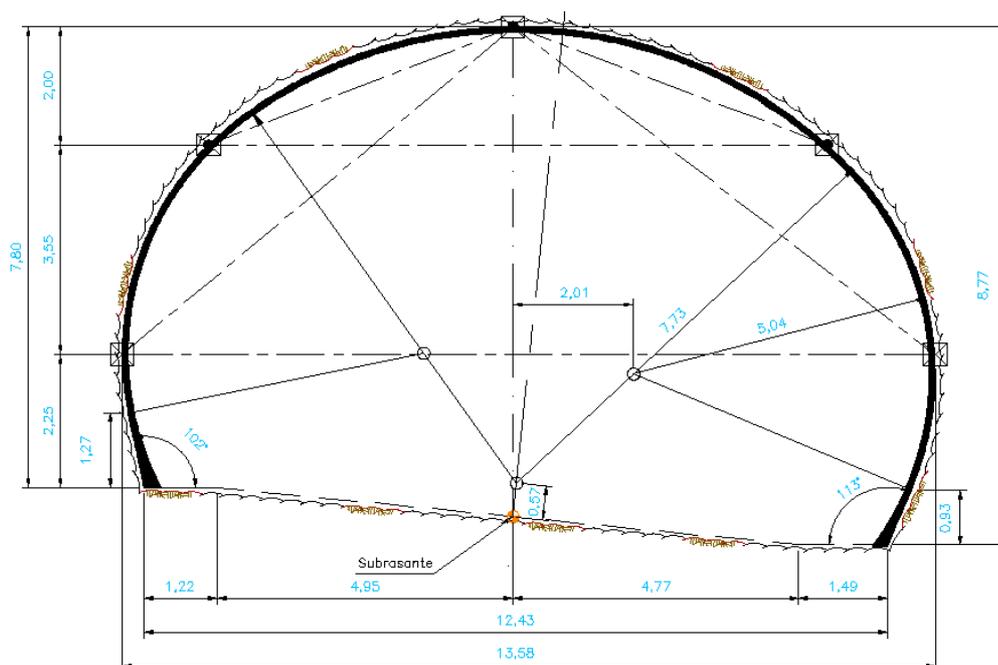


Figura 2.18 – Seção transversal tipo com a localização dos pontos de controle topográfico (INGETEC, 2008).

2.2.5 ANÁLISE DO REVESTIMENTO

Uma vez terminado o ciclo de escavação e suporte dos túneis, iniciam-se as fases de impermeabilização e revestimento. Os critérios de projeto utilizados para o revestimento tiveram em conta os seguintes aspetos:

- Garantir a segurança e conforto dos utilizadores, tolerâncias dimensionais, redução de custos de operação e manutenção e obter uma qualidade adequada da superfície final dos túneis para melhorar a iluminação;
- Assegurar a estabilidade a longo prazo da obra subterrânea.

Para o caso dos 6 túneis de Nuevo Necaxa-Avila Camacho, considerou-se nas etapas de concurso e projeto, que o suporte previsto durante a escavação absorverá as cargas e estabilizará os possíveis mecanismos de rotura do terreno, gerados por efeitos de cargas de desprendimento, esforços e deformações do terreno, pelo que considerou-se um revestimento não armado.

Por ser uma zona de muito alta pluviosidade, é possível que se apresentem infiltrações de água durante a vida útil dos túneis. Como se previu a instalação de um sistema de impermeabilização composto por uma geomembrana colocada detrás do revestimento, pode desenvolver-se alguma pressão de água

externa ao revestimento, inclusive com a existência do sistema de drenagem. Por essa razão considerou-se a possibilidade de ter uma carga eventual externa hidrostática aplicada detrás do revestimento. Para a análise do revestimento em betão hidráulico considerando a pressão externa gerada por uma eventual subida do nível freático, assumiu-se como carga de água a equivalente à altura total do túnel. Assim o revestimento em betão hidráulico projetou-se para cargas externas, considerando a pressão de água mencionada e o peso próprio do anel.

Dado que a análise do revestimento tanto por peso próprio, como por carga hidrostática aplicada nas paredes apresenta fatores de segurança folgados, realizou-se como complemento, o cálculo de uma carga remanescente eventual do terreno que poderia suportar o anel de betão. De acordo com o anterior, o revestimento de betão hidráulico com espessura mínima de 0,30 m ($f'c = 25$ MPa) pode tomar sem problemas uma carga uniformemente distribuída da ordem de até 45 kN/m^2 , que representa uma percentagem mínima da carga a ser transmitida pelo terreno, pelo que de forma conservadora considerou-se, que toda a carga seria absorvida pelo suporte primário.

Ainda que o revestimento possa tomar cargas remanescentes, não se recomenda colocá-lo para tentar estabilizar terrenos com impulso ou com convergências cuja taxa de deformação não se tenha estabilizado ainda, ao menos que se lhe coloque armadura de reforço estrutural adequado, que deve ser devidamente calculado para as condições particulares que se tenham em sítio das cargas e deformações que estão a ocorrer. De outra maneira poderia ocasionar dano ao revestimento.

No que refere à ação sísmica teve-se em conta as seguintes considerações:

- Os túneis não intercetam zonas de falhas sísmicas ativas, pelo que não se consideram suscetíveis a dano desse evento, segundo Rowe (Rowe, 1992);
- Nos túneis não há mudanças abruptas de forma nem de materiais, o que também os faz menos suscetíveis ao dano sísmico segundo Wang (Wang, 1993);
- As acelerações sísmicas máximas esperadas para a zona são inferiores a 0,50g. Segundo Rowe (Rowe, 1992), não é frequente que se apresentem colapsos em túneis quando existem acelerações sísmicas menores a 0,50g.

Como parte integral do processo de escavação dos túneis, é necessário durante o processo de escavação levar um controlo permanente das deformações que experimentará o maciço durante a escavação, pelo que se requiere dispor de instrumentação que permita verificar a estabilidade e a bondade do processo construtivo em função ante o suporte colocado. Com análises periódicas contínuas dos resultados da instrumentação durante a construção dos túneis, podem-se realizar os ajustes à sequência de escavação e à colocação do suporte.

Com base no anterior e através de muitas experiências de túneis construídos em várias partes do mundo com revestimentos não armado, é fatível eliminar a armadura de reforço já que do ponto de vista estrutural não se requiere. Do ponto de vista de retração e fluência do revestimento no betão hidráulico simples, esses fenómenos podem ser mitigados mediante a aplicação correta de técnicas de construção, por exemplo, uso de juntas de construção, controlo da temperatura de colocação do betão, utilização de cimentos pozolânicos e outros. Ou seja, é um aspeto construtivo superável. No entanto, como esse fenómeno pode-se apresentar ainda com os melhores controlos possíveis durante a construção, a experiência indica que o padrão de fissuração em túneis por esse aspeto tende a ser geralmente transversal ao túnel, o qual estruturalmente não é um problema. O revestimento e tudo o que envolveu a construção dos túneis apresenta, depois de vários anos da sua conclusão, um bom funcionamento estrutural. Nas Figuras 2.19 e 2.20 seguintes podem ver-se fotografias do avanço dos trabalhos de impermeabilização e revestimento definitivo não armado.



Figura 2.19 – Túnel Zoquital – Zona de avanço da betonagem do revestimento definitivo não armado.



Figura 2.20 – Túnel Huauchinango – Cimbre utilizado para betonagem do revestimento definitivo não armado.

2.3 ORDEM CRONOLÓGICA DOS TRABALHOS ATÉ À OCORRÊNCIA DO COLAPSO

Em seguida relata-se o historial ocorrido na construção do Túnel Xicotepec I, desde o início dos trabalhos no Portal México, até ao Portal Tuxpan quando ocorreu o colapso.

2.3.1 PORTAL MÉXICO

2.3.1.1 Condições geológicas

O Portal México é formado por uma parede quase vertical de 90 m de altura, com uma topografia mais suave na parte alta, com uma grossa camada de solo residual com espessuras de 4 a 8 m e densa vegetação. Na parte baixa do talude apresenta-se uma camada de depósitos de talude composta por blocos de basalto e calcário numa matriz argilosa, de baixa compacidade e más características geotécnicas. Por debaixo do depósito de talude, existem as rochas calcárias da Formação *Pimienta* em estratos médios a grossos, inclinados em direção ao interior da montanha, e que nos primeiros metros

encontram-se alteradas e fracturadas, e com uma camada de solo residual de 1 a 2 m de espessura, de má qualidade, mas que melhora em profundidade. Cobrindo as rochas calcárias, apresentam-se derrames de rochas vulcânicas com uma espessura de até 110 m, conformados por basaltos muito consistentes, duros e com uma fracturação vertical, e de boa qualidade geotécnica. Separando as rochas sedimentares e ígneas encontram-se materiais piroclásticos como as brechas e os tufos vulcânicos.

2.3.1.2 Análises geotécnicas

Com base nas condições geológicas realizaram-se as análises geotécnicas detalhadas, que permitiram efetuar um projeto que garantisse a estabilidade dos taludes.

- Análise de estabilidade dos depósitos de talude

Para analisar a estabilidade dos materiais superficiais (depósitos de talude) realizaram-se diversas considerações para obter com a melhor precisão possível os parâmetros geotécnicos de projeto com base na informação dos diversos ensaios de laboratório e retroanálises.

As análises de estabilidade destes materiais efetuaram-se utilizando o mecanismo de monitorização tipo circular em diversos cenários estáticos e pseudoestáticos. Fizeram-se várias combinações tomando em conta a localização do nível freático, o uso de sistema de reforço e fatores de segurança admissíveis. Adicionalmente, realizou-se para cada portal uma análise de probabilidade de ocorrência de um círculo de rotura variando os parâmetros de resistência dos materiais.

- Análise de estabilidade dos maciços rochosos

No caso dos maciços rochosos calcários e basálticos, utilizaram-se diversos critérios para obter os parâmetros de projeto, utilizando tanto os resultados dos ensaios de laboratório efetuadas aos provetes de rocha, como os resultados da análise geomecânica utilizando as classificações de Barton e Bieniawski, e a metodologia proposta por Hoek, estimando o ângulo de atrito interno, coesão, resistência à compressão, módulo de deformação, constantes “*m*” e “*s*” do material intato.

As análises de estabilidade levaram-se a cabo considerando a possibilidade de formação de cunhas nos maciços rochosos, para o qual se analisou a estabilidade dos taludes e se estabeleceram as cunhas críticas. Uma vez identificadas as cunhas críticas em cada um dos três taludes do portal (frontal e laterais), avaliou-se o fator de segurança e força requerida para estabilizá-las, definindo-se recomendações para estabilizar as cunhas potencialmente instáveis.

2.3.1.3 Procedimento construtivo

Com base nas análises de estabilidade efetuadas estabeleceram-se recomendações detalhadas sobre o procedimento construtivo a seguir, que consistiu em:

- Escavação por etapas com uma altura máxima de 6m;
- Colocação de pregagens passivas de 1 ½” de diâmetro, e comprimentos variáveis de 6 a 9 m, injetadas com calda, num padrão de 2 x 2 m;
- Betão projetado com fibras metálicas, com espessuras variáveis entre 5 e 20 cm, e zonas com malha eletrosoldada de reforço;
- Colocação de drenagem de 2 ½” de diâmetro e 10 m de comprimento, com um padrão de espaçamento de 4 x 4 m.

2.3.1.4 Descrição do colapso

Durante a construção do portal México para conformar o talude frontal até ao nível dos túneis de acordo com o previsto no projeto, iniciaram-se os trabalhos de retirar os blocos de basalto separados e independentes da massa rochosa da escarpa existentes.

No dia 11 de maio de 2009, depois de chuvas intensas, a água acumulou-se no interior da massa rochosa gerando um impulso hidrostático que produziu subitamente o colapso de enormes blocos de rocha basáltica. Nas Figuras 2.21 e 2.22 podem ver-se fotografias pelo meio dia e pela tarde do dia 11 de maio de 2009 respetivamente.



Figura 2.21 – Túnel Xicotepec I – Portal México. Foto tomada no dia 11 de maio de 2009 pelo meio dia.



Figura 2.22 – Túnel Xicotepec I – Portal México. Foto tomada no dia 11 de maio de 2009 pela tarde.

O colapso consistiu no desprendimento, por rotação, de enormes blocos de rocha basáltica que se encontravam na parte superior do talude. Esta monitorização foi motivada pela existência de fracturas de tracção sub-verticais no interior da rocha basáltica não visíveis na parte superior do talude devido à grossa camada de solos residuais com espessuras de 4 a 8 m. Estas fracturas delimitaram blocos de rocha longos e esbeltos da massa de basalto, os quais pelo seu grande peso e forma geométrica, e associadas a uma camada de *paleossolo* de 2 m de espessura, originaram altas concentrações de esforços na base do talude, o que provocou a rotação e desprendimento de um bloco rochoso de 85.000 ton aproximadamente. A monitorização da base deste primeiro grande bloco e a sua tendência a girar à direita, originou o desprendimento de outros blocos grandes da parte superior da escarpa. Nas Figuras 2.23 e 2.24 podem ver-se fotografias que sustentam a explicação atrás descrita.



Figura 2.23 – Túnel Xicotepec I – Portal México. Análise do Colapso (Diagnóstico).



Figura 2.24 – Túnel Xicotepec I – Portal México. (à esquerda) Superfícies do deslizamento alteradas (diferença de cor) que indicam a existência de fracturação vertical antiga. (à direita) Cavidade existente na base do bloco principal “A”.

2.3.1.5 Solução final portal México

A zona do Túnel Direito foi a menos afetada já que a base dos blocos do colapso se localizava na zona do Túnel Esquerdo. Foi possível manter o projeto dos túneis e o traçado apesar do problema ocorrido, já que a zona principalmente afetada foi a parte superior e em menor medida a zona inferior onde está a rocha calcária e onde se iniciaria a escavação dos túneis. Para a solução definitiva realizaram-se trabalhos importantes de escavação, suporte, drenagem e proteção superficial. Nas Figuras 2.25 e 2.26 podem ver-se uma planta e perfil do portal respetivamente com a solução adotada.

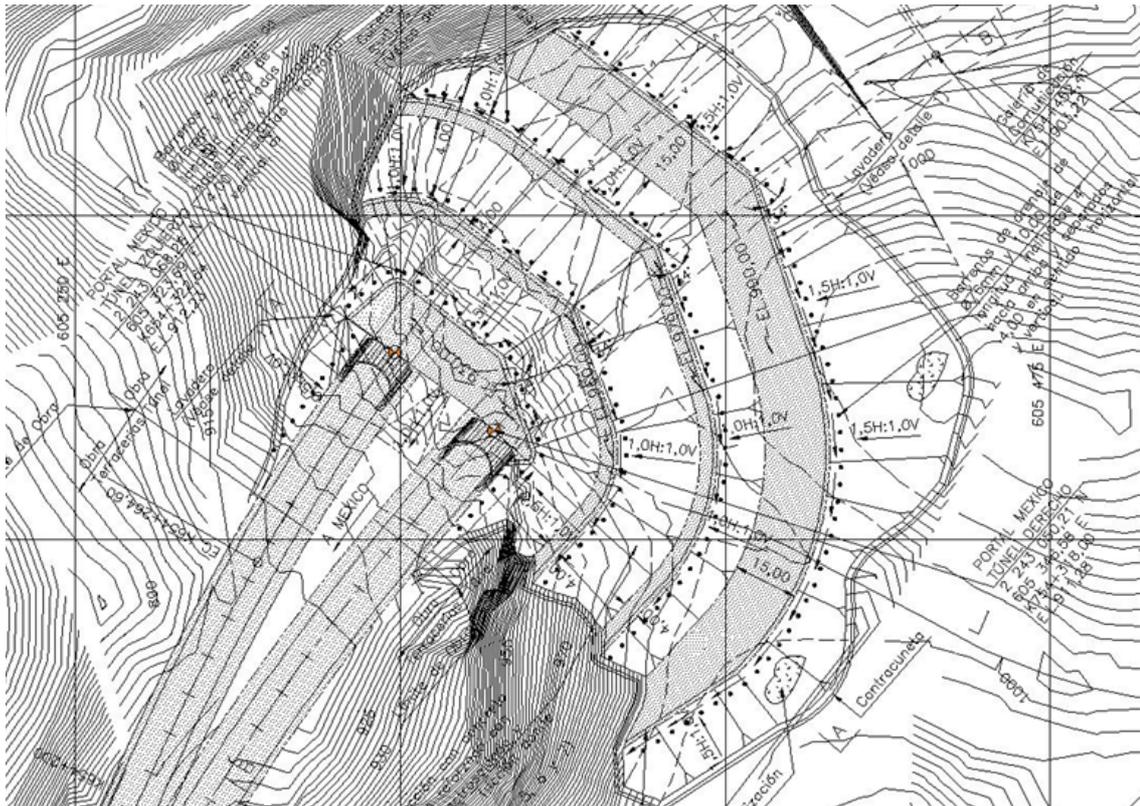


Figura 2.25 – Túnel Xicoteppec I – Portal México. Planta com a solução de reparação (INGETEC, 2009)

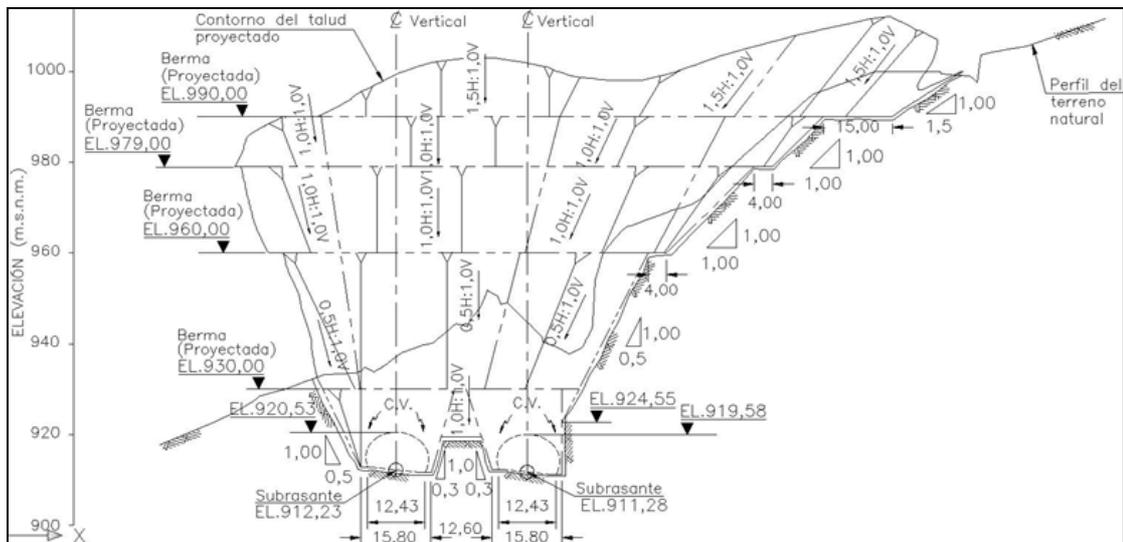


Figura 2.26 – Túnel Xicoteppec I – Portal México. Seção com a solução de reparação (INGETEC, 2009).

Em seguida descrevem-se de forma geral estes trabalhos:

- Levantamento topográfico da zona do colapso, cobrindo até 75 m para trás da zona colapsada e procedeu-se à realização de duas sondagens na base do material colapsado para caracterização mais exata do *paleossolo* e da rocha sedimentar.
- Projetaram-se novos taludes com inclinação de 0.5H:1V desde a cota 930 (zona da abóbada dos túneis) até à cota 960, depois uma inclinação de 1H:1V desde a cota 960 até à cota 990, terminando com uma inclinação de 1,5H:1V na parte superior, onde se tem solo residual. O projeto do talude contou com três bermas localizadas na rocha basáltica.
- Para alívio de pressões hidrostáticas e/ou introdução de pressão atmosférica ao talude, executou-se um sistema de drenagem, constituído por drenos de 2 ½” de diâmetro, com 5° de inclinação ascendente em relação à horizontal, de 12 m de comprimento e padrão de 5 x 5 m. As bermas revestiram-se com betão hidráulico deixando valetas na base de cada talude; A superfície dos taludes cobriu-se com malha tipo tripla torsão para evitar que blocos de basalto pequenos pudessem cair em direção à autoestrada.
- Aproveitando a berma à cota 990, instalaram-se dois inclinómetros com uma profundidade tal que respeitassem as condições seguintes: 5 m abaixo da rasante dos túneis; e 10 m encastrados na rocha calcária de boa qualidade com RQD superior a 40%. Igualmente aproveitando a berma à cota 930, instalaram-se dois extensómetros de barra horizontais de 3 pontos fixos (3, 9 e 18 m). Instalaram-se marcas de superfície para controlo topográfico em todo o talude.
- Na zona baixa do talude onde se escavariam os túneis, executou-se um muro de betão hidráulico armado vertical de 25 cm de espessura, com 20 m de altura, com pregagens passivas horizontais de 1 ½” de diâmetro, 15 m de comprimento e em padrão de 2 x 2 m e drenos transversais de 2 ½” de diâmetro, 25 m de comprimento, em padrão de 4 x 4 m e com inclinação ascendente de 5°. O muro de betão foi executado em toda a extensão da zona de transição entre o basalto e o calcário (estrato de *paleossolo*), para garantir a estabilidade da parte baixa do talude. Na Figura 2.27 seguinte pode-se ver o perfil do portal com a solução da parte baixa do talude cobrindo a zona do *paleossolo* existente.

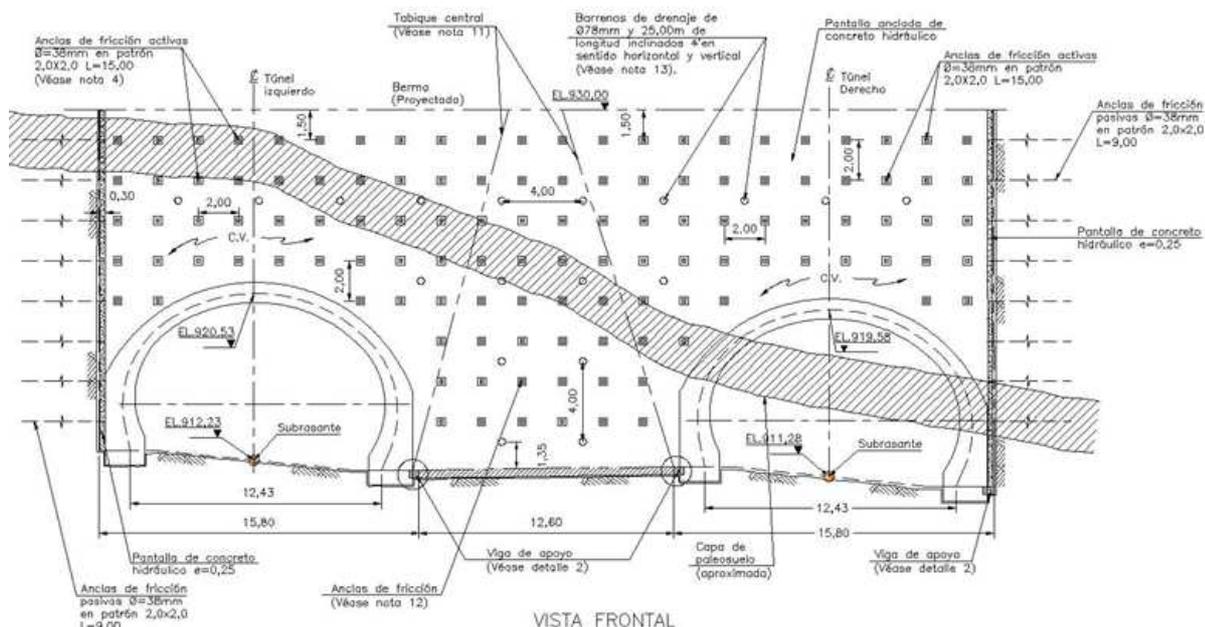


Figura 2.27 – Túnel Xicotepec I – Portal México. Muro em betão hidráulico armado na parte baixa do talude cobrindo a zona do estrato *paleossolo* disponível no Projeto de Reparação do Portal México (INGETEC, 2009).

Para esta solução consideraram-se os seguintes parâmetros geotécnicos de acordo com o Quadro 2.7, utilizados no modelo numérico da Figura 2.28 seguinte:

Quadro 2.7 – Resumo dos parâmetros geotécnicos utilizados no Projeto de Reparação do Portal México e novo Projeto do Portal Tuxpan (INGETEC, 2009; INGETEC, 2010)

Parâmetro	Basalto	Paleossolo	Calcário
GSI	65	15	54
σ_c - MPa	70,7	2,30	37,5
m_i	17,0	4,0	7,0
E_r - MPa	5548,0	2,34	3402,0
D	0,0	0,0	0,25
mb	4,87	0,192	1,07
Sr	0,0205	0,0001	0,0038
A	0,502	0,561	0,504
σ_{cm} - MPa	21,90	0,081	5,33
ϕ	57,1	11,55	40,8
C- MPa	1,48	0,042	0,614
E_m - MPa	3505,0	0,070	936,8

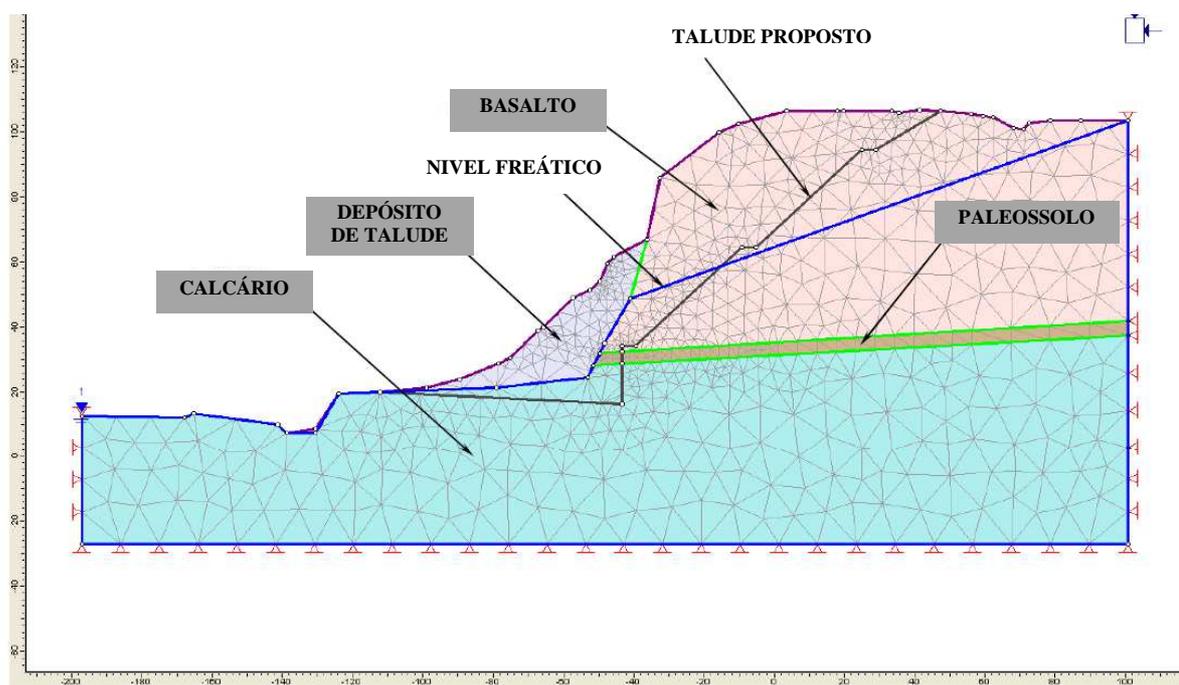


Figura 2.28– Modelo numérico para o Projeto de Reparação do Portal México (INGETEC, 2009).

2.3.2 PORTAL TUXPAN

Depois do grande deslizamento do talude do Portal México ocorrido em maio de 2009 procedeu-se à revisão das condições geológicas no Portal Tuxpan. Em seguida descrevem-se os fatos ocorridos de forma temporal, durante a fase de construção no portal Tuxpan até ao colapso do Túnel.

2.3.2.1 Ações preventivas antes do início da fase de construção

Com a informação adicional proporcionada pelas sondagens realizadas para instalar os inclinômetros previstos no Projeto de Execução e pela interpretação geológica detalhada da zona, elaborou-se o novo Projeto do Portal Tuxpan. Estudaram-se várias alternativas de solução, e finalmente a que se considerou como ótima consistiu em distanciar os portais das paredes de basalto. Esta solução incrementou o comprimento dos túneis, 32 m no Túnel Esquerdo e 87 m no Túnel Direito, para evitar problemas de instabilidade assegurando o início da escavação dos túneis em rocha sedimentar. O ajuste na localização do Portal Tuxpan de ambos os túneis, foi enviado pelo projetista INGETEC, que se encontrava a realizar acompanhamento técnico à obra (ATO), em julho de 2010 (INGETEC, 2010). Neste caso foram utilizados os mesmos parâmetros geotécnicos considerados no Projeto de Reparação do Portal México (ver Quadro 2.7). Entre os cenários estudados, efetuou-se a análise de estabilidade assumindo que se pudesse formar um grande bloco de rocha de basalto na parte superior da ladeira, delimitado por fracturas sub-verticais e supondo que este pudesse deslizar sobre o plano correspondente à camada de *paleossolo*. Dos resultados finais obtiveram-se fatores de segurança adequados.

Tratando de localizar as seções estudadas no Projeto de Execução e no novo Projeto do Portal Tuxpan, e a distância que se encontravam as sondagens da zona colapsada, apresenta-se na Figura 2.29 a localização em planta do seguinte:

- Sondagens S-1* e SPT-3 realizadas para o Projeto de Execução, próximos da zona colapsada do Túnel Esquerdo;
- Zona colapsada do Túnel Esquerdo (sombreada);
- Localização original do Portal Tuxpan do Túnel Esquerdo (cor “vermelha”);
- Localização final do Portal Tuxpan do Túnel Esquerdo (cor “verde”);
- Seção de análise D-D considerada no Projeto de Execução;
- Seção do Portal Tuxpan considerada no novo Projeto do Portal.

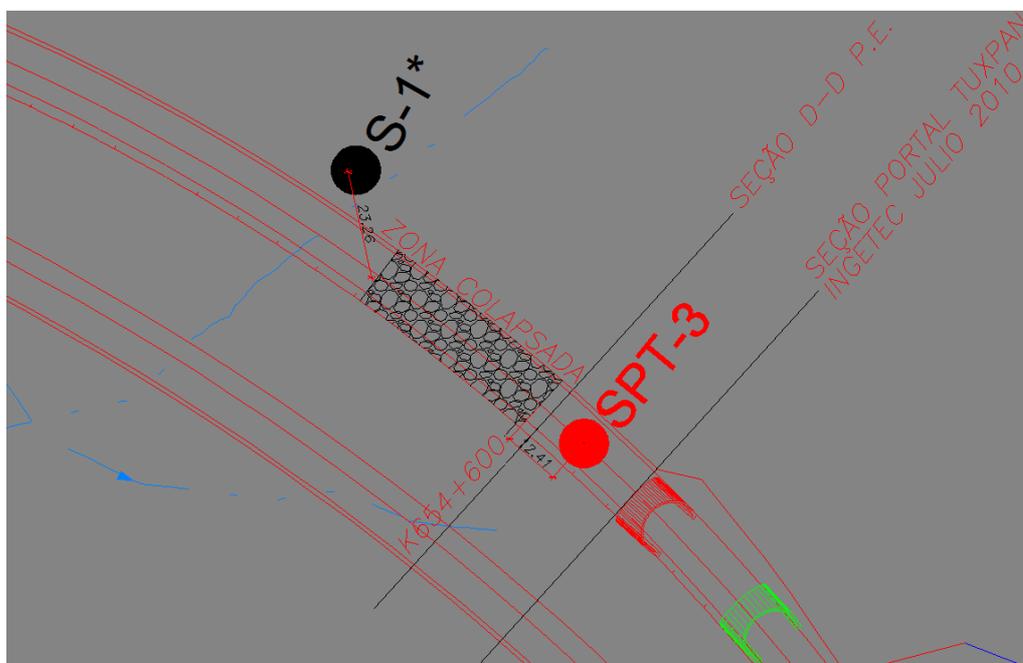


Figura 2.29 – Planta com a localização de sondagens, portal original (cor “vermelha”) e portal final (cor “verde”), seções estudadas prévias ao início da fase de construção e zona colapsada do Túnel Esquerdo.

2.3.2.2 Início da fase de construção

Em setembro de 2011 iniciaram-se os trabalhos com a execução da estabilização dos portais de ambos os túneis, avalados pelo Eng. Sergio Herrera Castañeda (Herrera, 2011).

Em meados de outubro de 2011 iniciaram-se as escavações do Túnel Direito em seção de avanço (meia seção superior). Em meados de novembro de 2011 iniciaram-se as escavações do Túnel Esquerdo em seção de avanço (meia seção superior).

Durante a construção registrou-se a geologia encontrada através das cartas de classificação de RMR, medidas na frente de escavação sustentadas com as respectivas fotografias. Com essa informação atualizou-se o perfil geológico originalmente projetado, registrando diariamente o perfil geológico real, datas de execução com respectivos comprimentos de avanço e tipos de suporte aplicados.

2.3.2.3 Resultados de instrumentação e tomada de decisões

Desde o início das escavações de ambos os túneis, em seção de avanço (meia seção superior), até finais de maio de 2012, registraram-se as deformações acumuladas e taxas de deformações de acordo com o esperado e estimado no Projeto de Execução.

A 1 de junho de 2012, registraram-se no Túnel Esquerdo, taxas de deformação em algumas seções de convergência, superiores a 1 mm/dia, o que correspondia ao limite de alerta, procedendo imediatamente à revisão e/ou ajuste das fases de escavação com eventuais medidas de suporte adicionais. Em consequência, consultou-se o projetista INGETEC para que elaborasse uma análise da condição do Túnel Esquerdo: geológica, geométrica e sistemas de suportes aplicados. Toma-se a decisão de parar a escavação, e executar o 7º sistema de enfilagem previsto no projeto.

De 1 a 5 de junho de 2012, a taxa de deformação no túnel esquerdo diminuiu, no entanto, prosseguiu da ordem do 1 mm/dia.

A 7 de junho de 2012, INGETEC emitiu o seu relatório com a revisão das condições geológicas reais, sistema de suporte aplicado, geometria do suporte executado, tempos e fases de escavação realizados (INGETEC, 2012a). Com este relatório determinou-se a execução do reforço do suporte primário com 10 cm de betão projetado com fibras metálicas; No mesmo dia, 7 de junho de 2012, iniciou-se o reforço mencionado, adicional ao já colocado.

Entre os dias 13 e 18 de junho, já com o reforço terminado, as convergências tenderam à estabilização.

2.3.2.4 Descrição do colapso

O colapso do Túnel Esquerdo ocorreu no dia 20 de junho de 2012, pelas 5:30 a.m. Naquele momento, a frente de escavação encontrava-se no k654+557 (correspondente com o k754+535 do Túnel Direito). A escavação vinha executando-se numa zona de argilas na totalidade da meia seção, desde o k654+599; durante o dia 19 de junho, registrou-se um incremento notável das deformações nas convergências da abóbada e em direção ao hasteal direito, que produziram fissuras tanto transversais como longitudinais no betão projetado, que se foram propagando em pouco tempo. O colapso no interior do túnel envolveu um comprimento aproximado de 44 m, chegando até ao k654+601. Por sua vez o Túnel Direito tinha a sua frente de escavação no k754+467 (68 m adiante da frente de escavação esquerda). O colapso do Túnel Esquerdo estendeu-se até à superfície afetando uma ampla zona da ladeira que vai aproximadamente desde o k654+525 até ao k654+610. Manifestou-se através da separação de uma grande massa de basaltos colunares, seguindo a geometria das descontinuidades

existentes; um afundamento de dita massa que pode associar-se com a zona de perda de volume no interior do maciço (túnel) e posteriormente um deslizamento por gravidade em direção à parte externa da ladeira. Nas Figuras 2.30 e 2.31 seguintes mostram-se vistas da zona do colapso à superfície. Observe-se a linha de separação entre os basaltos que estavam sujeitos ao intemperismo e os basaltos que ficaram expostos pelo colapso, claramente diferenciados pela mudança de coloração da rocha.



Figura 2.30 – Zona do colapso à superfície vista de Tuxpan para México. A linha vermelha indica a fronteira da separação entre os basaltos intemperizados (cinzentos) e os basaltos que ficaram descobertos com o colapso (castanhos) (CONSULTEC, 2013a).



Figura 2.31 – Zona do colapso à superfície vista de México para Tuxpan. A linha vermelha indica a fronteira da separação dos basaltos. Note-se a mudança de coloração dos basaltos (CONSULTEC, 2013a).

A precipitação na zona registrou nos dias 16 e 17 de junho de 2012, um incremento considerável conforme pode ver-se na Figura 2.32.

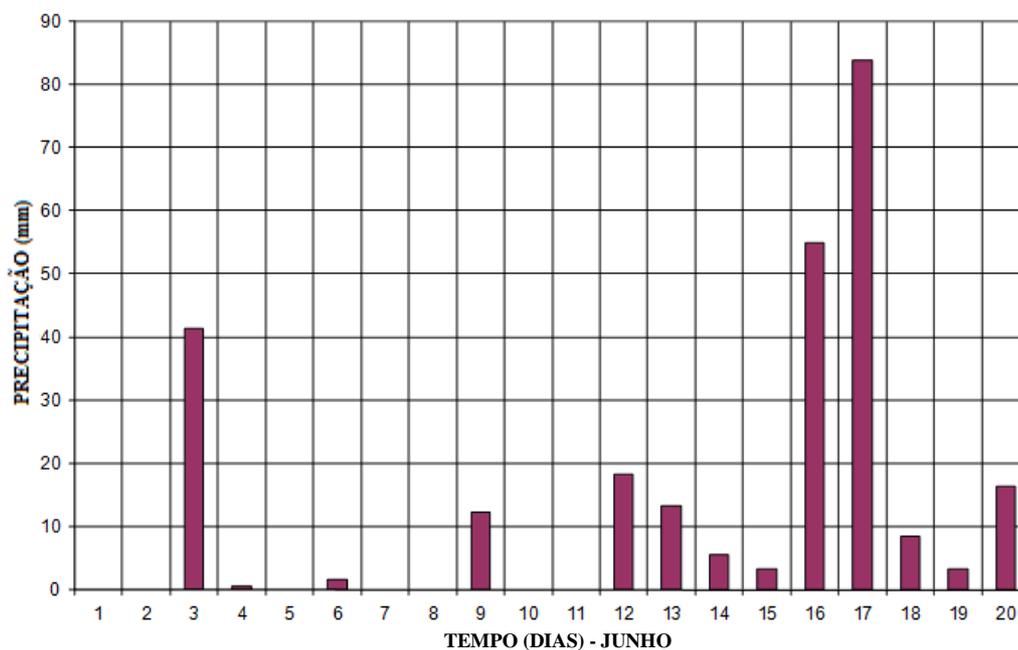


Figura 2.32 – Resumo da precipitação registrada na região no mês de junho de 2012 (INGETEC, 2012b).

2.3.2.5 Análise do movimento do colapso

A instrumentação indicou que no Túnel Esquerdo as máximas deformações apresentaram-se entre a frente de escavação k654+557 e a estação k654+595 (38 m) na zona da abóbada, com valores da ordem de até 120 mm (o dia 19 de junho, antes do colapso). Da Figura 2.33 à Figura 2.39 podem ver-se gráficos da instrumentação nas estações que apresentaram movimentos significativos.

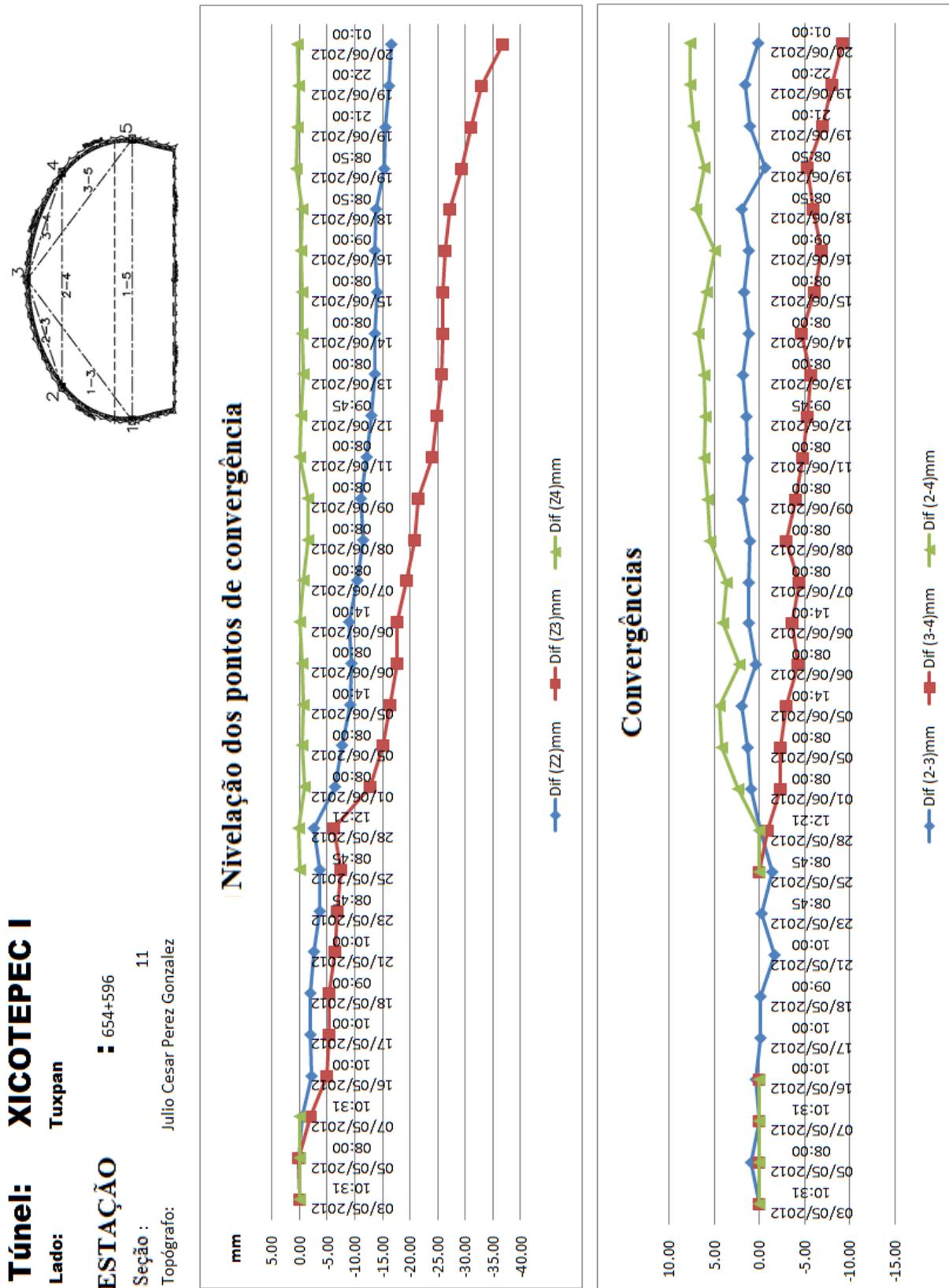


Figura 2.33 – Gráficos da instrumentação da estação k654+596 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).

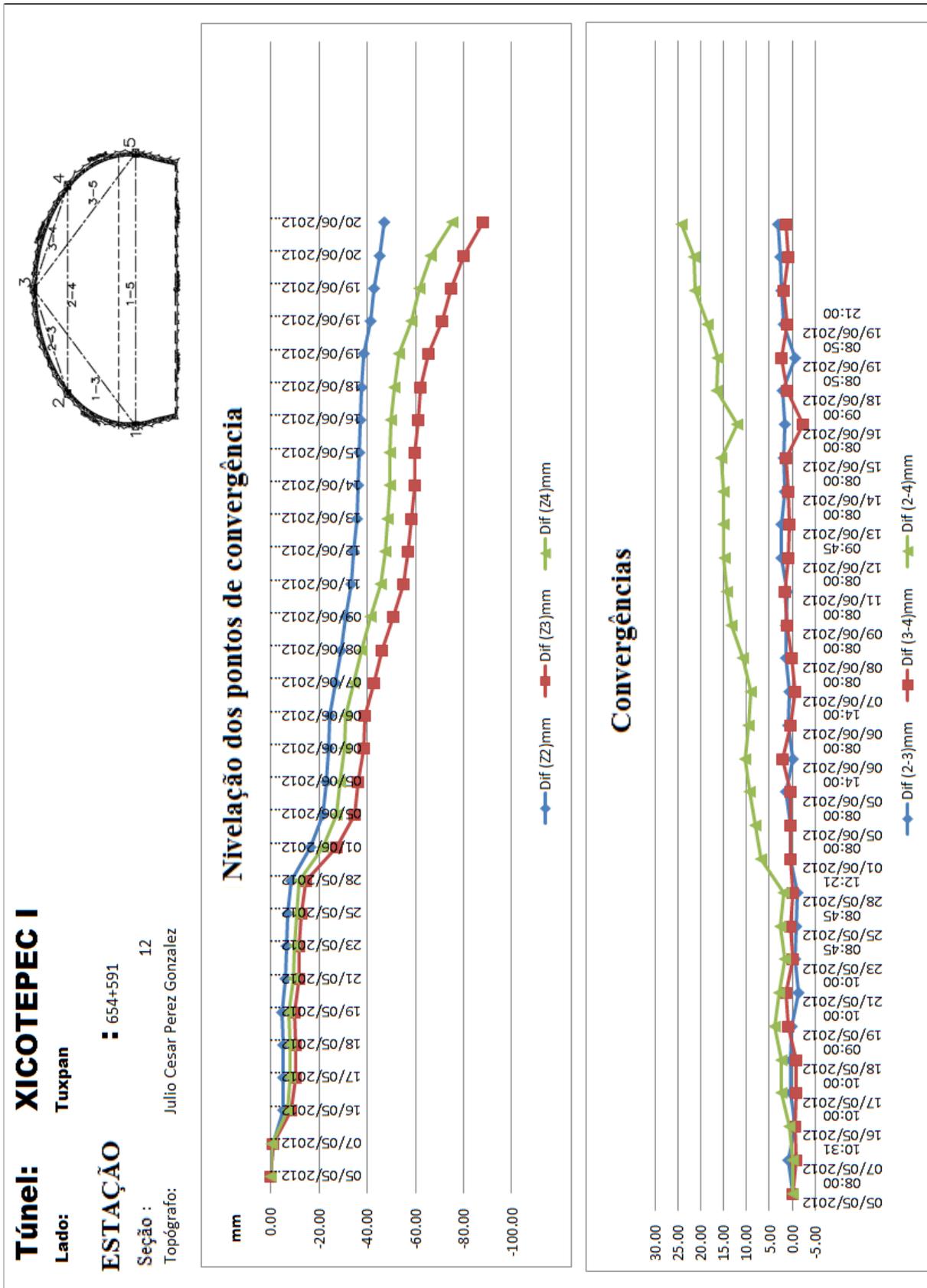


Figura 2.34 – Gráficos da instrumentação da estação k654+591 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).

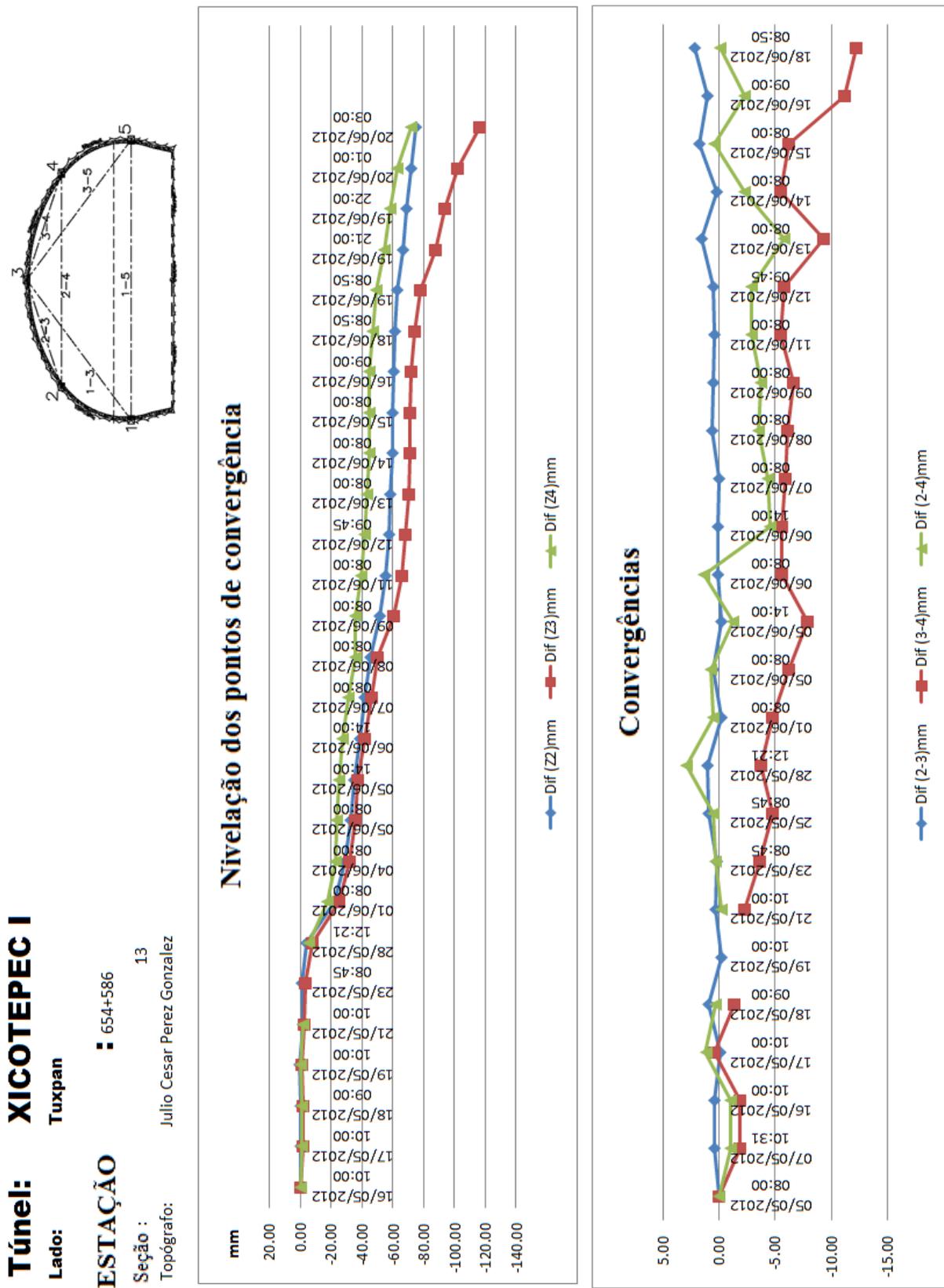


Figura 2.35 – Gráficos da instrumentação da estação k654+586 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).

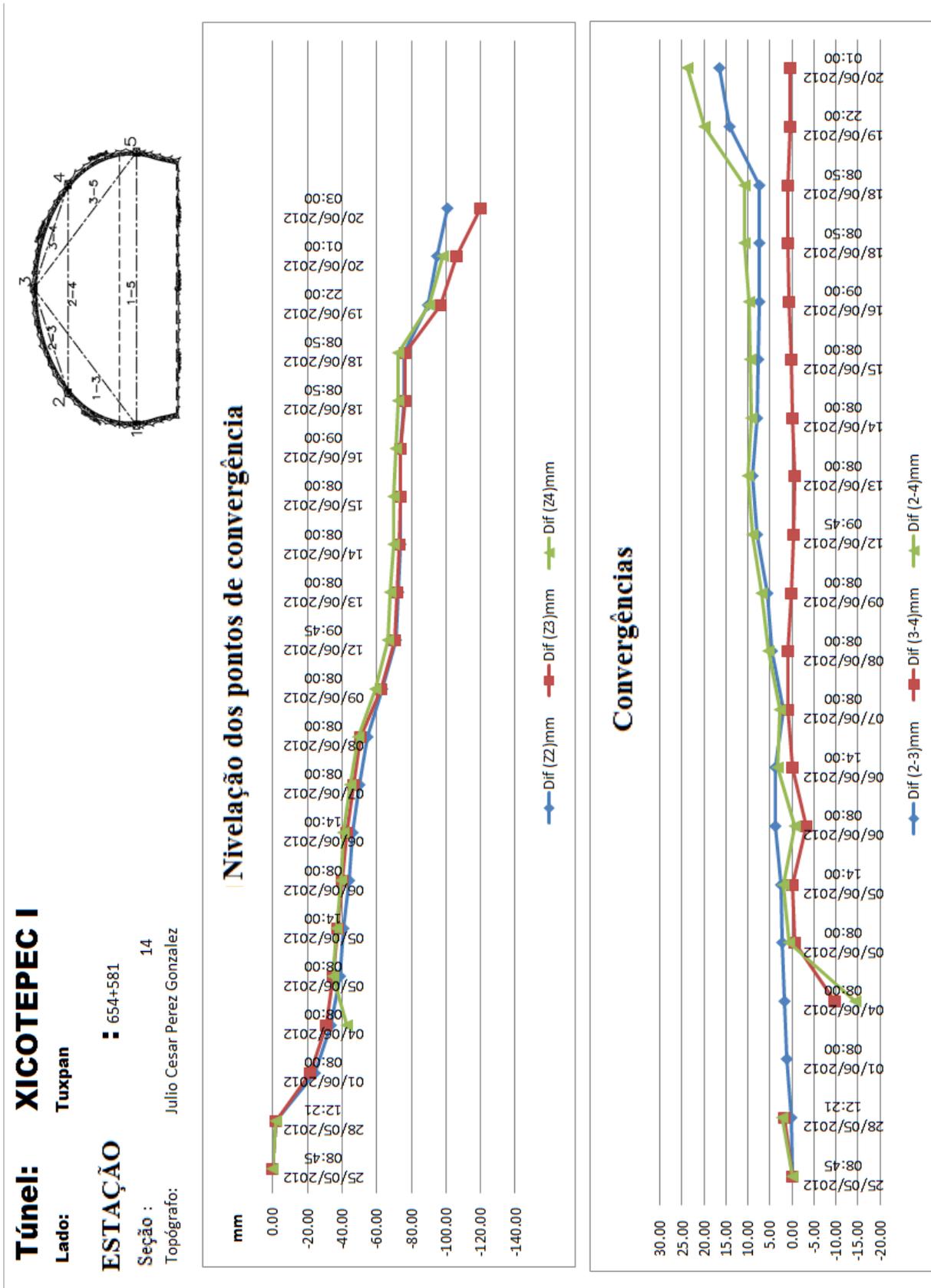


Figura 2.36 – Gráficos da instrumentação da estação k654+581 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).

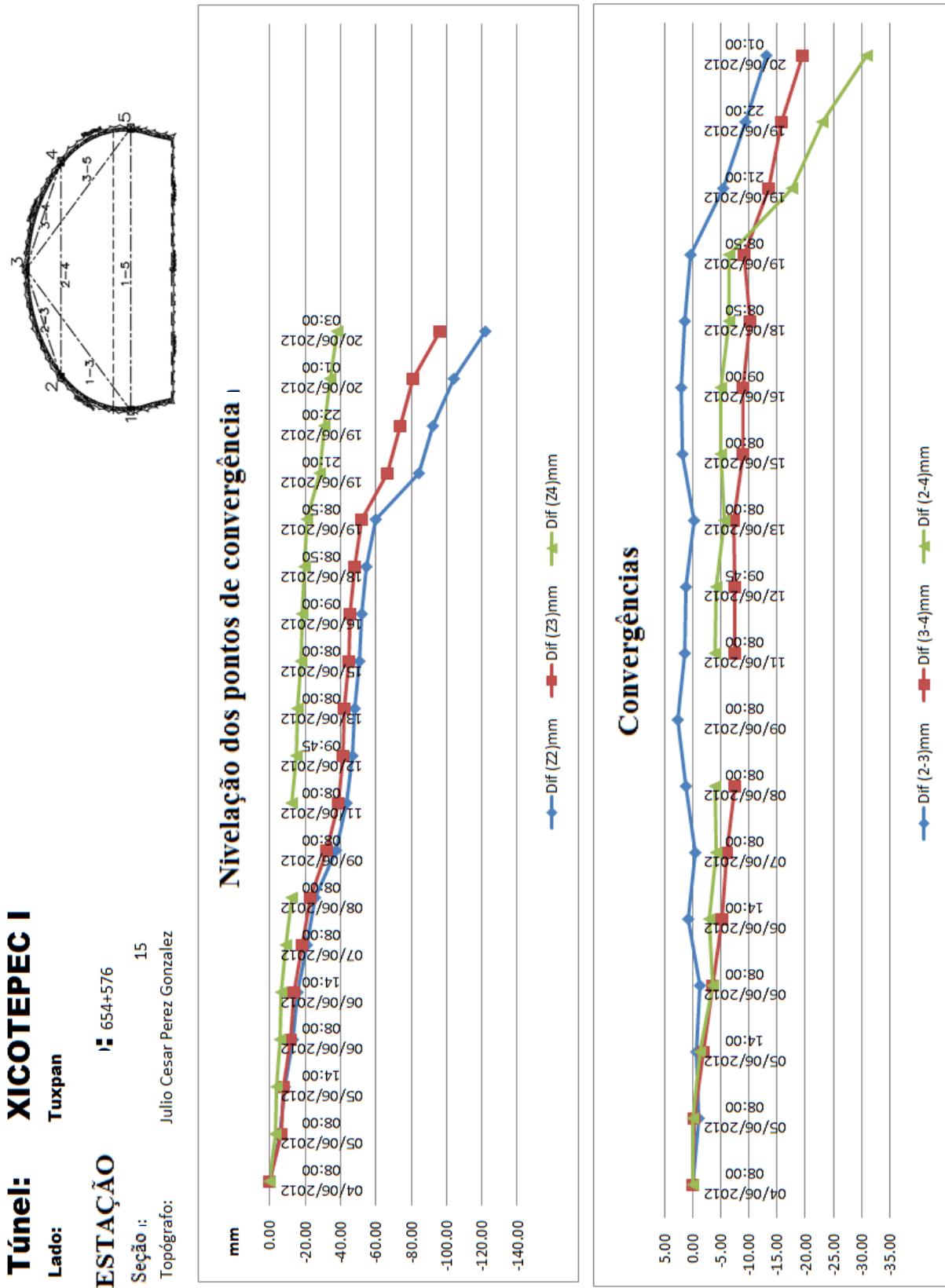


Figura 2.37 – Gráficos da instrumentação da estação k654+576 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).

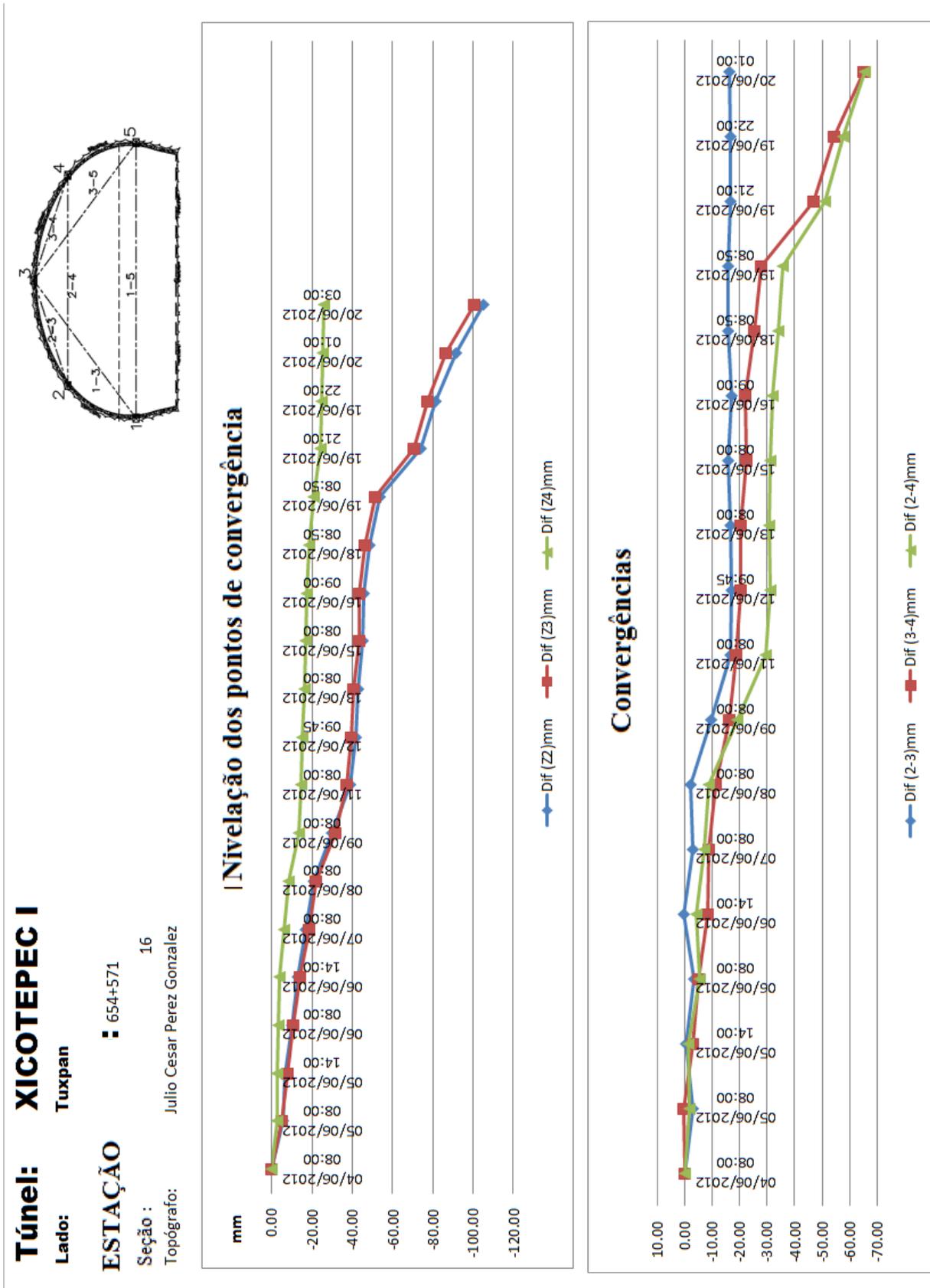


Figura 2.38 – Gráficos da instrumentação da estação k654+571 (Túnel Esquerdo) (CONNET, 2012a).

No Túnel Direito as maiores deformações ocorreram entre as estações k754+540 e k754+590 (aproximadamente 50 m), com valores máximos na abóbada da ordem de até 18 mm.

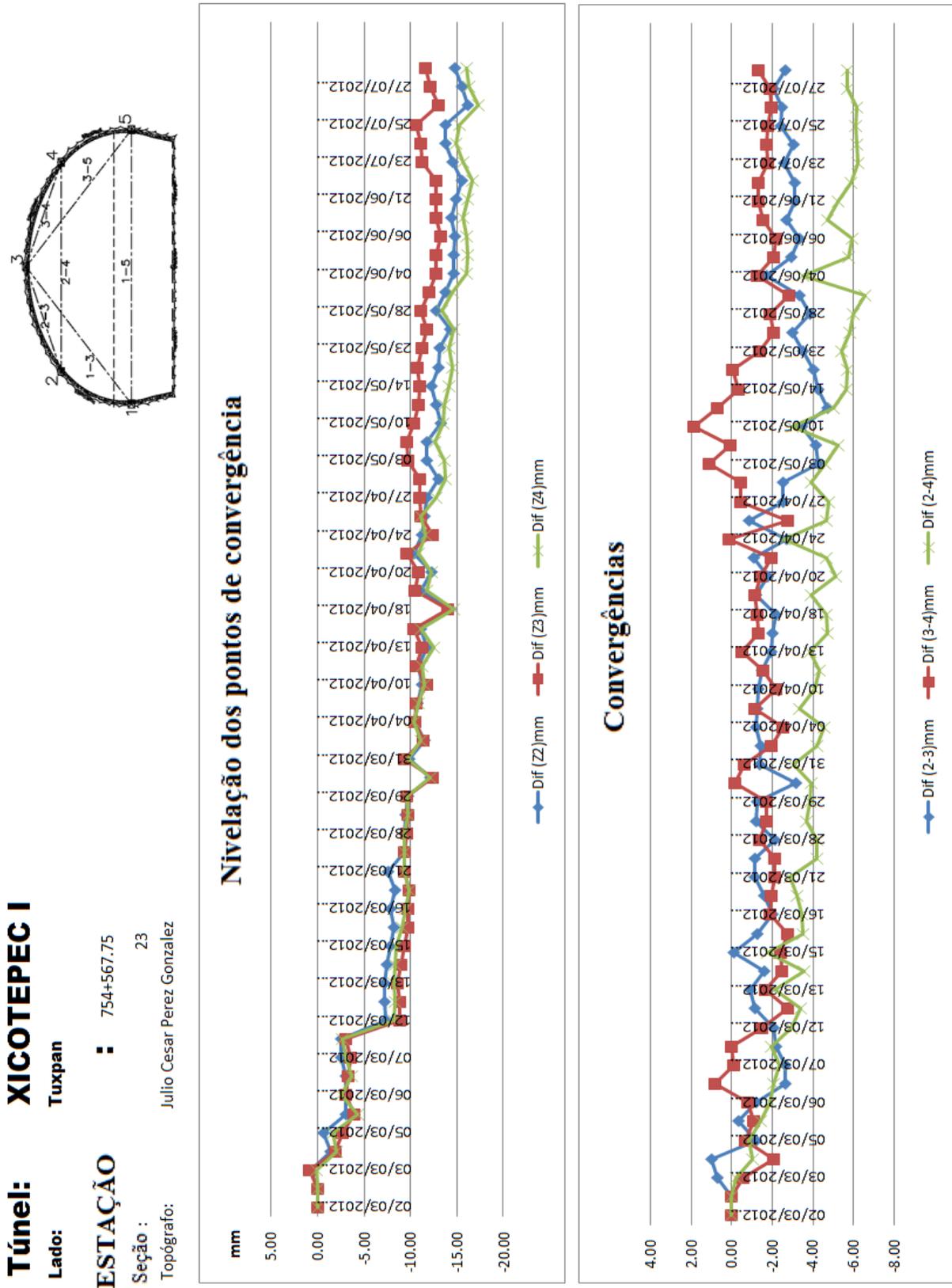


Figura 2.39 – Gráficos da instrumentação da estação k754+567 (Túnel Direito) (CONNET, 2012a).

2.3.2.6 Ações posteriores ao colapso

A 24 de junho de 2012, o Eng. Sergio Herrera Castañeda, emitiu o seu relatório sobre o ocorrido e possíveis causas que motivaram o colapso (Herrera, 2012a), onde expõe:

“Com base na informação recolhida (instrumentação por meio de convergências e cartas de classificação do material na frente de escavação) e a inspeção ao local, considera-se que o mecanismo que produziu o colapso deveu-se à combinação de duas causas: a diminuição da força total cortante na camada de argila que atravessa o túnel e o consequente deslocamento dos blocos de basalto delimitados pela fracturação vertical, o qual não foi detetado na fase de estudos prévios, e que se pode visualizar notoriamente in situ pelas superfícies intemperizadas”.

A 14 de agosto de 2012, INGETEC emitiu o seu relatório sobre o mecanismo de monitorização ocorrido e recomendações para poder estudar a problemática e consequentemente chegar a uma solução (INGETEC, 2012b). As conclusões do relatório de INGETEC são:

“Os estudos geológicos prévios e posteriores, inclusive antes do início da construção, não detetaram a anomalia geológica que produziu o colapso dentro do Túnel Esquerdo. O Túnel Direito localizado a 20 m de distância do Túnel Esquerdo e que foi escavado primeiro passando a zona de colapso, mostra condições geológicas diferentes das que se podem visualizar no Túnel Esquerdo na zona de colapso. Apesar da existência da zona argilosa entre a rocha basáltica e a rocha sedimentar, identificada nos estudos prévios, parece não ser a causa do problema, se se entende que esta foi cruzada pelo Túnel Direito sem problemas de estabilidade. O mecanismo de rotura está mais relacionado com as fracturas sub-verticais abertas preenchidas de material argiloso dentro do maciço de basalto que se localizam sobre o Túnel Esquerdo e formavam parte já de um movimento antigo, coincidindo com a presença de brechas e tufos vulcânicos localizados na seção de escavação do Túnel Esquerdo. Ao produzirem-se esforços por efeitos do incremento do nível de água dentro das fracturas verticais abertas do basalto e ao gerarem-se por essa razão deformações altas no túnel, produziram-se movimentos que induzem um amolecimento do material, incremento da carga desequilibrada sobre o túnel e esforços adicionais no sistema de suporte produzindo o colapso”.

Durante os meses de julho e novembro de 2012 executou-se um plano de estudos adicionais exaustivo, que permitiu durante os meses de dezembro de 2012 a fevereiro de 2013, o desenvolvimento do Projeto de Recuperação do Túnel Esquerdo.

2.3.3 CONCLUSÕES

Em seguida indicam-se as circunstâncias que ocorreram e que levaram ao colapso de parte do Túnel Esquerdo já executado:

- As prospeções geológicas e geotécnicas dos estudos prévios (Projeto Básico) e posteriores (Projeto de Execução e otimização ao mesmo do Portal Tuxpan antes do início dos trabalhos em outubro e novembro de 2011), não detetaram a anomalia geológica, no que refere à sua geometria e condição geológica estrutural, que produziu o colapso do Túnel Esquerdo e o deslizamento de grandes blocos de basalto na ladeira. O Túnel Direito localizado em planta a 20 m de distância do Túnel Esquerdo, entre hasteais, e que foi escavado primeiro passando a zona de colapso, mostra condições geológicas diferentes das que se podem visualizar no Túnel Esquerdo, na zona de colapso, conforme a Figura 2.40.

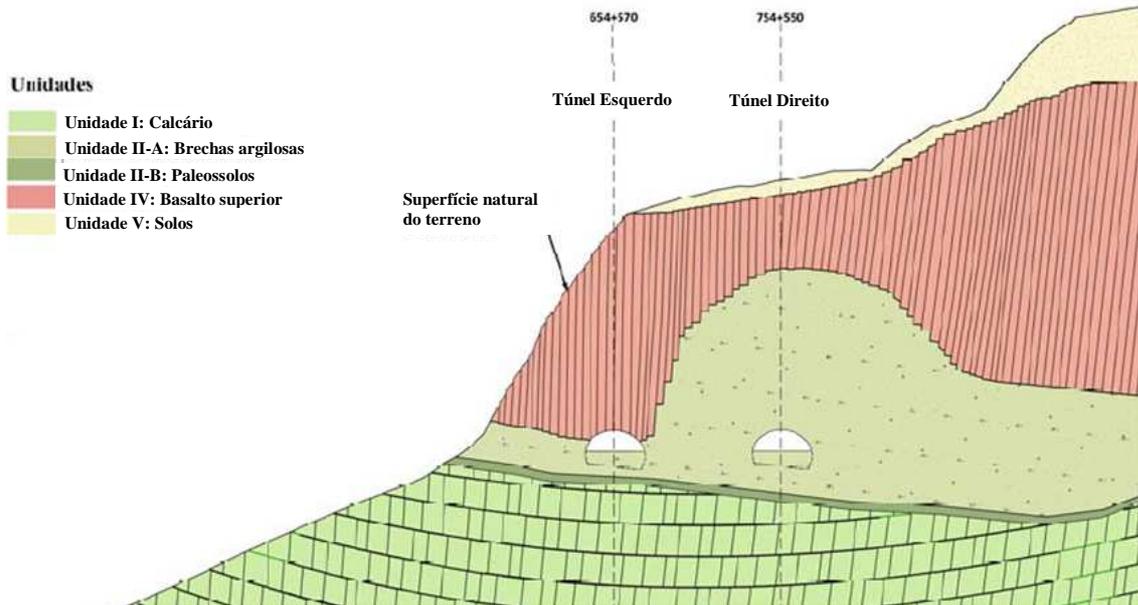


Figura 2.40 – Interpretação geológica da situação antes do colapso dos túneis sobre uma seção nas estações k654+570 (Túnel Esquerdo) e k754+550 (Túnel Direito) (CONSULTEC, 2013a).

- Atualmente, depois de se conhecer tudo o que ocorreu e com os estudos realizados após o colapso e sustentados pelo modelo numérico desenvolvido no Projeto de Reparação do Túnel, considera-se que o mecanismo de rotura pode ter sido originado pelo surgimento inesperado de um grande bloco de basalto solto que coincidiu na sua base com um *paleossolo* argiloso originando um afundamento do túnel seguido de um deslizamento em direção à ladeira. Uma vez realizadas as sondagens depois de ocorrido o colapso, verificou-se que a espessura das camadas argilosas (brechas vulcânicas e *paleossolo*) entre o basalto e a rocha calcária tinha diminuído conforme mostra a Figura 2.41 seguinte.

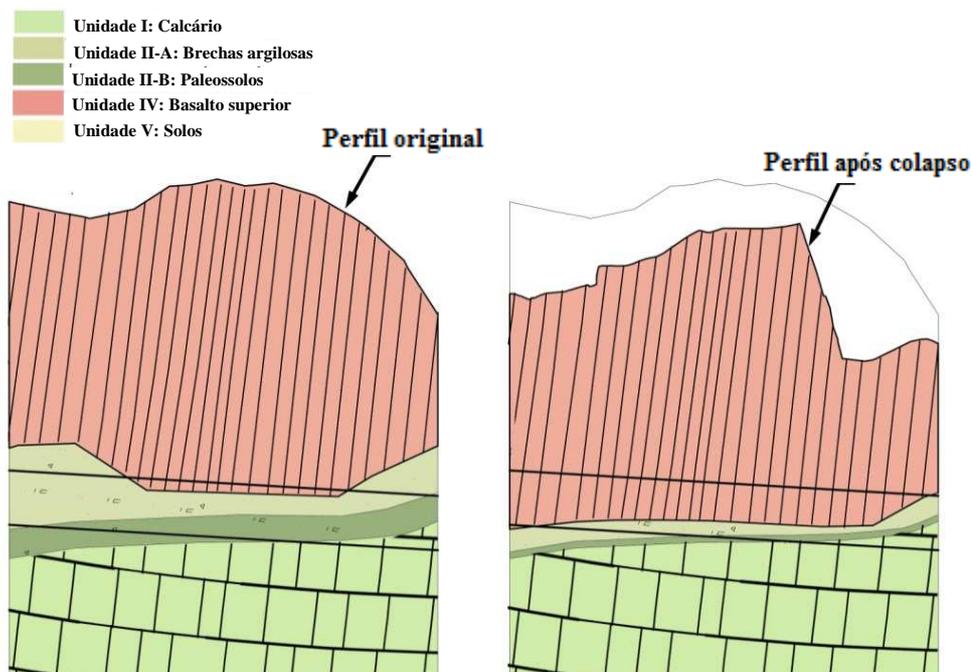


Figura 2.41 – Perfis geológicos, anterior e posterior ao colapso, onde se pode apreciar a diminuição da espessura das camadas argilosas entre o basalto e a rocha calcária após o colapso (CONSULTEC, 2013a).

Por outro lado durante a escavação para as galerias previstas na solução de reparação do túnel colapsado, foi possível encontrar as cambotas, pregagens e enfilagens produto do colapso, como se tivessem sofrido principalmente um movimento vertical ou assentamento, além da consequência natural ocorrida e traduzida no efeito “chaminé” que tradicionalmente acontece quando sucedem afundamentos de túneis.

Para além destes indícios, na simulação numérica do colapso do Projeto de Reparação do Túnel, teve-se que introduzir um modelo constitutivo *Ubiquitous Jointed Model* (UJM) disponível no programa de cálculo FLAC 3D, que atribui características às descontinuidades do maciço rochoso para permitir ao programa simular um mecanismo de colapso similar ao ocorrido na realidade, porque de isso dependiam as retro-análises que sustentaram a solução de reparação. Se considerássemos que o mecanismo de rotura fosse única e exclusivamente motivado pela presença das camadas de solo, não permitindo integrar as debilidades anisotrópicas do maciço rochoso, o modelo numérico colapsaria através de um mecanismo que afetaria o Túnel Direito e isso manifestamente não ocorreu. Isto comprova-se já que tanto o Túnel Direito que se construiu e se inaugurou com sentido bidireccional, como o restante Túnel Esquerdo desde o Portal México até à zona colapsada, cruzaram em várias zonas as brechas vulcânicas e o *paleossolo* com a presença simultânea de basaltos na abóbada, e nestes setores já construídos, os túneis comportaram-se razoavelmente e foram estabilizados com os suportes previstos nos Projetos de Execução sem maiores problemas.

No entanto há opiniões que consideram aceitável a tese de um mecanismo de rotura inicial que passe por um deslizamento da ladeira. O argumento que sustenta a tese de que o mecanismo de rotura teve origem num deslizamento da ladeira em vez de num afundamento numa primeira etapa do movimento, é porque houve uma componente horizontal importante no movimento momentos antes do colapso e que não pode ser negligenciada.

Cabe mencionar que a ordem de magnitude dos assentamentos é aproximadamente de duas vezes maior que a ordem de magnitude dos deslocamentos horizontais, medidos nas seções de convergências dentro do túnel horas antes da ocorrência do colapso (20 de junho às 3h a.m., 2h30 antes do colapso).

Dos 5 pontos para medição das convergências previstos em projeto, e como se escavava a meia seção superior, só estavam disponíveis os pontos 2, 3 e 4 conforme mostra a Figura 2.42 seguinte, sendo que o ponto 2 localiza-se do lado da montanha e o ponto 4 localiza-se do lado da ladeira:

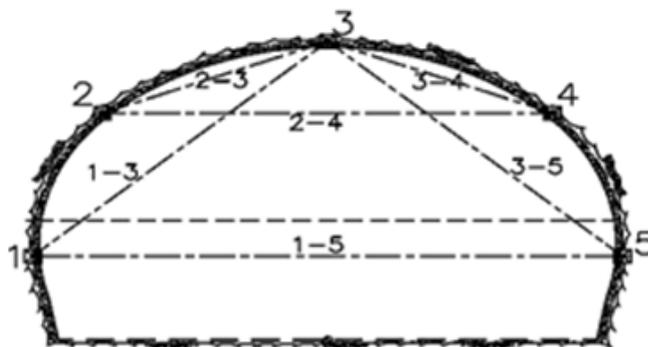


Figura 2.42 – Seção do túnel com a localização dos pontos de medição topográfica para calcular as convergências e assentamentos, previstos no Projeto de Execução (INGETEC, 2008).

As convergências calcularam-se medindo topograficamente a evolução das coordenadas de pontos dispostos em seções transversais localizadas nas estações que se mostram no Quadro 2.8 seguinte:

Quadro 2.8 – Localização das seções de convergência do Túnel Esquerdo.

Seção	Estação	Zona
1	k654+653	
2	k654+644	
3	k654+638	
4	k654+634	
5	k654+630	
6	k654+624	
7	k654+619	
8	k654+613	
9	k654+607	
10	k654+601	Zona colapsada do túnel
11	k654+596	Zona colapsada do túnel
12	k654+591	Zona colapsada do túnel
13	k654+586	Zona colapsada do túnel
14	k654+584	Zona colapsada do túnel
15	k654+581	Zona colapsada do túnel
16	k654+576	Zona colapsada do túnel
17	k654+571	Zona colapsada do túnel
18	k654+566	Zona colapsada do túnel

Na Figura 2.43 podem ver-se os vetores de deslocamento horizontal calculados com base nas medições de coordenadas nos pontos de convergência situados na zona colapsada do túnel, os quais evidenciam um movimento para a esquerda (ladeira) não desprezável. Desde início do mes de maio até à última medição, realizada a 20 de junho, 2h30 antes do colapso, mediu-se um deslocamento acumulado vertical de aproximadamente 120 mm nas seções de convergência 13, 14, 15 e 16 e um deslocamento acumulado horizontal de 60 mm em direção à ladeira, praticamente em todas as seções de convergência situadas na zona colapsada do túnel, tal como mostram os vetores da Figura 2.43.

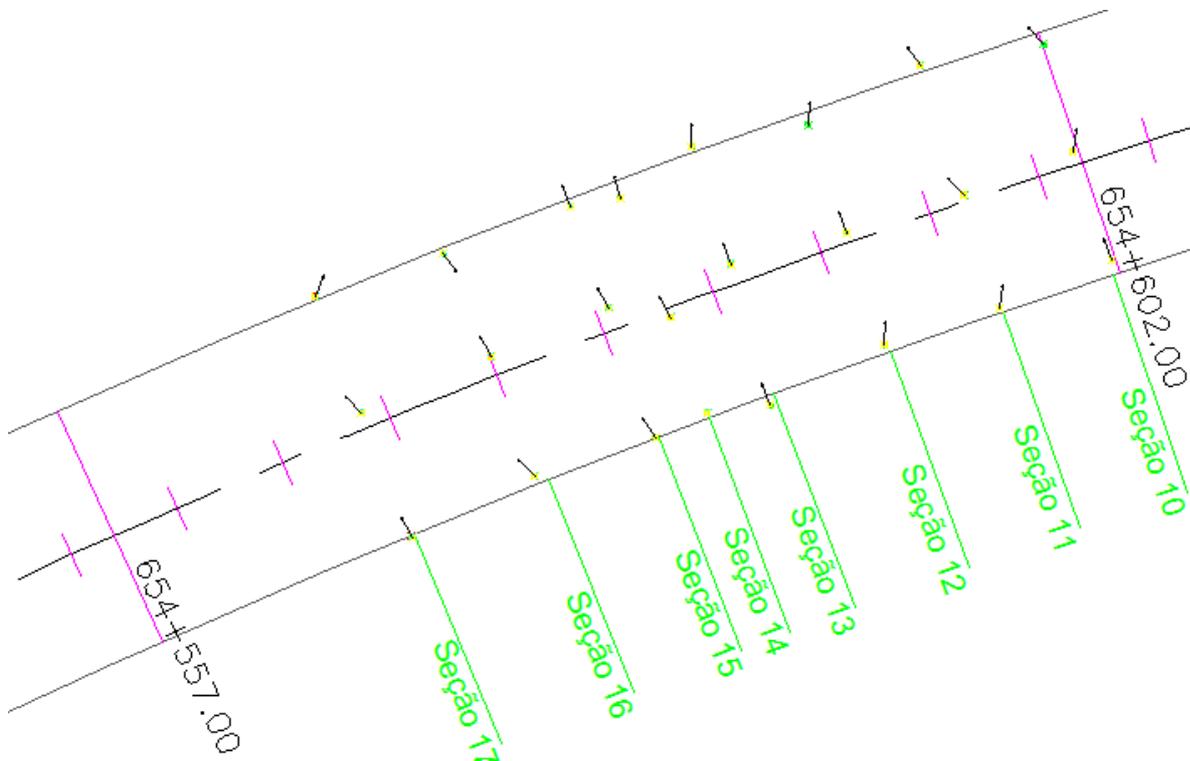


Figura 2.43 – Seções de convergência na zona colapsada com os vetores de deslocamento horizontal medidos entre os meses de maio e junho de 2012.

Os movimentos medidos na grande maioria das seções de convergência indicam que toda a seção do Túnel Esquerdo, na zona colapsada, movia-se em direção à parte externa da ladeira, para além do movimento vertical que registrou uma componente ainda mais importante, correspondente aproximadamente a duas vezes a componente horizontal do movimento.

- Independentemente da origem do movimento do mecanismo de rotura, a hipótese com maior aceitação indicou que a causa que provocou o colapso foi que os basaltos colunares, ao serem cortados pela escavação do Túnel Esquerdo e devido à debilidade dos seus planos de fracturação, não foram capazes de se autosustentar; o anterior, associado à redistribuição do estado de esforços, que produziu uma maior plastificação nas partes inferiores dos hasteais, diminuindo a resistência das brechas e tufos vulcânicos em ditas zonas e propiciando o corte dos basaltos, até a um ponto em que as brechas foram incapazes de suportar a massa basáltica que gravitava sobre elas. Por outro lado, o peso dos basaltos mobilizados foi tão grande que dificilmente algum sistema de suporte teria sido capaz de suportá-los. Uma vez iniciado o mecanismo de rotura, as brechas foram esmagadas pelos basaltos devido a um movimento descendente destes e posteriormente, devido às condições topográficas, ocorre um deslizamento para a parte externa da ladeira; a massa desgarrada da sua fronteira original criou uma zona cortada deixando um espaço, o qual se encheu com material produto do colapso; alguns grandes blocos separaram-se da massa mobilizada e rodaram ladeira abaixo, enquanto outro de maior dimensão basculou em direção ao Portal Tuxpan. Na Figura 2.44 pode-se ver uma seção transversal com a interpretação do colapso atrás descrita.

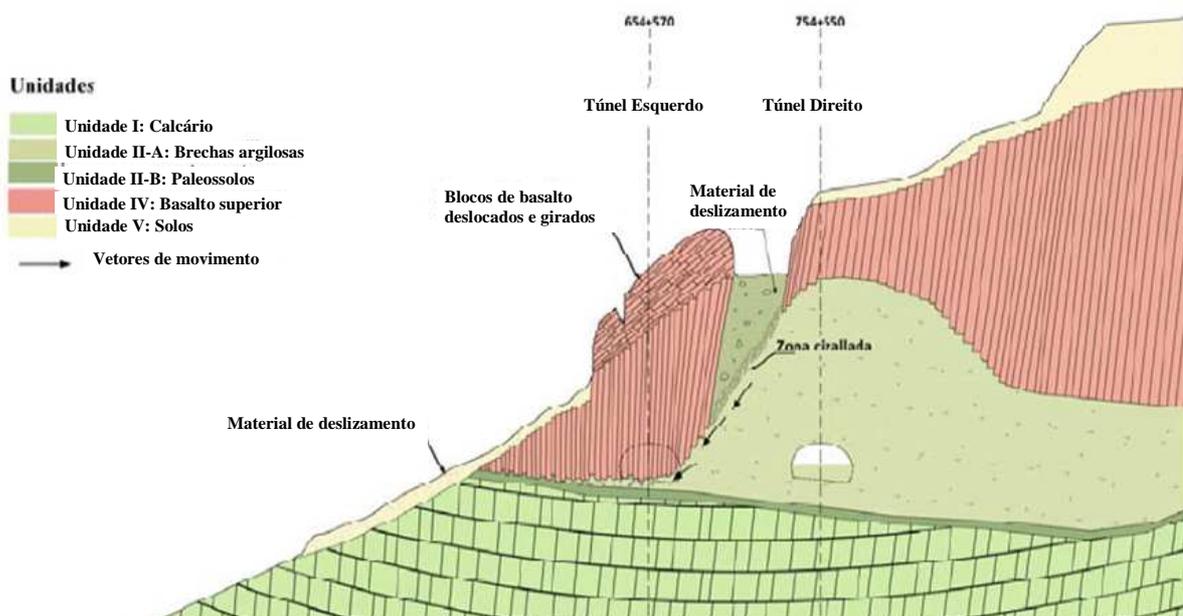


Figura 2.44 – Interpretação geológica da situação após colapso dos túneis sobre uma seção nas estações k654+570 (Túnel Esquerdo) e k754+550 (Túnel Direito) (CONSULTEC, 2013a).

As chuvas dos dias anteriores ao acidente poderão ter contribuído para debilitar as argilas, no entanto, depois de realizado o Projeto de Reparação do Túnel, não é um dado seguro que as chuvas tenham contribuído decididamente para o colapso do túnel, isto é, seria necessário estudar ao detalhe os

processos de saturação e secagem das argilas para chegar à conclusão do grau de contribuição deste fenômeno no desencadear do colapso.

- Das explorações adicionais realizadas durante os meses de julho e novembro de 2012, detetou-se uma condição geológica distinta da prevista originalmente em toda a extensão do Túnel Direito, assim como na extensão do Túnel Esquerdo, desde o Portal México até à zona colapsada. Nas Figuras 2.45 e 2.46, podem ver-se os perfis geológicos longitudinais dos túneis do Projeto de Reparação do projetista CONSULTEC de acordo com a legenda que em seguida se transcreve. O anterior levou a que se elaborasse um novo projeto para os túneis, para prevenir que não ocorresse no futuro, algum evento similar ao sucedido em junho de 2012;

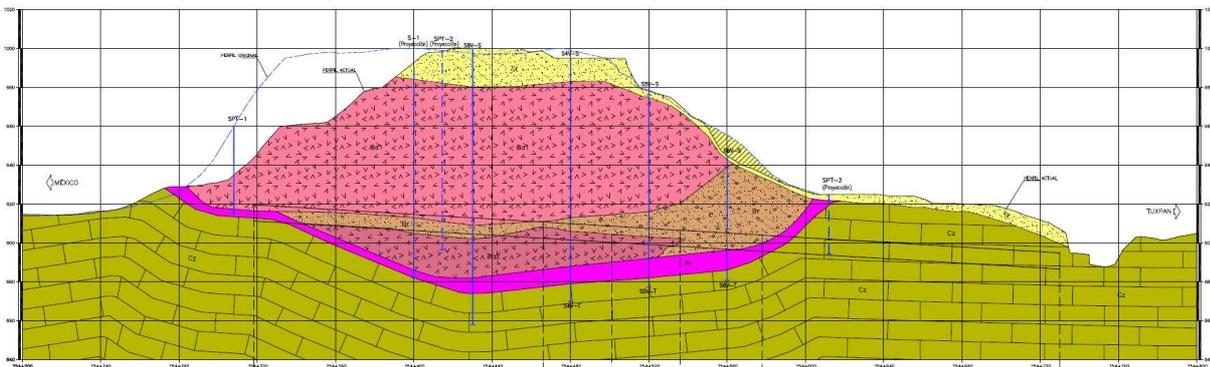


Figura 2.45 – Perfil geológico longitudinal ao longo do traçado do Túnel Direito (CONSULTEC, 2013a).

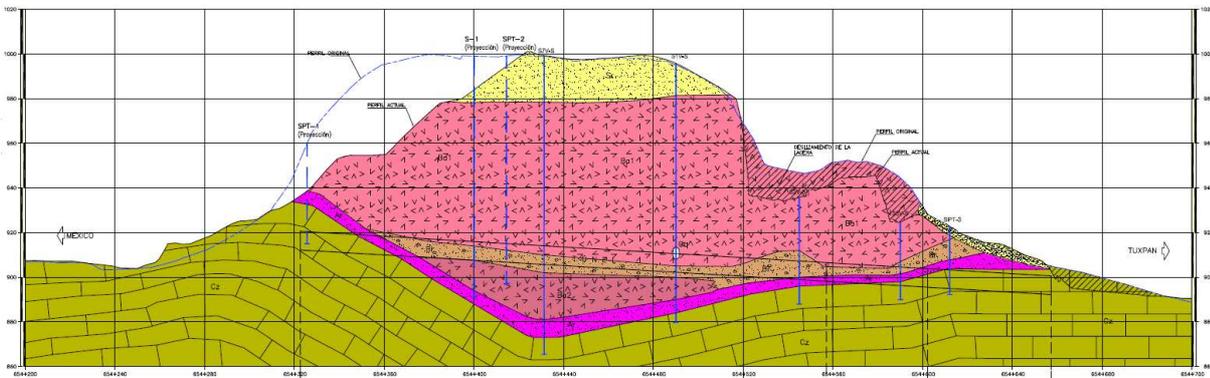


Figura 2.46 – Perfil geológico longitudinal ao longo do traçado do Túnel Esquerdo (CONSULTEC, 2013a).



- Solo Residual. Derivado da alteração da rocha basáltica, este solo unicamente se encontra localizado à superfície da zona de estudo.



- Derrame de Basalto Superior. Formado por vários derrames de lava que formam um depósito grosso que se caracteriza por apresentar uma estrutura colunar; a rocha basáltica intacta é de alta resistência.

Br

- Brecha Vulcânica. No geral constituída por blocos de basalto embebidos em argila compacta; de cor castanha a castanho avermelhado e é praticamente impermeável, formando um selo na base do depósito de basalto superior.

Ba2

- Derrame de Basalto Inferior. É o primeiro derrame de lava que cobriu a superfície do terreno onde já se tinha formado o solo residual derivado da alteração do basamento calcário; caracteriza-se por apresentar fracturação intenso perto dos seus contactos superior e inferior.

Ar

- *Paleossolo* Residual. Solo argiloso ou argilo-limoso, com zonas concentradas de argila de alta plasticidade; caracteriza-se por uma baixa resistência ao esforço cortante e pela sua cor cinzento-escuro a preto.

Cz

- Roca Calcária Argilosa. Apresenta estratificação delgada de cor cinzento-escuro. A resistência ao esforço cortante é baixa ao longo dos planos de estratificação.

3

SOLUÇÃO DE REPARAÇÃO DO TÚNEL COLAPSADO

3.1 INTRODUÇÃO

Durante a escavação da meia seção superior do Túnel Esquerdo, entre março e maio de 2012, confirmou a presença do estrato de argilas previsto em projeto, separando a rocha Calcária (*Jsp*) correspondente ao maciço inferior e as colunas basálticas rígidas (*Qb*) correspondentes ao maciço superior. A camada de argila formada pelo *paleossolo* começou a aparecer na frente de escavação e na abóbada do túnel, deixando exposto o contato *Jsp-paleossolo*, pelo k654+601, cenário relativamente esperado pela informação recolhida e fazendo um paralelismo com a escavação do Túnel Direito. Já a formação do basalto, começou a aparecer na frente de escavação e na abóbada do túnel, deixando exposto o contato brecha-*Qb* pelo k654+584. Recorde-se que a frente de escavação no momento do colapso encontrava-se pelo k654+557.

Os túneis escavaram-se de acordo com o que se conhece como NATM, ou Método de Escavação Sequencial; a instrumentação das convergências indicava que a obra estava a entrar numa situação geotécnica crítica. As medidas que se tomaram na sequência consistiram em reforçar os suportes e na utilização de uma enfilagem frontal de tipo pesado; adicionalmente suspendeu-se o avanço da escavação e não se reativou até que se observou uma estabilização das deformações. No entanto, depois de um intenso período de chuvas, ao reativarem-se os movimentos no interior do túnel, voltou-se a suspender os trabalhos, até que o túnel finalmente colapsou e a massa mobilizada alcançou a superfície do terreno causando um movimento da ladeira de grandes proporções.

Foi então necessário programar uma nova campanha de exploração a modo de obter um novo e detalhado modelo geológico, geofísico e estrutural, no qual também se incluiu toda a informação do projeto original e dos estudos anteriores. Finalmente, desenvolveu-se um modelo geológico-geotécnico completo e preciso da situação que prevalecia até esse momento.

O passo seguinte consistiu em analisar as causas do colapso dos vários pontos de vista: geomecânico, geológico, hidrogeológico e construtivo, utilizando também a informação gerada nos relatórios de acompanhamento e instrumentação da obra.

A hipótese com maior aceitação indicava que, devido à posição desfavorável das colunas basálticas com respeito aos estratos argilosos (basaltos na abóbada e argilas na parte inferior), associado à orientação das descontinuidades que definem as colunas, quase verticais, representava uma condição clara de instabilidade. A redistribuição de esforços gerada pela escavação causou a plastificação e perda de resistência do estrato débil ao longo dos hasteais do túnel, deixando sem apoio as colunas basálticas, cujo peso o túnel não foi capaz de resistir. Adicionalmente, a água das intensas chuvas dos dias anteriores percolava através da rocha, saturando e debilitando ainda mais as argilas.

Na Figura 3.1 mostra-se a frente de escavação do túnel na estação k654+573. Pode apreciar-se o contato bem definido, entre as colunas basálticas e o estrato argiloso.



Figura 3.1 – Frente de escavação do Túnel Esquerdo (k654+573) no qual se aprecia o contato entre os basaltos colunares e o estrato argiloso.

Desenvolveu-se um modelo numérico a grande escala com o fim de, primeiro, reproduzir da maneira mais exata possível o fenómeno do mecanismo de rotura, aproximar os parâmetros mecânicos das diferentes unidades geológicas por meio de retroanálises e, segundo, uma vez alcançada uma aproximação razoável (utilizando o mesmo modelo colapsado), estudar diferentes técnicas construtivas e procedimentos de reforço com o fim de adotar a melhor solução de reconstrução.

3.2 MODELO FENOMENOLÓGICO

3.2.1 INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA

Mediante interpretação fotogeológica identificaram-se alguns dos principais rasgos estruturais do maciço rochoso incluindo suas relações geométricas com o traçado da autoestrada. Estes rasgos associam-se à presença de dois sistemas de fracturas e falhas descritas como Família 1 e Família 2. A análise destas descontinuidades em detalhe permite compreender melhor a geodinâmica do movimento no tempo e no espaço.

Na Figura 3.2 indicam-se as descontinuidades da Família 1 e da Família 2, com linhas contínuas de cor branco e rosa, respetivamente. Como se tratam de descontinuidades que ressaltam nos rasgos geomorfológicos do local, numeraram-se progressivamente. Desta forma, a zona colapsada encontra-se delimitada por zonas escarpadas associadas às falhas F7, F5 e S7.

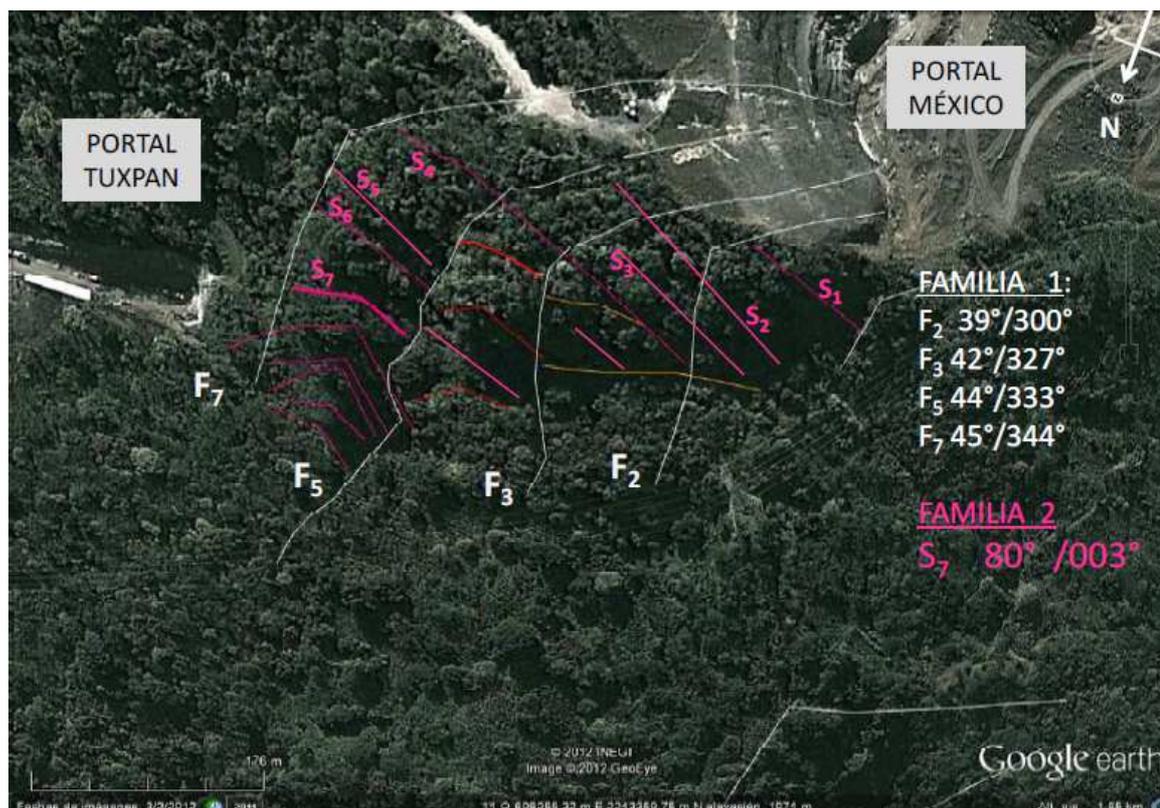


Figura 3.2 – Principais rasgos geológicos estruturais do maciço rochoso com base na análise fotogeológica (CONSULTEC, 2013a).

As descontinuidades mais importantes pertencem à Família 1, de direção geral NE-SW 66° com mergulho para NW de aproximadamente 40° . O caráter escalonado deste sistema forma um nariz estrutural cuja base se localiza na parte norte do corte do Portal México. O ângulo de inclinação destas estruturas indica a instabilidade do maciço no passado, com movimentos gerais para NW 24° (ver Figura 3.2).

O sistema de falhas e fracturas de formação mais recentes é o da Família 2, de direção geral E-W com mergulho subvertical a N 80° ; trata-se de um sistema secundário associado à Família 1.

Da análise fotogeológica deduz-se que as descontinuidades da Família 2, desenvolvem-se principalmente no maciço basáltico e não chegam às formações calcárias mesozoicas. Os flancos das descontinuidades da Família 2 encontram-se controlados e delimitados pelas principais fracturas e falhas da Família 1. Devido ao anterior a sua persistência resulta em blocos com seções da ordem dos 30 m. Na zona do túnel colapsado observou-se que a separação das descontinuidades da Família 2 varia entre os 5 e os 8 m, abertas, parcialmente preenchidas de óxidos e argilas húmidas. A sua abertura é variável superando os 5 mm nas zonas descomprimidas do maciço basáltico (ver Figura 3.3).

Nas Figuras 3.3 e 3.4 pode observar-se como a escarpa principal se conforma de vários planos de falhas normais, de direção E-W, mergulhando para norte da Família 2; é possível identificar pelo menos duas etapas do movimento vertical, antes e depois do colapso de 20 de Junho de 2012. Na parte superior dos planos de falha, observa-se a ação do intemperismo e o crescimento da vegetação; na parte inferior da parede predomina a cor pardo sem vegetação.



Figura 3.3 – Escarpe principal formado pelo colapso. As linhas vermelhas descontínuas representam traços da falha S7 de direção 85°/003° da Família 2 (CONSULTEC, 2013a).

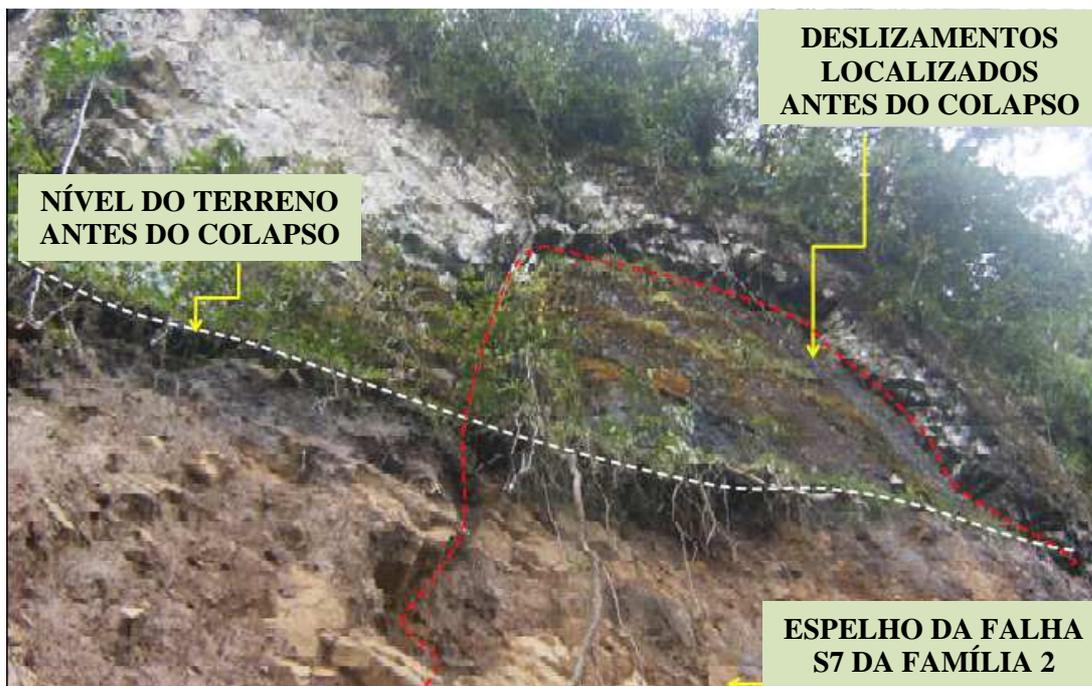


Figura 3.4 – Movimento ao longo do plano de falha principal formado com o colapso; a linha branca descontínua marca o nível topográfico do terreno antes do colapso (CONSULTEC, 2013a).

Estas estruturas da Família 2, também se apresentam com menor desenvolvimento na zona do Portal México. Na parte esquerda da imagem da Figura 3.5 pode-se observar com linhas de cor vermelha algumas destas estruturas seguindo as discontinuidades das disjunções das colunas basálticas.

Em geral, as discontinuidades da Família 2 desenvolvem-se por esforços de tração em direção ao bordo da ladeira escarpada, em conjunção com os deslizamentos dos planos das discontinuidades da Família 1.



Figura 3.5 – Vista do Portal México onde ressalta a geometria das fracturas e falhas da Família 1 com respeito à direção do corte do talude (CONSULTEC, 2013a).

3.2.2 EXPLORAÇÕES GEOFÍSICAS, GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS APÓS COLAPSO

Uma vez ocorrido o colapso desenvolveu-se uma exaustiva campanha de explorações que pela quantidade de informação se torna difícil visualizá-la na sua totalidade e de forma concentrada numa planta. Na Figura 3.6 pode-se ver a grande quantidade de explorações realizadas.

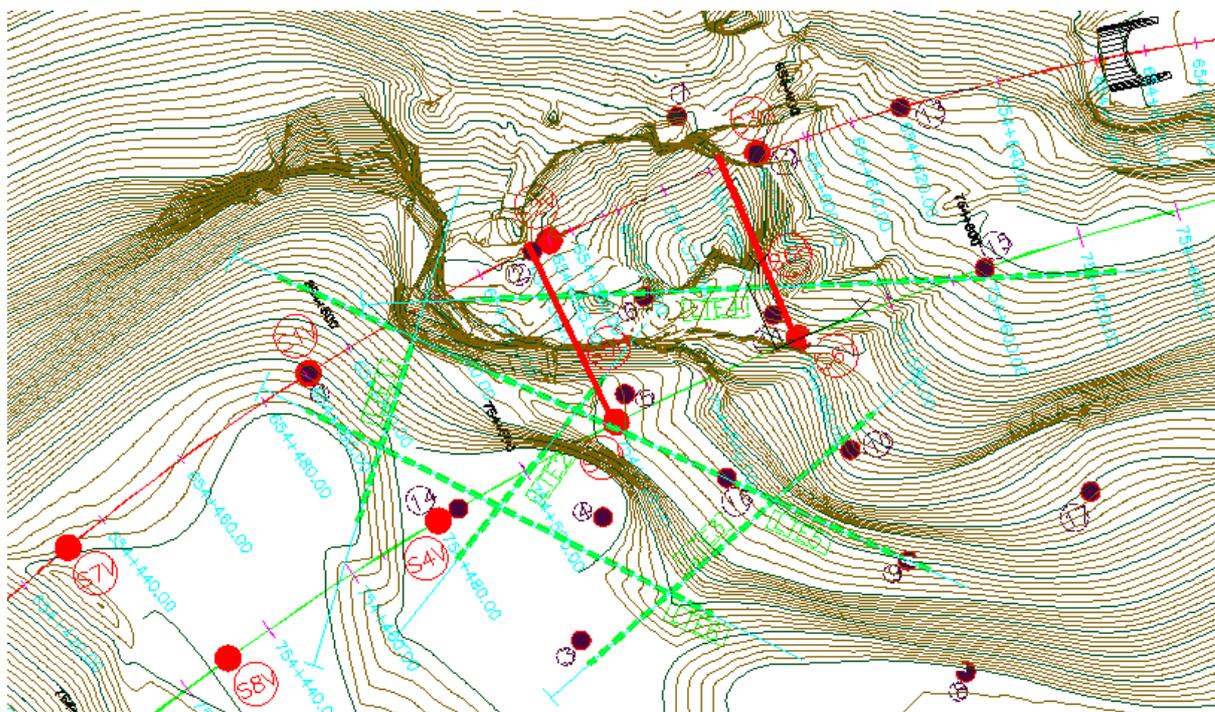


Figura 3.6 – Planta com a localização das explorações realizadas após colapso.

De forma resumida realizaram-se as seguintes explorações de acordo com a Figura 3.6 anterior, numa área de estudos que abrange aproximadamente um comprimento de 200 m do traçado dos túneis:

- 4 Sondagens verticais no Túnel Esquerdo (círculos “vermelhos” localizados sobre o eixo esquerdo nos k654+430, k654+490, k654+545 e k654+590);
- 4 Sondagens verticais no Túnel Direito (círculos “vermelhos” localizados sobre o eixo direito nos k754+430, k754+480, k754+520 e k754+560);
- 2 Sondagens horizontais realizados desde o Túnel Direito que se encontrava executado em seção de avanço na zona do colapso, em direção ao Túnel Esquerdo (linhas “vermelhas” localizadas nos k754+520 y k754+560);
- 6 Perfis de Tomografia Elétrica (linhas descontínuas “verdes”);
- 17 Sondagens Elétricas Verticais (círculos “roxos”);
- Ensaios de laboratório de solos e rochas (limites de Atterberg, percentagem de finos, granulometrias, compressão simples e triaxiais drenados e não drenados).

Como critérios para a execução das sondagens verticais, determinou-se a recolha contínua de amostras com suporte fotográfico, classificação SPT para solos e RQD para rochas, recolha de amostras intactas em solos através de amostradores Shelby e perfurar até encontrar a rocha calcária e penetrar pelo menos 10 m nesta unidade.

3.2.3 INTEGRAÇÃO DE INFORMAÇÃO GEOLÓGICA, GEOFÍSICA E GEOTÉCNICA

A partir de toda a informação recolhida do Anteprojeto de Oferta, do Projeto de Execução, da fase de construção e das campanhas de exploração e relatórios elaborados uma vez ocorrido o colapso, realizou-se uma interpretação geológica e geotécnica do problema. Nas Figuras 3.7 e 3.8 mostram-se os perfis litológicos uma vez integrada a informação.

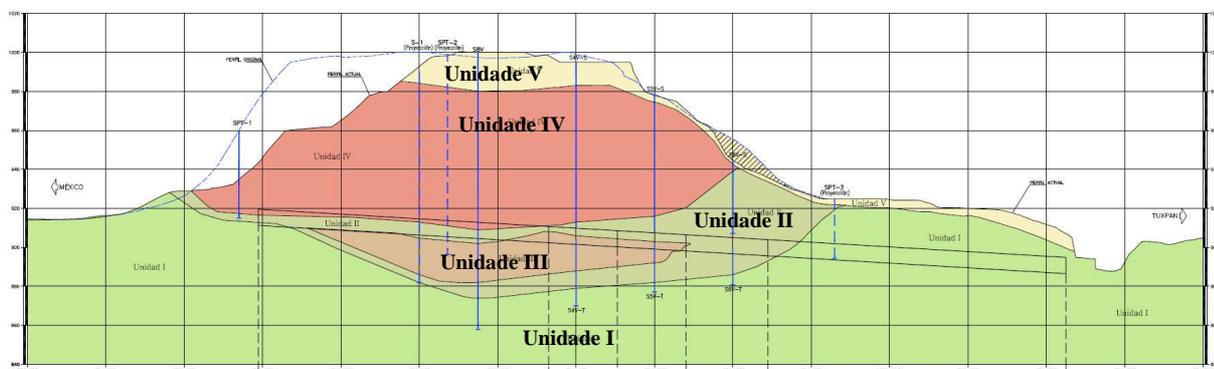


Figura 3.7 – Perfil litológico ao longo do Túnel Direito (CONSULTEC, 2013a).

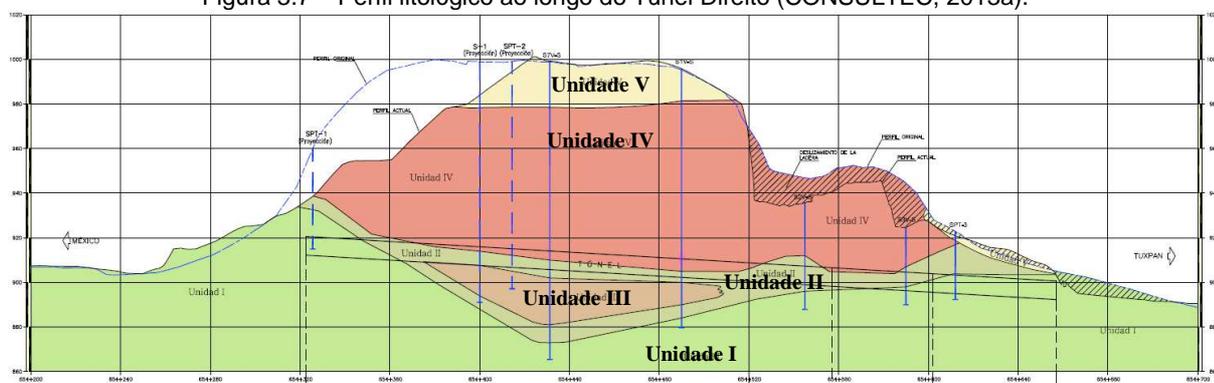


Figura 3.8 – Perfil litológico ao longo do Túnel Esquerdo (CONSULTEC, 2013a).

Confirmou-se que a zona colapsada do Túnel Esquerdo, a unidade basáltica superior, de boa qualidade geotécnica e grande rigidez, encontra-se apoiada sobre a unidade de *paleossolos*, muito deformável e pouco resistente. Adicionalmente e depois do estudo da geologia estrutural realizado, as unidades argilosas associadas à fracturação vertical dos basaltos, não detetada nas etapas prévias ao Projeto de Execução, foram fatores que junto com a proeminente presença de água que ao infiltrar-se através dos estratos de rocha saturou os estratos argilosos, contribuíram para o colapso do Túnel Esquerdo e movimento à superfície.

Verificou-se também que na zona não afetada pelo colapso, os basaltos apoiam-se mais na brecha vulcânica, apesar de pouco resistente e deformável também é de melhor qualidade que os *paleossolos*. Desde esta fase, poder-se-ia estabelecer a hipótese de que esta relativa melhoria no apoio dos basaltos pudesse ter contribuído a que o mecanismo de rotura não se estendesse ao Túnel Direito.

3.2.4 UNIDADES GEOTÉCNICAS AO LONGO DOS TÚNEIS

Definiram-se cinco unidades geotécnicas (ver Figuras 3.7 e 3.8), associadas tanto às diferentes litologias como às características geomecânicas do terreno.

- **Unidade I** corresponde com a base de rochas calcárias;
- **Unidade II** agrupam-se os *paleossolos* de origem sedimentar com as brechas vulcânicas;
- **Unidade III** corresponde com o estrato de basalto inferior;
- **Unidade IV** corresponde com os basaltos superiores de estrutura colunar;
- **Unidade V** asigna-se aos solos residuais em superfície.

Dentro da Unidade II separaram-se as unidades argilosas em brechas e *paleossolos*, em **Unidade IIa** e **Unidade IIb** respetivamente. Igualmente na unidade IV separaram-se os basaltos colunares superiores em sanos e descomprimidos, através da **Unidade IVa** e **Unidade IVb** respetivamente.

3.2.4.1 Determinação da resistência do maciço rochoso

A partir dos resultados dos ensaios de laboratório realizados sobre as amostras de rocha para o Projeto de Execução, realizou-se uma nova caracterização dos materiais correspondentes à unidade Basalto Superior e Calcário. Realizaram-se distribuições de probabilidade dos resultados de laboratório obtidos de ensaios de resistência à compressão simples e de ensaios de tensão brasileira. No Quadro 3.1 podem-se observar os resultados de resistência das unidades Basalto Superior e Calcário, obtidos mediante o critério de rotura de Hoek & Brown.

Quadro 3.1 – Parâmetros de resistência à compressão simples e de resistência à tensão brasileira nas unidades Basalto Superior e Calcário (CONSULTEC, 2013a).

BASALTO SUPERIOR		
m_i	σ_c^i (MPa)	σ_t (MPa)
6.8	105.84	31.23
CALCÁRIO ARGILOSO		
m_i	σ_c^i (MPa)	σ_t (MPa)
2.2	35.06	11.57

No que refere à unidade de Basalto Inferior, devido à falta de informação de laboratório, a caracterização realizou-se em base na observação das novas amostras das sondagens, assim como em tabelas e correlações propostas na literatura.

3.2.4.2 Classificações geomecânicas para as unidades geotécnicas do maciço rochoso

Para estimar a qualidade geotécnica, assim como as propriedades de resistência e deformabilidade das unidades de maciço rochoso (Unidades I, III e IV), tomou-se como base as classificações geomecânicas de Bieniawski (RMR_{89}) e de Barton, Lien e Lunde (Q_{74}), fazendo uso da interpretação dos dados que surgiram a partir das sondagens e das mesmas observações de campo, com respeito à caracterização do maciço rochoso e também dos resultados de resistência da rocha intacta obtidos em laboratório. O objetivo desta nova classificação é poder aproximar as condições que prevalecerão no que resta das escavações, assim como os parâmetros geomecânicos para os cálculos posteriores.

- Unidade I (Calcário)

Quadro 3.2 – Classificação RMR_{89} para a Unidade I (CONSULTEC, 2013a).

Classificação RMR_{89}		
Parâmetro	Dado	Valorização
Resistência à compressão simples da rocha matriz:	$30 \leq \sigma_c^i \leq 40$ MPa	4
Índice RQD	$40\% \leq RQD \leq 70\%$	6 a 13
Espaçamento entre descontinuidades	De 0.06 a 0.2 m	8 a 10
Estado das descontinuidades	Moderadamente persistentes a persistentes	1 a 2
	Abertura 0.01 a 1 mm	3 a 6
	Onduladas a lisas	0 a 1
	Preenchidas com material argiloso duro	4
	Alteradas a muito alteradas	1 a 3
Presença de água	Húmido	7
Correção por orientação	Moderado	-5
TOTAL		29 a 45 CLASSE V a III Rocha má a média

Quadro 3.3 – Classificação NGI para a Unidade I (CONSULTEC, 2013a).

Classificação NGI		
Parâmetro	Dado	Valorização
Índice RQD :	$40\% \leq RQD \leq 70\%$	40 a 70
J_n (número de famílias de juntas)	5 + ocasionais	15
J_r (rugosidade de juntas)	Onduladas a lisas	2 a 3
J_a (alteração das juntas)	Alteradas e preenchidas com espessura variável de argila sobreconsolidada	8 a 6
J_w (presença de água)	Húmido com pequenas afluições água	1
SRF (<i>stress reduction factor</i>)	Zonas frágeis isoladas com argila, tensões elevadas	5 a 1.5
	$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$	0.13 a 1.55 Rocha muito má a média

- Unidade III (Basalto Inferior)

Quadro 3.4 – Classificação RMR_{89} para a Unidade III (CONSULTEC, 2013a).

Classificação RMR_{89}		
Parâmetro	Dado	Valorização
Resistência à compressão simples da rocha matriz:	$60 \leq \sigma_c^i \leq 70$ MPa	7
Índice RQD	$40\% \leq RQD \leq 60\%$	4 a 7
Espaçamento entre descontinuidades	De 0.1 a 0.4 m	8 a 10
Estado das descontinuidades	Moderadamente persistentes	2 a 4
	Abertura de 0.1 a 1 mm	3 a 5
	Ligeiramente rugosas	3
	Preenchidas com material argiloso duro < 1 mm	4
	Moderadamente alteradas a alteradas	1 a 3
Presença de água	Ligeiramente húmido	10
Correção por orientação	Moderado	-5
	T O T A L	37 a 48 CLASSE IV a III Rocha má a média

Quadro 3.5 – Classificação NGI para a Unidade III (CONSULTEC, 2013a).

Classificação NGI		
Parâmetro	Dado	Valorização
Índice RQD :	$40\% \leq RQD \leq 60\%$	40 a 60
J_n (número de famílias de juntas)	3 + ocasionais	12
J_r (rugosidade de juntas)	Ligeiramente rugosas	2 a 3
J_a (alteração das juntas)	Alteradas e preenchidas com material argiloso duro sobreconsolidado	6 a 3
J_w (presença de água)	Pequenas afluições de forma localizada	1
SRF (<i>stress reduction factor</i>)	Rocha competente fracturada, estado de tensões elevadas	2.5 a 2
	$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$	0.44 a 2.50 Rocha muito má a má

- Unidade IV (Basalto Superior)

Quadro 3.6 – Classificação RMR_{89} para a Unidade IV (CONSULTEC, 2013a).

Classificação RMR_{89}		
Parâmetro	Dado	Valorização
Resistência à compressão simples da rocha matriz:	$90 \leq \sigma_c^i \leq 110$ MPa	7 a 12
Índice RQD	$60\% \leq RQD \leq 90\%$	13 a 17
Espaçamento entre descontinuidades	De 0.2 a 0.6 m	10
Estado das descontinuidades	Pouco persistentes a moderadamente persistentes	4 a 6
	Abertura fechada	6
	Ligeiramente rugosas a rugosas	3 a 5
	Não preenchidas	6
	Ligeiramente alteradas a inalteradas	5 a 6
Presença de água	Goteando a húmido	4 a 7
Correção por orientação	Moderado	-5
	TOTAL	53 a 70 CLASSE III a II Rocha média a boa

Quadro 3.7 – Classificação NGI para a Unidade IV (CONSULTEC, 2013a).

Classificação NGI		
Parâmetro	Dado	Valorização
Índice RQD :	$60\% \leq RQD \leq 90\%$	60 a 90
J_n (número de famílias de juntas)	3 e 3 + ocasionais	12 a 9
J_r (rugosidade de juntas)	Rugosas	3
J_a (alteração das juntas)	Ligeiramente alteradas, não preenchidas e superfícies ligeiramente manchadas	2 a 1
J_w (presença de água)	Ligeiramente húmido a húmido	1
SRF (<i>stress reduction factor</i>)	Rocha competente pouco fracturada, estado de tensões pequenas a médias	2 a 1
	$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$	3.75 a 30.00 Rocha má a boa

3.2.4.3 Estimativa dos parâmetros do critério de rotura de Hoek-Brown para as unidades de maciço rochoso

Considerando os resultados dos ensaios de resistência de laboratório de acordo com o capítulo 3.2.4.1, propuseram-se possíveis intervalos de variação do parâmetro σ_c^i para as Unidades Geotécnicas I, III e IV. Aplicando critérios similares de dispersão aos dados de RQD obtidos das sondagens e das observações de campo sobre descontinuidades, fixaram-se os intervalos de variação da qualidade RMR_{89} do maciço rochoso. Com os valores máximos e mínimos de GSI , obtiveram-se os espectros de variação dos parâmetros da lei de resistência de Hoek-Brown como se mostra no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Intervalos de valores para os parâmetros do critério de Hoek-Brown para as unidades de maciço rochoso (CONSULTEC, 2013a).

Unidade	GSI	m_b	s	σ_c^i (MPa)	a
I	24 a 40	0.147 a 0.260	0.0002 a 0.0013	30 a 40	0.533 a 0.511
III	32 a 43	0.864 a 1.280	0.0005 a 0.0018	60 a 70	0.520 a 0.509
IV	48 a 65	1.530 a 2.808	0.0031 a 0.0205	90 a 110	0.507 a 0.502

3.2.4.4 Estimativa dos parâmetros do critério de rotura de Mohr-Coulomb para as unidades de maciço rochoso

A partir dos parâmetros do critério de resistência de Hoek-Brown estimaram-se os possíveis valores da coesão e ângulo de atrito interno do critério de rotura de Mohr-Coulomb. Considerando os fatores que influenciam na resistência das distintas unidades de maciço rochoso, e como estas poderiam variar os parâmetros dos modelos constitutivos nos cálculos, fixaram-se valores máximos e mínimos que se utilizaram posteriormente como limites das análises de sensibilidade.

Quadro 3.9 – Intervalos de valores para os parâmetros do critério de Mohr-Coulomb para as unidades de maciço rochoso (CONSULTEC, 2013a).

Unidade	GSI	σ_{cm} (MPa)	ϕ_m (°)	c_m (MPa)
I	24 a 40	0.9 a 3.7	31 a 35	0.3 a 1.0
III	32 a 43	3.3 a 7.8	34 a 38	0.9 a 1.9
IV	48 a 65	13.2 a 32.3	35 a 40	3.4 a 7.5

3.2.4.5 Determinação de parâmetros de deformabilidade para as unidades de maciço rochoso

De acordo com a caracterização geotécnica desenvolvida, serão de esperar 3 unidades de rocha distintas denominadas, Unidade I, Unidade III e Unidade IV. Os intervalos obtidos de qualidade *RMR* e *Q* foram:

- **Unidade I:** $29 \leq RMR \leq 45$; $0.13 \leq Q \leq 1.55$
- **Unidade III:** $37 \leq RMR \leq 48$; $0.44 \leq Q \leq 2.50$
- **Unidade IV:** $53 \leq RMR \leq 70$; $3.75 \leq Q \leq 30.00$

A Figura 3.9 resume todas as relações utilizadas na metodologia para a estimativa do módulo de deformabilidade do maciço rochoso como função da qualidade geotécnica. No Quadro 3.10 mostra-se o intervalo de valores do módulo de deformabilidade, E_m , considerado nas análises.

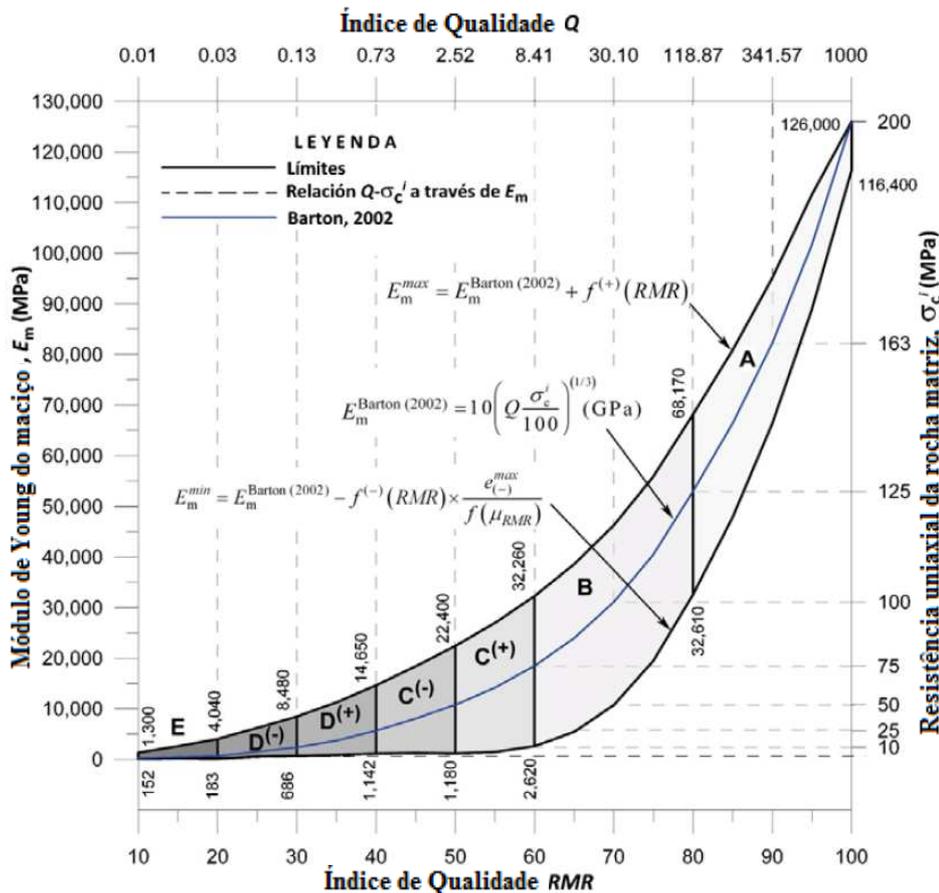


Figura 3.9 – Intervalos do módulo de elasticidade do maciço rochoso para as distintas condições geotécnicas definidas em função da qualidade *RMR* (CONSULTEC, 2013a).

Quadro 3.10 – Valores do módulo de deformabilidade para os distintos intervalos da qualidade geotécnica das diferentes unidades de maciço rochoso (CONSULTEC, 2013a).

Unidade	Limite	RMR	Q	E_{min} (MPa)	E_{med} (MPa)	E_{max} (MPa)
I	inferior	29	0.13	950	4,625	8,300
	superior	45	1.55	1,250	9,875	18,500
III	inferior	37	0.44	1,200	7,050	12,900
	superior	48	2.50	1,300	11,075	20,850
IV	inferior	53	3.75	1,350	13,175	25,000
	superior	70	30.00	10,700	28,650	46,600

3.2.4.6 Determinação dos parâmetros mecânicos dos materiais argilosos

Apesar da razoável quantidade de resultados de ensaios de laboratório realizados antes e depois do colapso aos materiais argilosos, e durante o processo de integração dos resultados das distintas campanhas de exploração e caracterização dos materiais, teve-se em conta a incerteza que gera o processo de obtenção de amostras assim como os próprios procedimentos e tipos de ensaios realizados em laboratório.

Os resultados de laboratório permitiram concluir que as brechas vulcânicas possuem propriedades de solos brandos, pouco resistentes, mais friccionantes que coesivos. Enquanto que a unidade de *paleossolos*, devido à sua origem, terá um comportamento mais coesivo, em contraste com as brechas, mantêm as características de solos brandos e pouco resistentes, embora mais deformáveis e menos resistentes que as brechas.

Pelo anterior, no processo de determinação dos intervalos possíveis dos parâmetros mecânicos para os materiais argilosos, foi necessário utilizar sensibilidade de acordo com o observado *in situ* e nas sondagens.

Pelos estudos realizados e pela natureza litológica e tectónica da zona em que se encontram os túneis, a estabilidade das obras a construir, será determinada fundamentalmente pela má qualidade, baixa resistência e alta deformabilidade dos estratos argilosos em contraste com a dureza e rigidez das unidades de maciço rochoso.

Assim, e quanto aos parâmetros mecânicos dos materiais argilosos, optou-se por estabelecer valores de arranque para os cálculos, assim como intervalos de possíveis variações dos mesmos, com o objetivo de realizar estudos de sensibilidade. Os parâmetros mecânicos foram afinados a partir dos resultados obtidos da reprodução de uma situação limite, ou neste caso, para além do limite na que se gera um colapso fenomenologicamente compatível e similar ao ocorrido para, partindo dessa condição, continuar com a escavação do túnel com níveis de segurança adequados.

3.3 MODELO NUMÉRICO

3.3.1 DESCRIÇÃO

O projetista CONSULTEC desenvolveu um modelo numérico de diferenças finitas utilizando o programa FLAC 3D. Construiu-se uma malha tridimensional cobrindo ambos os túneis numa área aproximada de 31.000 m², utilizando elementos tetraédricos para simular o terreno e o betão projetado, com um total de 991,845 elementos sólidos e 1,119,796 de nós; conta com elementos tipo viga para simular as cambotas e elementos tipo estaca para simular as enfilagens; incluem-se leis elastoplásticas

tipo Mohr-Coulomb para os materiais geotécnicos simples e um modelo de resistência anisotrópica para a unidade de basaltos colunares; contém leis de endurecimento para os elementos de betão projetado.

Na malha modelaram-se todas as unidades geológicas definidas, assim como a informação proveniente dos estudos geotécnicos, os procedimentos construtivos e os tipos de suporte antes do colapso para a partir de propostas construtivas, continuar com os trabalhos de recuperação.

3.3.2 SIMULAÇÃO DO COLAPSO

A malha está preparada para ser reconfigurada de acordo ao estado da topografia e dos estratos após o colapso, no entanto utilizou-se a configuração inicial (ver Figura 3.10) para a simulação das escavações dos dois túneis e o colapso da zona do Túnel Esquerdo e da ladeira; uma vez obtido dito estado, alterou-se a configuração, reacomodando o terreno à superfície e os estratos para a sua posição, tal e como se encontravam após o colapso. Nas Figuras 3.10, 3.11 e 3.12 podem ver-se as malhas de diferenças finitas com a posição dos túneis e a relação com as unidades geotécnicas existentes.

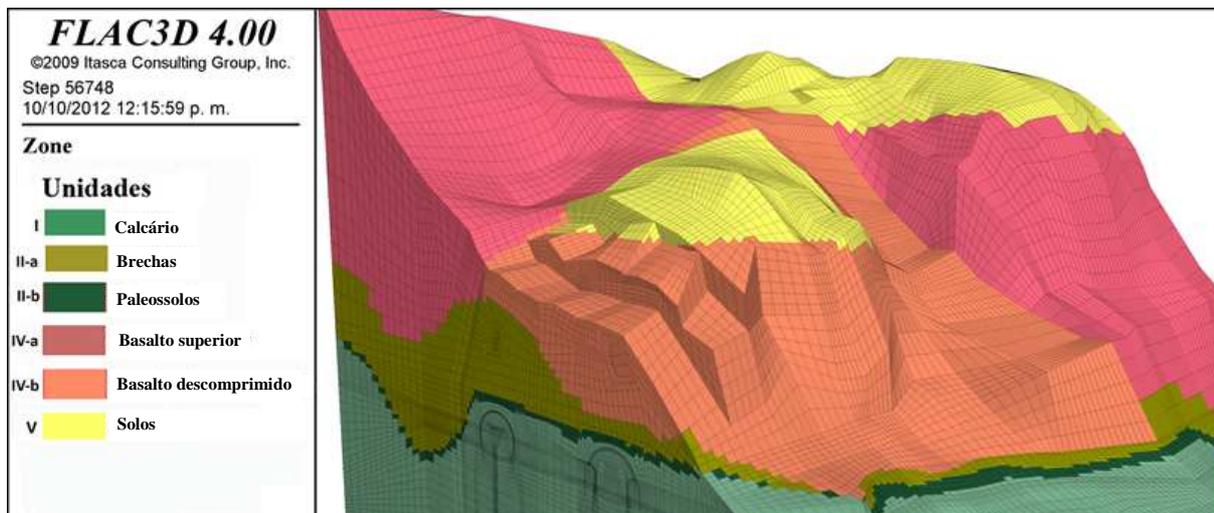


Figura 3.10 – Malha de diferenças finitas vista desde o lado Tuxpan (CONSULTEC, 2013c).

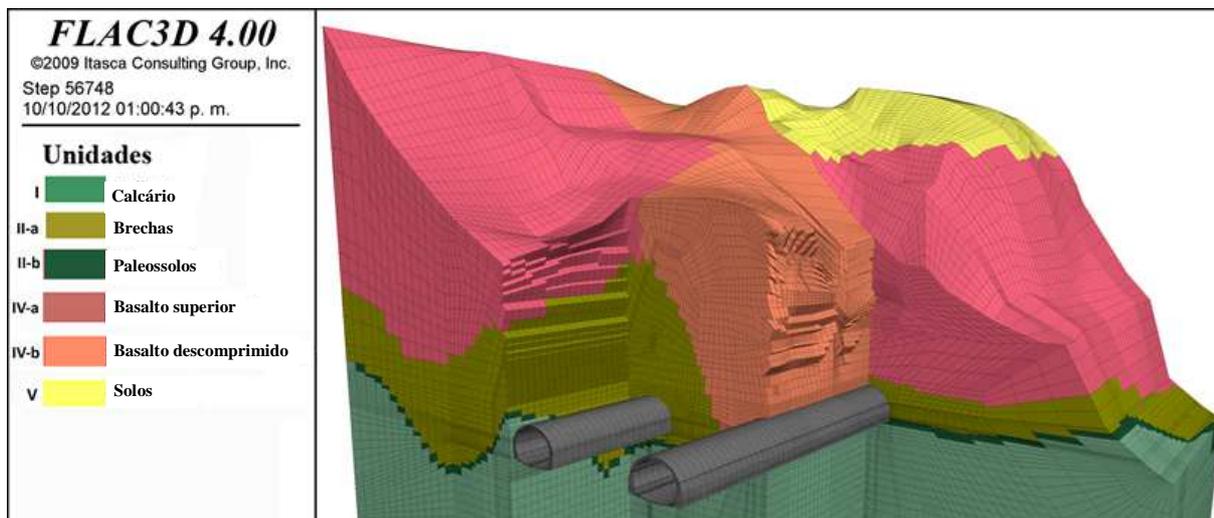


Figura 3.11 – Malha com a disposição dos estratos e posição dos túneis (CONSULTEC, 2013c).

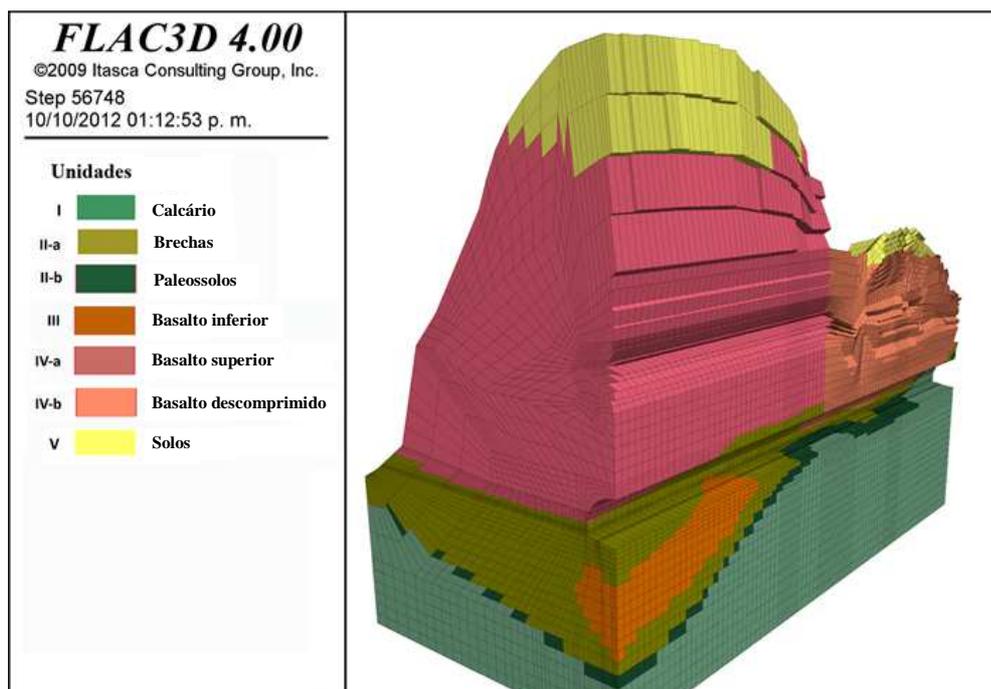


Figura 3.12 – Corte da malha sobre o Túnel Esquerdo. Vista desde o lado México (CONSULTEC, 2013c).

3.3.2.1 Determinação dos parâmetros mecânicos das unidades geotécnicas

Os parâmetros mecânicos iniciais obtiveram-se correlacionando as classificações geomecânicas obtidas na nova campanha geológico-geotécnica com a informação proveniente da própria escavação. Modelaram-se os procedimentos construtivos tal e como se realizaram durante a escavação anterior ao colapso incluindo a geometria e as medidas de suporte primário executadas.

O modelo seguiu o mais possível os avanços reais em ambos os túneis e frentes. Na retroanálise procurou-se que o colapso do modelo tridimensional se produzisse na mesma posição de avanço que tinham os túneis quando se apresentou o colapso durante a fase de construção.

Depois de várias calibrações e retroanálises conseguiu-se reproduzir o colapso durante a escavação do Túnel Esquerdo, no momento em que a frente de escavação se encontrava no k654+568, isto é, a 11 m de distância de onde realmente sucedeu (k654+557). Dadas as dificuldades que implica reproduzir num modelo matemático o momento preciso da rotura e ao mesmo tempo obter deformações razoáveis, considerou-se que o modelo era uma representação válida do cenário geotécnico quando se produziu o colapso. No Quadro 3.11 apresenta-se um conjunto de parâmetros com que se obteve o colapso.

Durante o processo de calibração do modelo trabalhou-se com as três principais unidades: brechas, *paleossolo* e basalto solto localizado próximo do bordo da ladeira. A calibração das brechas e do *paleossolo* foi fundamental para aproximar o comportamento das deformações de todo o modelo e para disparar o mecanismo de instabilidade, já que foi através da unidade de brechas que as paredes do túnel se colapsaram, não sendo capazes de suportar o peso da massa basáltica proveniente da parte superior. Adicionalmente, o deslizamento subsequente viu-se favorecido pela presença do *paleossolo*.

As colunas basálticas foram modeladas usando a lei constitutiva *Ubiquitous Joint Model (UJM)* disponível no programa FLAC 3D. Na zona do colapso as descontinuidades tinham uma direção quase perpendicular ao túnel (85°) e próximo da superfície encontravam-se substancialmente abertas e planares (ver Figura 3.13).

Quadro 3.11 – Parâmetros geomecânicos do modelo com que se obteve o colapso do Túnel Esquerdo (CONSULTEC, 2013c).

Parâmetro	Unidade I	Unidade II-a Brechas	Unidade II-b Paleossolo	Unidade III	Unidade IV-a São	Unidade IV-b Descomprimido	Unidade V
γ_s (kN/m ³)	25	18	17	25	26	26	17
E_m (MPa)	1,000	700	150	5,000	14,180	1,000	20 - 30
ν_m	0.33	0.33	0.33	0.25	0.25	0.25	0.30
c_m (MPa) Mohr-Coulomb	0.30	0.05	0.04	1.0	2.5	0.25	0.1 - 0.5
c_j (MPa) UJM	----	----	----	----	0.30	0.07	----
ϕ_m (°) Mohr-Coulomb	28	22	21	29	35	35	26 - 28
ϕ_j (°) UJM	----	----	----	----	35	19	----
ψ_m (°) Mohr-Coulomb	6	0	0	6	7	7	4
ψ_j (°) UJM	---	---	---	--	0	0	----
k_0	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66



Figura 3.13 – Basaltos colunares localizados na zona de colapso (CONSULTEC, 2013c).

O uso do modelo *UJM* foi essencial não somente para reproduzir o colapso, mas também para controlar a extensão da massa mobilizada, de tal forma que não se expandisse além da zona onde realmente ocorreu. Numa primeira calibração tentou-se utilizar o modelo de Mohr-Coulomb, no entanto, com este modelo, o colapso estendia-se até à parte superior da montanha afetando também o Túnel Direito. Foi até à introdução do modelo *UJM* que os movimentos do colapso começaram a aproximar-se da rotura real. Finalmente conseguiu-se simular o colapso no modelo utilizando os seguintes parâmetros para o Túnel Esquerdo:

- Colunas basálticas soltas: $c_m = 250$ kPa; $\phi_m = 35^\circ$; $E_m = 10$ GPa; $\nu_m = 0.25$
- Descontinuidades: $c_j = 70$ kPa; $\phi_j = 19^\circ$

A Figura 3.14 mostra os contornos de igual magnitude de deslocamento através de um corte no modelo. A Figura 3.15 mostra as zonas de máximo incremento de deformação por corte.

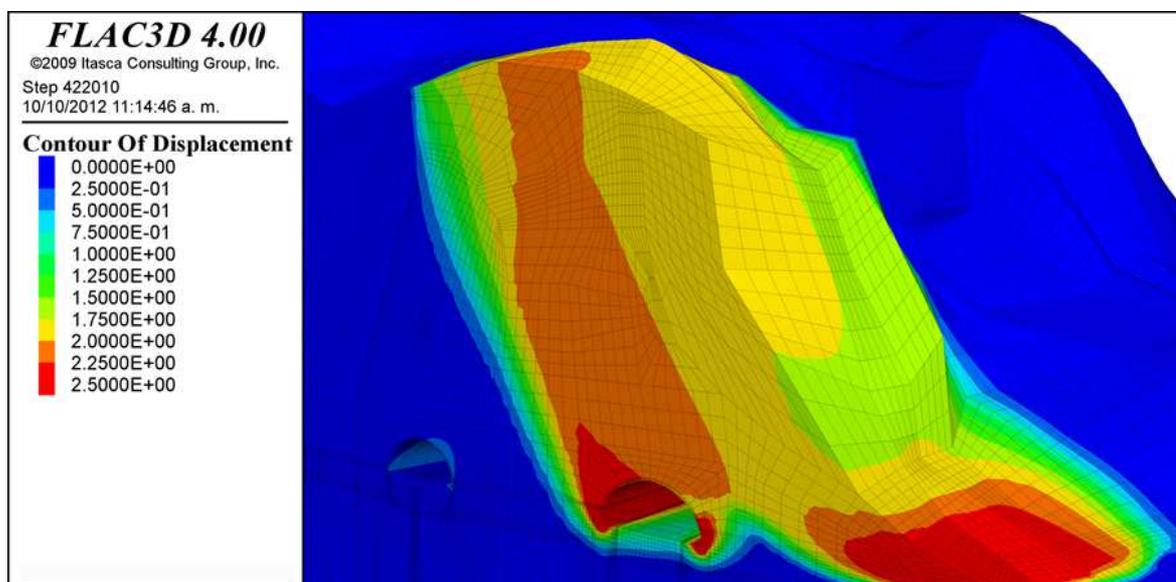


Figura 3.14 – Contornos dos deslocamentos sobre a estação k654+590 (CONSULTEC, 2013c).

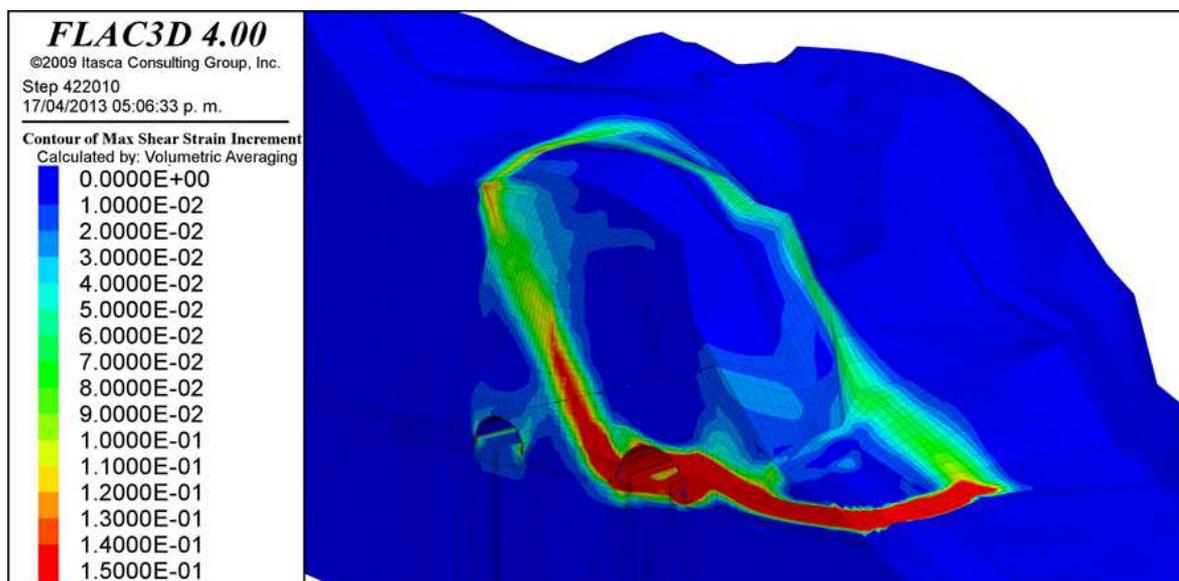


Figura 3.15 – Contornos da deformação por cortante sobre a estação k654+590 (CONSULTEC, 2013c).

3.3.2.2 Modelação de elementos estruturais para cambotas

Para a análise de estruturas como cambotas utilizam-se elementos tipo viga (*beamsel*). Estes elementos têm dois nós com seis graus de liberdade cada um (três deslocamentos e três rotações). Cada elemento de viga comporta-se como um material elástico. No entanto, pode-se introduzir um momento plástico ou inclusive uma rótula plástica entre diferentes elementos. Os elementos tipo viga podem acoplar-se rigidamente à malha, tanto em deslocamentos como em momentos. Na Figura 3.16 mostra-se um esquema com as definições geométricas próprias destes elementos.

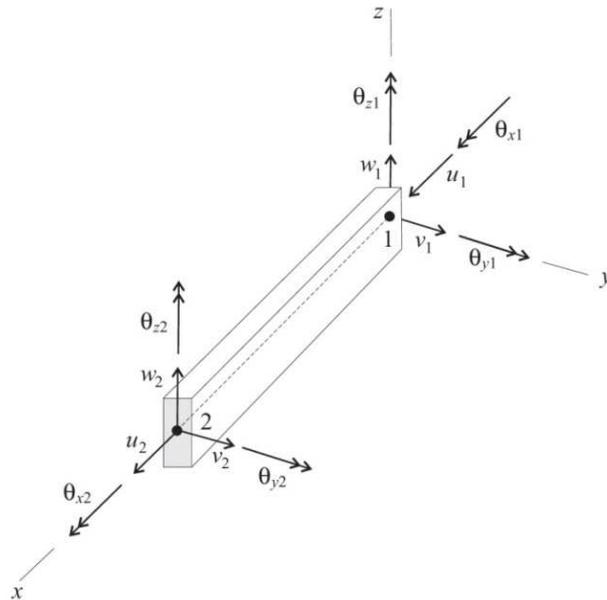


Figura 3.16 – Coordenadas e graus de liberdade do elemento viga. Extraída do manual de Flac3D

3.3.2.3 Modelação de elementos estruturais para enfilagens

Os elementos estruturais como as enfilagens definem-se através de elementos tipo estaca (*pile*). O modelo consiste numa barra de seção bi-simétrica uniforme com um nó em cada extremo. Estes elementos contam com a capacidade de simular a interação terreno-estrutura de tipo atrítico tanto na direção axial como normal.

As interfaces entre o elemento enfilagem e o terreno simularam-se mediante elementos molas ligadas a unidades de *Saint Venant* (comportamento elastoplástico), de maneira a representar os efeitos não-lineares. As rigidezes axial e tangencial aplicam-se às molas, enquanto que a resistência (coesão e atrito interno) aplica-se aos elementos deslizantes de *Saint Venant*. As interfaces tangenciais simulam a interação no sentido longitudinal da enfilagem e portanto representam a rigidez e resistência do fuste. Já os elementos normais simulam o esmagamento do terreno em torno da enfilagem.

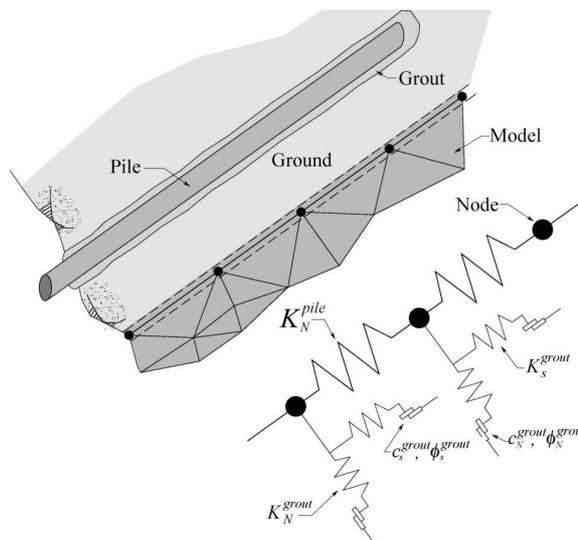


Figura 3.17 – Modelo mecânico dos elementos enfilagem. Extraída do manual de Flac3D

3.3.2.4 Considerações sobre a modelação do betão projetado

Ao analisar numericamente o betão projetado como elementos tipo laje com base nos elementos mecânicos que desenvolve, resulta uma aproximação que há que considerar com as suas devidas reservas. Na realidade, por muito bem que esteja aplicado o betão projetado, dificilmente terá espessuras homogêneas, pelo que terá vazios no seu interior originando pontos de debilidade.

- Evolução da resistência à compressão simples

Com o fim de aproximar o mais possível à realidade, incluíram-se elementos para modelar o betão projetado, cuja rigidez e resistência foram simuladas considerando as leis de endurecimento com o tempo.

Em cálculos tenso-deformacionais de escavações subterrâneas é comum ter em conta o tempo para a simulação dos processos construtivos. Assim por exemplo, numa sequência de escavação-suporte, cada etapa de avanço corresponderá a uma idade diferente do betão projetado. No Quadro 3.12 mostram-se os valores adotados para a evolução da resistência do betão projetado com o tempo (Swannell, 1993).

Quadro 3.12 – Evolução da resistência do betão projetado com o tempo (CONSULTEC, 2013a).

Idade	8 hr.	1 dia	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias
f'_c	$0.125 \times f'_c$	$0.25 \times f'_c$	$0.5 \times f'_c$	$0.75 \times f'_c$	$0.90 \times f'_c$	$1.00 \times f'_c$

Na Figura 3.18, f_{cd} é a resistência de cálculo do betão, que é igual ao valor da resistência caraterística de projeto f'_{c28} , dividida pelo coeficiente parcial de segurança ($\eta = 1.15$).

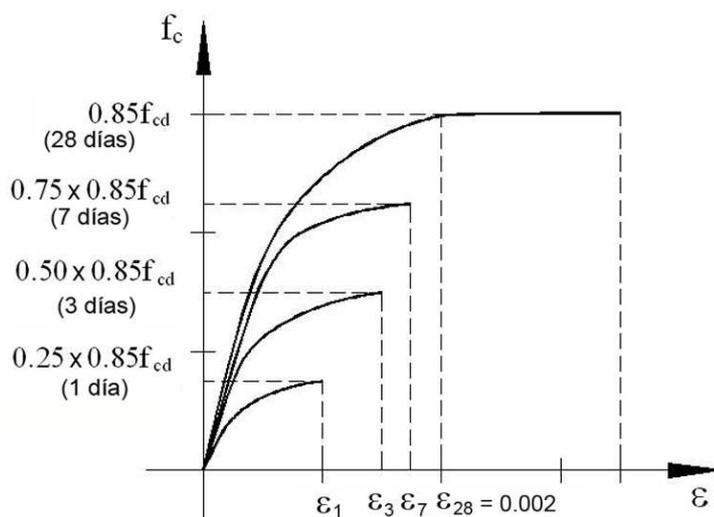


Figura 3.18 – Relação resistência-deformação para distintas idades do betão projetado (CONSULTEC, 2013a).

Define-se o fator de resistência no tempo f_t como a percentagem de resistência adquirida pelo betão a certa idade, referida à resistência caraterística aos 28 dias. Logo, a partir dos valores de resistência propostos por Swannell (1993) é possível estabelecer uma função contínua da forma:

$$f_t = \frac{(1 + f_g) \times t}{3(1 + f_g) + t} \quad (1)$$

onde t é o tempo em dias e f_g é um fator de ganho da resistência do betão, entendido como a percentagem final (valor assintótico) por encima da resistência caraterística, que terá o betão a longo prazo. Um valor razoável para f_g é 0.12. No gráfico da Figura 3.19, mostra-se a evolução da resistência do betão em termos de fator de resistência no tempo f_t , de acordo com os dados do Quadro 3.12.

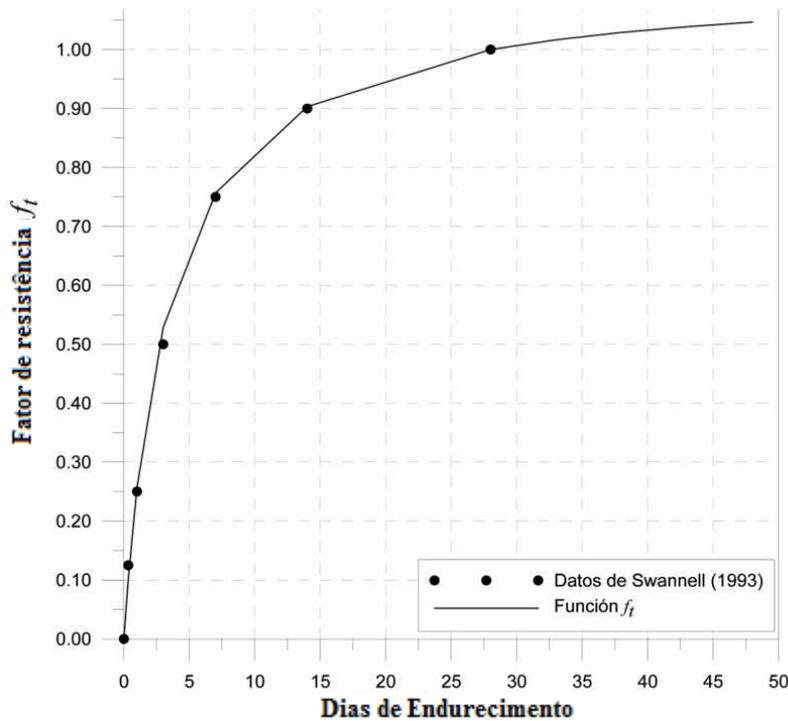


Figura 3.19 – Evolução da resistência do betão projetado (CONSULTEC, 2013a).

- Evolução da coesão e atrito interno

Nos casos em que o betão se modela através de elementos de meio contínuo, é necessário definir a sua resistência em termos de uma envolvente de rotura. Consideraram-se assim os parâmetros típicos das curvas esforço-deformação para diferentes idades do betão convencional, correspondentes ao critério de Mohr-Coulomb, definidos em função do tempo, coesão $c^*(t)$ e ângulo de atrito interno $\phi^*(t)$, através das equações (3) e (4) seguintes.

$$\tan \phi^*(t) = \frac{f_t \frac{\sin \phi^{peak}}{1 - \sin \phi^{peak}}}{\sqrt{1 + 2f_t \frac{\sin \phi^{peak}}{1 - \sin \phi^{peak}}}} \quad (2)$$

$$c^*(t) = \frac{f_t \times f_c''}{2} \left[\cos \phi^* - \frac{\tan \phi^*}{1 + f_t \frac{\sin \phi^{peak}}{1 - \sin \phi^{peak}}} \right] \quad (3)$$

$$c^*(t) = c^{peak} \frac{\tan \phi^*}{\tan \phi^{peak}}$$

onde: $c^*(t)$ é a coesão em função do tempo; $\phi^*(t)$ o ângulo de atrito em função do tempo; f_t é um fator de evolução com o tempo; ϕ^{peak} é o ângulo de atrito aos 28 dias; c^{peak} é a coesão aos 28 dias; f_c'' é a resistência à compressão simples aos 28 dias, afetada por um fator de redução ($0.85 f_c'$). Se não se dispõe de dados precisos sobre os parâmetros de resistência do betão, de maneira empírica pode-se propôr $\phi^{peak} = 45^\circ$ para depois calcular a coesão como:

$$c^{peak} = \frac{f_c'' (1 - \sin \phi^{peak})}{2 \cos \phi^{peak}} \quad (4)$$

- Evolução do módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do betão projetado calcula-se como:

$$E_{28} = 85,000 \left(f_{c28}' / 10 \right)^{(1/3)} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (5)$$

onde, E_{28} é o módulo de elasticidade do betão projetado e f_{c28}' é a resistência característica do betão aos 28 dias. Para calcular a variação do módulo de elasticidade do betão projetado (com endurecimento rápido) podem-se utilizar as seguintes expressões (Weber, 1979) e (CEB, 1990):

$$E_c(t) = E_{28} \times \exp \left[-c \left(t^{-0.6} - 28^{-0.6} \right) \right] \quad \text{segundo (Weber, 1979)} \quad (6)$$

$$E_c(t) = \left[\exp^{s(1-\sqrt{28/t})} \right]^{\frac{1}{2}} \times E_{28} \quad \text{segundo (CEB, 1990)} \quad (7)$$

onde $c \approx 0.81$ (Mahar, 1975) e $s \approx 0.25$ (CEB, 1990) para betões rápidos e t é o tempo em dias. Na Figura 3.20 mostra a curva de evolução do módulo de elasticidade do betão projetado. Esta lei de endurecimento pode ser introduzida na análise numérica para ser aplicada durante a simulação das escavações.

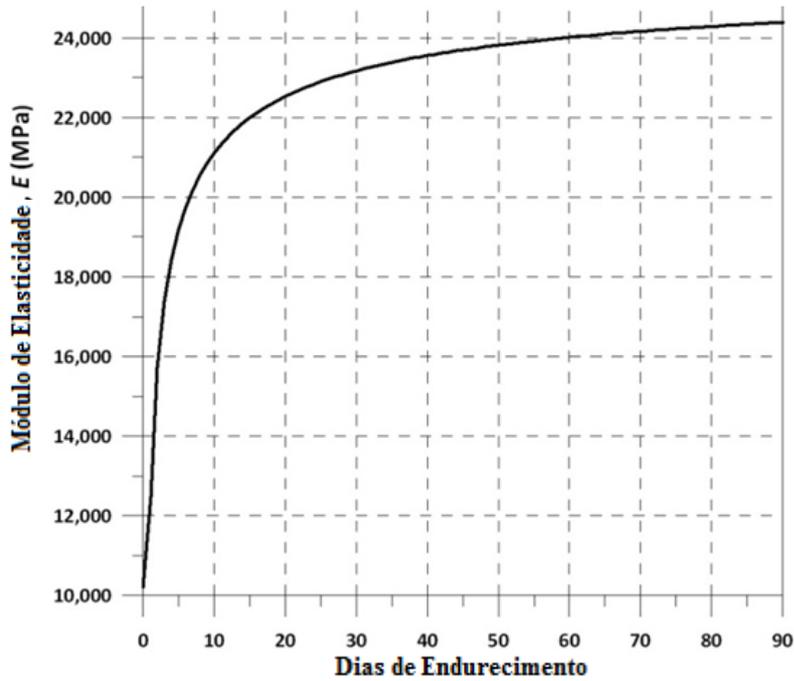


Figura 3.20 – Curva de endurecimento do betão projetado (CONSULTEC, 2013a).

Quanto a análise estrutural do suporte se leva a cabo por métodos elasto-plásticos, isto é, permitindo que o betão projetado entre no regime plástico ou de rotura em alguns pontos de forma que redistribua os esforços até que não seja possível manter a sua estabilidade. Os parâmetros de resistência requeridos para a análise numérica são: a carga axial de plastificação P_p e o momento de plastificação M_p . Na Figura 3.21 mostra-se a evolução da rigidez do betão projetado desde o mais recente até ao mais endurecido, colocados mais próximo e mais afastado da frente de escavação respectivamente.

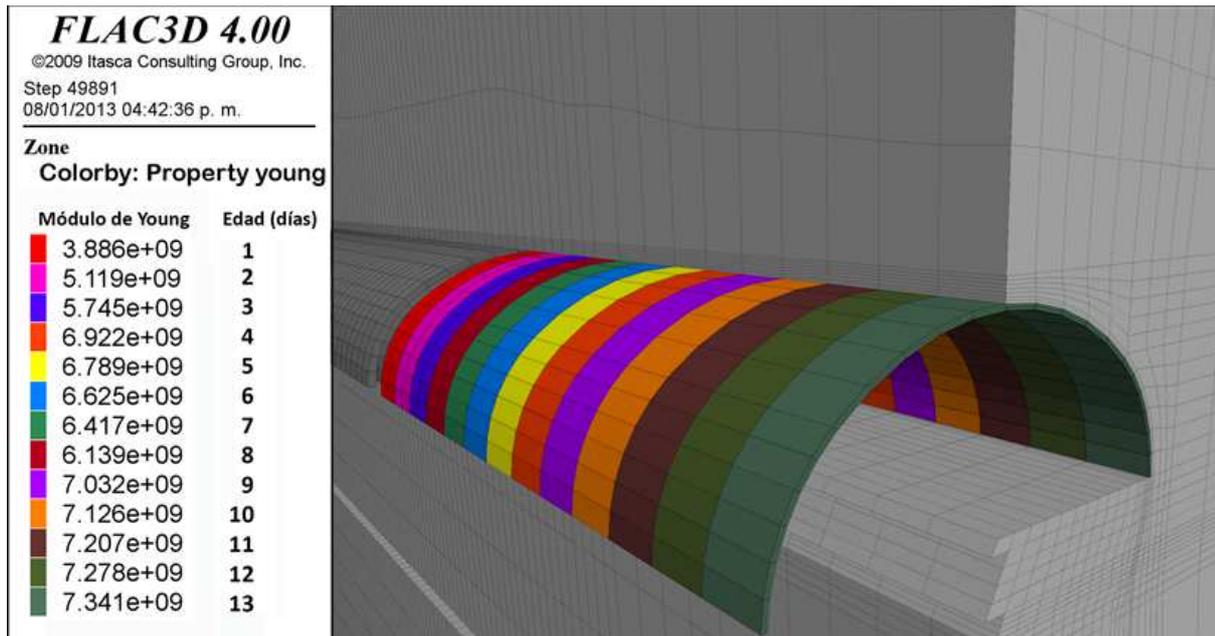


Figura 3.21 – Diferentes idades do betão projetado durante a escavação (CONSULTEC, 2013a).

3.3.3 COMPROVAÇÃO DA VALIDADE DA SIMULAÇÃO DO COLAPSO

Para validar a retroanálise foi necessário cumprir com dois objetivos: por um lado reproduzir o colapso no Túnel Esquerdo cuja extensão deveria ser semelhante à real, tanto em forma como em posição de avanço da escavação, e por outro lado aproximar o comportamento deformacional modelado com o instrumentado (medições de convergência).

Assim que na fase de calibração do modelo numérico, para além de procurar reproduzir o colapso no Túnel Esquerdo, tratou-se de aproximar o comportamento deformacional medido durante a obra em ambos os túneis. Como naquele momento era maior a necessidade de continuar com os trabalhos no Túnel Direito, uma vez que não tinha sido afetado pelo colapso do Túnel Esquerdo, elegeu-se uma das seções instrumentadas correspondente ao Túnel Direito.

Estabeleceu-se primeiro uma seção de controlo no modelo numérico para o Túnel Direito na que se registrou a história de deslocamentos dos nós coincidentes com uma das seções com pontos de medição das convergências reais. Elegeu-se uma estação instrumentada representativa tanto pela magnitude dos deslocamentos medidos como pela sua posição em relação à zona colapsada do Túnel Esquerdo. A estação elegida, k754+544 (correspondente com a estação k654+565 do Túnel Esquerdo), começou a instrumentar-se no dia 31 de março de 2012, quando a frente de escavação se encontrava na estação k754+528 (16 m adiante).

Como é habitual no caso da medição de convergências em túneis, a maior parte das deformações numa determinada seção, sucedem antes e no momento justo da passagem da frente de escavação do túnel por essa seção, momentos nos quais em geral não é possível medir devido aos processos construtivos que dificultam a instalação e o início das medições. Então, o que se consegue medir é o comportamento deformacional *a posteriori*, que não sendo menos válido, deixa atrás uma certa incerteza do que foram os deslocamentos reais durante a passagem da frente de escavação.

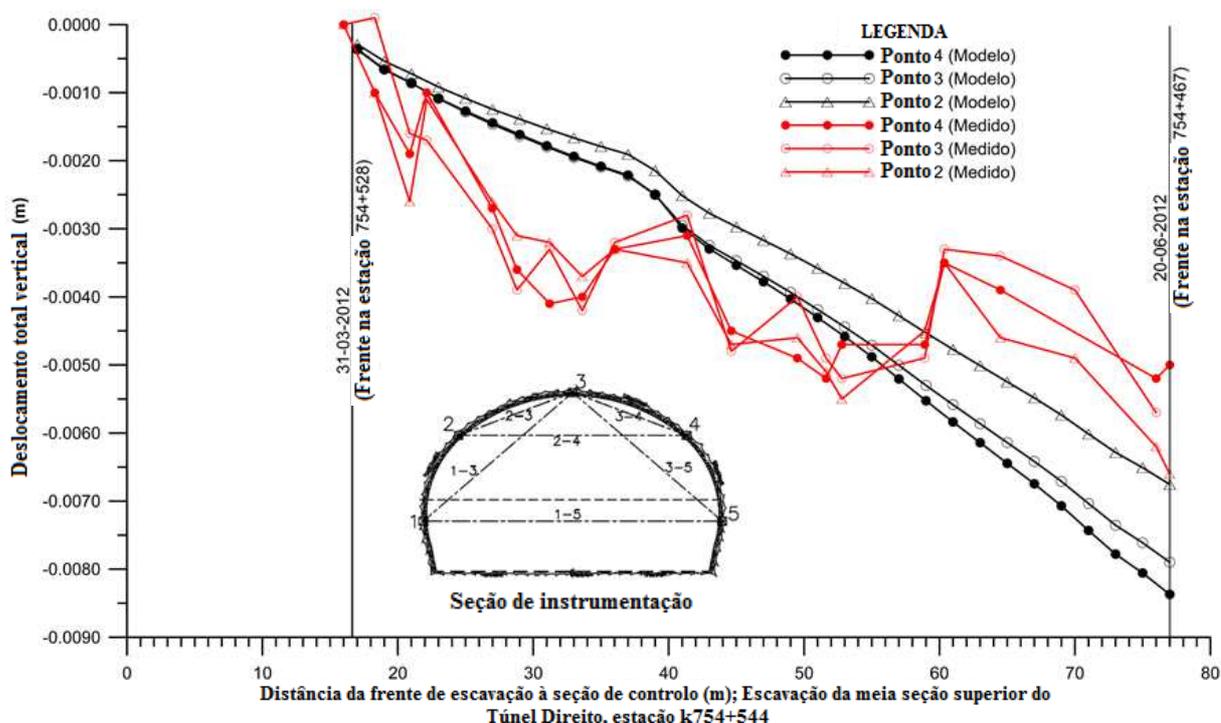


Figura 3.22 – História dos deslocamentos modelados e medidos entre 31/03/2012 e 20/06/2012 na estação k754+544 (CONSULTEC, 2013a).

Na Figura 3.22 anterior mostram-se os resultados do deslocamento vertical em três pontos de convergência gerados durante a simulação da escavação, comparados com os dados medidos na instrumentação. O gráfico representa as deformações (modelado e medido) na estação k754+544, durante o período compreendido entre 31-03-2012 (início das medições) e 20-06-2012 (data do colapso), durante o qual se escavaram 61 m de túnel (k754+528 ao k754+467).

Note-se que na Figura 3.22, tanto os deslocamentos reais como os modelados têm a mesma ordem de magnitude. Os desvios nos resultados da instrumentação reais medidos nas estações de convergência, podem dever-se a rearranjos na massa rochosa e aos efeitos da chuva nos estratos argilosos. O modelo, tal e como se definiu, não é capaz de simular rearranjos temporais na massa rochosa, no entanto, considera-se que de maneira qualitativa e quantitativa o comportamento é similar ao registrado durante a campanha de medições. Os resultados do gráfico da Figura 3.22 são muito importantes, pois demonstram que o modelo se comporta dentro dos deslocamentos medidos, tanto em função do tempo como da distância à frente de escavação.

No entanto, como já se referiu, estes resultados correspondem ao momento em que foi iniciada a instrumentação. No modelo numérico é possível obter a história completa dos deslocamentos da seção de controlo elegida, desde um início, quando a frente de escavação se encontrava a vários metros de distância antes de passar pela seção de controlo. Na Figura 3.23 mostra a evolução completa dos deslocamentos onde é possível ver que os deslocamentos são muito maiores que os que foram possíveis de medir, já que começam antes de que a frente de escavação passe pela seção de controlo.

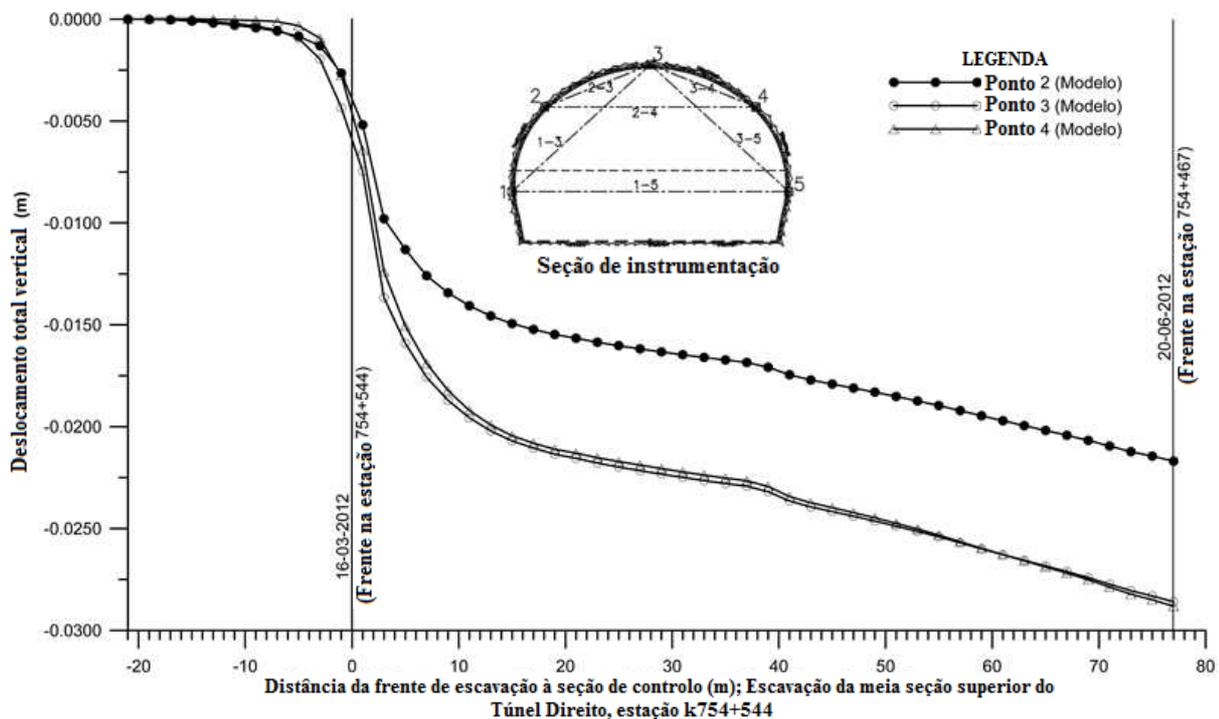


Figura 3.23 – História dos deslocamentos modelados entre 16/03/2012 e 20/06/2012 na estação k754+544 (CONSULTEC, 2013a).

3.3.4 RECONFIGURAÇÃO DO MODELO

Uma vez reproduzido o colapso procedeu-se à reconfiguração do modelo de acordo com as condições topográficas e estratigráficas posteriores ao colapso.

Para sustentar a interpretação do mecanismo de rotura ocorrido e elaborar os correspondentes modelos, analisaram-se um a um os perfis das sondagens existentes na zona, tanto os anteriores como os posteriores ao colapso. Igualmente importante foi a informação contida nas fichas geotécnicas e fotografias da frente de escavação, que proporcionaram elementos valiosos no desenvolvimento dos referidos modelos. Os dados dos contatos entre basaltos, brechas, *paleossolos* e calcários, assim como a configuração do terreno natural, foram vertidos em múltiplas seções e perfis e correlacionados de acordo com a sua posição original e a sua posição após o colapso.

Na Figura 3.24 pode ver-se a frente de escavação na estação k654+573 antes do colapso, onde os basaltos colunares encontravam-se na abóbada, enquanto as brechas argilosas ocupavam uma boa parte da restante área da frente de escavação.



Figura 3.24 – Fotografia da frente na estação k654+573 (CONNET, 2012b).

Na Figura 3.25 podem ver-se os perfis onde se localiza o contato dos basaltos colunares com as brechas argilosas, de acordo com as correlações feitas a partir dos estudos de projeto, fotos e fichas de frente de escavação e as sondagens realizadas após colapso. Note-se como no perfil após o colapso, o contato entre o basalto superior e a unidade de brechas já não aparece na abóbada do túnel, encontra-se por debaixo do piso da meia seção superior.

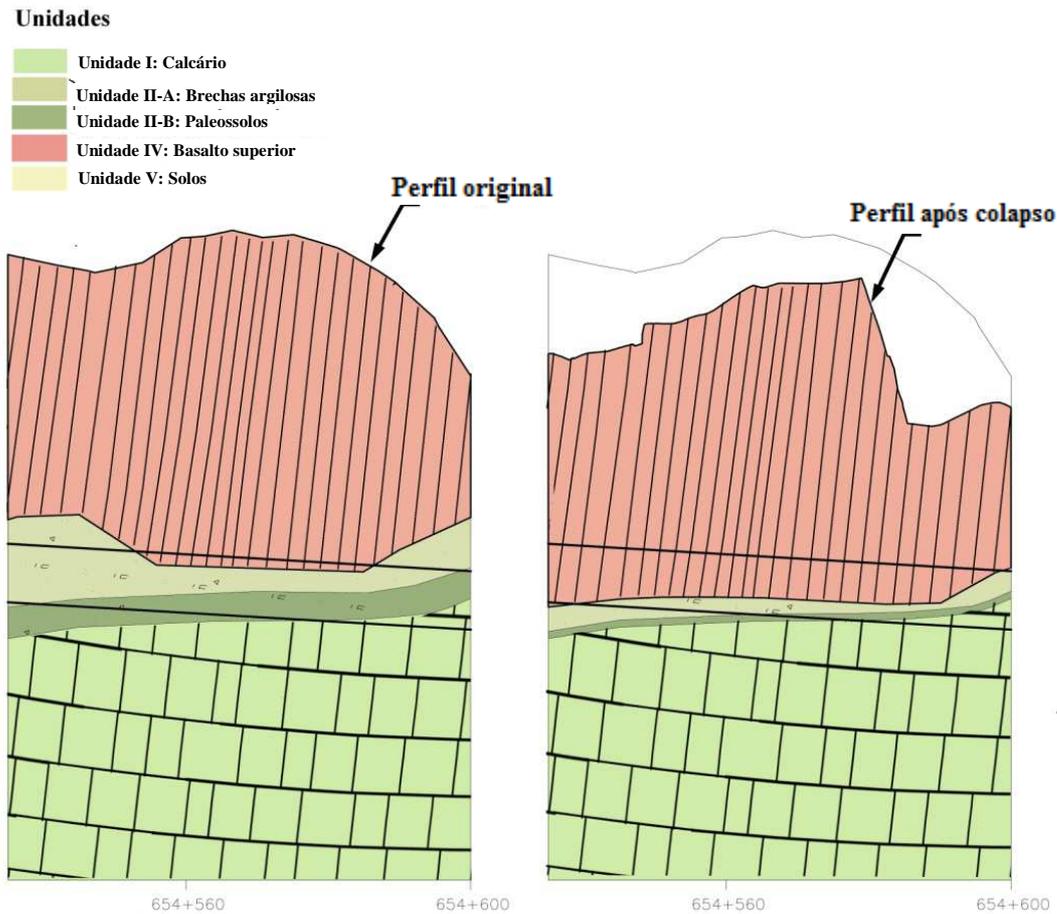


Figura 3.25 – Perfis geológicos antes e depois do colapso sobre o eixo do Túnel Esquerdo (CONSULTEC, 2013c).

A reconfiguração do terreno implica um novo cálculo do equilíbrio do modelo; adicionalmente, na zona do colapso, reduziram-se ainda mais as propriedades geotécnicas considerando que o material está colapsado. No Quadro 3.13 apresentam-se os novos valores dos parâmetros das unidades argilosas para a zona colapsada (CONSULTEC, 2013c).

Quadro 3.13 – Parâmetros para as unidades argilosas (CONSULTEC, 2013c).

Parâmetro	Unidade II-a Brechas Zona colapsada	Unidade II-b Paleossolo Zona colapsada
γ_s (kN/m ³)	18	17
E_m (MPa)	50	50
ν_m	0.33	0.33
c_m (MPa) Mohr-Coulomb	0.01	0.01
ϕ_m (°) Mohr-Coulomb	19	19
ψ_m (°) Mohr-Coulomb	0	0
k_0	0.66	0.66

Na Figura 3.26 pode ver-se como na nova configuração da malha aparece o bloco de basalto que se separou e que basculou à superfície, assim como o material de derrame por debaixo do referido bloco. Estas duas novas unidades não jogam um papel fundamental na estabilidade da ladeira e só aportam o seu peso sobre o maciço colapsado.

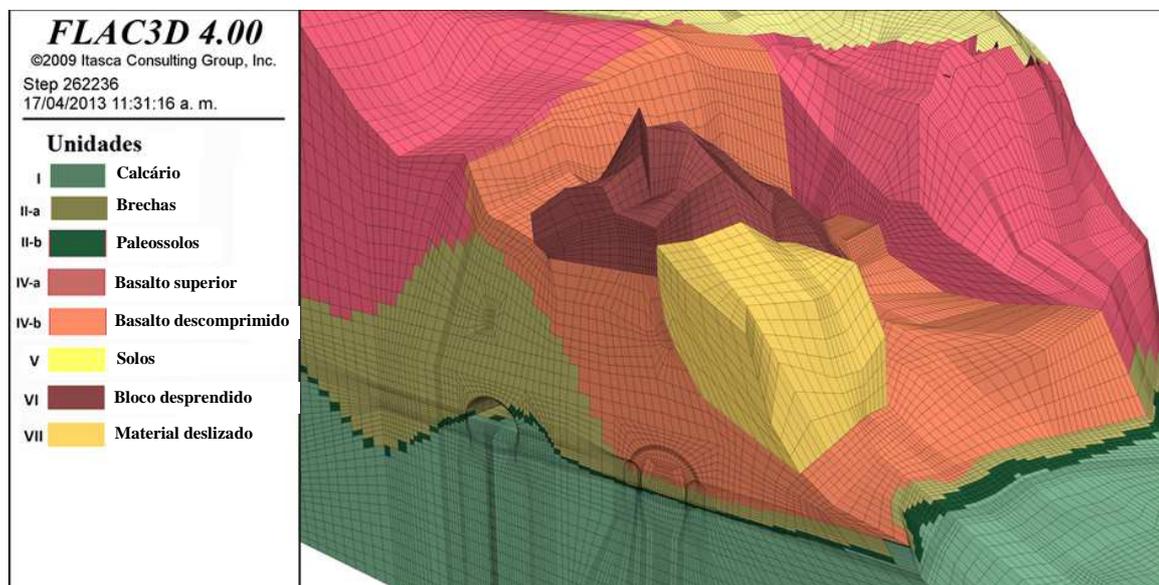


Figura 3.26 – Modelo reconfigurado (CONSULTEC, 2013c).

3.3.5 SIMULAÇÃO DO PROJETO DE REPARAÇÃO

3.3.5.1 Plataforma de injeções

Modelou-se uma solução que consistia em remover o material colapsado à superfície e escavar uma grande plataforma para injeções sobre o Túnel Esquerdo. Na Figura 3.27 pode ver-se o modelo com a plataforma que cobre toda a área colapsada. As injeções começariam desde a parte inferior do túnel até alguns metros acima da abóbada.

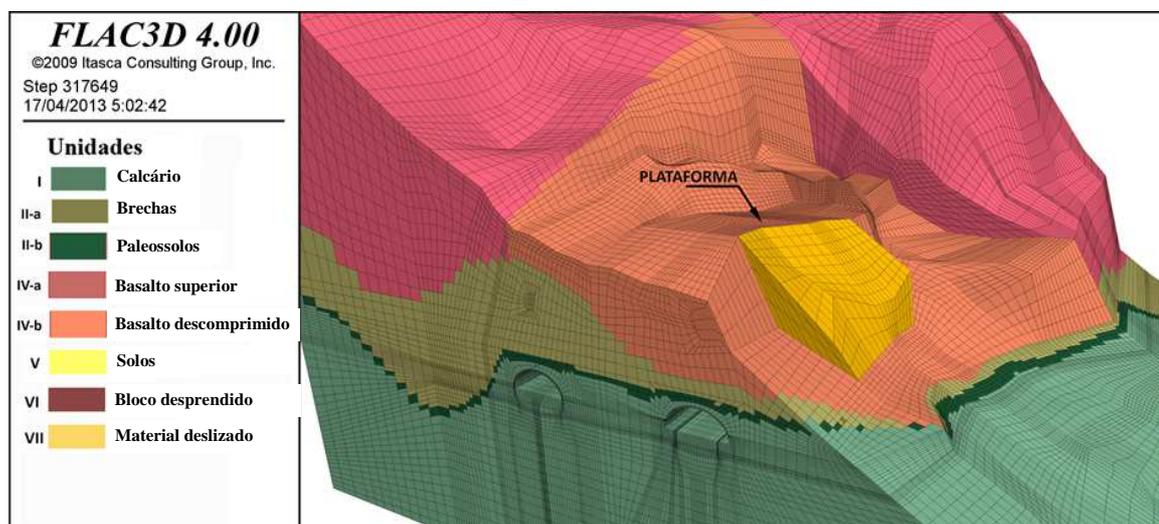


Figura 3.27 – Vista do modelo que mostra a plataforma construída (CONSULTEC, 2013c).

Na Figura 3.28 pode observar-se a proposta de injeções. Em primeiro lugar remover-se-iam os materiais soltos resultado do deslizamento (terra e grandes blocos de rocha). A partir daí estabelecer-se-ia uma plataforma de injeção com 8 a 9 perfurações por seção, injetando uma área importante à volta do túnel colapsado, de baixo para cima.

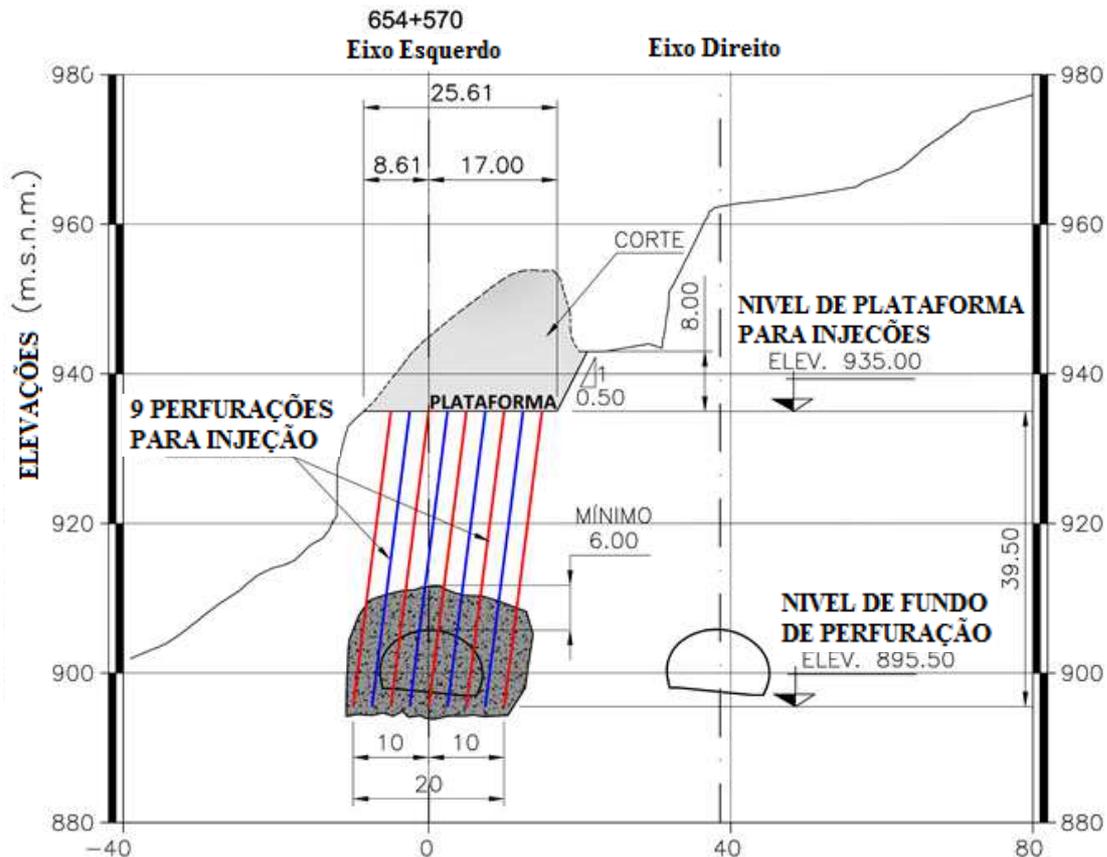


Figura 3.28 – Esquema de injeções proposto na estação k654+570 (CONSULTEC, 2013b).

Esta fase calculou-se uma vez terminada a escavação da meia seção superior do Túnel Direito. Não se produziu nenhuma alteração que pudesse comprometer a estabilidade da ladeira, pelo contrário, retirou-se peso ao mecanismo permitindo que as condições de estabilidade sejam mais favoráveis.

3.3.5.2 Instrumentação

A partir da construção da plataforma, implementaram-se no modelo, seis inclinómetros (I-1, I-2, I-3, I-4, I-5 e I-6) de acordo com a disposição e profundidades previstas no Projeto de Reparação.

Nas Figuras 3.29 e 3.30, podem ver-se em planta e seções a localização dos seis inclinómetros e dos pontos de controlo topográfico previstos no Projeto de Reparação.

Com estes inclinómetros foi possível instrumentar o comportamento numérico do modelo durante as distintas fases de escavação em ambos os túneis, e compará-lo com o comportamento real da ladeira medido através dos resultados das leituras dos inclinómetros.

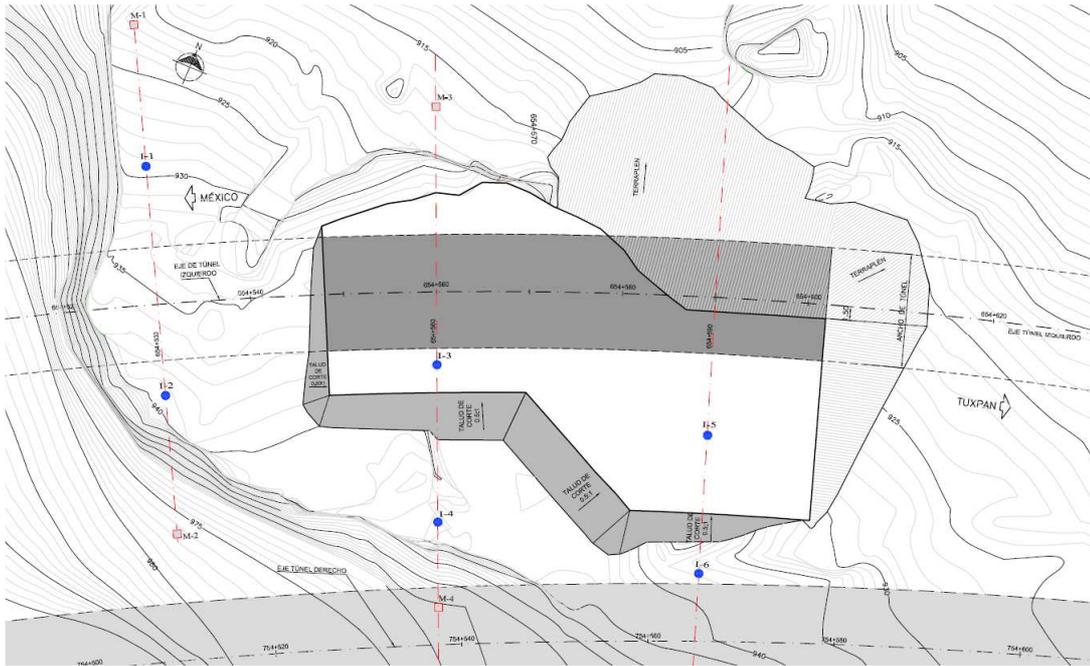


Figura 3.29 – Planta com a localização da instrumentação em superfície (CONSULTEC, 2013b).

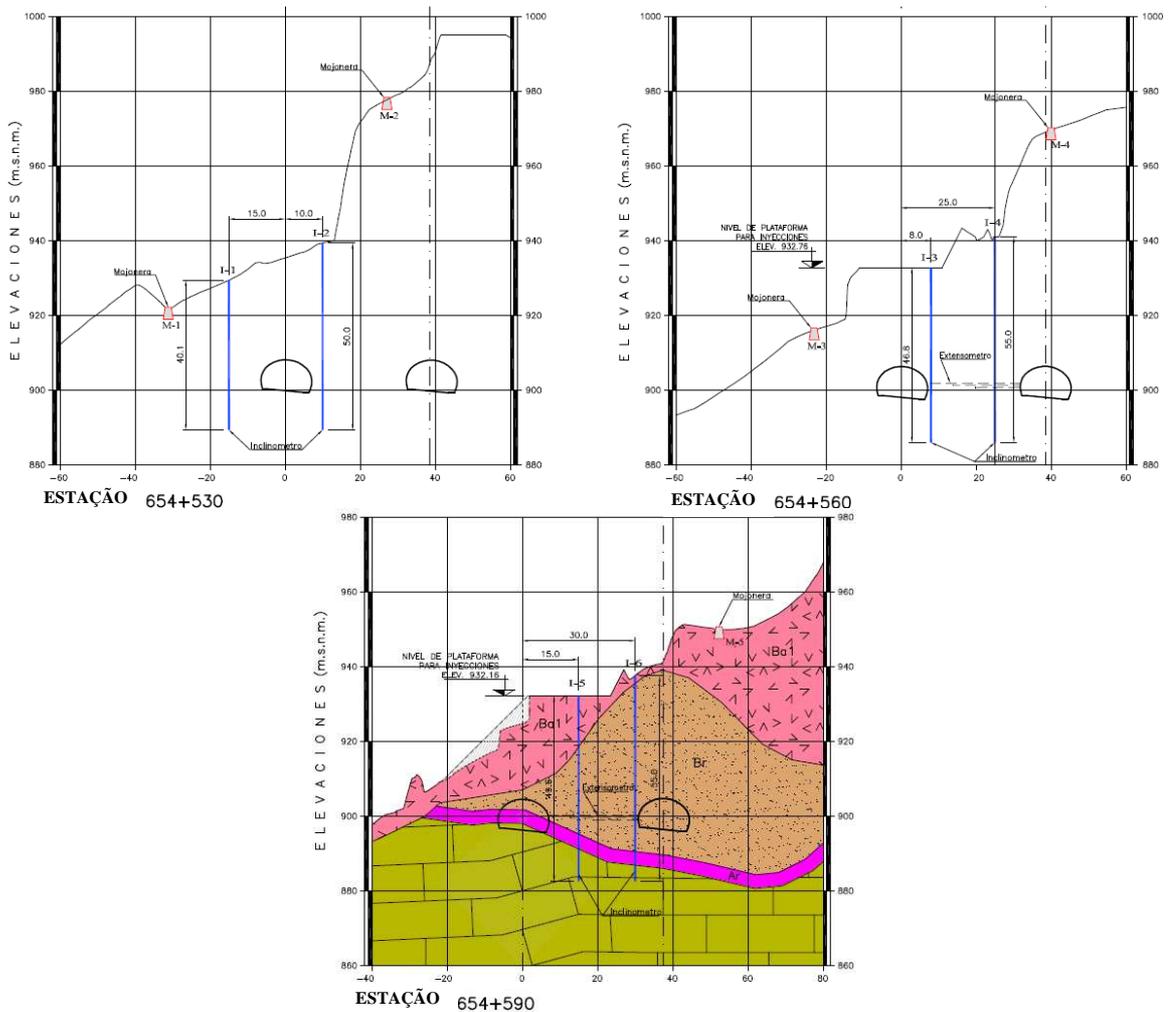


Figura 3.30 – Seções com a localização da instrumentação à superfície (CONSULTEC, 2013b).

Com o objetivo de observar o comportamento do pilar central entre os dois túneis, propôs-se a instalação de três estações de medição extensométrica com 4 bases cada uma e com comprimentos de 24, 18, 12 e 6 m respectivamente; As ditas estações estão previstas instalar-se nas estações k654+550, k654+570 e k654+590, desde a meia seção superior do Túnel Esquerdo em direção ao Túnel Direito, tal como se mostra nas Figuras 3.31 e 3.32.

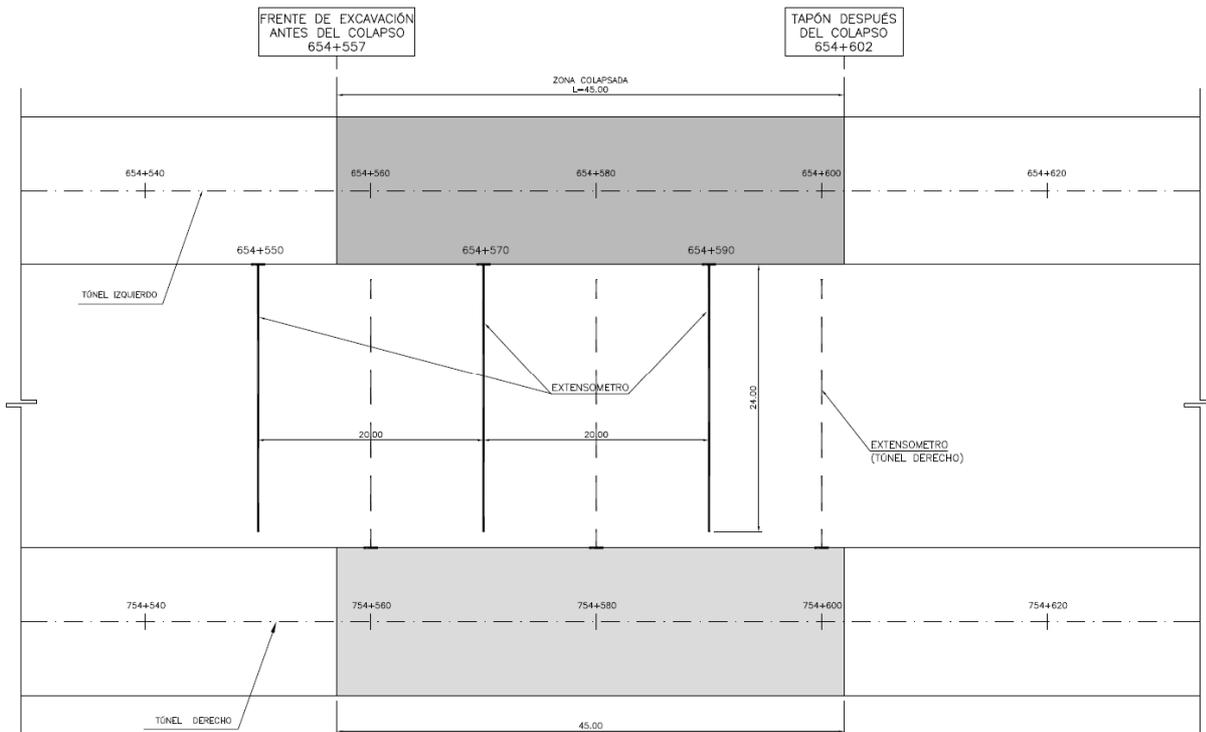


Figura 3.31 – Planta com a localização dos extensômetros dentro dos túneis (CONSULTEC, 2013c).

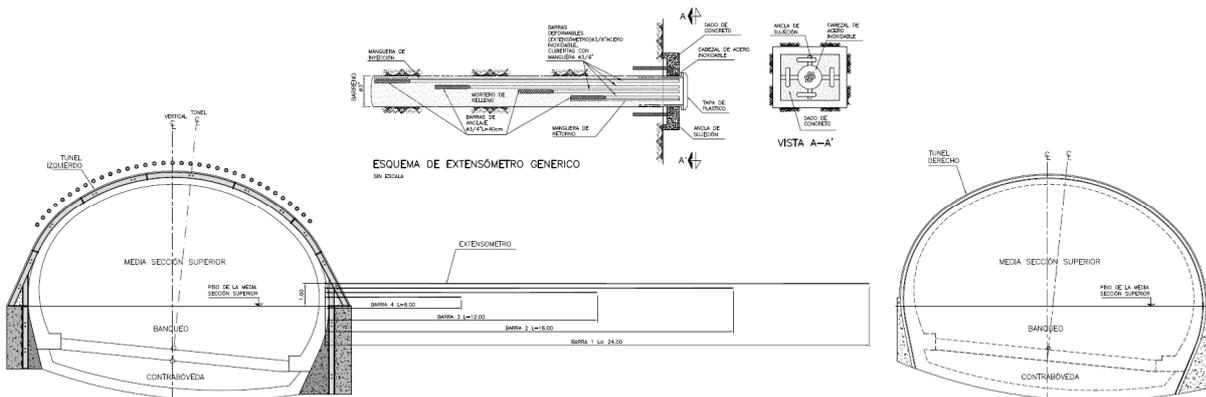


Figura 3.32 – Seção com a localização dos extensômetros dentro do Túnel Esquerdo (CONSULTEC, 2013c).

Os extensômetros de barra propostos terão que cumprir com as seguintes especificações:

- Perfuração: $\phi = 3''$
- Profundidade máxima: 24m
- Rango de medida ampliável: 12 a 50 mm
- Precisão: 0.1 mm

As leituras dos extensômetros realizar-se-iam diariamente durante a primeira semana e se iria ajustando a frequência de leituras conforme se apreciavam sinais de estabilização.

Por último instalaram-se seções de convergência dentro do túnel, separadas de 5 m, através da medição de pontos de controlo topográfico, de acordo com a Figura 3.33.

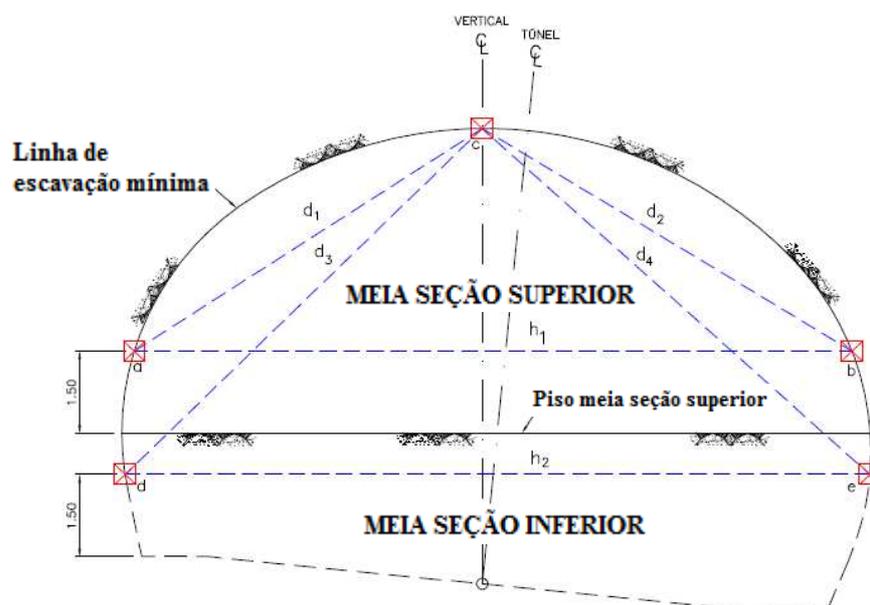


Figura 3.33 – Seção Típica com a localização dos pontos de controlo topográfico para medição das convergências dentro do túnel (CONSULTEC, 2013c).

Quadro 3.14 – Critérios de risco para valores de convergências (CONSULTEC, 2013a).

		Risco
Deformação Total	$\delta < 1 \text{ cm}$	▪ Mínimo
	$1 \text{ cm} < \delta < 2 \text{ cm}$	▪ Baixo
	$2 \text{ cm} < \delta < 4 \text{ cm}$	▪ Médio
	$4 \text{ cm} < \delta < 6 \text{ cm}$	▪ Considerável
	$6 \text{ cm} < \delta$	▪ Grave
Velocidad de deformação	$\delta < 0.5 \text{ mm/dia}$	▪ Nulo
	$0.5 \text{ mm/dia} < \delta < 1.0 \text{ mm/dia}$	▪ Baixo
	$1.0 \text{ mm/dia} < \delta < 1.5 \text{ mm/dia}$	▪ Considerável
	$1.5 \text{ mm/dia} < \delta$	▪ Grave

É importante referir que para os critérios de risco dos valores de convergência funcionem adequadamente, as linhas de instrumentação deverão colocar-se o mais perto possível da frente de escavação e a medição das convergências deve começar imediatamente, a partir que o ciclo construtivo de execução do túnel assim o permita.

Ainda que seja difícil estabelecer critérios para avaliar os riscos, pode dizer-se, com as devidas reservas, que as deformações até 2 cm na primeira semana não representam riscos maiores, sempre e quando se aprecie uma tendência de estabilização. De igual forma, as velocidades de deformação iniciais inferiores a 0.5 mm/dia podem ser igualmente indicativas de que se adotaram as medidas adequadas de suporte primário.

3.3.5.3 Sistema de suporte proposto

Para o Túnel Direito, idealizou-se uma seção reforçada e um procedimento especial para a zona próxima à zona colapsada do Túnel Esquerdo, incluindo uma soleira curva em betão armado, fechada, e unida estruturalmente às paredes do túnel.

Para a zona crítica do Túnel Esquerdo, isto é, onde se produziu o colapso, para além dos tratamentos desde a superfície consistentes em injeções, os Serviços Técnicos da empresa FCC, e o seu departamento de geotecnia, na pessoa do Eng. Jose Manuel Gutiérrez Manjón, propôs um procedimento construtivo especial, que é o que atualmente se está a executar, baseado, segundo a literatura, no Método Alemão.

O Método Alemão caracteriza-se pela escavação previa de duas galerias de pequena seção na zona dos hasteais, chamadas de galerias de avanço que se suportam imediatamente para prevenir desprendimentos. Posteriormente executa-se a escavação da meia seção superior para colocação do suporte que se apoia nas galerias já betonadas. Em seguida executa-se a escavação e suporte da meia seção inferior com certo desfasamento relativamente à meia seção superior. Este método é antigo e laborioso e utiliza-se quando o terreno é de muito má qualidade geotécnica ou quando como, neste caso, se pretende recuperar zonas de túneis colapsadas. Nestes casos, quando é perigoso escavar primeiro, parte da abóbada para depois escavar os hasteais, utiliza-se o Método Alemão que considera um ajuste na ordem das fases de escavação entre hasteais e abóbada, comparativamente com outros métodos mais clássicos como o Belga ou Inglês.

Na Figura 3.34 podem ver-se vários procedimentos gerais de escavação de túneis, uns mais antigos que outros, mas que traduzem as metodologias utilizadas internacionalmente. O Método Austríaco, ou Método de Escavação Sequencial, é o que mais se utilizou nesta obra, o qual tem a característica essencial de procurar a colaboração do terreno ou da rocha.



Figura 3.34 – Fases de escavação típicas em vários métodos internacionais

No caso específico da zona do Túnel Xicotepec I Esquerdo colapsada, o procedimento baseado no método Alemão consiste na construção simultânea de duas galerias auxiliares laterais na seção inferior, ao longo de todo o trecho colapsado e com avanços de 1 m. Estas galerias seriam suportadas por cambotas TH-29 e com uma camada de 15 cm de betão projetado ($f'c = 30$ MPa) com fibras metálicas. Posteriormente realizar-se-ia a armação e betonagem de grandes sapatas-muro de betão hidráulico ($f'c = 30$ MPa) (ver Figura 3.35).

Atualmente, nesta zona do túnel, encontra-se terminada a fase de escavação, suporte e betonagem das duas galerias auxiliares.

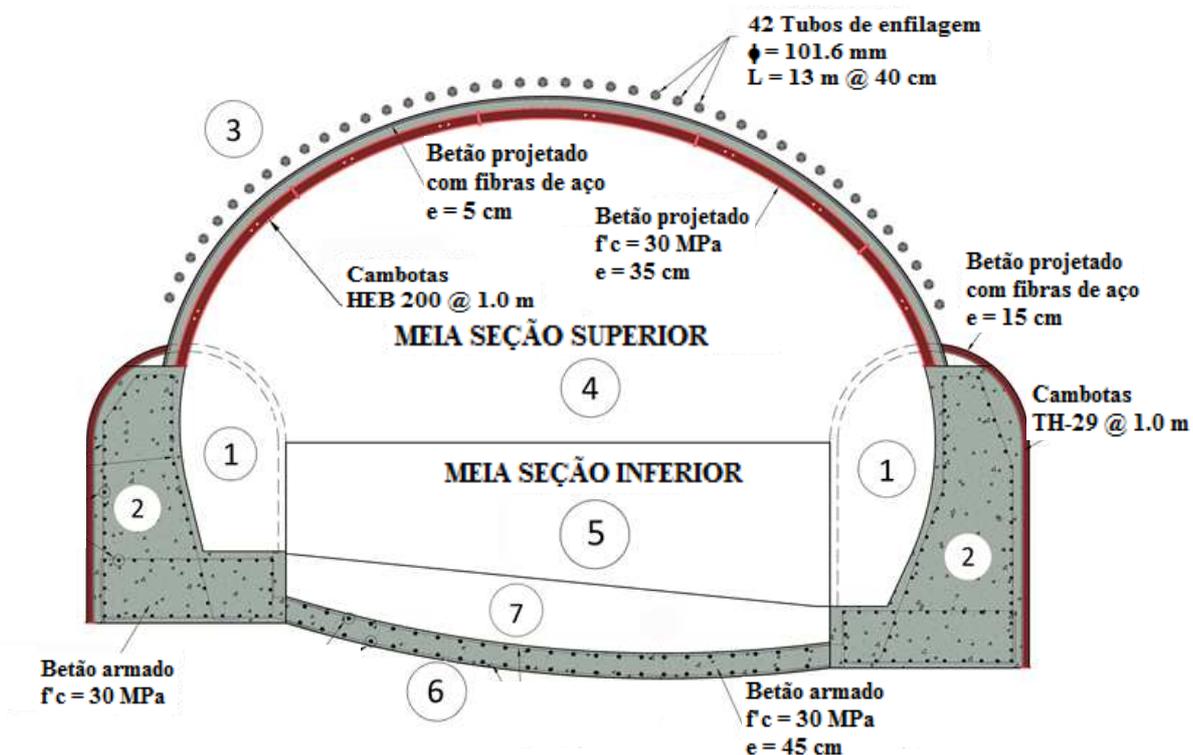


Figura 3.35 – Procedimento construtivo para a reparação do Túnel Esquerdo colapsado (CONSULTEC, 2013c).

Terminadas as galerias auxiliares, executar-se-á um tratamento especial de estabilização, reforço e suporte por meio da colocação e injeção de 42 tubos de enfilagem separados de 40 cm entre si, com um diâmetro de 101.6 mm e um comprimento de 13.0 m.

A escavação da meia seção superior realizar-se-á numa só fase com avanços de 1.0 m e dever-se-á realizar o corte das cambotas TH-29 que ficarem expostas das galerias, posteriormente colocar-se-á uma camada de 5 cm betão projetado na superfície exposta da abóbada; posteriormente colocar-se-ão cambotas HEB 200 a cada 1.0 m e aplicar-se-ão 35.0 cm de betão projetado ($f'c = 30$ MPa) com fibras metálicas em toda a abóbada cobrindo completamente a cambota.

A meia seção inferior escavar-se-á uma vez terminadas as etapas prévias e realizar-se-á numa só fase com avanços de 4.0 m. Posteriormente armar-se-á e colocar-se-á a soleira com 45 cm de betão hidráulico armado ($f'c = 30$ MPa) com avanços de 4.0 m desfasado 8.0 m atrás da escavação da meia seção inferior que ficará unida estruturalmente ao túnel. Na Figura 3.36 mostra-se o procedimento construtivo na malha de diferenças finitas.

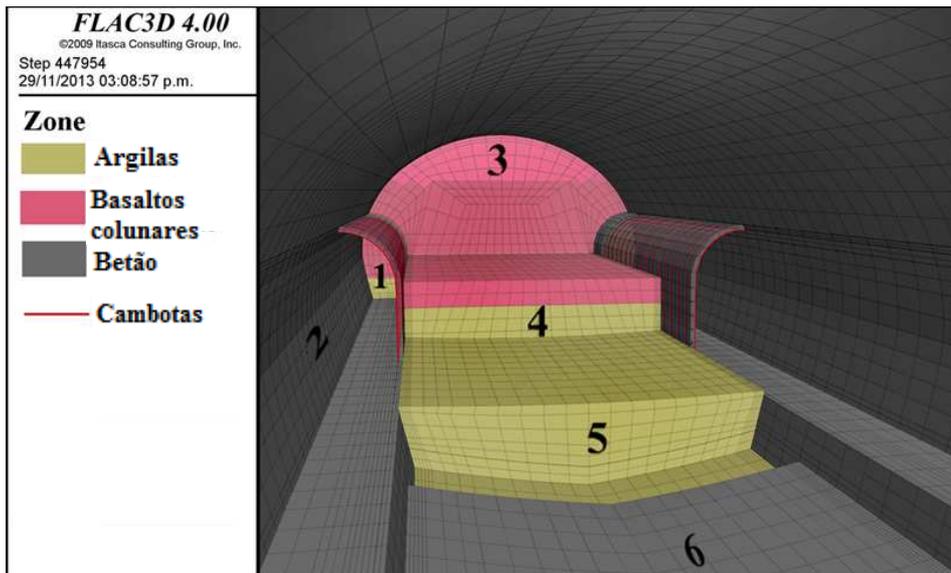


Figura 3.36 – Procedimento de escavação e suporte no modelo de diferenças finitas (CONSULTEC, 2013c).

3.3.5.4 Fases de cálculo

Em seguida descrevem-se as fases de cálculo consideradas no modelo numérico tridimensional:

- Criação do estado de tensão inicial com a topografia e estratigrafia originais;
- Anulação dos deslocamentos gerados no cálculo do estado de equilíbrio e início da escavação e suporte da meia seção superior do Túnel Direito de acordo com a geometria e sequência dos avanços reais, assim como com os suportes implementados em obra;
- Início da escavação e suporte da meia seção superior do Túnel Esquerdo de acordo com a geometria e sequência dos avanços de escavação reais e suportes aplicados em obra;
- Continuação de ambas escavações e suporte até se produzir o colapso;
- Anulação dos deslocamentos, reconfiguração do terreno (topografia e estratigrafia) e nova condição de equilíbrio e de estado de tensão;
- Escavação e suporte da meia seção superior do restante trecho do Túnel Direito, avançando desde México para Tuxpan até encontrar a frente de escavação;
- Escavação da plataforma para execução de injeções na zona colapsada do Túnel Esquerdo;
- Escavação e suporte da meia seção inferior do Túnel Direito, desde Tuxpan para México;
- Execução do revestimento definitivo do Túnel Direito;
- Escavação e suporte da meia seção inferior do Túnel Esquerdo até encontrar-se com a frente colapsada (k654+601);
- Escavação e suporte de galerias laterais localizadas na meia seção inferior, em toda a zona colapsada;
- Início da escavação e suporte do Túnel Esquerdo desde Tuxpan para México, de acordo com o procedimento definido em projeto, até passar a zona de influência do colapso;
- Término da escavação e suporte no que resta do Túnel Esquerdo.

3.3.5.5 Análises bidimensionais

Uma vez estabelecidos os parâmetros e condições que geraram o colapso, realizou-se uma análise a duas dimensões com a técnica de elementos finitos. Nestes cálculos foi possível modelar com detalhe o procedimento construtivo de ambos os túneis, antes do colapso, assim como os tratamentos e

suportes propostos na solução de reparação e continuar com a construção dos túneis. Para atender às necessidades mencionadas considerou-se uma malha adaptável ao estado deformacional ocorrido antes, durante e depois do colapso. Adicionalmente considerou-se o nível de plataforma de injeções com o objetivo de estudar as implicações no comportamento das futuras escavações.

A malha introduzida no modelo 2D, que pode ver-se nas Figuras 3.37 e 3.38, coincide com a seção k654+560 do Túnel Esquerdo e k754+540 do Túnel Direito, isto é, numa parte intermédia da zona colapsada.

Os modelos bidimensionais foram calibrados de acordo com os resultados do modelo tridimensional, assim como com as medidas de convergência registradas durante a construção, isto é, o modelo 2D parte das condições geotécnicas que foram definidas mediante o modelo 3D, de tal forma que reproduzissem de maneira adequada tanto o mecanismo de colapso como o comportamento deformacional do túnel. Também é importante mencionar que os modelos 2D têm uma resposta diferente aos modelos 3D e que para reproduzir as mesmas respostas é necessário um processo de calibração.

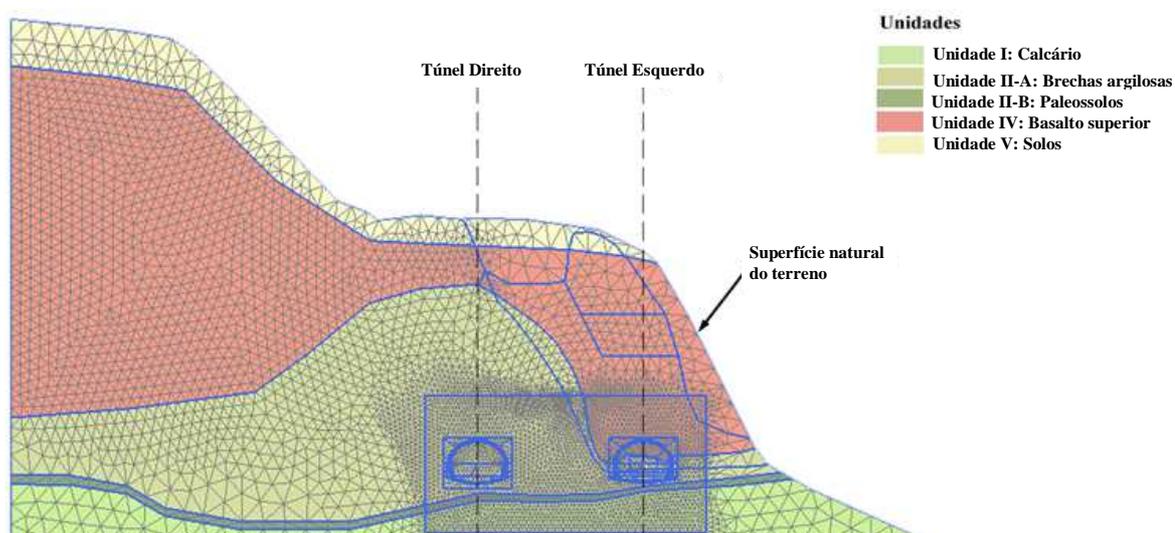


Figura 3.37 – Malha de elementos finitos na seção k654+560 para o estado original (CONSULTEC, 2013a).

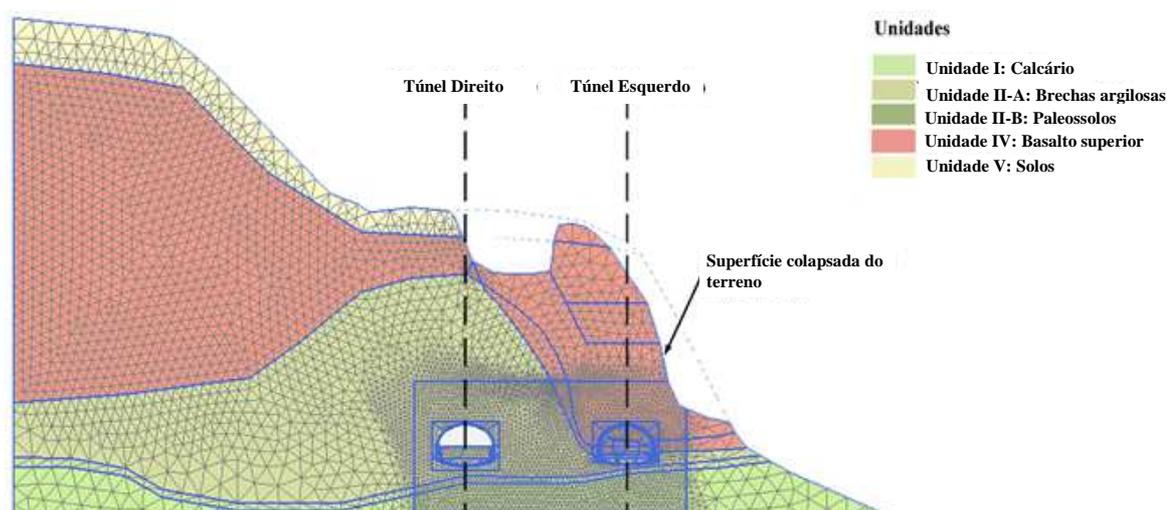


Figura 3.38 – Malha de elementos finitos na seção k654+560 para o estado após colapso (CONSULTEC, 2013a).

A calibração do modelo 2D realizou-se ajustando dois conjuntos de dados: o primeiro corresponde ao valor dos parâmetros de resistência e deformabilidade do terreno de modo que se gerassem campos de deslocamentos similares aos que se obtêm com o modelo 3D; o segundo consiste em ajustar os valores do multiplicador Σ -*Mstage* (ferramenta incluída no programa PLAXIS) que controla a percentagem de redistribuição de esforços para cada etapa de cálculo. Com este multiplicador é possível dividir um ciclo completo de escavação-suporte-endurecimento do betão tal que a geração de um novo estado de tensões equilibrado se distribuisse num tempo equivalente ao de um modelo 3D ou ao real. Determinou-se uma lei de relaxamento do maciço rochoso baseada nas convergências instrumentadas e relacionou-se com o processo de endurecimento do betão projetado.

Nas simulações por elementos finitos implementaram-se diferentes etapas de relaxamento do terreno e de endurecimento do betão projetado, conjuntamente com ajustes em alguns parâmetros mecânicos das rochas e das argilas diretamente envolvidas no mecanismo do colapso. Para isso utilizou-se o modelo constitutivo *Jointed Rock Model* disponível no programa PLAXIS para representar a natureza anisotrópica dos basaltos colunares, já que se se considerasse um modelo contínuo e isotrópico, a debilidade da zona argilosa produzia um colapso generalizado que englobava os dois túneis, independentemente do valor que se atribui aos estratos argilosos (dentro do intervalo de valores realista dos parâmetros para solos), além de que não representava a realidade do mecanismo de rotura. Assim que para conseguir que o colapso se desenvolvesse em direção à ladeira, envolvendo unicamente o Túnel Esquerdo, foi necessário incluir as propriedades anisotrópicas na unidade de basaltos superiores, idêntico ao realizado no modelo 3D.

Quanto ao ajuste do multiplicador, em seguida descreve-se o processo de calibração introduzido no programa PLAXIS:

- Etapa 0: Criação do estado de tensão inicial com um coeficiente de impulso em repouso, $k_0=0.66$;
- Etapa 1: Escavação da meia seção superior do Túnel Direito para um Σ -*Mstage* = 0.24 (24% do relaxamento total do maciço);
- Etapa 2: Colocação de uma camada de betão projetado de 15 cm de espessura, com resistência e deformabilidade próprias de uma idade de 1 dia e colocação das cambotas TH-29; Σ -*Mstage* = 0.43;
- Etapa 3: Ajuste de propriedades do betão projetado para uma idade de 3 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.58;
- Etapa 4: Ajuste de propriedades do betão projetado para uma idade de 5 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.65;
- Etapa 5: Ajuste de propriedades do betão projetado para uma idade de 14 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.75;
- Etapa 6: Ajuste de propriedades do betão projetado para uma idade de 28 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.89;
- Etapa 7: Conclusão do processo de relaxamento com um betão projetado de 28 dias e um Σ -*Mstage* = 1.00.

Os multiplicadores Σ -*Mstage* atribuídos a cada etapa de cálculo obtiveram-se diretamente da simulação 3D, calculando o quociente entre os deslocamentos gerados em cada etapa para as idades do betão projetado especificadas, e o deslocamento final total instrumentado. No gráfico da Figura 3.39 mostram-se as percentagens de relaxamento versus a idade do betão projetado e a distância à frente de escavação obtidas da simulação 3D. Mediante a técnica descrita obtiveram-se os resultados finais de deslocamentos da meia seção superior do Túnel Direito que se aproximam dos determinados no modelo 3D. Na Figura 3.40 mostram-se as calibrações realizadas, donde se conclui que os resultados

dos modelos 2D são similares quantitativa e qualitativamente aos resultados dos modelos 3D. Note-se também que o modelo 3D tinha sido previamente calibrado com a instrumentação de campo (ver Figura 3.22). Com estes resultados considera-se que o modelo 2D se comporta de maneira similar ao modelo 3D. A partir dos parâmetros calibrados prossegue-se com os cálculos do colapso e da escavação da meia seção inferior.

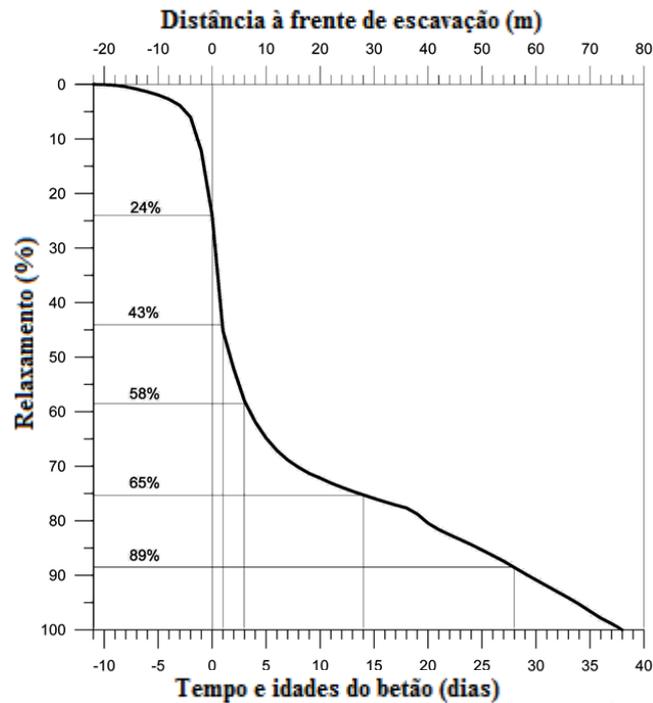


Figura 3.39 – Curva de relaxamento do terreno em função da distância da frente de escavação e do tempo (idades do betão projetado) (CONSULTEC, 2013a).

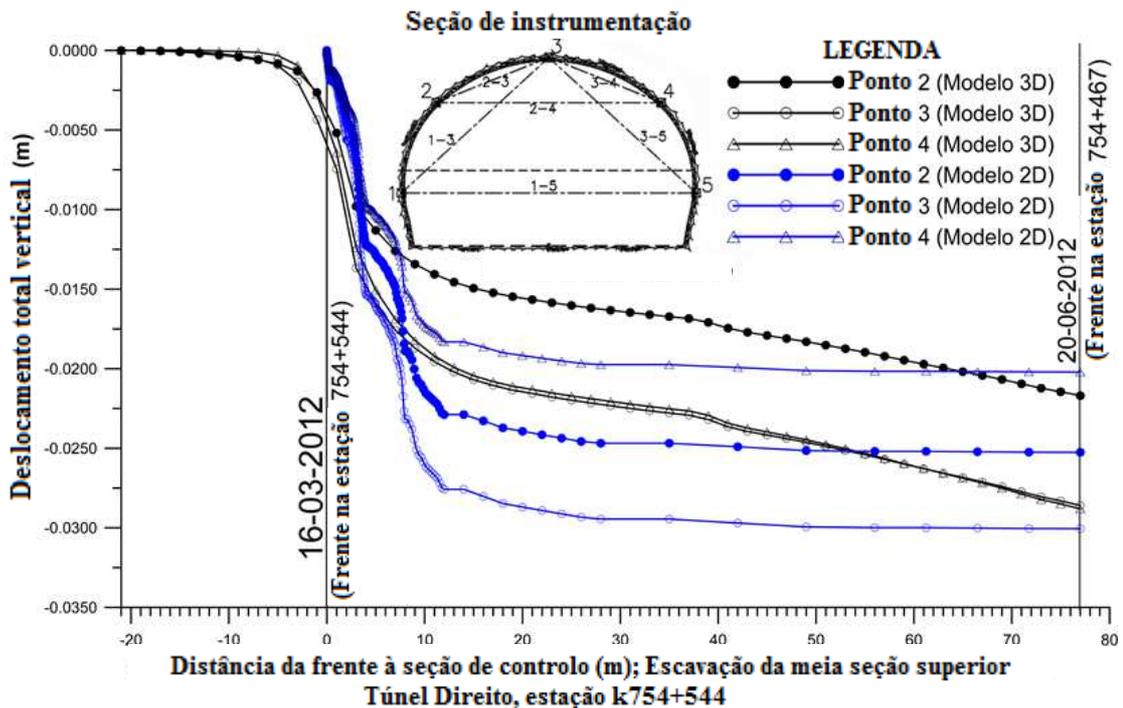


Figura 3.40 – Resultados da calibração do modelo de elementos finitos (2D) com os obtidos do modelo tridimensional (CONSULTEC, 2013a).

Assim, de acordo com as fases de cálculo descritas no capítulo 3.3.5.4, calibrou-se primeiro a resposta deformacional da escavação do Túnel Direito e depois procedeu-se à escavação do Túnel Esquerdo, gerando-se o colapso deste e da ladeira. Para favorecer o mecanismo de rotura e tal como se referiu, foram-se ajustando os parâmetros dos elementos diretamente envolvidos no mecanismo de rotura, o basalto superior (Unidade IV) e as brechas (Unidade II). Mediante exercícios de tentativa e erro procurou-se o valor que proporcionasse o colapso, ou visto de outra maneira, que o fator de segurança do modelo depois da última fase construtiva do Túnel Esquerdo fosse o mais próximo a 1.00. Para a simulação da reconstrução do Túnel Esquerdo realizou-se utilizando a mesma metodologia e os mesmos fatores de relaxamento que para o Túnel Direito. Nas seguintes figuras pode-se ver a simulação do colapso, tanto do Túnel Esquerdo como o da ladeira, reproduzida no mesmo modelo 2D de elementos finitos. A Figura 3.41 mostra os contornos dos deslocamentos para a situação de colapso e a Figura 3.42 mostra o estado de plastificação.

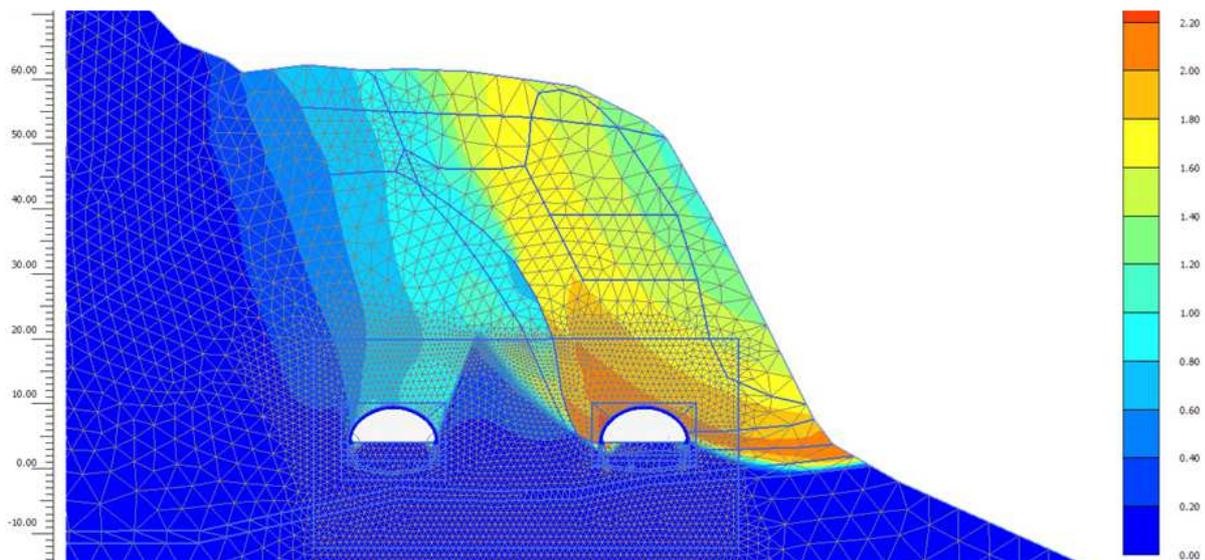


Figura 3.41 – Contornos dos deslocamentos que mostram o mecanismo de colapso (CONSULTEC, 2013a).

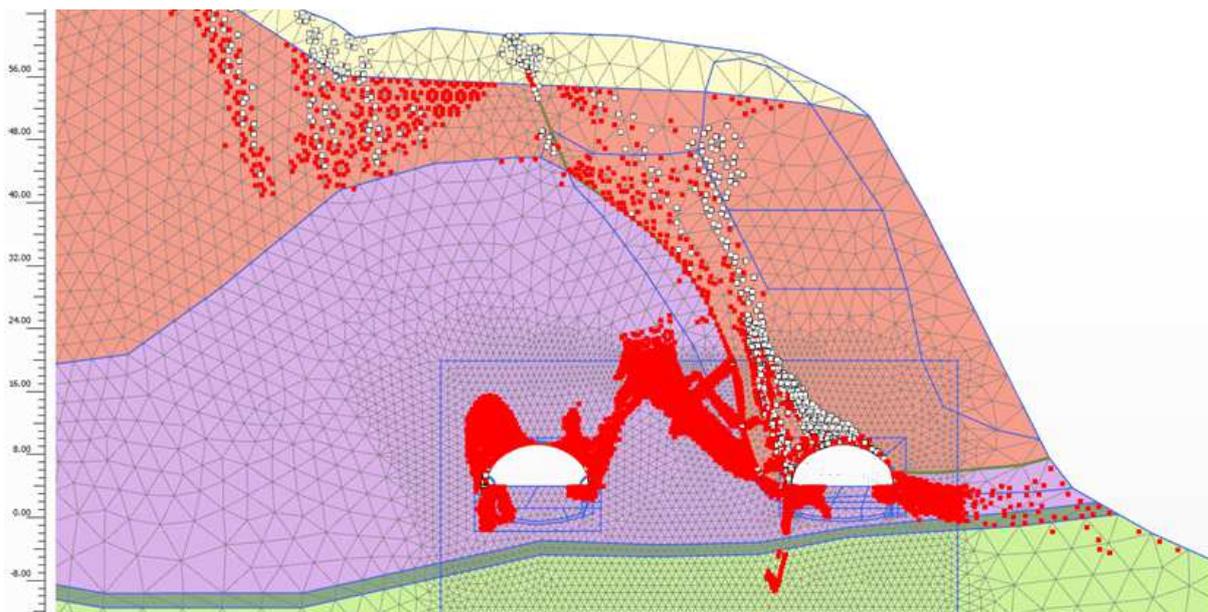


Figura 3.42 – Pontos plásticos no modelo bidimensional de elementos finitos mostrando o colapso do túnel e da ladeira (CONSULTEC, 2013a).

Uma vez reproduzido o cenário de rotura em duas dimensões, o passo seguinte foi o reconfigurar o modelo ajustando-o à situação atual, e simular as escavações subsequentes, de acordo com os novos processos construtivos e reforços propostos, com o fim de realizar os projetos estruturais. Uma vez mais calibraram-se os coeficientes dos elementos para chegar a um fator de segurança o mais próximo de 1.00. Na Figura 3.43 mostra-se o estado de plastificação após o colapso.

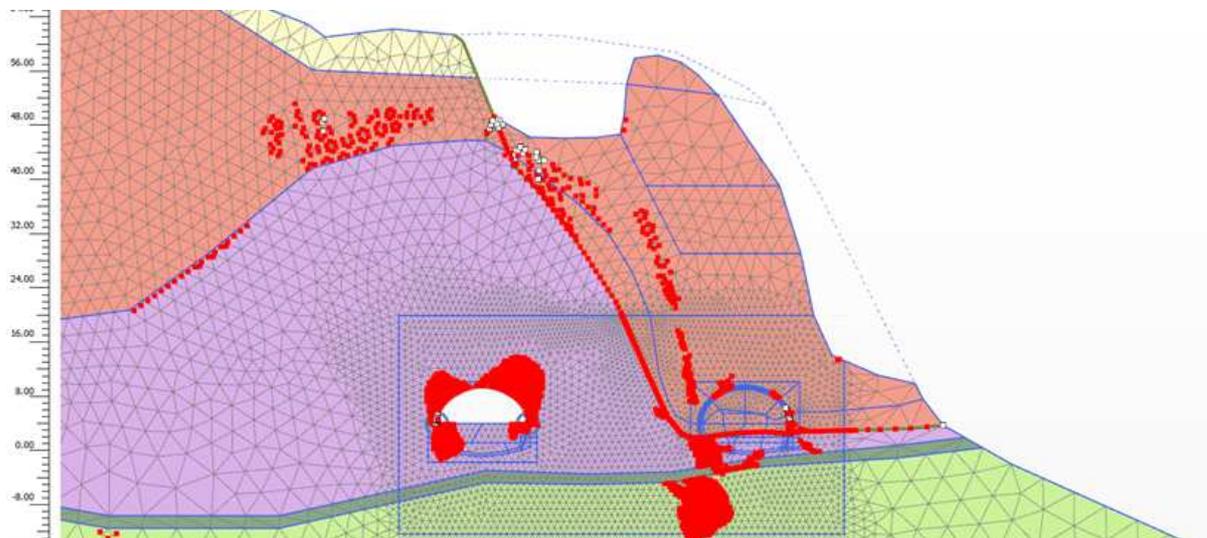


Figura 3.43 – Pontos plásticos no modelo bidimensional de elementos finitos mostrando a reconfiguração do modelo após o colapso do túnel (CONSULTEC, 2013a).

3.3.5.6 Galerias auxiliares – condição geotécnica “E”

A escavação das galerias simulou-se em avanços de 2 m e posterior colocação das cambotas TH e do betão projetado, em toda o comprimento da zona colapsada. O avanço das galerias foi levado a cabo de forma simultânea, isto é, sem desfasamento entre as duas frentes de escavação.

De acordo com as análises, a fase construtiva crítica da solução prevista seria o avanço das galerias laterais, onde se esperavam deslocamentos consideráveis prévios à instalação do suporte. No projeto de reconstrução indicou-se que o avanço devia ser lento, em tramos curtos e reforçando de forma imediata; uma vez fechada a seção, esperava-se que as deformações estabilizassem rapidamente. Nas Figuras 3.44 e 3.45 mostram-se os contornos de deslocamentos horizontais das cambotas e o betão projetado das galerias (intradorso) do lado montanha e do lado ladeira.

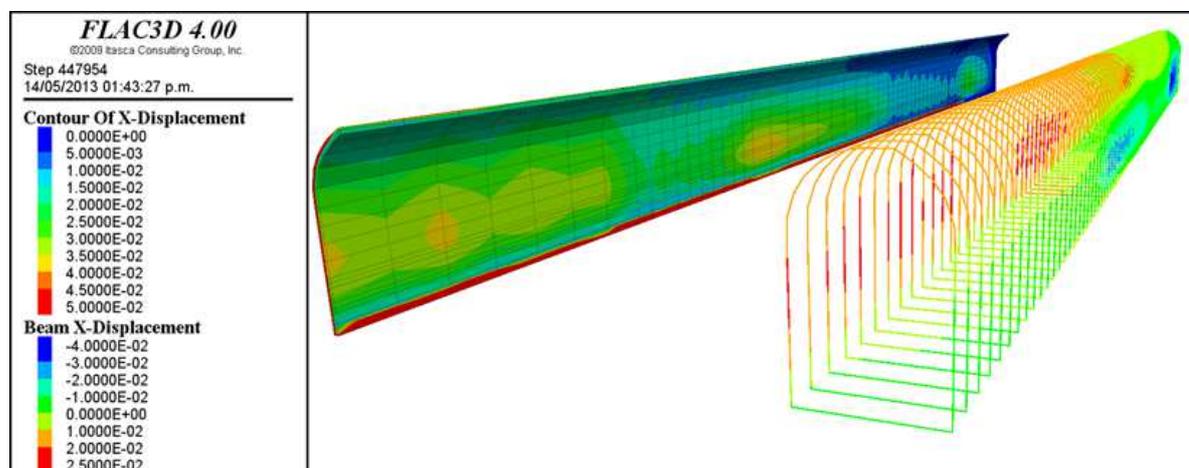


Figura 3.44 – Deslocamentos horizontais na galeria (intradorso) do lado montanha (CONSULTEC, 2013c).

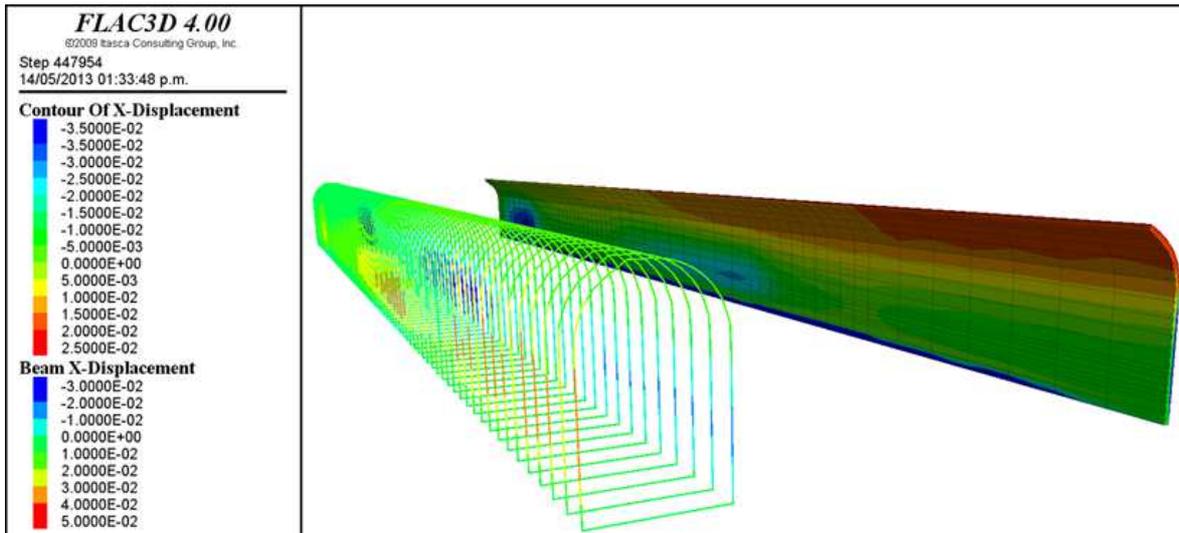


Figura 3.45 – Deslocamentos horizontais na galeria (intradorso) do lado ladeira (CONSULTEC, 2013c).

Considerou-se no modelo numérico uma seção de controlo de convergências correspondente à estação k654+570. Traçou-se graficamente a história de deslocamentos em pontos sobre o extradorso e noutro sobre o intradorso. Considera-se que os deslocamentos no intradorso são os que serão possíveis de medir durante a construção. A Figura 3.46 mostra o historial de deslocamentos para o caso do extradorso da galeria do lado da montanha antes, durante e depois de escavar na estação de controlo k654+570. A Figura 3.47 mostra o mesmo, mas para o caso do intradorso.

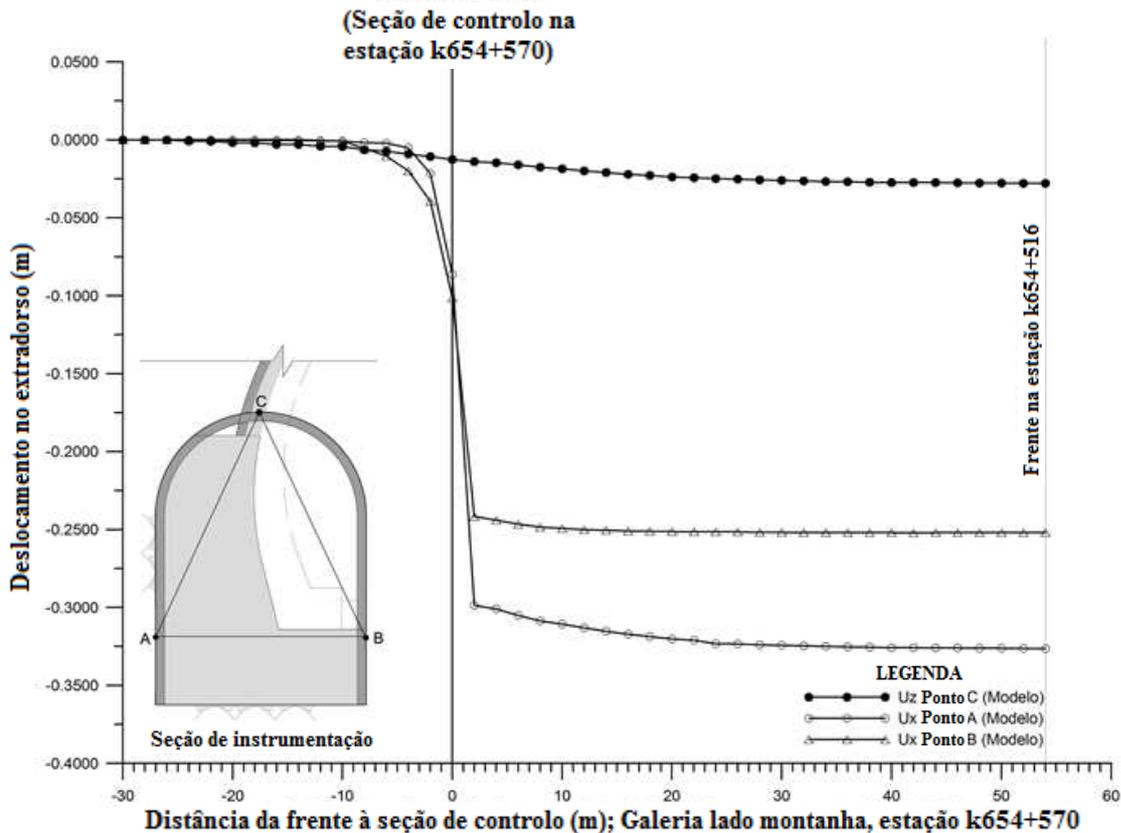


Figura 3.46 – História de deslocamentos modelizados no k654+570, para os pontos situados no extradorso da galeria do lado montanha, em função do avanço da escavação (CONSULTEC, 2013c).

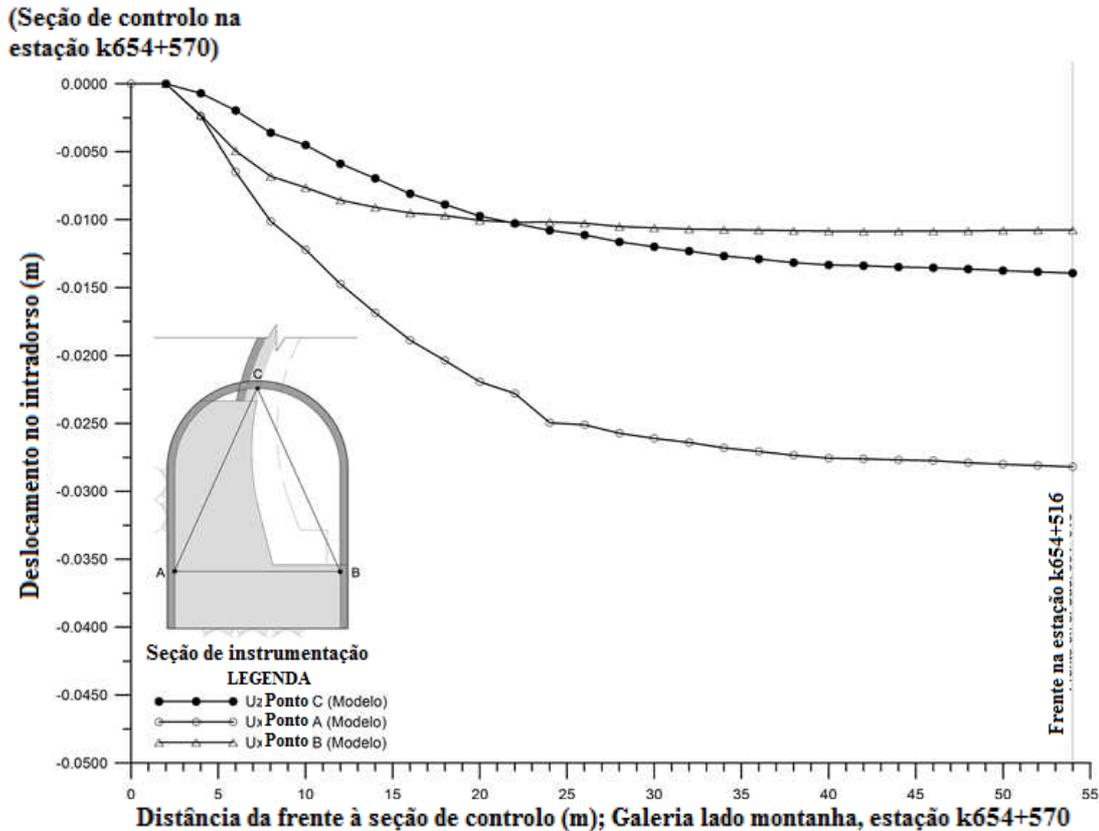


Figura 3.47 – História de deslocamentos modelizados no k654+570, para os pontos situados no intradorso da galeria do lado montanha, em função do avanço da escavação (CONSULTEC, 2013c).

Note-se na figura a maior magnitude dos deslocamentos nos pontos laterais e a rápida estabilização uma vez instalados os elementos de suporte. No entanto, como estas deformações terão lugar durante a escavação não haverá forma possível de as medir e, no caso de ocorrerem, os contornos deformados serão reperfilados pelo próprio equipamento de escavação.

No que toca aos deslocamentos verticais, na Figura 3.48 pode-se ver que na galeria lado montanha produz-se um deslocamento máximo de 11 cm. O resto dos deslocamentos não ultrapassam os 3 cm de deslocamento negativo (levantamento) e em alguns pontos localizados chegam a apresentar-se levantamentos no piso de 15 cm, assinalados na figura.

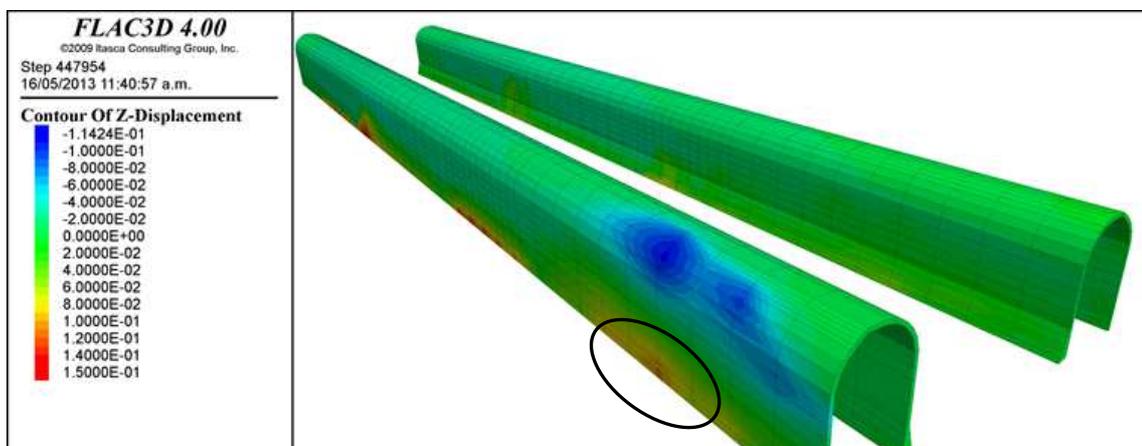


Figura 3.48 – Contornos do deslocamento vertical no extradorso ao final da escavação das galerias (CONSULTEC, 2013c).

3.3.5.7 Meia seção superior – condição geotécnica “E”

A simulação da escavação da meia seção superior levou-se a cabo em avanços curtos (1 m) e posterior colocação das cambotas e betão projetado. Em cada avanço elimina-se a parte das galerias que fica exposta.

Na Figura 3.49 podem observar-se deslocamentos horizontais de magnitude importante no hastel externo da galeria. No entanto, uma vez construídas as sapatas de betão hidráulico todas as pressões do terreno serão absorvidas pela estrutura. Quanto aos deslocamentos verticais, podem ver-se na Figura 3.50 que os máximos situam-se na zona da sapata do lado montanha e não aumentaram respeito aos que se geraram na etapa de escavação das galerias (ver Figura 3.48).

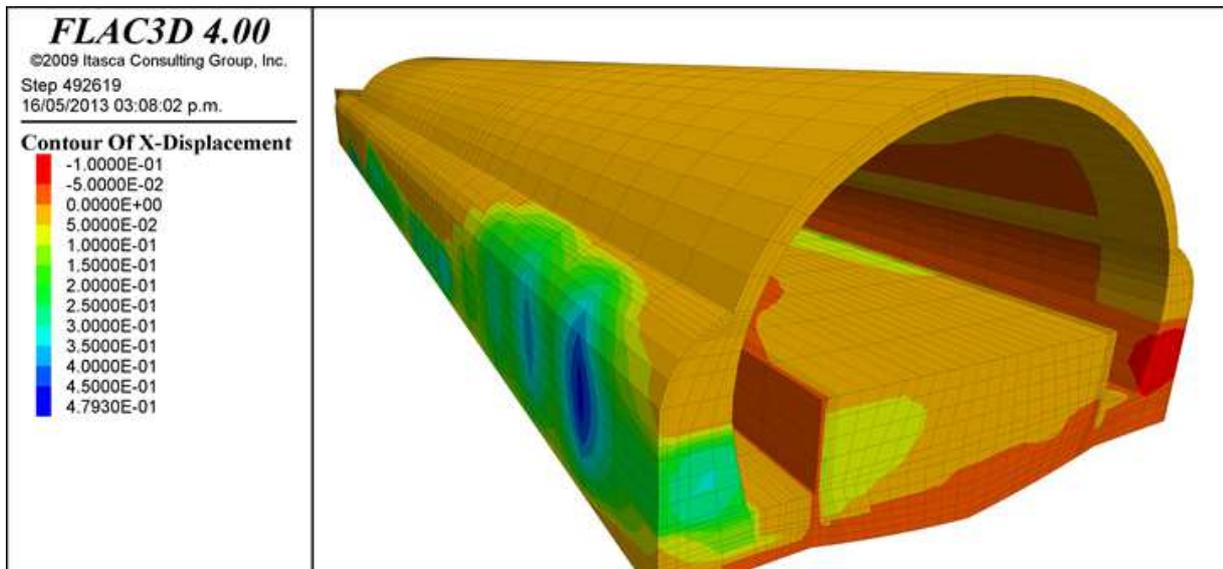


Figura 3.49 – Contornos do deslocamento horizontal ao final da escavação da meia seção superior (CONSULTEC, 2013c).

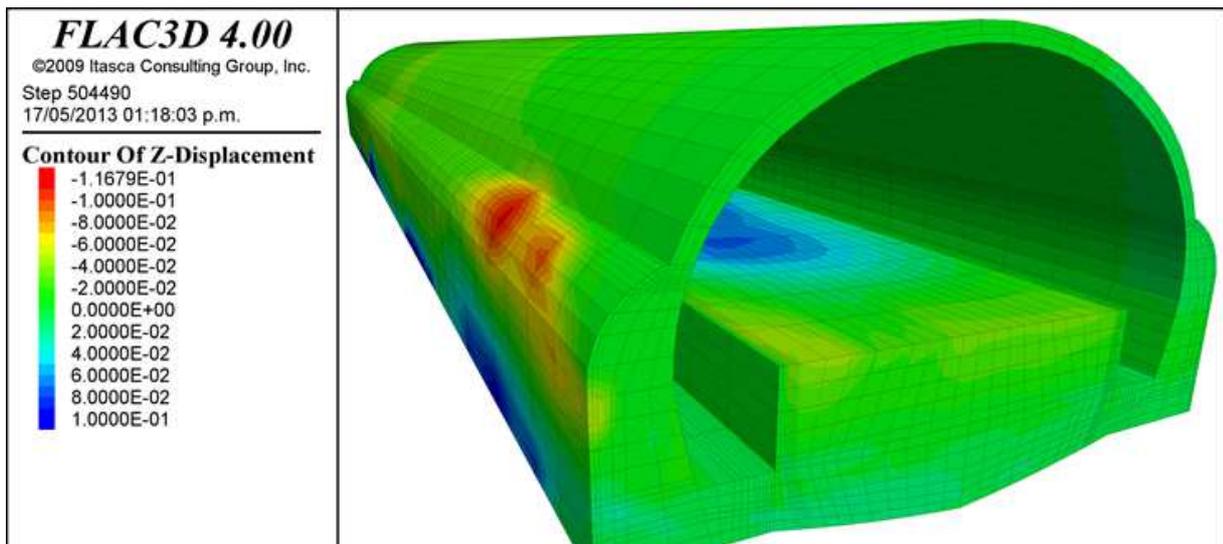


Figura 3.50 – Contornos do deslocamento vertical ao final da escavação da meia seção superior (CONSULTEC, 2013c).

3.3.5.8 Meia seção inferior – condição geotécnica “E”

A simulação da escavação da meia seção superior levou-se a cabo de acordo com o procedimento descrito no capítulo 3.3.5.3, com avanços curtos de 2 m e fecho da soleira a 8 m atrás da escavação da meia seção inferior.

Nas Figuras 3.51 e 3.52 pode-se ver que o estado dos deslocamentos não variou com respeito ao que se tinha alcançado durante a construção da meia seção superior. Isto é devido a que uma vez terminada a abóbada e as sapatas, a estrutura é tão rígida que a perturbação produzida pela escavação da meia seção inferior não afeta o estado deformacional ocorrido até esse momento, digamos que é neste aspeto que reside a vantagem da solução proposta.

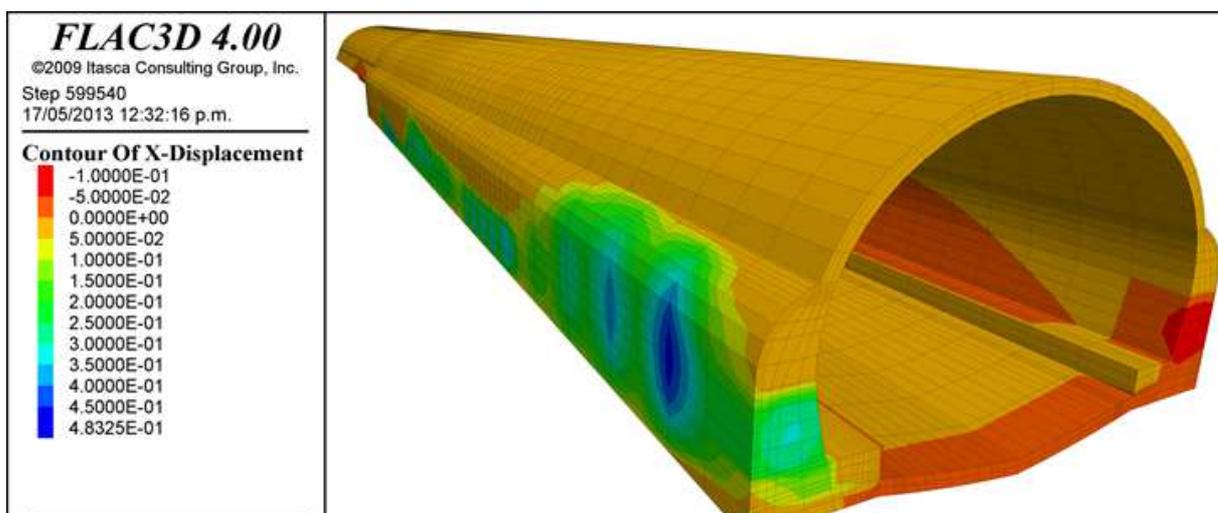


Figura 3.51 – Contornos do deslocamento horizontal ao final da escavação da meia seção inferior (CONSULTEC, 2013c).

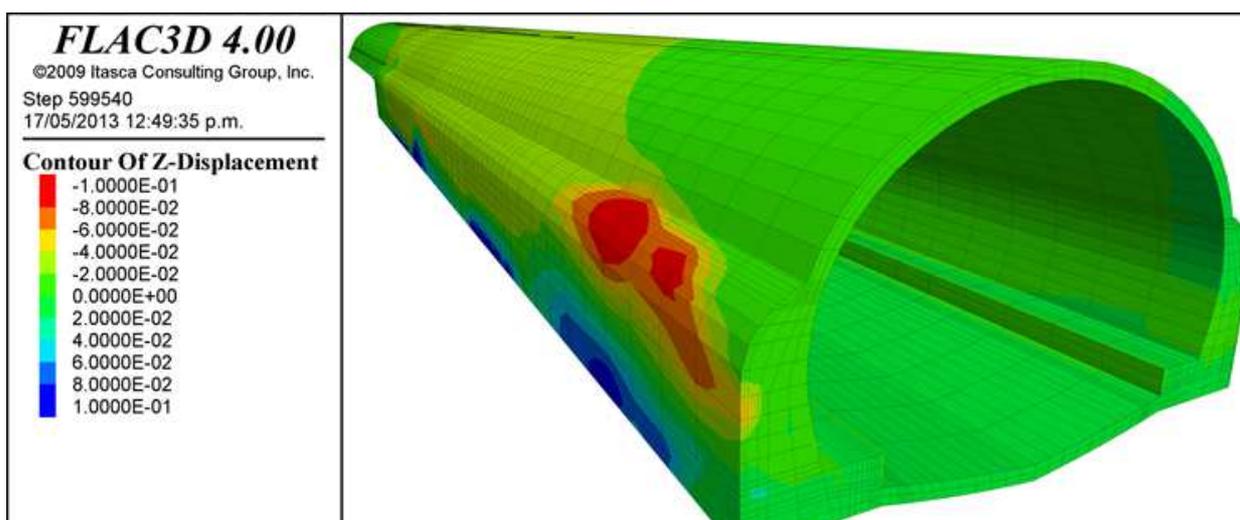


Figura 3.52 – Contornos do deslocamento vertical ao final da escavação da meia seção inferior (CONSULTEC, 2013c).

A Figura 3.53 mostra o comportamento deformacional esperado no intradorso da seção de controle no k654+570, localizado a meio da zona colapsada. Note-se que as deformações esperadas, de acordo com o modelo, deverão ser toleráveis.

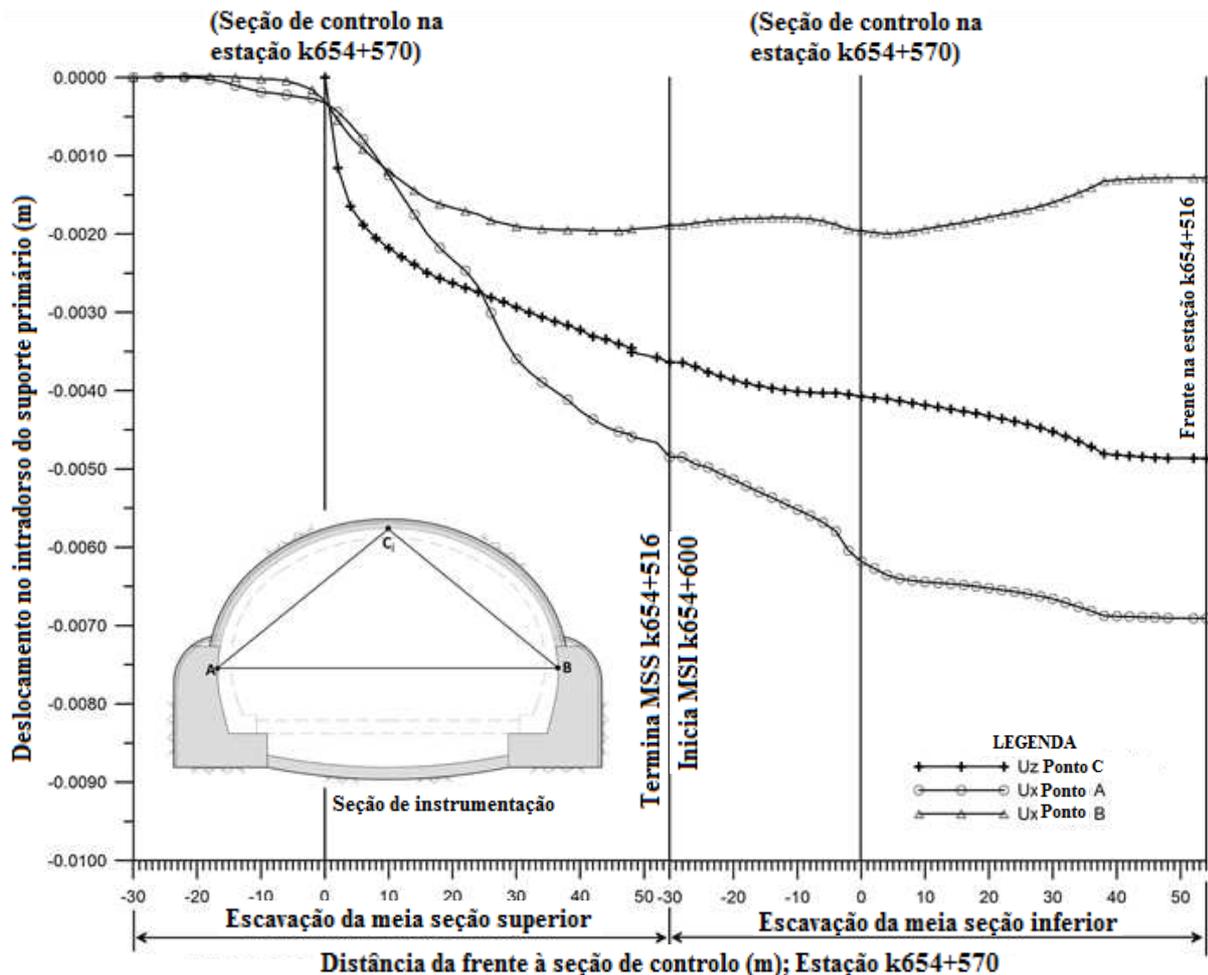


Figura 3.53 – História de deslocamentos modelados para o intradorso do suporte ao longo da reconstrução do Túnel Esquerdo a meio da zona colapsada (k654+570) (CONSULTEC, 2013c).

3.3.5.9 Resposta da instrumentação

Na proposta previu-se que, para o arranque das novas escavações, tanto para a Reparação do Túnel Esquerdo como para a conclusão do Túnel Direito, se contasse com múltiplas seções de medição de convergências. As ditas estações estavam contempladas nos modelos matemáticos e estabeleceu-se a importância de implementar uma monitorização intensiva das deformações durante a construção. No caso de ocorrerem deformações superiores às previstas, seria necessário modificar o processo construtivo e reforçar os elementos de suporte.

Adicionalmente, o modelo incluiu seis inclinómetros virtuais nas posições previstas para inclinómetros reais durante a construção (ver Figuras 3.29 e 3.30). Nas Figuras 3.54, 3.55 e 3.56 mostram-se os gráficos elaborados simulando diferentes etapas construtivas, avanço das galerias, escavação da meia seção superior e inferior. Estes gráficos seriam úteis para comparar e controlar a resposta do maciço rochoso.

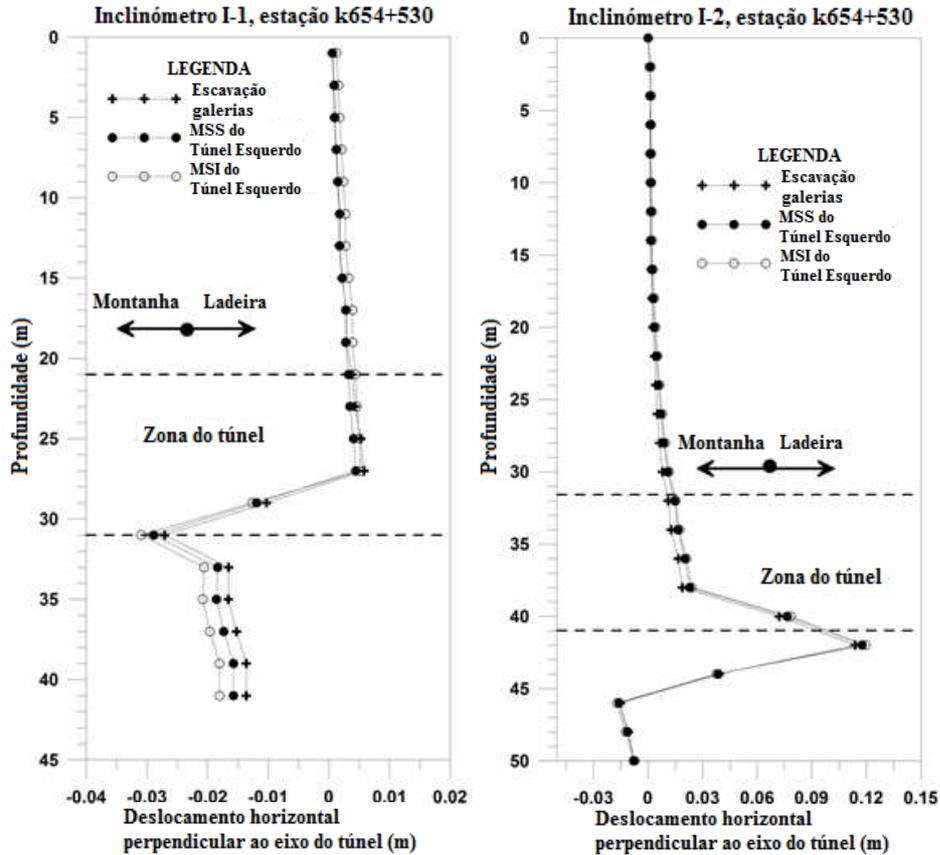


Figura 3.54 – Modelização dos inclinómetros virtuais I-1 e I-2 (CONSULTEC, 2013c).

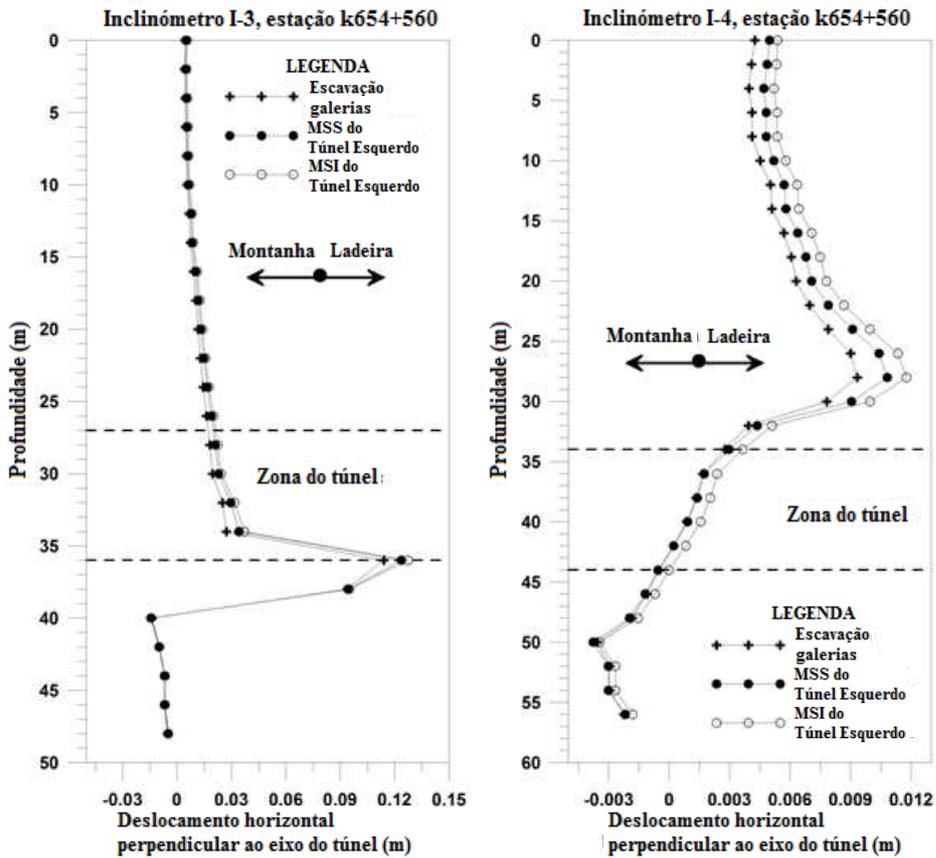


Figura 3.55 – Modelização dos inclinómetros virtuais I-3 e I-4 (CONSULTEC, 2013c).

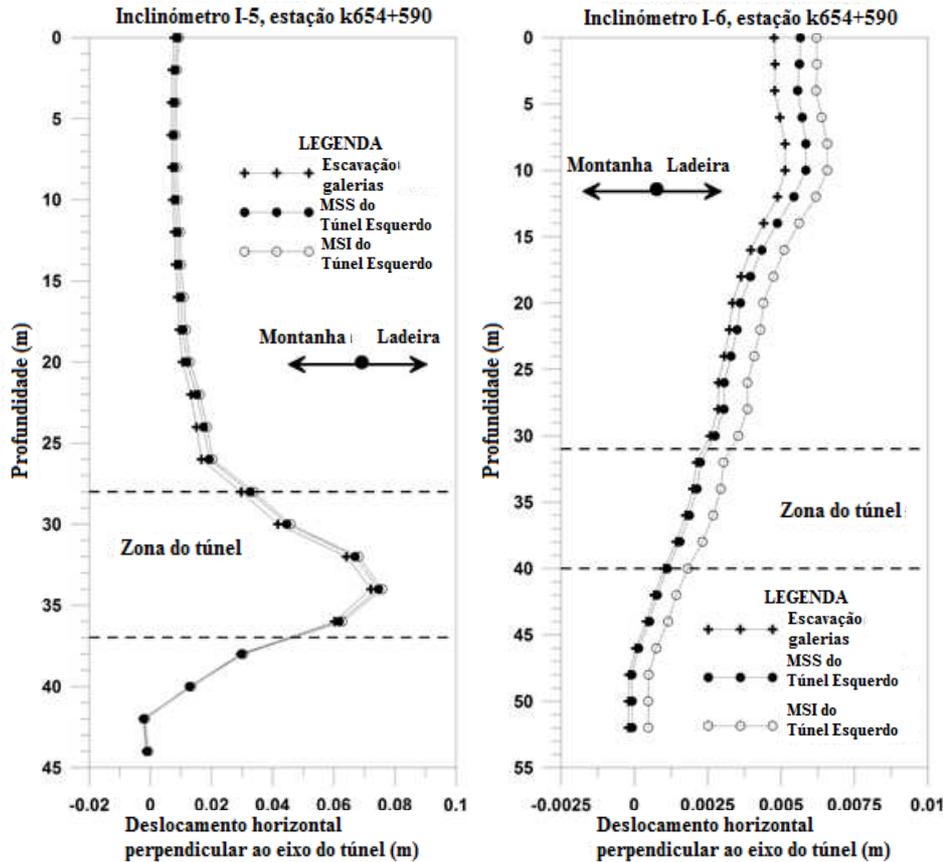


Figura 3.56 – Modelização dos inclinómetros virtuais I-5 e I-6 (CONSULTEC, 2013c)

3.3.5.10 Revestimento definitivo

Para a revisão estrutural do revestimento partiu-se da consideração que, já que este será construído no final das obras, em princípio estará num meio totalmente estável e, portanto não receberá solicitações além do seu peso próprio.

Como toda a estrutura, este revestimento deve ser posto em carga para estudar a sua capacidade de resistência, baseando-se numa hipótese razoável, de acordo com as condições geológicas e geotécnicas existentes.

De acordo com o perfil geológico atual, o Túnel Esquerdo escavar-se-á em quase todo o que falta escavar, numa situação tal que os basaltos se encontrarão na parte alta da meia seção superior e o resto da escavação na unidade de brechas. Assim previu-se uma eventual descompressão dos basaltos favorecida pela fracturação vertical destes, formando blocos potencialmente instáveis (ver Figura 3.57). O fenómeno de descompressão associado à escavação tenderá a abrir os sistemas de descontinuidades e debilitá-los, tendo como consequência direta a diminuição da resistência em zonas próximas do túnel que apresentem estados de esforços críticos. Neste tipo de situações uma aproximação razoável consiste em assumir uma carga na abóbada do túnel que corresponde a um volume estimado de material descomprimido. A interação do revestimento com a massa do terreno considera um envolvimento parcial da estrutura num meio elástico contínuo e o módulo de elasticidade do meio contínuo corresponderá neste caso, ao módulo de deformabilidade das brechas. Nos casos como o que aqui se apresenta, o sistema de suporte primário inclui cambotas e portanto a estrutura simula-se através do conceito de seção composta, como mostram as Figuras 3.58 e 3.59.

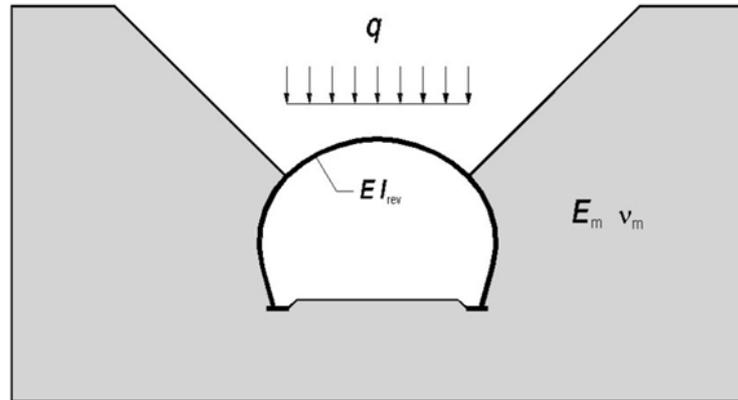


Figura 3.57 – Esquema de análise para cargas por decompressão originadas pelo fracturação da rocha basáltica (CONSULTEC, 2013c).

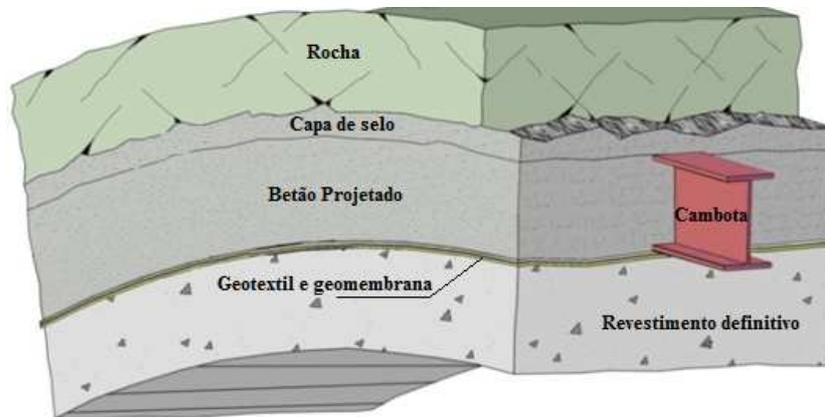


Figura 3.58 – Esquema de uma seção composta (CONSULTEC, 2013c)

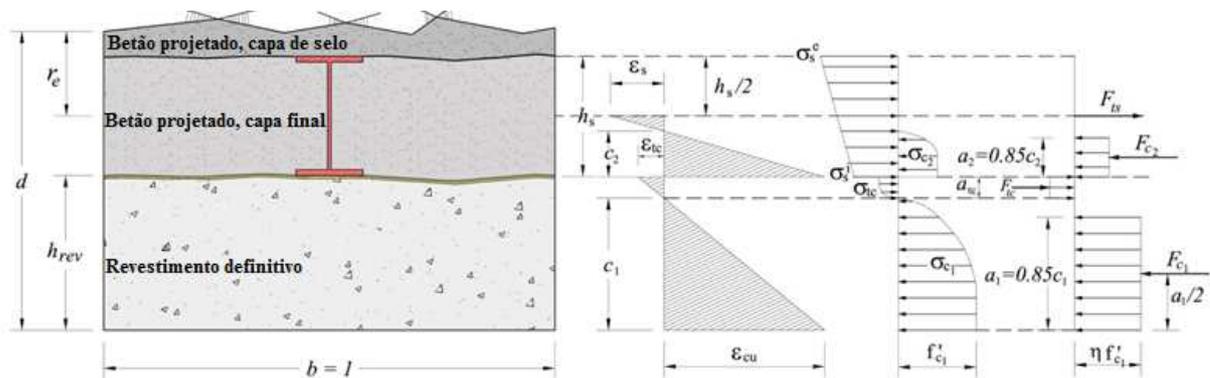


Figura 3.59 – Seção e distribuição de esforços, deformações e forças no estado último de resistência (CONSULTEC, 2013c)

Para simular a seção composta considera-se uma estrutura equivalente formada por duas estruturas (suporte e revestimento) que contribuem cada uma, de acordo com a sua rigidez e capacidade de carga, a suportar pressões e que interatuam com o meio que as confina. No entanto, entre o suporte primário e o revestimento definitivo não se gera transmissão de deformações longitudinais, nem momentos, nem esforços de corte; a única interação entre elas dá-se no sentido perpendicular às superfícies de contato. Isto devido à presença do sistema de impermeabilização, uma vez que se considera desprezável o atrito de contato entre o betão e o referido sistema.

Assim, a análise do revestimento parte necessariamente do conceito de interação terreno-estrutura, uma vez que o desempenho da estrutura estará intimamente ligado à combinação de solicitações de carga e reações do terreno com o qual está em contato. As solicitações partirão da hipótese da descompressão dos blocos de basalto soltos na abóbada, enquanto a interação se expressará segundo o tipo de contato que existirá entre a estrutura e o meio envolvente.

A resposta da estrutura sujeita a pressões de descompressão na abóbada depende muito da rigidez do terreno que o confina. Quanto mais rígido é o terreno, a reação passiva deste sobre a estrutura que tende a deformar-se lateralmente produz esforços axiais de compressão maiores, o que leva a momentos fletores menores. Sucede o contrário quando o terreno é menos rígido.

Como resultado das análises mencionadas conclui-se que o revestimento deve ser armado porque para determinados cenários envolvendo blocos de basalto soltos na abóbada do túnel, pode representar parte do reforço que requer a ladeira para a sua completa estabilidade, uma vez que o papel que desempenhará a armadura de reforço está relacionado com o comportamento a medio e longo prazo do conjunto túneis-terreno-ladeira; na altura do dimensionamento do revestimento definitivo havia apreciável margem de incerteza na influência que teriam os processos de saturação das argilas, a drenagem dos túneis, o nível de estabilidade proporcionado pelas injeções e os trabalhos de recuperação da zona colapsada do Túnel Esquerdo. Igualmente parte da proposta de armar o revestimento e dotar o túnel de uma soleira ligada estruturalmente, surgiu da ideia de que esta estrutura poderá atuar como “chave de corte” ante uma possível tendência de movimento da ladeira, conforme sugerido pelo Eng. Sergio R. Herrera Castañeda, cenário que também foi verificado com os cálculos da estabilidade global da ladeira. Na Figura 3.60 pode ver-se seção armada do revestimento previsto.

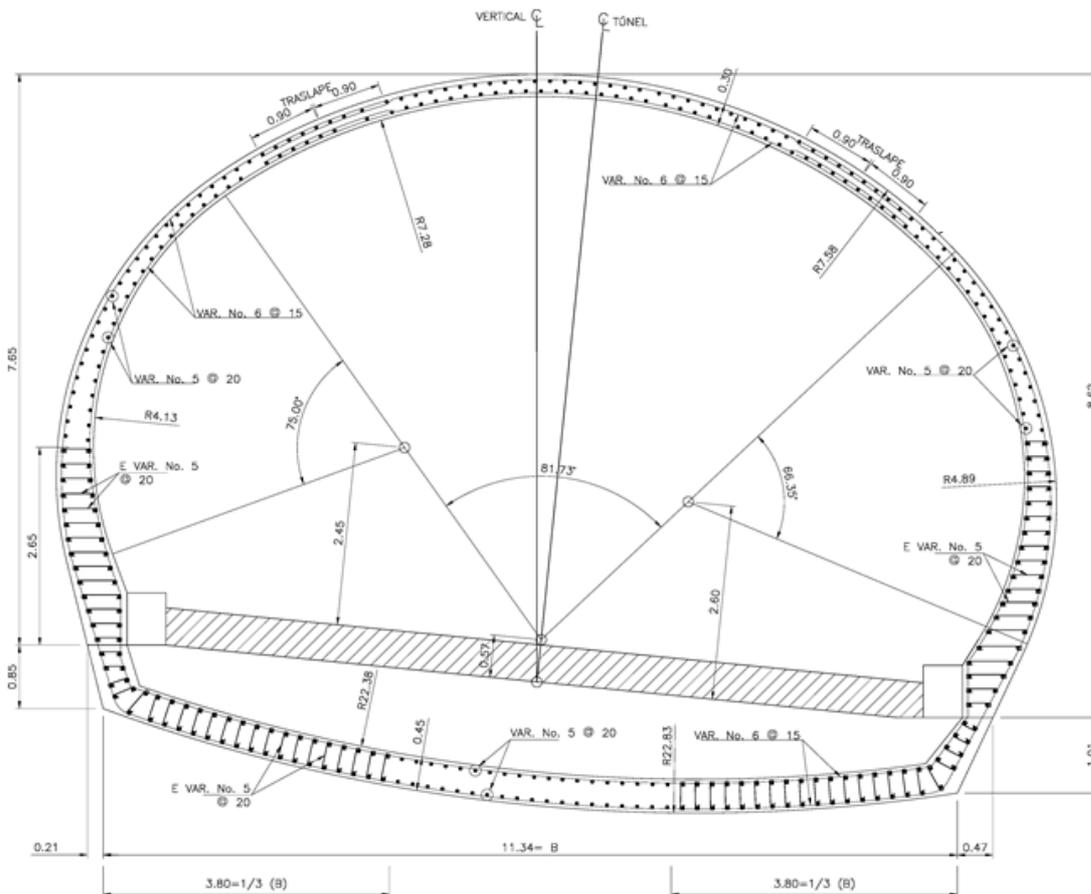


Figura 3.60 – Seção armada do revestimento previsto (CONSULTEC, 2013c)

3.3.5.11 Estabilidade global das obras

Finalmente, realizaram-se análises de estabilidade para diferentes etapas do processo de reconstrução do túnel esquerdo, e verificou-se que com a remoção do material colapsado à superfície para construir a plataforma de injeção, assim como com os procedimentos construtivos e sistemas de suporte propostos, a obra se poderia levar a cabo com uma boa margem de segurança. Na Figura 3.61 mostra-se o mecanismo de colapso potencial ao final das escavações com um fator de segurança de 1.67.

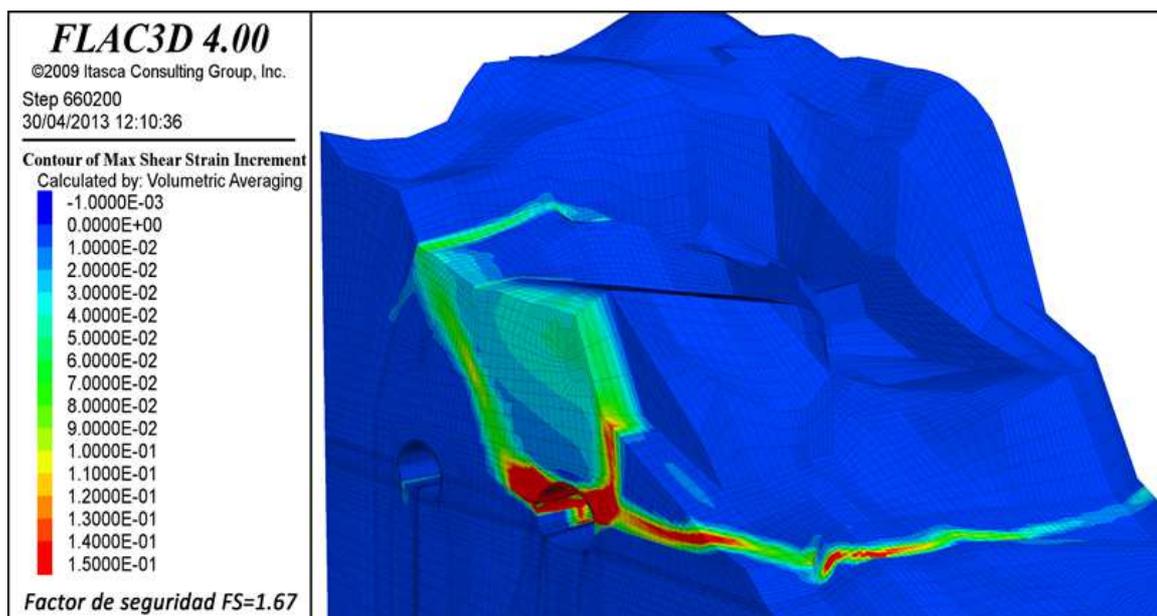


Figura 3.61 – Contornos da deformação incremental distorcional no fim da análise (CONSULTEC, 2013c)

3.3.6 CONCLUSÕES

Através de técnicas avançadas de análise numérica tridimensional e bidimensional foi possível simular com um bom grau de aproximação o comportamento das escavações e o colapso ocorrido no Túnel Xicotepec I Esquerdo.

Apesar de tratar-se de uma massa rochosa muito fracturada, utilizando modelos de meio contínuo equivalente, foi possível determinar as propriedades mecânicas adequadas que culminaram numa série de resultados concordantes com as medições em campo. Assim mesmo, ao utilizar a lei constitutiva para materiais anisotrópicos, foi possível reproduzir o colapso ocorrido de forma real tanto em tempo como em forma, com um grau de aproximação bastante razoável.

Nestes cálculos não se tomou em consideração o efeito das injeções no terreno, já que, em primeiro lugar, resultava extremamente difícil estabelecer *a priori* como ficaria distribuída a calda e em que medida estes tratamentos melhorariam a resistência da rocha. Em segundo lugar, considerou-se que se os procedimentos construtivos eram estáveis sem tomar em conta as injeções do maciço rochoso, a solução seria conservadora, portanto com um maior nível de segurança.

Apartir do modelo calibrado com retroanálises projetaram-se novos procedimentos de escavação e suporte, que se começaram a executar em finais de 2013 e que à data ainda não se concluíram. As respostas do terreno já estão previstas e até agora foi possível verificar em campo algumas delas, mantendo um estreito controlo dos níveis de segurança estabelecidos durante a investigação.

4

SEGUIMENTO DURANTE A FASE DE CONSTRUÇÃO

4.1 PLATAFORMA DE INJEÇÕES

Os trabalhos de recuperação do Túnel Esquerdo começaram como previsto em projeto, pelos trabalhos de injeção (ver capítulo 3.3.5.1) uma vez executada a plataforma por cima da zona colapsada.

Os trabalhos de escavação e remoção de escombros para construção da plataforma realizaram-se nos meses de junho e julho de 2013. As perfurações para as injeções iniciaram-se no dia 15 de julho de 2013 e concluíram-se no dia 21 de outubro de 2013. As Figuras 4.1 e 4.2 mostram uma vista da plataforma durante e depois de concluídos os trabalhos de perfuração e injeção.



Figura 4.1 – Vista da plataforma durante os trabalhos de perfuração e de injeções.



Figura 4.2 – Vista aérea da plataforma posterior à finalização dos trabalhos de injeção.

Na Figura 4.3 pode-se ver uma planta com a localização das 185 perfurações executadas para os trabalhos de injeção. Em parte da plataforma, principalmente na zona localizada do lado Tuxpan, tiveram que executar-se perfurações inclinadas para poder alcançar a zona colapsada envolvendo o Túnel Esquerdo, uma vez que à superfície não foi possível conformar uma plataforma horizontal localizada exatamente por cima da largura correspondente ao Túnel Esquerdo.

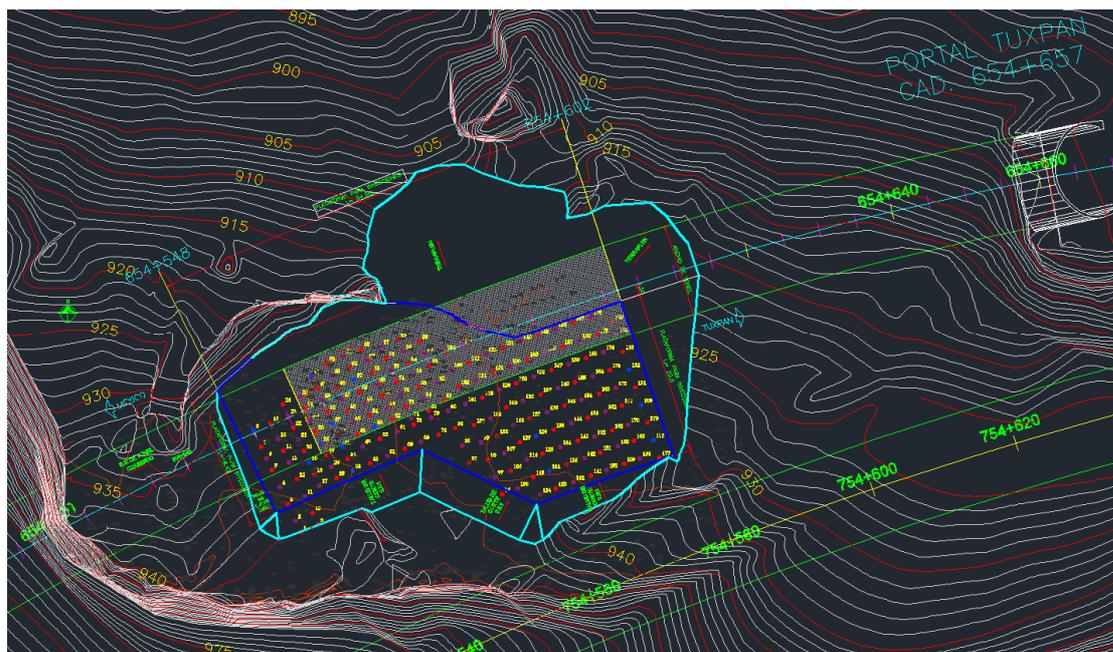


Figura 4.3 – Planta com a localização da plataforma para execução dos trabalhos de perfuração e injeções.

Durante as injeções levou-se um controlo rigoroso das pressões e das admissões de calda no terreno. Mantendo uma pressão constante de 8 kg/cm^2 , conseguiu-se injetar a calda de maneira adequada.

Em seguida se definem os critérios de injeção utilizados (CONNET, 2013):

- Em todas as perfurações injetar-se-á no sentido ascendente em tramos de 1,5 m, num comprimento de 21,5 m, medidos desde o fundo das mesmas, comprimento este que cobre uma altura desde a base do túnel até 10 m por cima do túnel.
- Relações A/C em caldas e A/C/A em argamassa:
 - Calda Tipo 1 – relação A:C (1:1) – caso generalizado da calda de injeção;
 - Calda Tipo 2 – relação A:C (1:2) – caso específico de reinjeções em perfurações com admissões elevadas;
 - Argamassa – relação A:C:A (Areia), 1:1:1.
- Começará a injetar-se a calda correspondente à Calda Tipo 1, salvo se durante a perfuração ficarem referenciadas ou se detetarem vazios de grande magnitude a uma determinada profundidade, em que, nestes casos, deverá injetar-se desde o início com argamassa.
- Como critérios de paragem nos tramos de 1,5m de injeção, fixaram-se os seguintes:
 1. Critério de paragem por pressão – dentro dos 21,5 m a injetar com pressão em cada perfuração, medidos desde o fundo, estabelece-se como pressão máxima à boca de injeção $6-8 \text{ kg/cm}^2$, 7 kg/cm^2 como valor médio, para que a injeção termine num determinado tramo de uma perfuração. Isto é, alcançando-se uma pressão entre $6-8 \text{ kg/cm}^2$ por tramo sem que se tenha alcançado o volume máximo previsto para cada perfuração, passar-se-á à injeção do tramo imediatamente superior.
 2. Alternativas de injeção e volumes máximos na primeira fase de injeção: contemplam-se as seguintes possibilidades:
 - a) Volume máximo de Calda Tipo 1 por tramo de injeção = 2400 l;
 - b) Em caso de se superar o limite em volume estabelecido, proceder-se-á, sem paragem no processo de injeção, à mudança da relação A:C, passando-se a injetar Calda Tipo 2, (A:C = 1:2), até um volume máximo de 1500 l, se antes não se alcançou a pressão máxima definida.
 - c) Se com os volumes injetados em a) e b), que somam um total de 3900 l/tramo de 1,5 m, não se conseguir alcançar a pressão de paragem, realizar-se-á um dos dois procedimentos seguintes:
 - Proceder-se-á à injeção de argamassa.
 - Abandonar-se-á a perfuração nesta primeira fase de injeção e novamente se reinjetará quando a totalidade das perfurações, primárias e secundárias, que o rodeiam estejam injetadas na sua totalidade.
- Definem-se as perfurações perimetrais e internas, do mesmo modo que as primárias e secundárias, por forma a iniciar os trabalhos de injeção pelas perfurações perimetrais e primárias para em seguida passar às secundárias e internas.

Para cada perfuração realizaram-se partes de trabalho, para controlo das perfurações e injeções assim como da quantidade de calda total injetada por cada tramo de cada perfuração. Nos Quadros 4.1 e 4.2 podem-se ver exemplos das partes de controlo dos trabalhos de perfuração e injeção, respetivamente, para a perfuração nº 177.

Em planta, a admissão de calda distribuiu-se de forma quase homogênea com maior percentagem na plataforma do lado Tuxpan (58%) que do lado México (42%) da totalidade da calda injetada.

Em seção transversal, a distribuição da calda concentrou-se na zona correspondente à seção de escavação do túnel. Na Figura 4.4 pode-se ver um mapa de admissões de calda para a seção representativa k654+560 no qual, através de contornos de distintas cores, se indica a quantidade de calda que penetrou no terreno por metro linear.

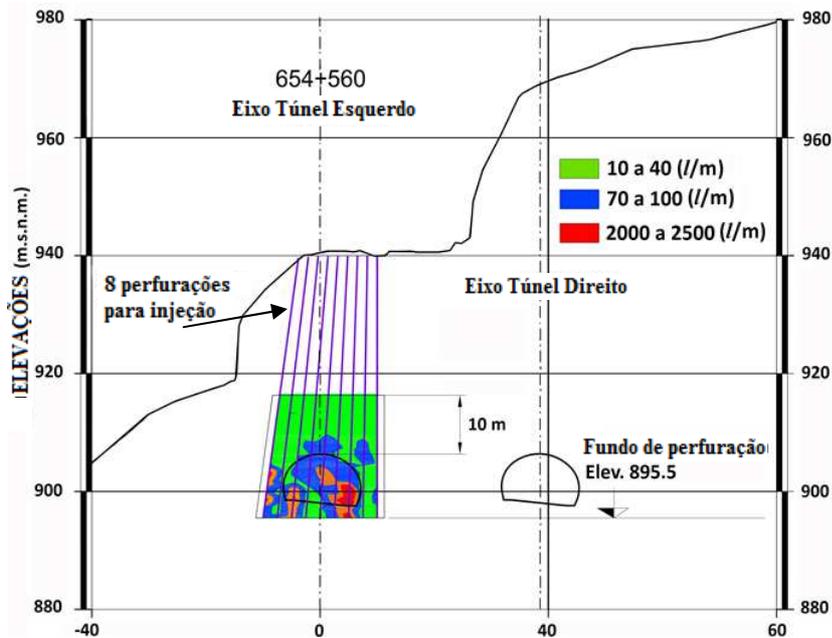


Figura 4.4 – Mapa de admissões de calda das injeções na seção k654+560 (CONSULTEC, 2013f)

4.2 CONSTRUÇÃO DAS GALERIAS LATERAIS

Entre os meses de novembro de 2013 e janeiro de 2014 procedeu-se à execução da totalidade do suporte primário da seção do túnel (seção de avanço e meia seção inferior), desde o Portal Tuxpan até início da zona colapsada, onde começariam as galerias laterais. Os trabalhos de escavação das galerias e a posterior betonagem dos muros-sapata prolongaram-se até ao mês de maio de 2014. Na Figura 4.5 pode ver-se a forma das galerias numa etapa inicial da sua escavação.



Figura 4.5 – Vista das galerias laterais ao início da sua construção.

Na Figura 4.6 mostra-se um detalhe da zona da abóbada da galeria esquerda em que podem ver-se restos do túnel original (cambotas e enfilagens). Durante os avanços das galerias verificou-se que a campanha de injeções atingiu os objetivos propostos inicialmente.



Figura 4.6 – Detalhe da abóbada da galeria lateral esquerda.

Os trabalhos de escavação e suporte da galeria esquerda (lado ladeira) terminaram dia 13 de abril de 2014, enquanto que os da galeria direita (lado montanha) terminaram dia 1 de maio de 2014. Na Figura 4.7 mostram-se as galerias terminadas já betonadas e instrumentadas.



Figura 4.7 – Vista das galerias laterais terminadas.

4.3 INSTRUMENTAÇÃO

Durante a construção das galerias levou-se a cabo uma rigorosa campanha de instrumentação mediante estações de convergências e inclinómetros (ver capítulo 3.3.5.2).

Quanto às medições de convergência nenhuma seção mostrou sinais de movimento importantes. Os resultados medidos alcançaram magnitudes consideravelmente menores do que as previstas pelo cálculo. A razão principal, seguramente, é que o modelo, por razões de incerteza e para se manter do lado da segurança, não considerou a injeção do maciço rochoso e por tanto as análises realizaram-se com parâmetros mecânicos conservadores na zona colapsada.

No caso dos inclinómetros, nas Figuras 4.8 e 4.9 pode-se ver a localização, em planta e em seção transversal respetivamente, dos 6 inclinómetros previstos em projeto com ligeiros ajustes na localização original, por impossibilidades de acesso aos locais onde foram previstos inicialmente.

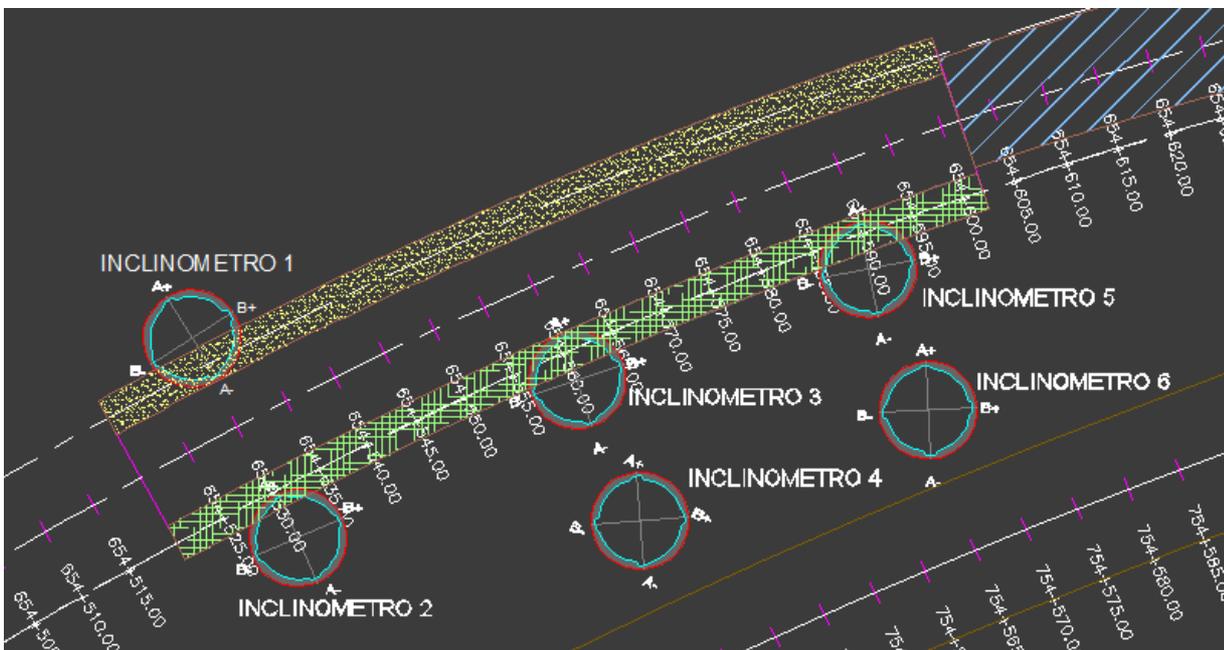
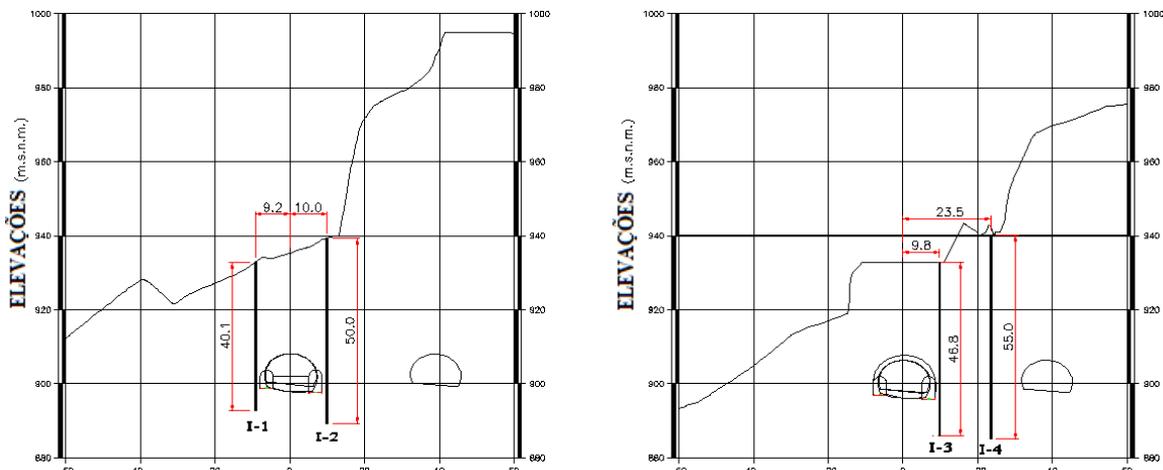


Figura 4.8 – Planta com a localização das galerias laterais executadas e dos inclinómetros executados para instrumentação do comportamento da zona colapsada.



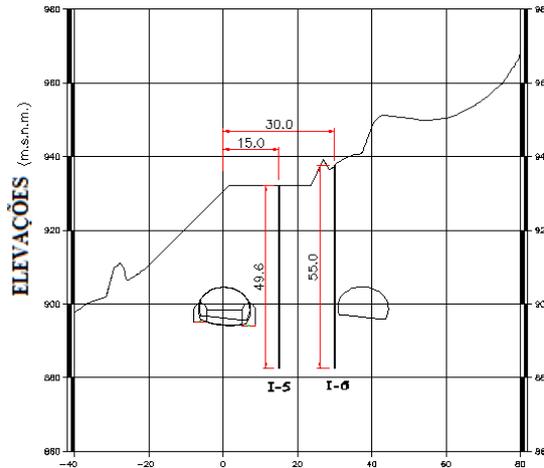


Figura 4.9 – Seções transversais pelas estações k654+530, k654+560 e k654+590 com a localização dos inclinômetros (I-1; I-2), (I-3; I-4) e (I-5; I-6), respectivamente.

Apesar dos inclinômetros mostrarem, tal como as convergências, valores de deslocamento menores do que os previstos, têm uma ordem de magnitude muito similar, especialmente aqueles que se encontram localizados fora da zona injetada.

Na Figura 4.10 mostra-se a comparação dos movimentos nos inclinômetros calculados e medidos nos dispositivos I-1 (k654+530) e I-4 (k654+560).

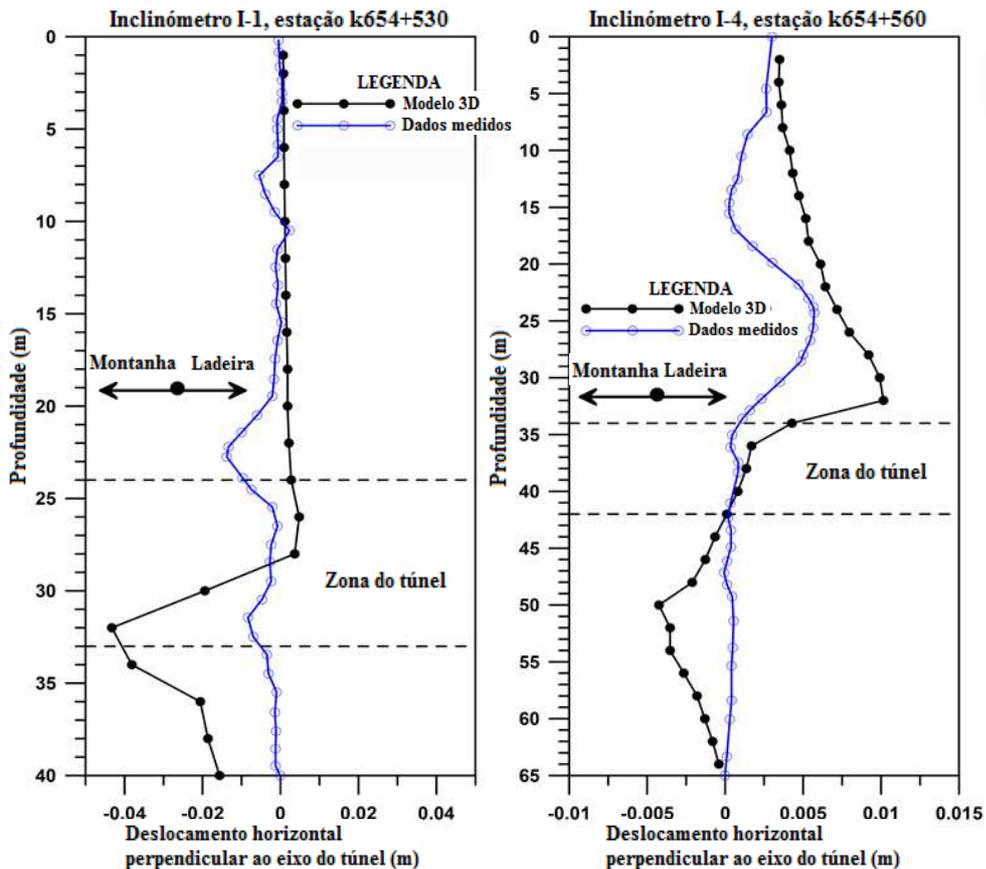


Figura 4.10 – Comparação do comportamento esperado e o medido nos inclinômetros I-1 e I-4 com o avanço da escavação das galerias laterais (Sánchez, Suárez Fino, & Macedo Correia, 2013)

4.4 FASE CONSTRUTIVA ATUAL

Atualmente os trabalhos do Túnel Esquerdo encontram-se suspensos no avanço que mostra a Figura 4.11, no entanto, viabilizou-se a abertura da autoestrada ao tráfego em setembro de 2014, considerando dois sentidos de circulação no Túnel Direito até que se termine de construir o Túnel Esquerdo, o que originou que se reduzisse consideravelmente a velocidade de projeto no momento dos veículos cruzarem em ambos os sentidos o Túnel Direito.

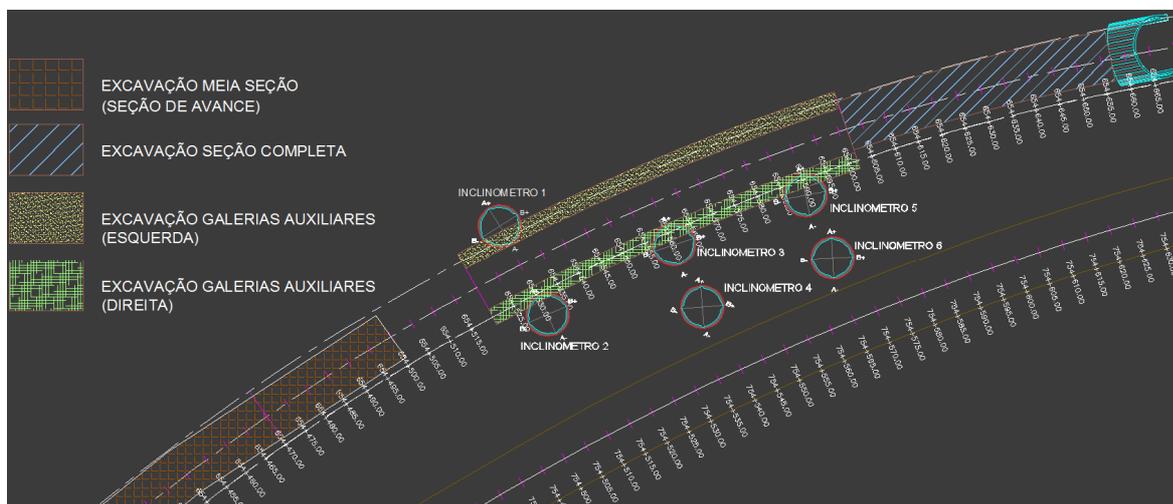


Figura 4.11 – Planta com o avanço atual dos trabalhos no Túnel Esquerdo.

Em seguida divide-se o Túnel Esquerdo nas seguintes 3 zonas de acordo com o avanço dos trabalhos:

- 1) Zona 1: Desde Portal México até à zona colapsada
Terminaram-se os trabalhos de escavação e suporte ao nível da meia seção superior. Pararam-se os trabalhos 20 m antes do início das galerias laterais da zona colapsada.
- 2) Zona 2: Zona colapsada
Terminaram-se os trabalhos de escavação, suporte e betonagem das galerias laterais.
- 3) Zona 3: Desde a zona colapsada até ao Portal Tuxpan
Terminaram-se os trabalhos de escavação e suporte da seção completa do túnel.

A zona 3 não sugere estudos adicionais, porque se encontra terminada ao nível de escavação e suporte da seção completa do túnel, além de que se localiza totalmente no estrato de rocha calcária originalmente previsto, evidenciando um bom comportamento geológico.

Quanto às zonas 1 e 2 faltam executar importantes fases construtivas, porque devido às desfavoráveis condições geotécnicas nos tramos em que o túnel atravessa as unidades argilosas, os eventos críticos de construção resultarão sempre durante as escavações da meia seção inferior, e quando ainda não se colocaram os suportes primários; no entanto, tais avanços foram projetados para serem curtos e os suportes especificaram-se suficientemente rígidos, de tal forma que a estrutura seja capaz de absorver a deformação remanescente resultante do processo de redistribuição de esforços.

Por outro lado, no modelo tridimensional utilizado para a zona 2, intencionalmente não se simulou o melhoramento da zona colapsada pelos trabalhos de injeção, principalmente devido a que nessa altura desconhecia-se como ia a resultar este processo, relativamente à magnitude da contribuição das injeções relativamente à rigidez do material deslizado e, em termos gerais, à melhora do terreno. Durante a escavação das galerias foi possível comprovar que as injeções cumpriram adequadamente a

sua função e os movimentos que se mediram nas galerias estiveram muito aquém do previsto pelo modelo.

Relativamente à zona 1, e de acordo com o avanço dos trabalhos, as brechas vulcânicas e/ou camada de *paleossolo* foram cruzadas em várias ocasiões com a presença simultânea de basaltos colunares na abóbada. Nos referidos setores já construídos ao nível da meia seção superior, os túneis comportaram-se razoavelmente e foram estabilizados com os suportes previstos em projeto sem maiores problemas. Pode-se deduzir que toda esta zona se localiza numa condição geológica de maior estabilidade, uma vez que a cobertura por encima da abóbada do túnel, na parte central do traçado, é da ordem de 7 diâmetros, o que permite que os esforços originados pela escavação do túnel possam redistribuir-se às partes inferiores originando fatores de segurança adequados para a fase de escavação e suporte, isto é, deslocamentos dentro dos limites admissíveis. Cabe mencionar que a escavação do túnel ainda não terminou e por isso é importante controlar o comportamento do túnel durante a fase de escavação e suporte da meia seção inferior, tal como se expõe no capítulo seguinte.

4.5 ESTUDOS PARAMÉTRICOS

No modelo numérico realizado, em todos os tramos em que o túnel atravessa as unidades argilosas com a presença simultânea dos basaltos colunares na zona da abóbada, geraram-se deslocamentos de magnitude considerável durante a escavação da meia seção inferior e os cálculos indicaram que durante as referidas fases é quando se tem as condições de estabilidade mais críticas; no entanto, tal e como se especifica nos procedimentos construtivos de projeto, imediatamente depois de cada avanço da meia seção inferior, deve colocar-se um suporte muito rígido nos hasteais, por forma a evitar que os movimentos do terreno continuem.

No projeto elaborado considera-se um revestimento definitivo armado na zona em que estaria presente a Unidade Geotécnica II, correspondente à brecha vulcânica e ao *paleossolo*, sobretudo porque esta abarcaria uma boa parte da seção de escavação, em particular a zona baixa. Dá-se importância ao revestimento definitivo ligado à soleira, ambos armados, porque podem representar parte do reforço que requer a ladeira para a sua completa estabilidade, uma vez que o papel que desempenhará a armadura de reforço está relacionado com o comportamento a médio e longo prazo do conjunto túneis-terreno-ladeira; além da incerteza sobre a influência que teriam os processos de saturação e secagem das argilas e a drenagem dos túneis. Para a zona colapsada, parte da proposta de armar o revestimento definitivo e considerar uma soleira de betão ligada estruturalmente, surgiu da ideia de que o túnel poderá atuar como “chave de corte” ante uma possível tendência ao movimento do terreno, conforme sugerido pelo Eng. Sergio R. Herrera Castañeda, cenário que foi verificado com os cálculos realizados durante os estudos correspondentes ao Túnel Esquerdo e à estabilidade global da ladeira.

De acordo com as investigações realizadas posteriores ao colapso, estimou-se que o Túnel Direito e o setor desde o Portal México até à zona colapsada do Túnel Esquerdo (fora da zona do colapso), não estavam afetados pelo deslizamento de junho de 2012, e portanto encontram-se numa zona de maior estabilidade. Não obstante, foi importante e continuará a ser importante para o que falta executar do Túnel Esquerdo, que o sistema de monitorização proposto se implemente adequadamente para verificar não só os níveis de segurança, mas também para conhecer a resposta do maciço, inclusive à superfície, ante os novos processos de escavação.

Durante as escavações da meia seção superior desde o Portal México até 20 m antes das galerias laterais previstas para a zona colapsada, a geologia mudou ligeiramente em relação à geologia prevista no projeto de recuperação. Perante o exposto faz todo sentido realizar um estudo paramétrico no tramo

que vai desde o Portal México até à zona do colapso (Zona 1), uma vez que na zona colapsada a geologia encontrada com a escavação das galerias não mudou muito em relação à prevista no projeto de recuperação, além de que a solução prevista para esta zona não tem muita margem para mudanças ou otimizações.

4.5.1 NOVO PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Na Figura 4.12 mostra-se o novo perfil geológico-geotécnico do Túnel Esquerdo, atualizado de acordo com a informação obtida dos levantamentos da frente de escavação durante os trabalhos da meia seção superior. Com este novo perfil foi possível atualizar o modelo numérico.

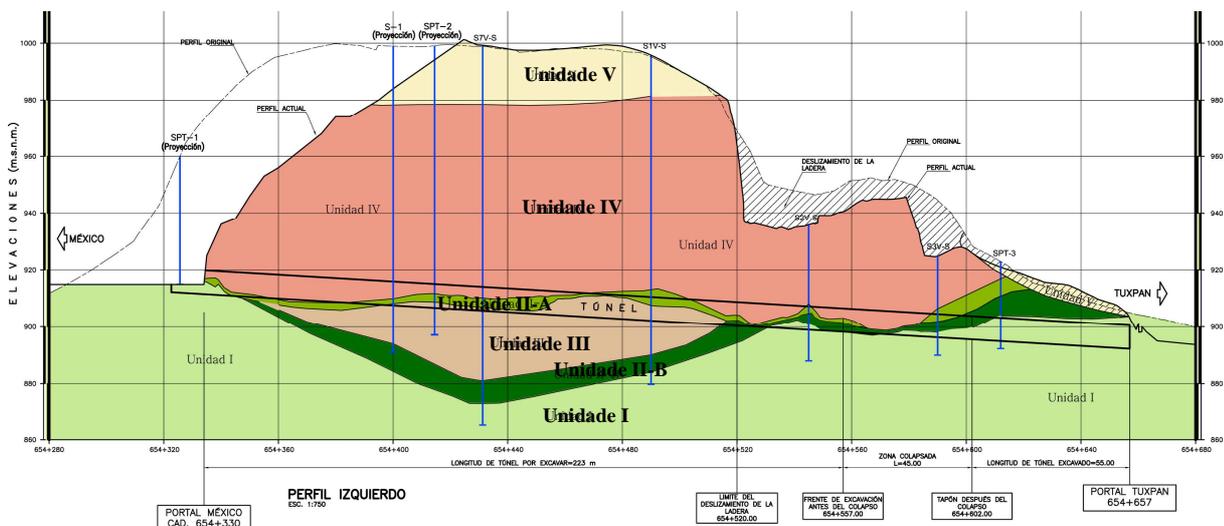


Figura 4.12 – Perfil geológico-geotécnico atualizado do Túnel Esquerdo.

4.5.2 MODELO DE CÁLCULO

Para o modelo de cálculo elegeram-se duas seções: a primeira na estação k654+430 e a segunda na estação k654+490. As razões para esta seleção foram várias: primeiro, porque coincidem com as sondagens S7V, S1V e S4V, realizadas durante a campanha de estudos posteriores ao colapso; segundo, porque os túneis encontram-se numa zona de máxima profundidade e cobertura; terceiro, porque as fichas geotécnicas levantadas durante a construção confirmam que nestas estações se encontram numa condição crítica quanto à escavação de argilas com a presença simultânea de basaltos na abóbada do túnel. Adicionalmente, considerou-se que a seção k654+490 está possivelmente afetada por uma falha pertencente à mesma família que detonou o deslizamento da ladeira em junho de 2012.

A diferença fundamental entre as condições que favoreceram o colapso e as das atuais seções de análise radica na localização da ladeira, onde o maciço de basaltos colunares se encontra num estado de decompressão muito menor e por isso tem uma muito melhor qualidade geotécnica, em comparação com a situação topográfica que tinha o tramo colapsado.

Não obstante, prevalecem as condições de grande contraste de rigidez entre a zona da abóbada e a dos hasteais e a possibilidade de, em época de chuvas, a água se infiltrar através do maciço basáltico muito permeável chegando a saturar as camadas argilosas, mudando o regime de esforços efetivos na base dos túneis e impondo ao sistema uma nova situação de desequilíbrio tensional.

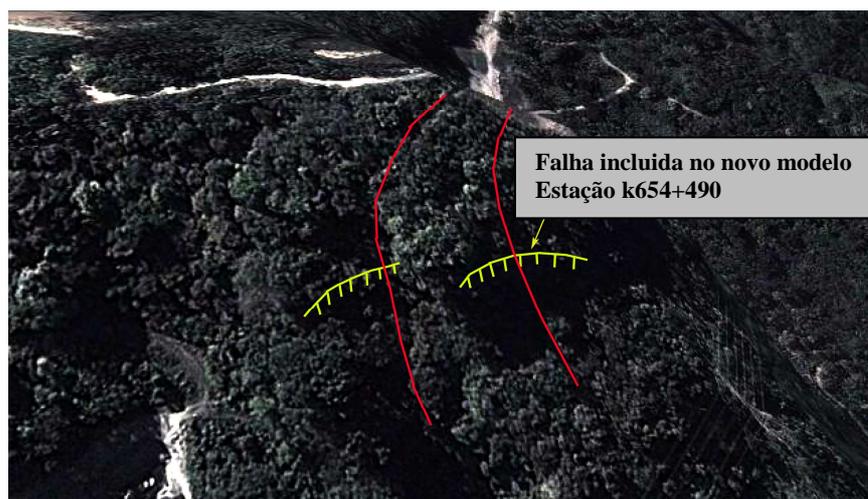


Figura 4.13 – Sistemas principais de falha incluídos no novo modelo (k654+490).

4.5.2.1 Simulação da construção

Utilizando o código PLAXIS, os cálculos consistiram em várias etapas: primeiro simulou-se a construção do Túnel Direito, conforme o que foi a obra e calibraram-se os parâmetros de acordo com os resultados, tanto os instrumentados como os do modelo de detalhe 3D elaborado com o programa FLAC3D; em seguida simulou-se o que já se construiu do Túnel Esquerdo de acordo com as condições atuais.

A sequência de análise partiu da experiência adquirida durante os trabalhos anteriores e das calibrações que se levaram a cabo anteriormente. Para os novos cálculos, a informação proporcionada pelos dados de instrumentação durante a fase de construção, não mostraram tendências que pudessem considerar-se anômalas, nem magnitudes de deformação importantes; assim no novo modelo consideraram-se os deslocamentos dos nós nos contornos dos túneis dentro da magnitude dos deslocamentos medidos, considerando as respectivas diferenças no tempo entre o avanço da escavação, colocação do suporte, colocação da instrumentação e o início das medições.

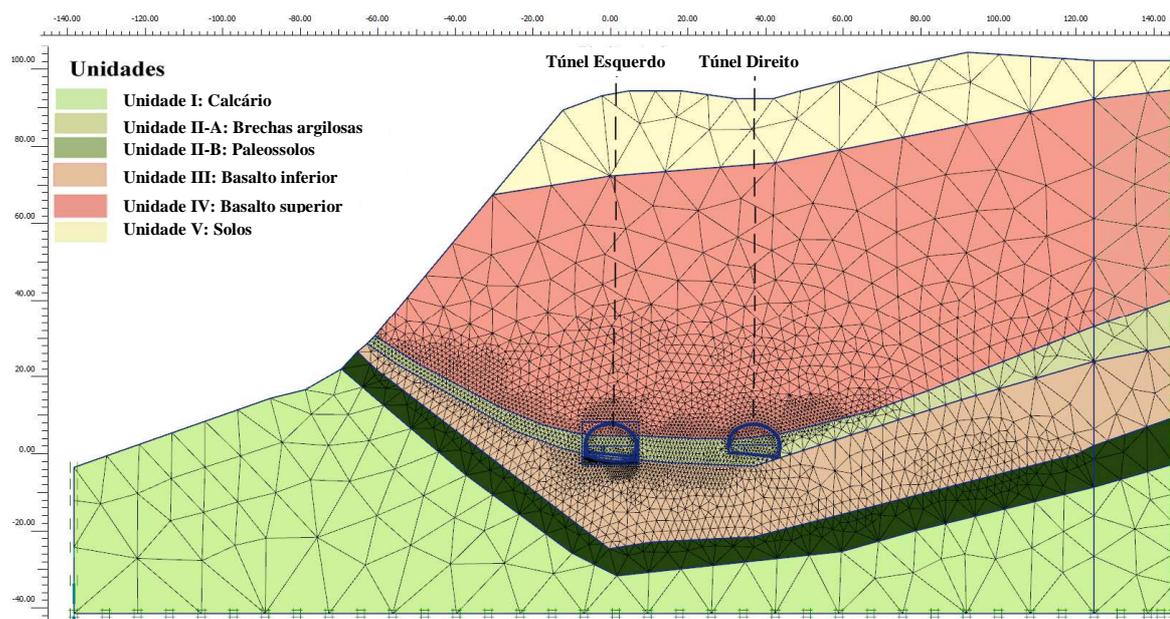


Figura 4.14 – Malha de elementos finitos para a seção estudada k654+430.

Tal como no projeto de recuperação (ver capítulo 3.3.5.5), a calibração do modelo bidimensional realizou-se ajustando dois conjuntos de dados: o primeiro corresponde ao valor dos parâmetros de resistência e deformabilidade do terreno, similares aos determinados mediante análises realizadas no projeto de recuperação (CONSULTEC, 2013a; 3013b); o segundo consiste em ajustar os valores do multiplicador Σ -*Mstage* que controla a percentagem de redistribuição de esforços para cada etapa de cálculo. Com este multiplicador é possível dividir um ciclo completo de escavação-suporte-endurecimento do betão, de forma que a geração de um novo estado de tensões equilibrado se distribua num tempo equivalente ao de um modelo 3D ou ao real.

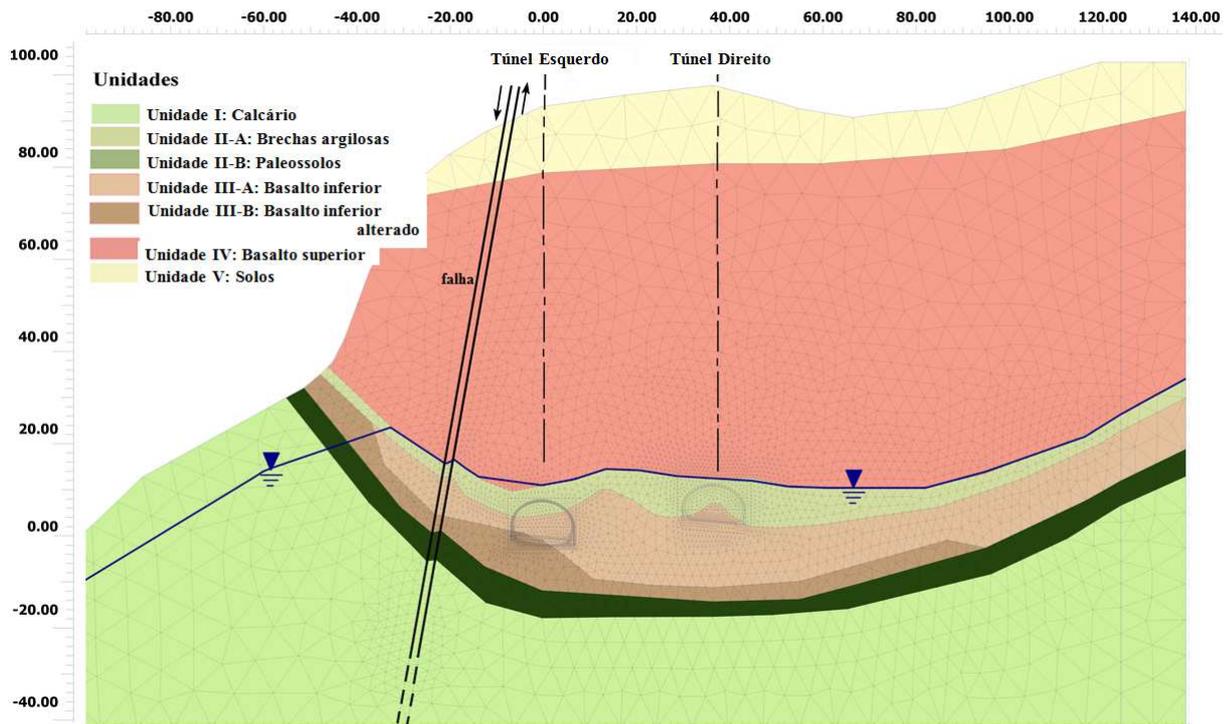


Figura 4.15 – Malha de elementos finitos para a seção estudada k654+490.

Quanto ao ajuste do multiplicador Σ -*Mstage* e à geração das etapas construtivas, descreve-se em seguida o processo completo.

- Etapa 0: Criação do estado de tensão inicial com um coeficiente de impulso em repouso $K_0=0.66$ e considerando um nível freático acima das camadas argilosas.

Túnel Direito

- Etapa 1: Escavação da meia seção superior do Túnel Direito para um Σ -*Mstage* = 0.40, isto é, 40% de relaxamento total do maciço.
- Etapa 2: Colocação de uma camada de betão projetado de 15 cm de espessura, com resistência e deformabilidade próprias de uma idade de 2 dias e colocação da cambota TH-29; Σ -*Mstage* = 0.60; consolidação de 2 dias.

- Etapa 3: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 5 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.80; consolidação de 3 dias.
- Etapa 4: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 14 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.90; consolidação de 9 dias.
- Etapa 5: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 28 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.95; consolidação de 14 dias.
- Etapa 6: Conclusão do processo de relaxamento com um betão de 28 dias e um Σ -*Mstage* = 1.00; consolidação de 30 dias.

- Etapa 7 Escavação da parte direita da meia seção inferior para um Σ -*Mstage* = 0.40, isto é, 40% do relaxamento total do maciço.
- Etapa 8 Colocação de uma camada de betão projetado de 15 cm de espessura, com resistência e deformabilidade próprias de uma idade de 2 dias e colocação do pé da cambota TH-29; Σ -*Mstage* = 0.60; consolidação de 2 dias.
- Etapa 9 Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 5 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.80; consolidação de 3 dias.
- Etapa 10 Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 14 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.90; consolidação de 9 dias.
- Etapa 11 Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 28 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.95; consolidação de 14 dias.
- Etapa 12 Conclusão do processo de relaxamento com um betão de 28 dias e um Σ -*Mstage* = 1.00; consolidação de 30 dias.

- Etapa 13 Escavação da parte esquerda da meia seção inferior para um Σ -*Mstage* = 0.40, isto é, 40% do relaxamento total do maciço.
- Etapa 14 Colocação de uma camada de betão projetado de 15 cm de espessura, com resistência e deformabilidade próprias de uma idade de 2 dias e colocação do pé da cambota TH-29; Σ -*Mstage* = 0.60; consolidação de 2 dias.
- Etapa 15 Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 5 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.80; consolidação de 3 dias.
- Etapa 16 Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 14 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.90; consolidação de 9 dias.
- Etapa 17 Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 28 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -*Mstage* = 0.95; consolidação de 14 dias.
- Etapa 18 Conclusão do processo de relaxamento com um betão de 28 dias e um Σ -*Mstage* = 1.00; consolidação de 30 dias.

- Etapa 19 Colocação do revestimento definitivo e do pavimento do Túnel Direito.
- Etapa 20 Descida do nível freático na envolvente do Túnel Direito.
- Etapa 21 Consolidação 100 dias.

Túnel Esquerdo

- Etapa 1: Escavação da meia seção superior do Túnel Esquerdo para um Σ -*Mstage* = 0.20, isto é, 20% de relaxamento total do maciço.

- Etapa 2: Colocação de uma camada de betão projetado de 15 cm de espessura, com resistência e deformabilidade próprias de uma idade de 1 dia e colocação da cambota IR 254x44.8 kg/m; Σ -Mstage = 0.30; consolidação de 1 dia.
- Etapa 3: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 2 dias; colocação de uma segunda camada de betão projetado de 10 cm de espessura e de idade de 1 dia; utiliza-se um multiplicador Σ -Mstage = 0.60; consolidação de 1 dia.
- Etapa 4: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 5 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -Mstage = 0.80; consolidação de 3 dias.
- Etapa 5: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 14 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -Mstage = 0.90; consolidação de 9 dias.
- Etapa 6: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 28 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -Mstage = 0.95; consolidação de 14 dias.
- Etapa 7: Conclusão do processo de relaxamento com um betão de 28 dias e um Σ -Mstage = 1.00; consolidação de 30 dias.

- Etapa 8: Escavação da parte direita da meia seção inferior para um Σ -Mstage = 0.20, isto é, 20% do relaxamento total do maciço.
- Etapa 9: Colocação de uma camada de betão projetado de 15 cm de espessura, com resistência e deformabilidade próprias de uma idade de 1 dia e colocação do pé da cambota IR 254x44.8 kg/m; Σ -Mstage = 0.30; consolidação de 1 dia.
- Etapa 10: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 2 dias; colocação de uma segunda camada de betão projetado de 10 cm de espessura e de idade de 1 dia; utiliza-se um multiplicador Σ -Mstage = 0.60; consolidação de 1 dia.
- Etapa 11: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 5 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -Mstage = 0.80; consolidação de 3 dias.
- Etapa 12: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 14 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -Mstage = 0.90; consolidação de 9 dias.
- Etapa 13: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 28 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -Mstage = 0.95; consolidação de 14 dias.
- Etapa 14: Conclusão do processo de relaxamento com um betão de 28 dias e um Σ -Mstage = 1.00; consolidação de 30 dias.

- Etapa 15: Escavação da parte esquerda da meia seção inferior para um Σ -Mstage = 0.20, isto é, um 20% do relaxamento total do maciço.
- Etapa 16: Colocação de uma camada de betão projetado de 15 cm de espessura, com resistência e deformabilidade próprias de uma idade de 1 dia e colocação da pata da cambota IR 254x44.8 kg/m; Σ -Mstage = 0.30; consolidação de 1 dia.
- Etapa 17: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 2 dias; colocação de uma segunda camada de betão projetado de 10 cm de espessura e de idade de 1 dia; utiliza-se um multiplicador Σ -Mstage = 0.60; consolidação de 1 dia.
- Etapa 18: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 5 dias; utiliza-se um multiplicador Σ -Mstage = 0.80; consolidação de 3 dias.

- Etapa 19: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 14 dias; utiliza-se um multiplicador $\Sigma\text{-Mstage} = 0.90$; consolidação de 9 dias.
- Etapa 20: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 28 dias; utiliza-se um multiplicador $\Sigma\text{-Mstage} = 0.95$; consolidação de 14 dias.
- Etapa 21: Conclusão do processo de relaxamento com um betão de 28 dias e um $\Sigma\text{-Mstage} = 1.00$; consolidação de 30 dias.

No caso de escavação sem soleira

- Etapa 29 Colocação do revestimento definitivo e do pavimento do Túnel Esquerdo.
- Etapa 30 Descida do nível freático na envolvente do Túnel Esquerdo.
- Etapa 31 Consolidação 100 dias.

No caso de escavação com soleira

- Etapa 22 Escavação para a soleira para um $\Sigma\text{-Mstage} = 0.20$, isto é, 20% do relaxamento total do maciço.
- Etapa 23 Colocação do betão na soleira com resistência e deformabilidade próprias de uma idade de 1 dia; $\Sigma\text{-Mstage} = 0.30$; consolidação de 1 dia.
- Etapa 24 Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 3 dias; utiliza-se um multiplicador $\Sigma\text{-Mstage} = 0.60$; consolidação de 2 dias.
- Etapa 25 Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 5 dias; utiliza-se um multiplicador $\Sigma\text{-Mstage} = 0.80$; consolidação de 3 dias.
- Etapa 26: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 14 dias; utiliza-se um multiplicador $\Sigma\text{-Mstage} = 0.90$; consolidação de 9 dias.
- Etapa 27: Ajuste das propriedades do betão projetado para uma idade de 28 dias; utiliza-se um multiplicador $\Sigma\text{-Mstage} = 0.95$; consolidação de 14 dias.
- Etapa 28: Conclusão do processo de relaxamento com um betão de 28 dias e um $\Sigma\text{-Mstage} = 1.00$; consolidação de 30 dias.

- Etapa 29 Colocação do revestimento definitivo e do pavimento do Túnel Esquerdo.
- Etapa 30 Descida do nível freático na envolvente do Túnel Esquerdo.
- Etapa 31 Consolidação 100 dias.

Uma vez terminada a construção dos dois túneis simula-se uma grande precipitação, própria da temporada de chuvas na região, com a correspondente saturação dos materiais argilosos, o que eleva temporariamente o nível freático para cima dos túneis já que, apesar de contar com um sistema de drenagem, devido à baixa permeabilidade das argilas, este demorará certo tempo em voltar a rebaixá-lo. Isto gera uma nova situação de excessos de pressões neutras que tendem a desestabilizar a envolvente dos túneis. Calcula-se então um fator de segurança para a condição de saturação nos estratos argilosos.

Os multiplicadores $\Sigma\text{-Mstage}$ atribuídos a cada etapa de cálculo, obtiveram-se a partir das calibrações com a simulação 3D considerando as medições da instrumentação, calculando o quociente dos deslocamentos gerados em cada etapa de avanço (e a sua correspondente idade do betão projetado), e o deslocamento final total.

4.5.2.2 Parâmetros do modelo calibrados

No Quadro 4.3 seguinte podem ver-se os parâmetros finais resultantes da calibração.

Quadro 4.3 – Parâmetros finais resultantes da calibração

Parâmetro	UNIDADE GEOTÉCNICA						
	I	II-A	II-B	III-A	III-B	IV	V
γ_s (kN/m ³)	25	18	17	25	25	25	17
γ_w (kN/m ³)	27	20	19	27	27	27	19
K_x	0.60	0.15	0.10	0.60	0.80	0.60	0.60
K_y	0.60	0.15	0.10	0.60	0.80	0.60	0.60
E_m (MPa)	7000	150	50	4000	1000	14180	250
ν_m	0.33	0.30	0.33	0.25	0.25	0.25	0.30
c_m (MPa) Mohr-Coulomb	0.30	0.04	0.10	0.18	0.10	---	0.25
c_j (MPa) UJM	----	----	----	----	----	0.060	----
ϕ_m (°) Mohr-Coulomb	28	22	18	33	30	---	38
ϕ_j (°) UJM	----	----	----	----	----	27	----
ψ_m (°) Mohr-Coulomb	6	0	0	6	6	---	0
ψ_j (°) UJM	----	----	----	0	0	4	----
k_0	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66

4.5.3 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS ESCAVAÇÕES

Um dos efeitos mais importantes que foi possível simular mediante as análises é o comportamento dos estratos argilosos durante os processos de saturação-dissipação de excessos de pressão neutra. Ao escavar os avanços das distintas etapas construtivas, o terreno sofre uma redistribuição de esforços que gera altas componentes normais no contorno e nas partes mais próximas ao túnel; referido processo, produz nos materiais argilosos, excessos de pressão neutra que, devido à baixa permeabilidade, demoram um tempo a dissipar-se; tanto os excessos de pressão intersticial, como o processo de consolidação, podem ser fatores destabilizantes em algumas zonas do modelo. Assim, durante a modelação da construção, depois de cada etapa de escavação e de endurecimento do betão projetado, levou-se a cabo um cálculo de consolidação correspondente ao tempo decorrido.

4.5.3.1 Estação k654+430

Na Figura 4.16 apresentam-se os excessos de pressão neutra nos elementos próximos da escavação que se encontram no estrato argiloso que envolve o Túnel Esquerdo. Note-se que nas partes laterais produzem-se incrementos positivos de pressão, enquanto por debaixo do piso da escavação se geram sucções.

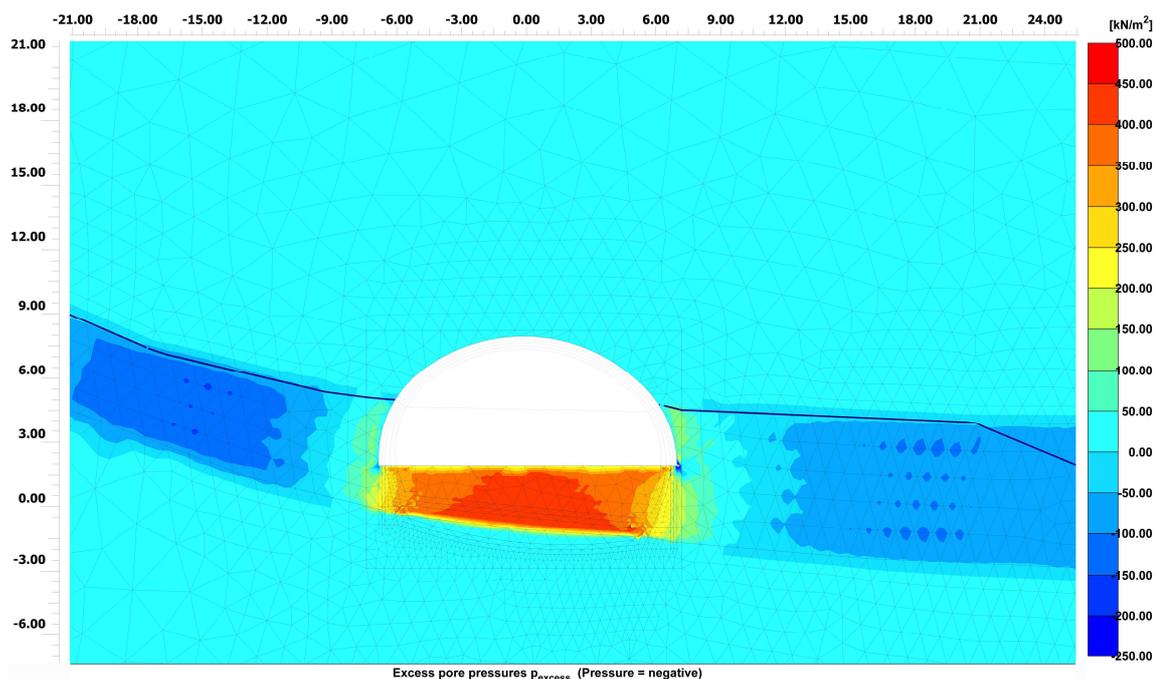


Figura 4.16 – Excesso de pressão neutra nas argilas produzido pela escavação da meia seção superior do Túnel Esquerdo (k654+430)

Durante as fases seguintes de construção do avanço da meia seção superior, os excessos de pressão neutra vão variando quanto à sua distribuição e magnitude. Na Figura 4.17 mostra-se como, numa fase intermédia, os excessos de pressão neutra mudam em relação ao momento da escavação, passando a ser de sucção na parte superior dos hasteais.

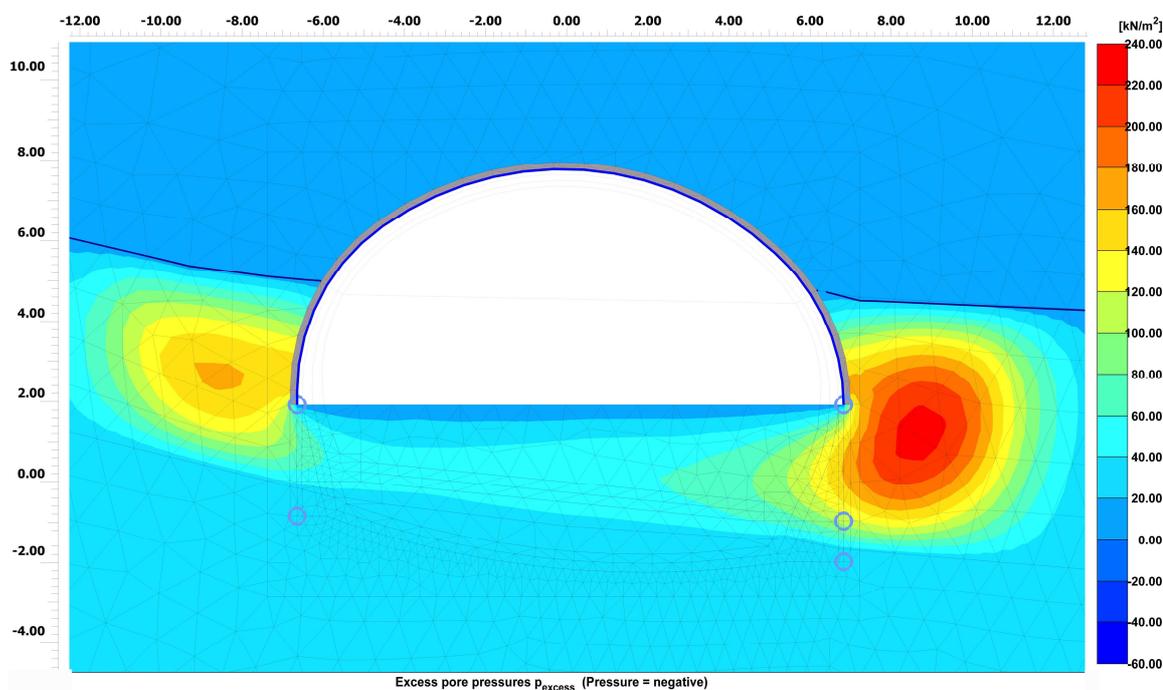


Figura 4.17 – Excesso de pressão neutra nas argilas numa etapa intermédia de avanço, posterior à escavação da meia seção superior do Túnel Esquerdo (k654+430)

Ao final da construção do túnel estabelece-se um regime de fluxo estacionário no qual o nível freático desce na zona envolvente aos túneis, até à base destes, devido ao funcionamento do sistema de drenagem. No entanto, durante a época de chuvas, depois de vários dias de fortes precipitações, pode suceder que as argilas se saturem de novo e, devido à sua baixa permeabilidade, a drenagem demore a evacuar a água e a altura piezométrica voltará a subir por encima da abóbada dos túneis; depois de uns dias de pouca precipitação, a água terminará novamente por sair pelo sistema de drenagem. Estes ciclos de saturação-drenagem-saturação necessariamente significarão um contínuo ajuste do regime de esforços efetivos, com os seus correspondentes processos de sobrepressão-dissipação; portanto, um dos resultados mais importantes é saber como respondem, o terreno e os túneis, ante estas variações.

Na Figura 4.18 podem ver-se os excessos de pressão neutra para um processo de descida do nível piezométrico na envolvente do Túnel Esquerdo, para os casos sem soleira e com soleira. Note-se que os valores são bastante similares e de magnitude baixa.

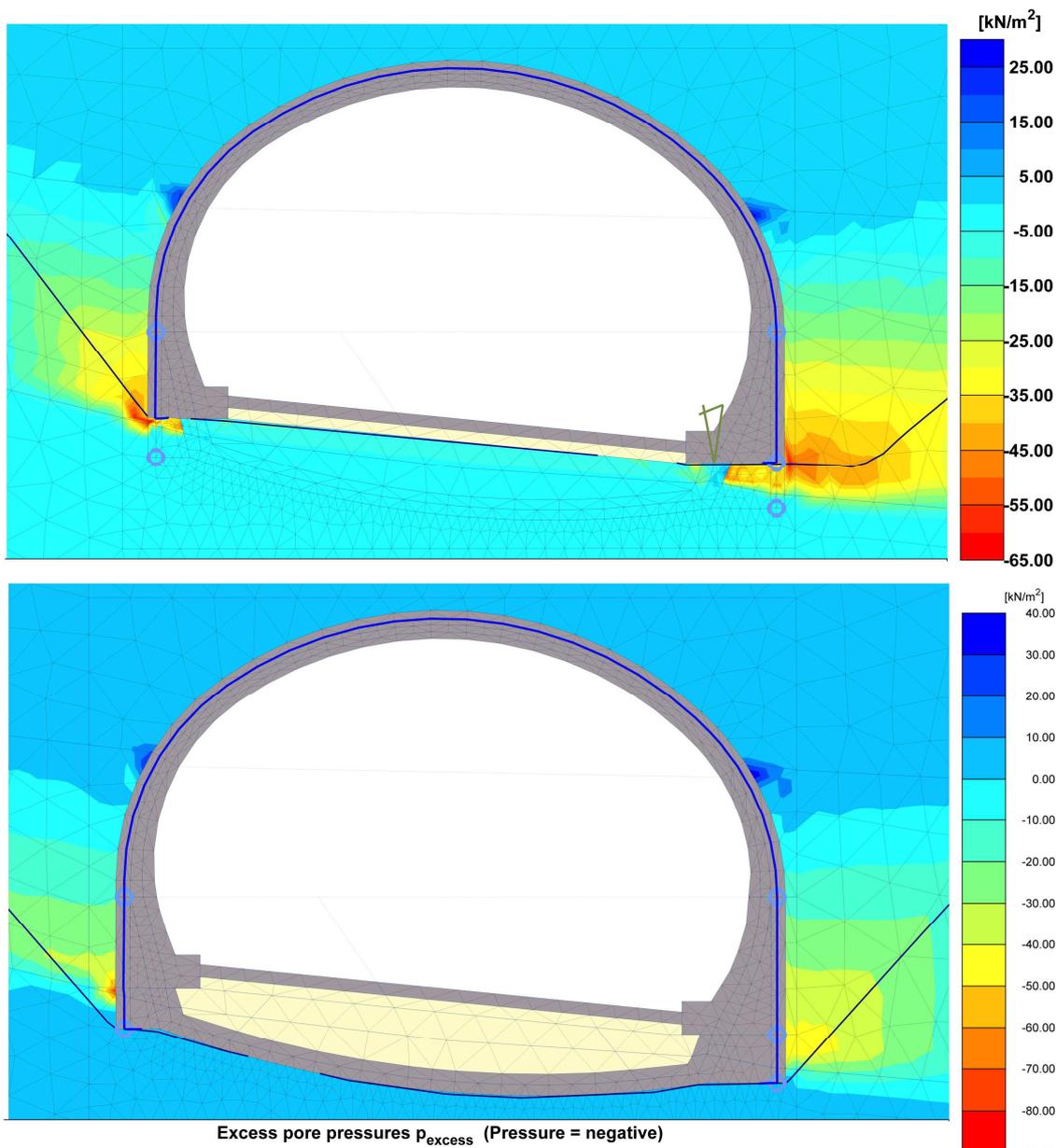


Figura 4.18 – Excesso de pressão neutra nas argilas para o processo de descida do nível freático na envolvente do Túnel Esquerdo para os casos sem soleira e com soleira (k654+430)

Após a descida do nível freático na envolvente dos túneis realizou-se um novo cálculo de consolidação que representaria o estado final das obras em temporada de pouca precipitação.

Na Figura 4.19 mostram-se os deslocamentos finais ao final de todo o processo construtivo e com o sistema de drenagem dos túneis cumprindo a sua função. Note-se que os resultados são muito similares em ambos os casos, sem e com soleira.

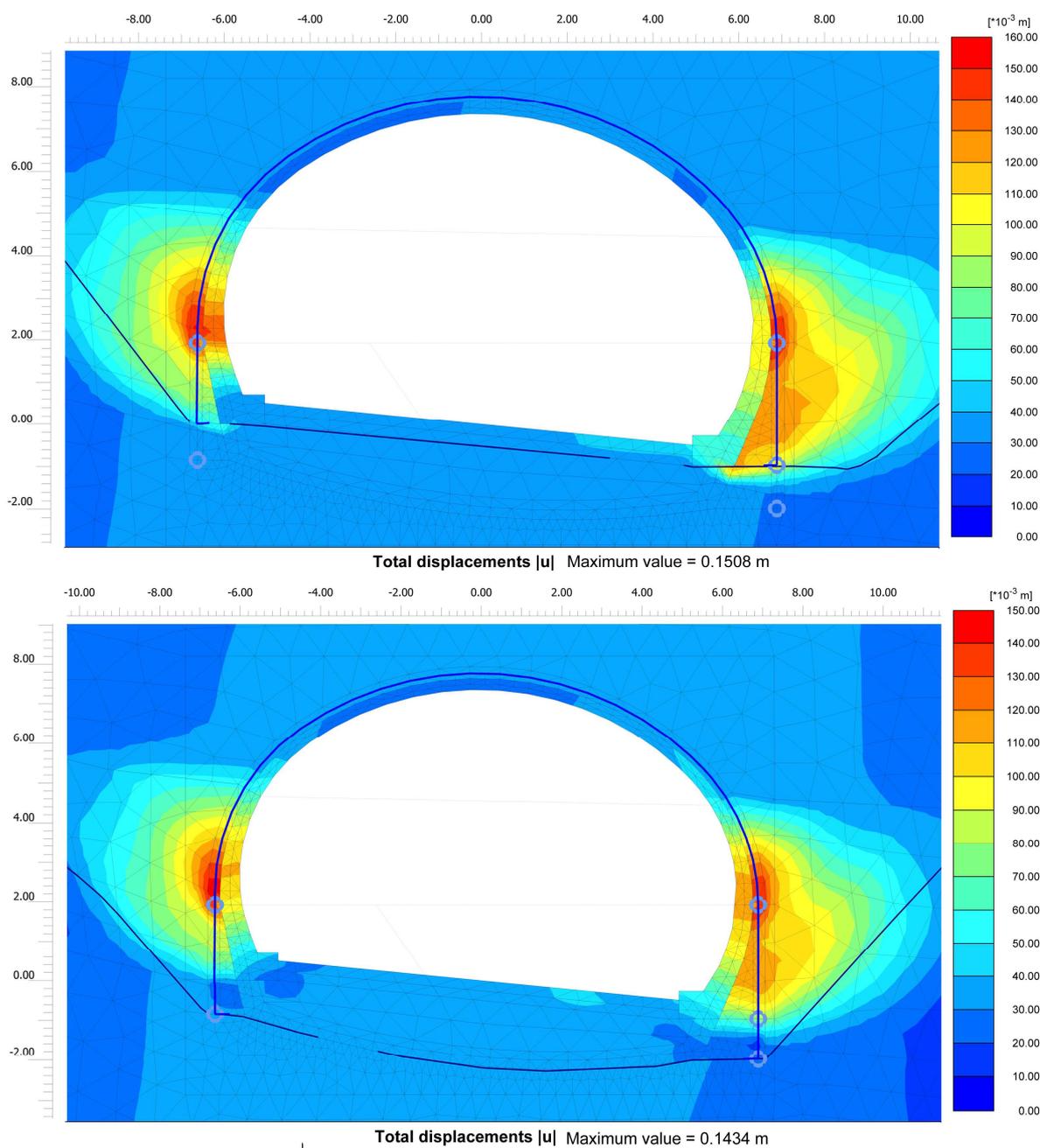


Figura 4.19 – Deslocamentos totais ao final das obras nos casos de sem soleira e com soleira

Uma vez que se estabelece um fluxo estacionário por eficácia do funcionamento do sistema de drenagem do túnel, alcança-se um novo estado de equilíbrio dos esforços principais e a obra estaria em condições mais estáveis. Para este caso, levaram-se a cabo análises de estabilidade para as situações

sem soleira e com soleira. Depois, volta-se a elevar o nível freático e a analisar as condições de estabilidade. Na Figura 4.20 mostra-se o mecanismo potencial de instabilidade ao final das obras, para um incremento súbito do nível freático (precipitação intensa) e para o caso sem soleira. O fator de segurança obtido foi de 1.62.

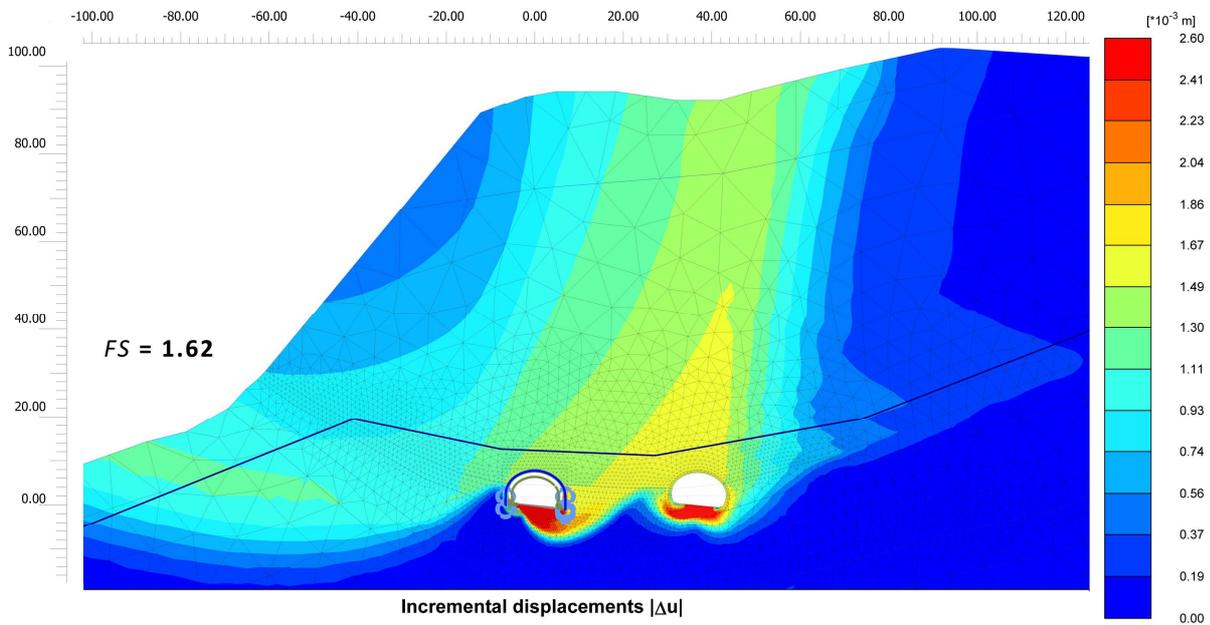


Figura 4.20 – Mecanismo potencial de ruptura ao final das obras (sem soleira). Fator de segurança = 1.62.

Por sua vez, a Figura 4.21 mostra o cenário equivalente para o caso com soleira, com um fator de segurança de 1.74.

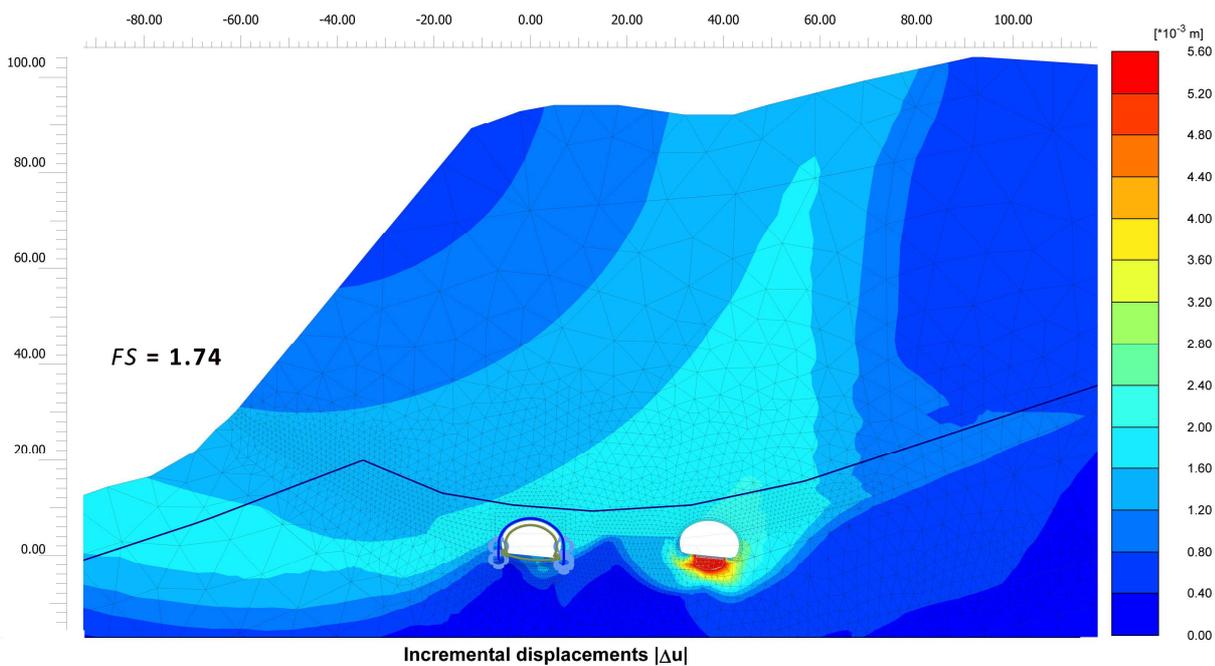


Figura 4.21 – Mecanismo potencial de ruptura ao final das obras (com soleira). Fator de segurança = 1.74.

Nas Figuras anteriores pode ver-se como os fatores de segurança não são muito diferentes (apenas 0.12 superior no caso com soleira) e que, em qualquer caso resultaria acima do mínimo normativo e permitido de 1.5.

A diferença mais importante radica em que no caso sem soleira, o mecanismo arranca na esquina do Túnel Esquerdo e no caso com soleira o mecanismo concentra-se mais próximo do Túnel Direito, devido a maior estabilidade originada pela estrutura da soleira.

4.5.3.2 Estação k654+490

A seção de análise na estação k654+490, tal como a anterior, parte da integração da nova informação gerada durante os estudos e as escavações posteriores ao colapso. Além da informação recolhida durante a fase de construção da meia seção superior, realizaram-se 6 perfurações perimetrais na estação k654+492, o que permitiu ajustar o modelo a uma situação muito similar à real. Na Figura 4.22 mostra-se a informação resultante das perfurações.

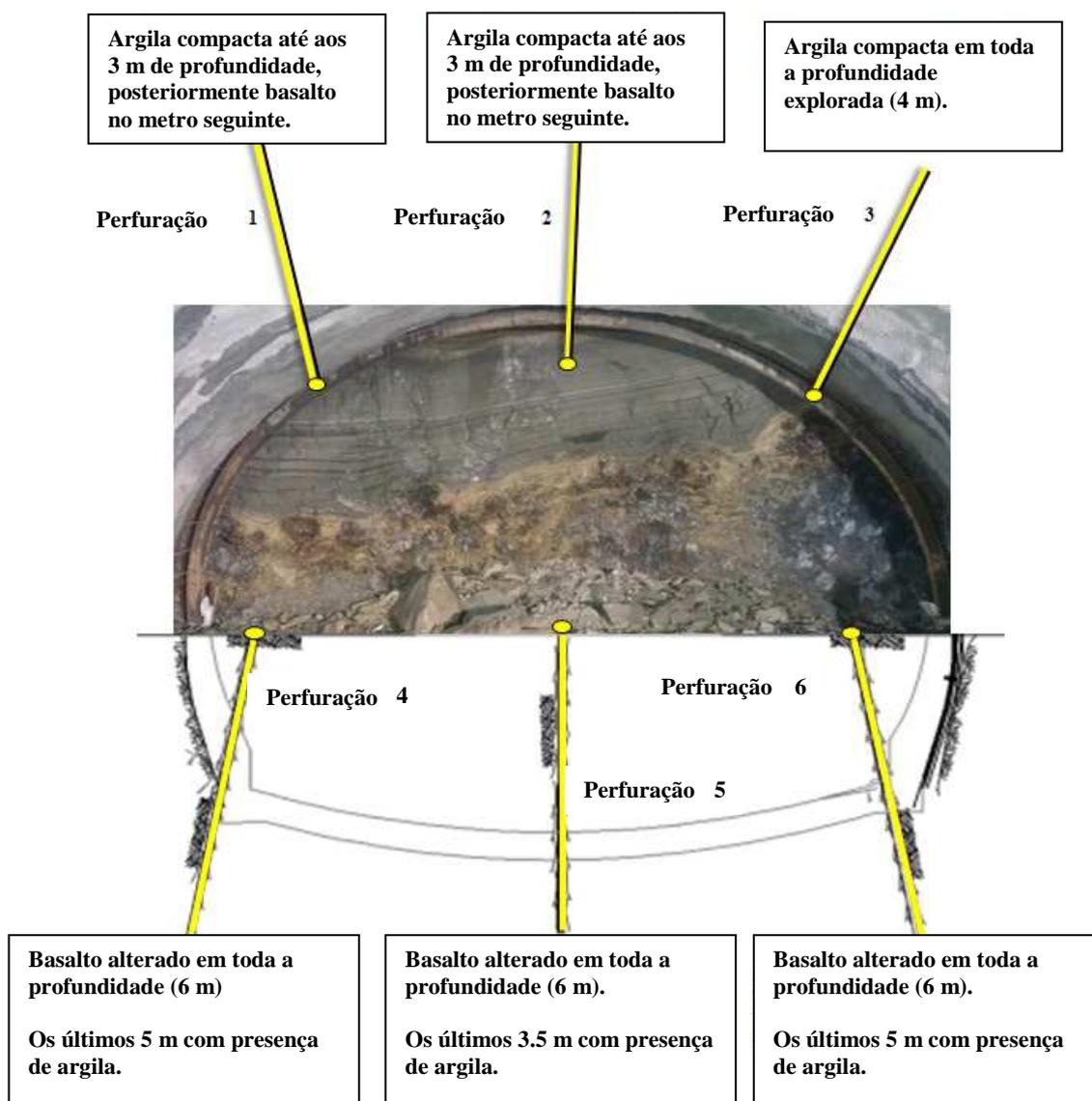


Figura 4.22 – Frente de escavação na estação k654+492 e resultados da exploração com perfurações em várias direções (CONNET, 2014).

Na Figura 4.23 mostra-se um detalhe da malha numérica que inclui a informação extraída da exploração realizada em fevereiro de 2014. Na Figura 4.24 apresentam-se os contornos de excesso de pressão neutra nos elementos próximos da escavação que se encontram no estrato argiloso, que se produzem ao escavar a meia seção superior, na zona da abóbada do Túnel Esquerdo na estação k654+490. Note-se que nas partes laterais produzem-se incrementos positivos de pressão, enquanto acima da abóbada geram-se suções.

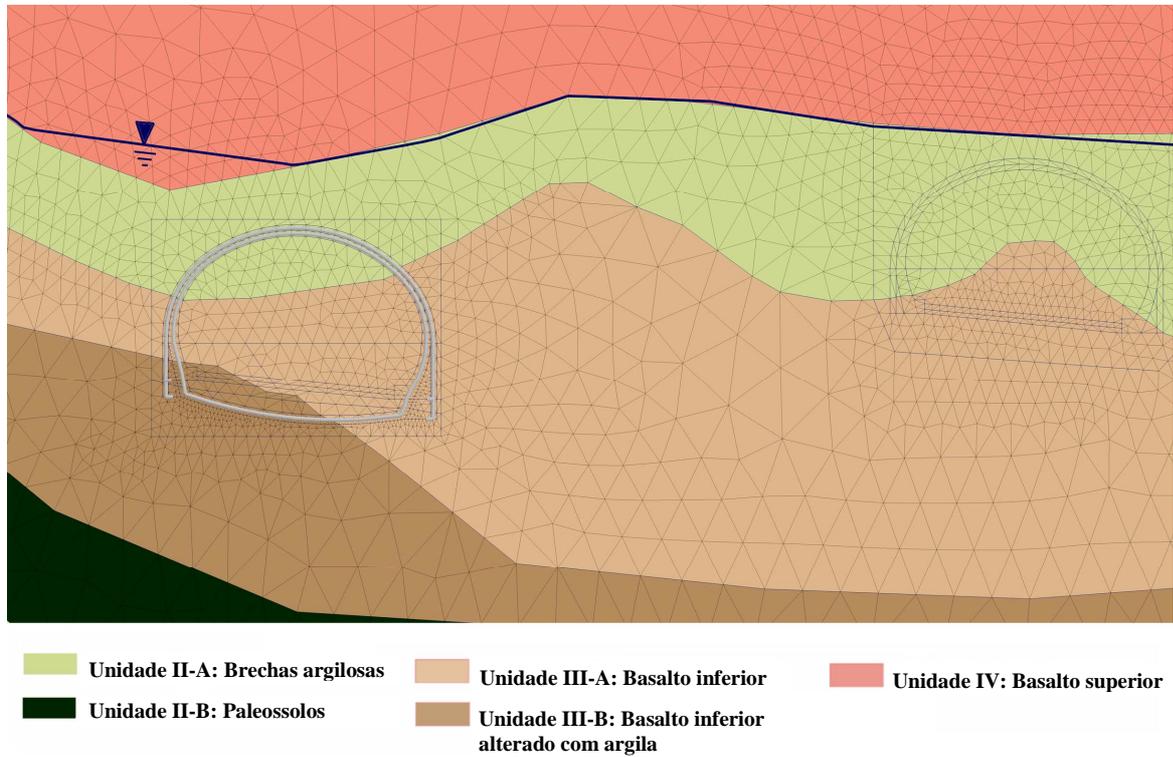


Figura 4.23 – Detalhe da malha correspondente à estação k654+490 na zona dos túneis.

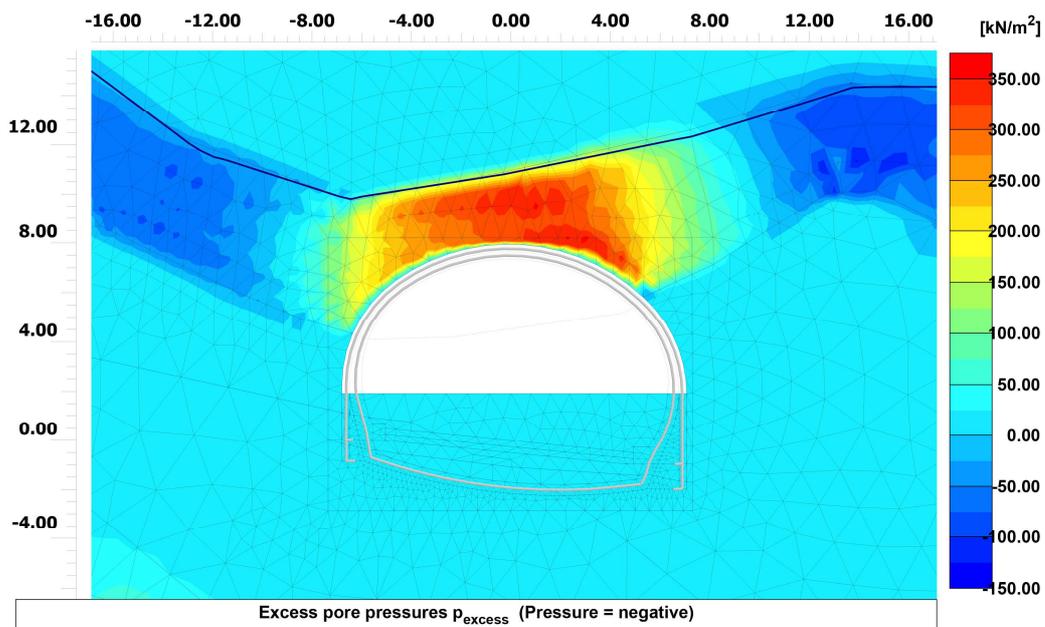


Figura 4.24 – Excesso de pressão neutra nas argilas produzido pela escavação da meia seção superior na estação k654+490 do Túnel Esquerdo.

Tal como na estação k654+430 anterior, durante as fases seguintes de construção, a distribuição dos excessos de pressão neutra vai variando e os seus valores também vão aumentando e dissipando-se continuamente. Na Figura 4.25 mostra-se como se distribuem os excessos de pressão neutra numa fase intermédia da escavação da meia seção inferior.

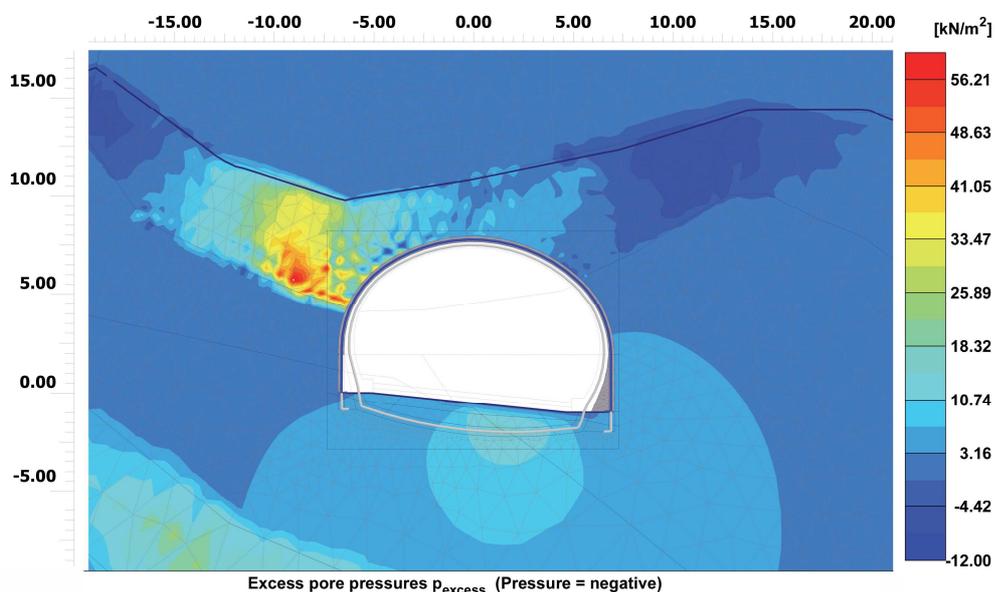


Figura 4.25 – Excesso de pressão neutra gerado durante uma fase intermédia de escavação da meia seção inferior na estação k654+490 no Túnel Esquerdo.

Tal como na estação k654+430 anterior, eleva-se posteriormente de maneira súbita o nível freático simulando uma grande precipitação. Na Figura 4.26 mostram-se os resultados do cálculo do fator de segurança no final das obras para o caso sem soleira. O fator de segurança obtido foi de 1.40.

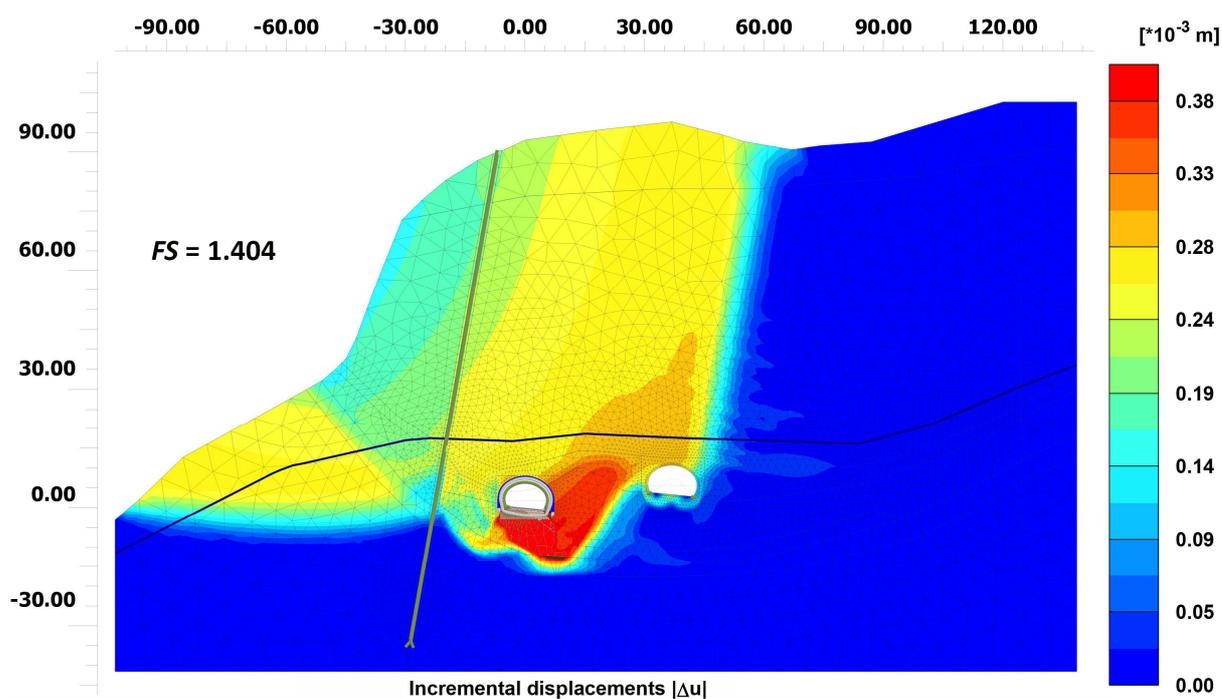


Figura 4.26 – Mecanismo potencial de rotura ao final das obras (sem soleira). Fator de segurança = 1.40.

Por sua vez, a Figura 4.27 mostra o cenário equivalente para o caso com soleira, com um fator de segurança de 1.60.

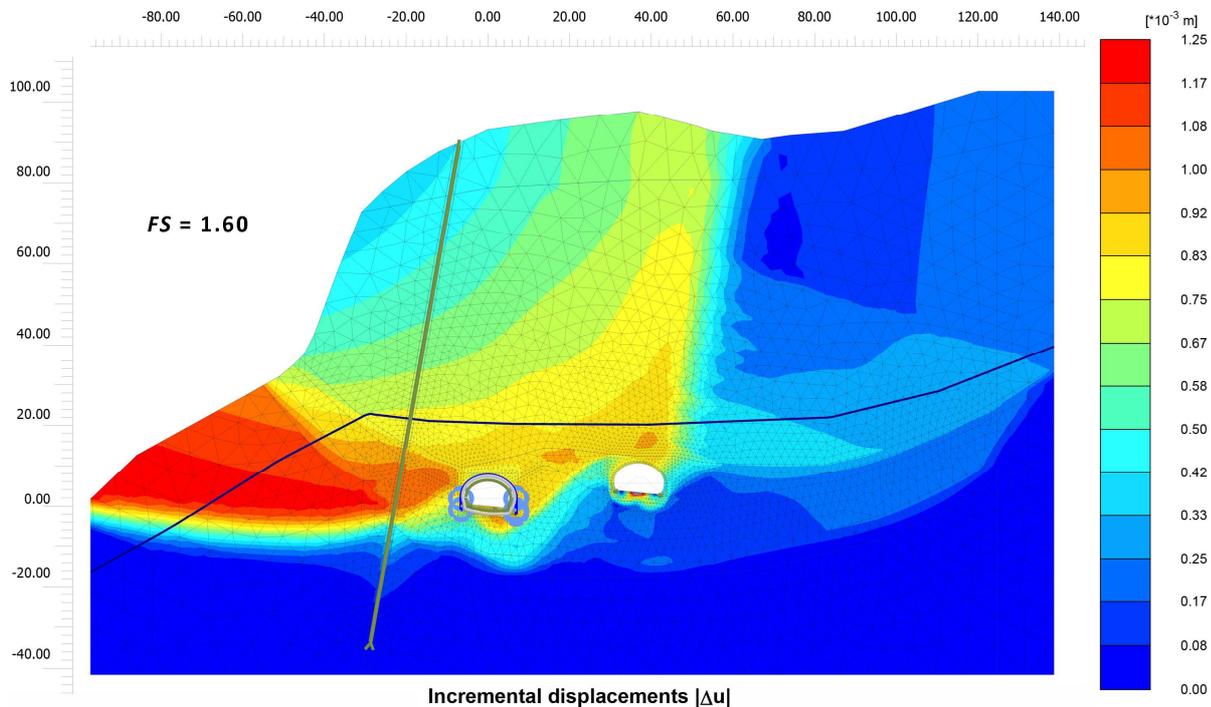


Figura 4.27 – Mecanismo potencial de rotura ao final das obras (com soleira). Fator de segurança = 1.60.

É importante destacar nas Figuras anteriores que no caso sem soleira o mecanismo potencial de rotura começa a gerar-se na parte baixa do Túnel Esquerdo, enquanto que no caso com soleira o mecanismo desloca-se e concentra-se nos limites da ladeira.

4.5.4 REVISÃO ESTRUTURAL

A partir do estabelecido no capítulo 3.3.5.10, o revestimento do Túnel Esquerdo foi projetado para condições de carga por decompressão do terreno pela existência de uma eventual fracturação no maciço basáltico e, portanto, as seções resistentes e a armadura de reforço correspondem às hipóteses então estabelecidas.

Para a presente revisão não se verificou o fenómeno da decompressão do terreno já analisado envolvendo o túnel, mas sim a sua possível resposta às mudanças dos estados de tensão efetivos e excessos de pressão neutra produzidos pelas oscilações do nível freático durante a vida útil do túnel na fase de operação da autoestrada.

No capítulo anterior explicou-se que, durante um evento de grandes precipitações num curto espaço de tempo, o nível freático poderia elevar-se acima da abóbada do túnel, antes de ser rebaixado pelo sistema de drenagem, gerando excessos de pressão neutra nas argilas que poderiam atuar sobre a estrutura do revestimento definitivo.

Esta situação coincide com as últimas fases de cálculo das duas estações analisadas, onde em referidas etapas obtiveram-se os elementos mecânicos (momentos fletores, diagramas esforço axial-momento

fletor e esforço transversal) na estrutura do revestimento definitivo, os quais foram verificados para ambas as alternativas: sem soleira e com soleira. As conclusões de esta análise podem ver-se na seção seguinte.

4.5.4.1 Estação k654+430

Uma vez terminada a escavação simula-se a construção do revestimento de betão armado assim como o fluxo de água freática originado pelo sistema de drenagem do túnel e se reinicializam os deslocamentos a zero. Nesta etapa a estrutura do revestimento não sofre solicitação alguma salvo as forças que produz o peso próprio do betão. Levaram-se a cabo cálculos para as alternativas sem e com soleira.

Caso sem soleira

De seguida simula-se uma chuva superior a 250 mm/dia, que é a característica de uma chuva extraordinária na região e que produz a elevação súbita do nível freático. Na Figura 4.28 mostram-se os vetores de fluxo na envolvente do Túnel Esquerdo. Note-se que todo o fluxo se introduz no suporte primário, encontra a geomembrana e desce para a drenagem lateral.

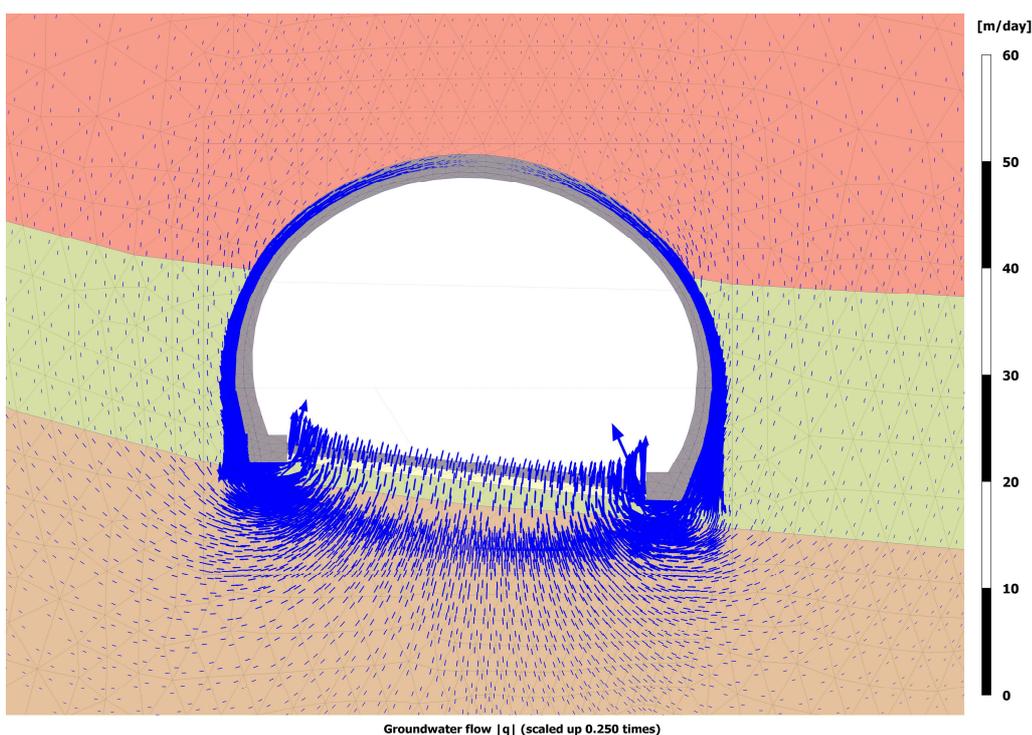


Figura 4.28 – Vetores de fluxo na envolvente do túnel para uma chuva extraordinária. Caso sem soleira.

Se a infiltração de água através do maciço rochoso é mais intensa que a capacidade do sistema de drenagem para expulsá-la, formar-se-á temporariamente uma superfície piezométrica acima dos túneis (ver Figura 4.29); o aumento das pressões neutras nos estratos argilosos, devido à sua baixa permeabilidade, demorará algum tempo a dissipar-se e por isso essas sobrepressões originarão solicitações e esforços adicionais na estrutura dos túneis. Na Figura 4.30 mostram-se os contornos de excessos de pressão neutra na envolvente do Túnel Esquerdo e de modo sobreposto, a malha deformada que mostra os deslocamentos produzidos pela elevação do nível freático.

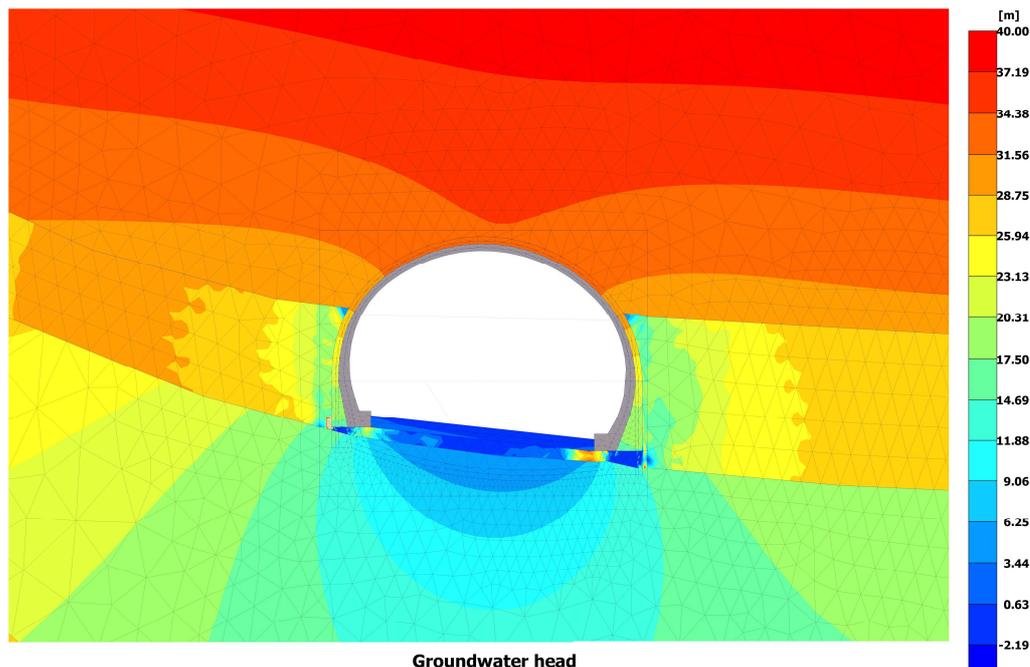


Figura 4.29 – Contornos do nível piezométrico na envoltura do Túnel Esquerdo. Caso sem soleira.

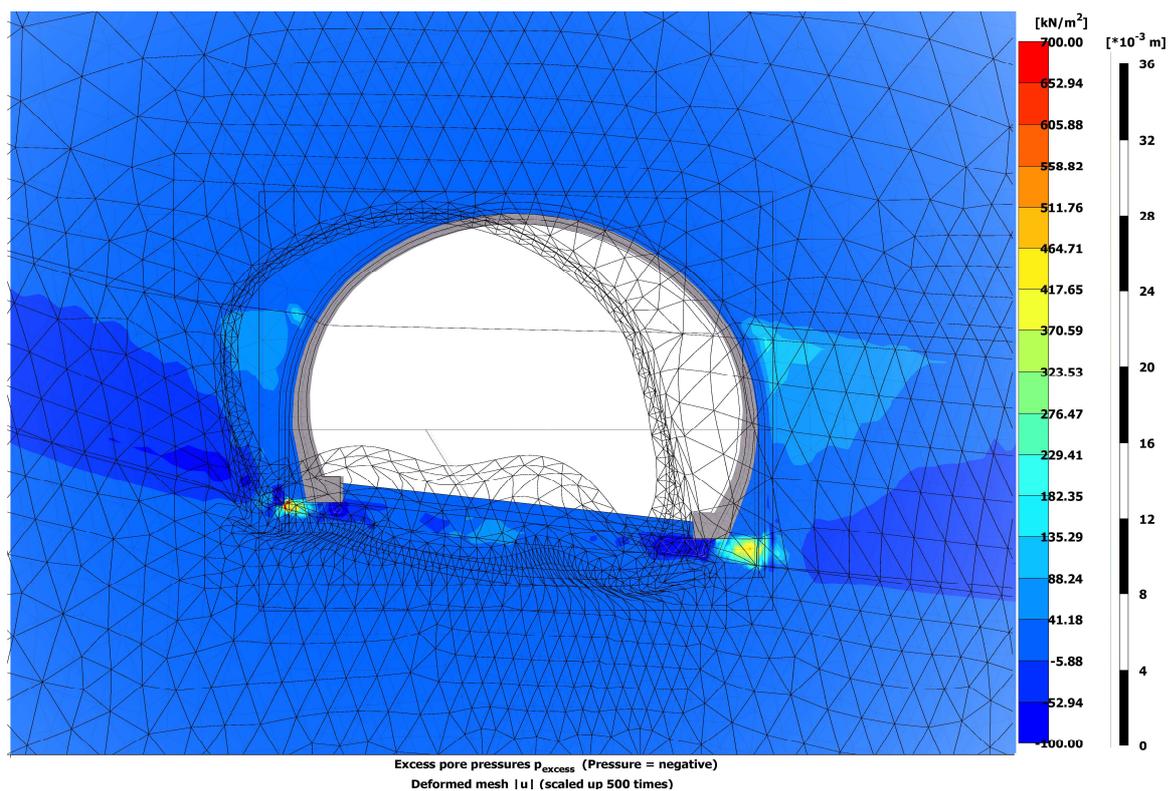


Figura 4.30 – Contornos de excessos de pressão neutra e malha deformada. Caso sem soleira.

Caso com soleira

Da mesma forma que para o caso sem soleira, o fluxo de água depois da chuva introduz-se no sistema de drenagem do túnel. A Figura 4.31 mostra os contornos da velocidade de fluxo na envoltura do Túnel Esquerdo.

A grande permeabilidade que confere o sistema de drenagem produz suções nas zonas próximas às paredes do túnel, na parte correspondente ao estrato argiloso, enquanto no resto da envolvente as pressões resultam positivas. Estas diferenças são as que se traduzem em cargas diferenciadas em distintas partes da estrutura, produzindo principalmente momentos fletores (ver Figura 4.32).

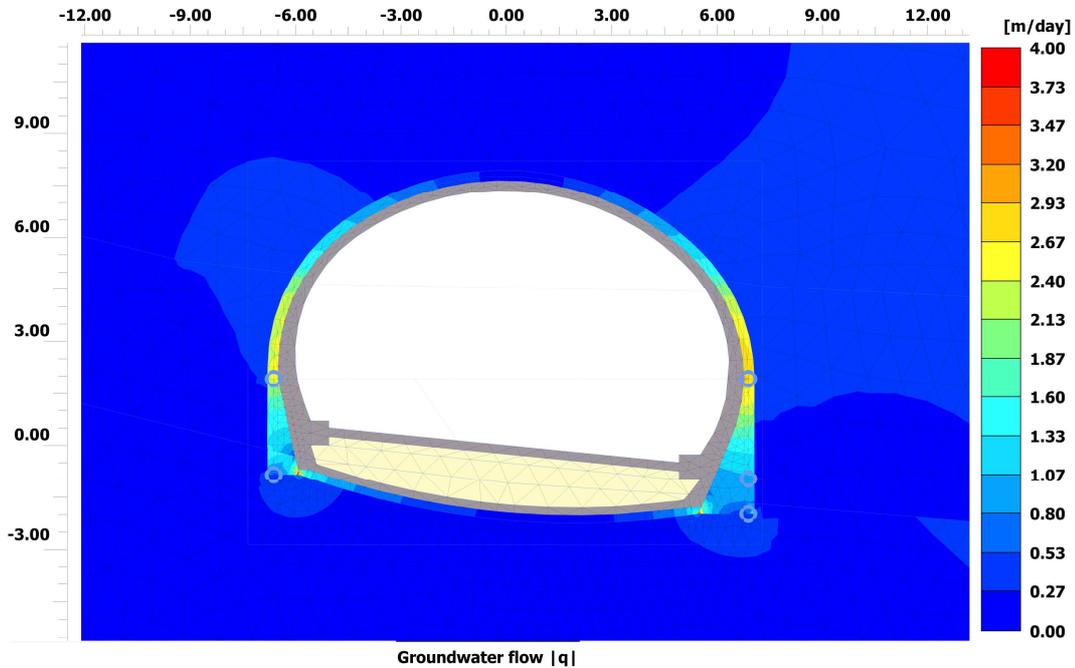


Figura 4.31 – Contornos de velocidade de fluxo na envolvente do Túnel Esquerdo. Caso com soleira.

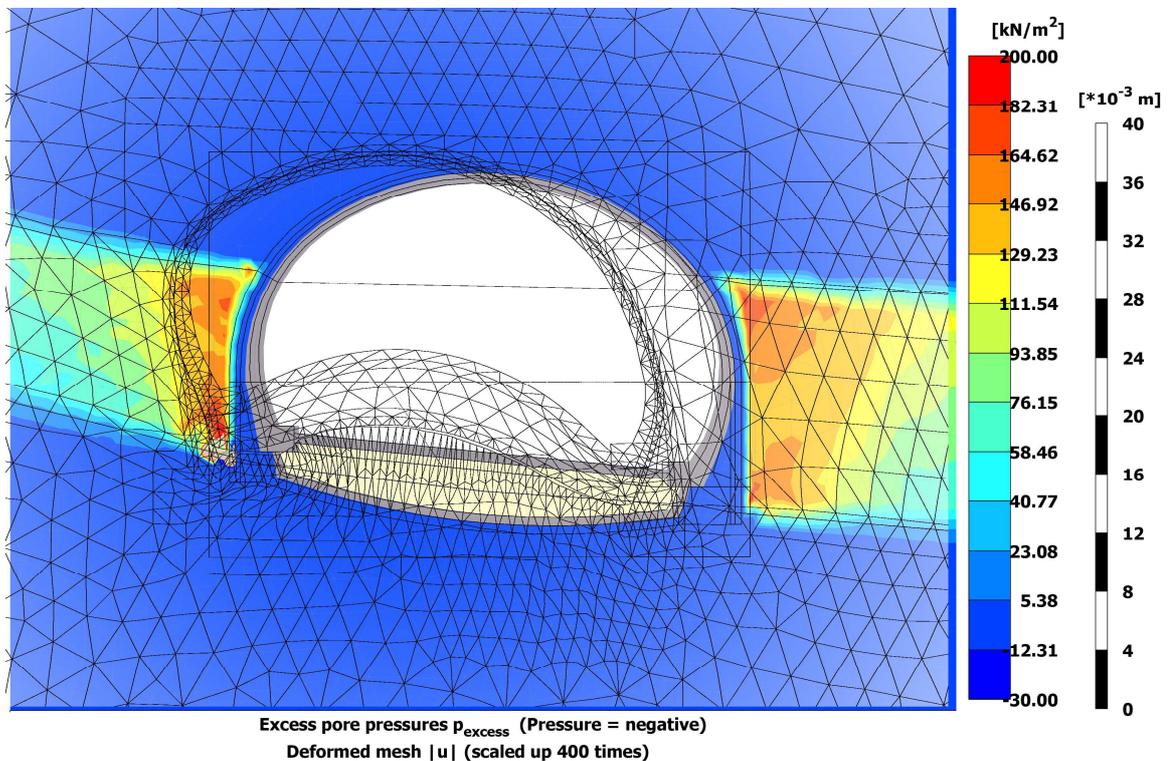


Figura 4.32 – Contornos de excessos de pressão neutra e malha deformada. Caso com soleira.

4.5.4.2 Estação k654+490

Caso sem soleira

Na Figura 4.33 mostram-se os contornos de velocidade de fluxo na envolvente do Túnel Esquerdo. Na Figura 4.34 mostram-se os contornos de excessos de pressão neutra na envolvente do Túnel Esquerdo e de modo sobreposto, a malha deformada que ilustra os deslocamentos produzidos pela elevação do nível freático.

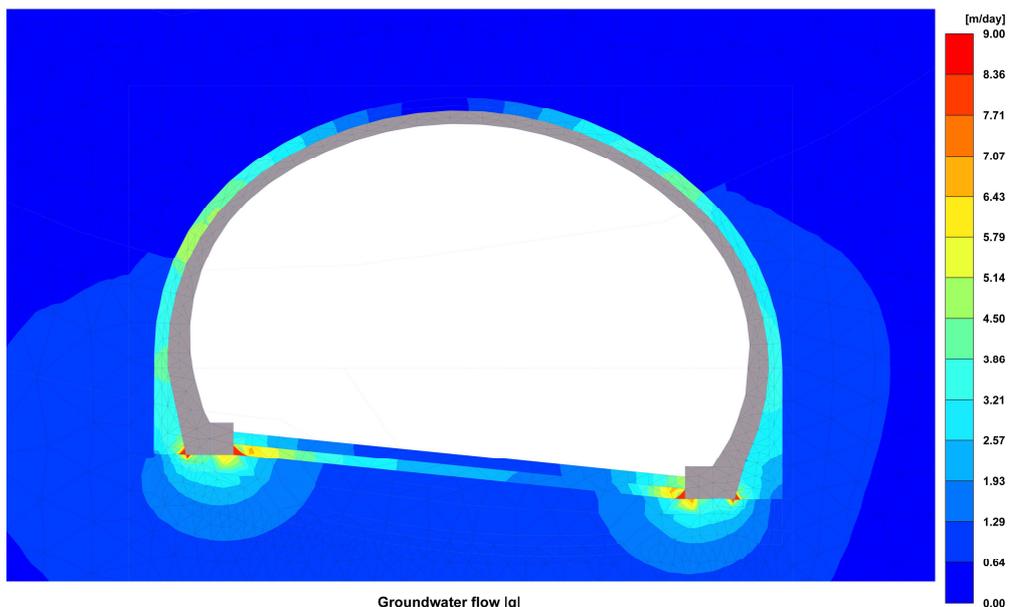


Figura 4.33 – Contornos de velocidade de fluxo na envolvente do Túnel Esquerdo. Caso sem soleira.

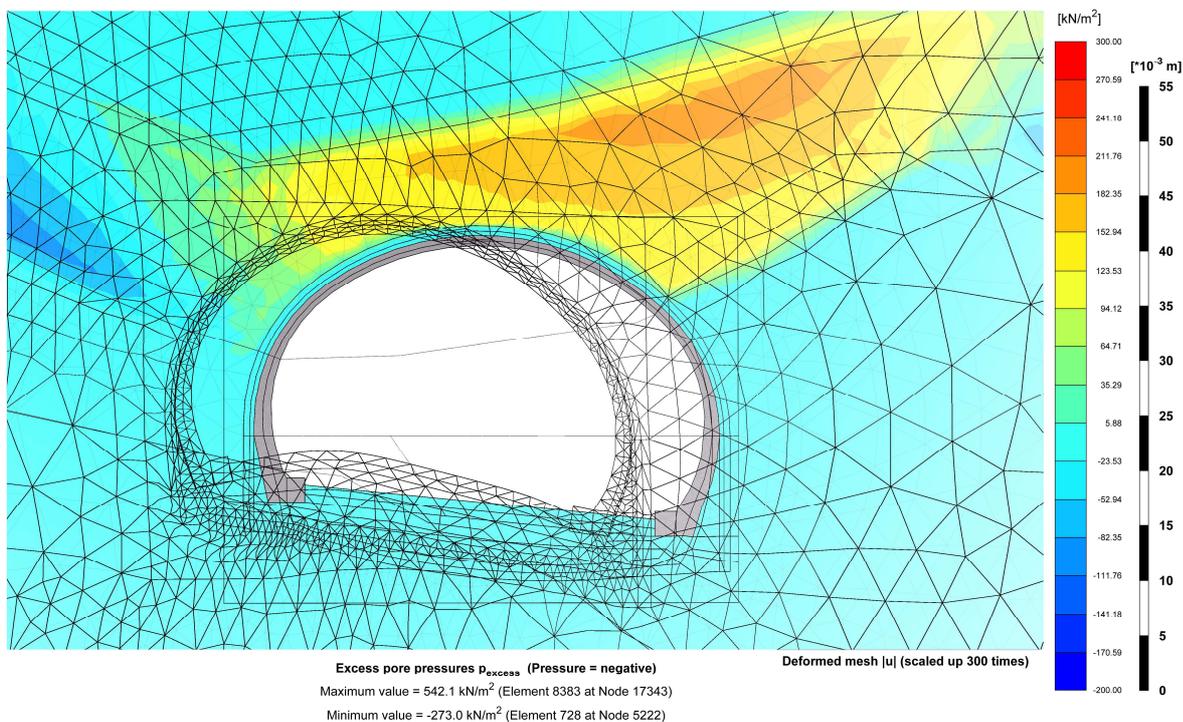


Figura 4.34 – Contornos de excessos de pressão neutra e malha deformada. Caso sem soleira.

Caso com soleira

Seguindo o mesmo procedimento do caso sem soleira, mostra-se na Figura 4.35 os contornos de velocidade de fluxo na envolvente do Túnel Esquerdo. Na Figura 4.36 mostram-se os contornos de excesso de pressões neutras na envolvente do Túnel Esquerdo e de modo sobreposto, a malha deformada que ilustra os deslocamentos produzidos pela elevação do nível freático. Note-se como neste caso as suções ou subpressões que afetam a soleira produzem deslocamentos da estrutura debaixo para cima, mais acentuados que no caso sem soleira.

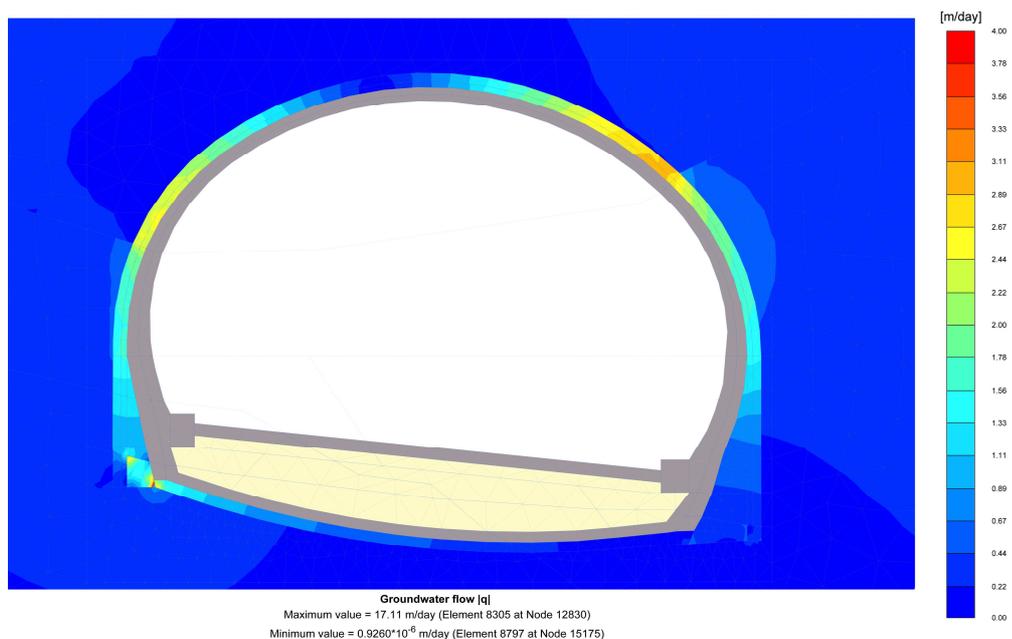


Figura 4.35 – Contornos de velocidade de fluxo na envolvente do Túnel Esquerdo. Caso com soleira.

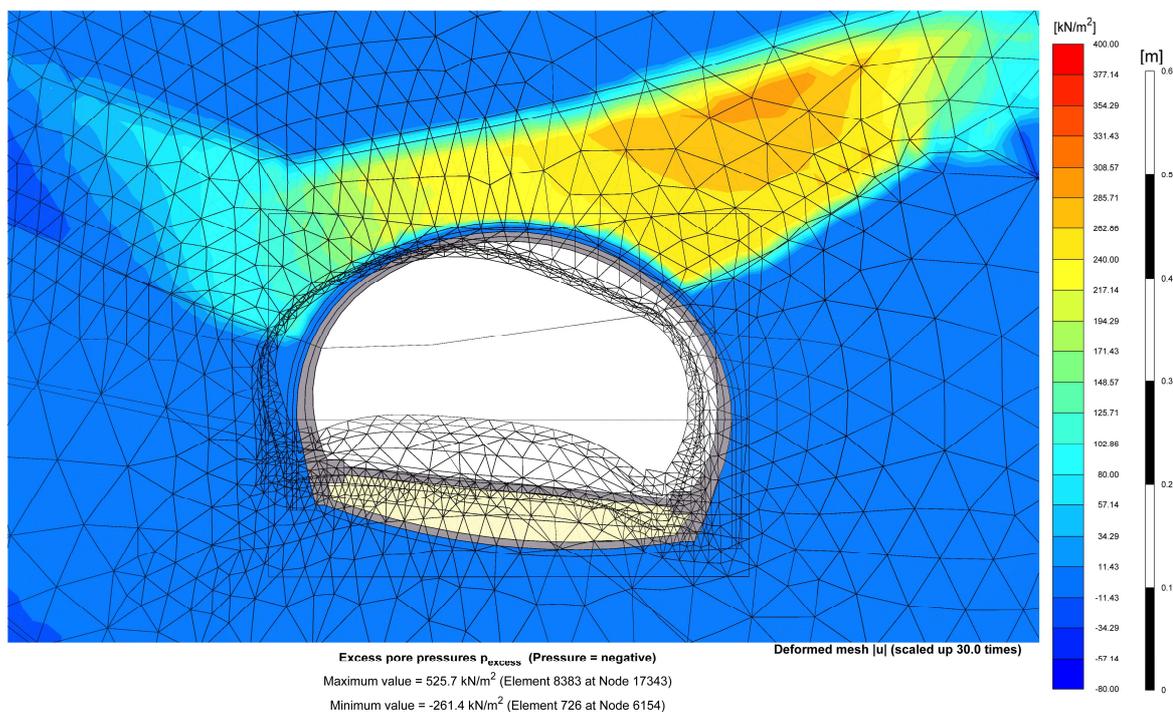


Figura 4.36 – Contornos de excessos de pressão neutra e malha deformada. Caso com soleira.

No caso das solicitações estruturais, o túnel ao trabalhar como um anel fechado faz com que os esforços atuantes sejam baixos na abóbada e mais altos nas partes baixas da seção ou soleira.

De acordo com os resultados anteriores projetou-se um sistema de estribos para a parte baixa do revestimento tal como se mostra na Figura 4.37.

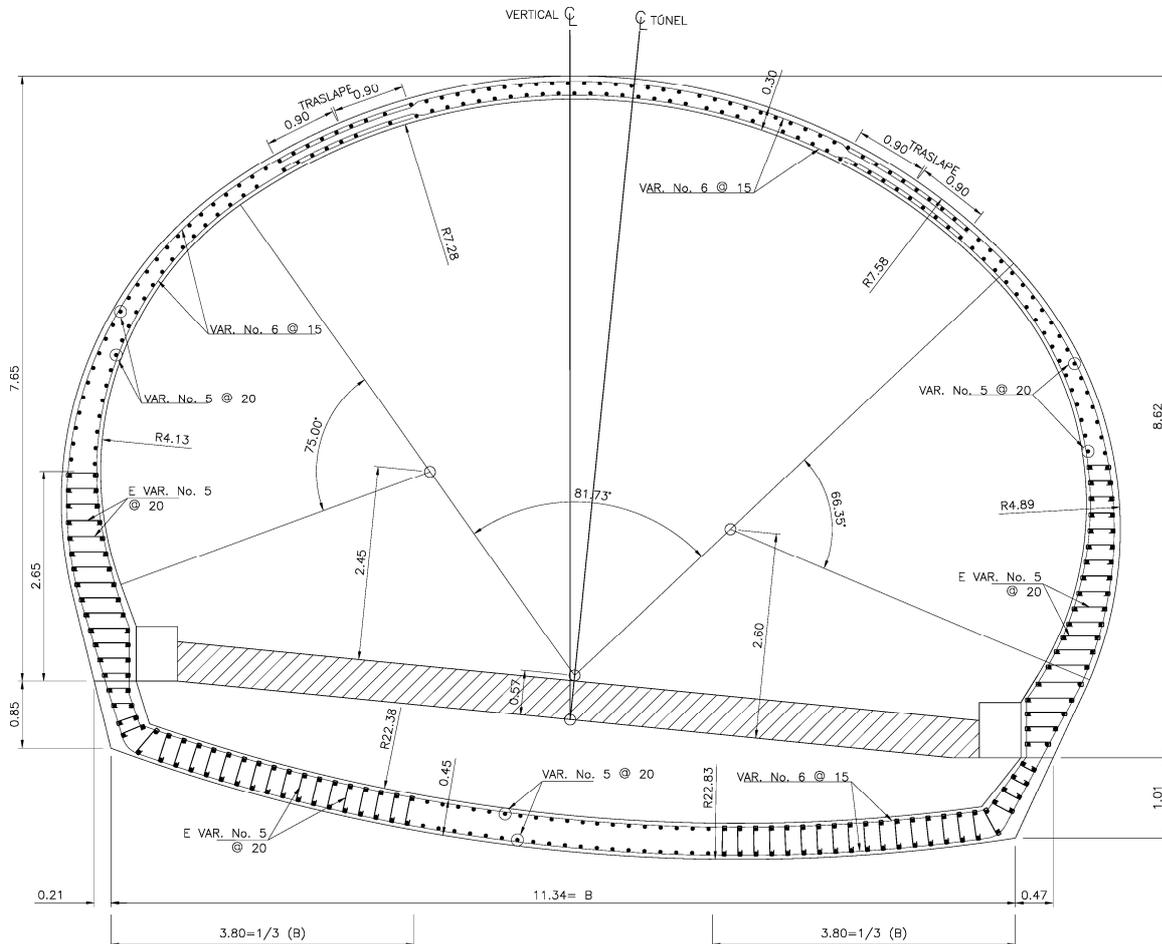


Figura 4.37 – Armadura do revestimento definitivo com a disposição dos estribos para o esforço cortante.

4.5.5 CONCLUSÕES

A escavação do Túnel Esquerdo que vai desde o Portal México até uns metros (20 m) antes da zona colapsada, caracteriza-se por uma situação geotécnica que, para a experiência adquirida com o evento de junho de 2012, não resulta de todo favorável. Na verdade a interpretação geológica que se realizou na etapa de estudos posterior ao deslizamento foi aproximadamente similar à encontrada durante as escavações realizadas na fase de construção e por isso pode dizer-se que também as previsões enquanto ao possível comportamento das obras permanecem válidas.

Não obstante, as escavações mostraram uma tendência de estabilidade e em tudo o que se reviu relativamente às obras executadas, não se encontrou nada anômalo nem preocupante.

Face à possibilidade de se prescindir da soleira e da armadura do revestimento definitivo no troço do Túnel Esquerdo que vai desde o Portal México até uns metros (20 m) antes da zona colapsada, a resposta, ainda com as análises realizadas, não é fácil, e à partida pode ser comprometida. Não é recomendável antecipar uma solução definitiva sem saber como vão apresentar-se os materiais a médio e longo prazo e como vão comportar-se com a escavação da meia seção inferior.

Desde que se abordou novamente o problema tratou-se de modelar possíveis cenários que pudessem conduzir a obra a uma nova situação de risco, no entanto, até agora, os cálculos não mostraram sinais eminentes de instabilidades.

O grande colapso de junho de 2012 deveu-se a vários fatores: primeiro, a presença de uma antiga falha, que pertence a uma família de estruturas próprias da montanha onde estão os Túneis Xicotepec I, que literalmente partem o maciço basáltico em vários fragmentos, com as suas correspondentes zonas de rocha muito descomprimida; segundo, o grande contraste de rigidez que existe entre o maciço basáltico e as antigas camadas de argila, sendo que o túnel desenvolvia-se precisamente no contato entre essas duas unidades; terceiro, as chuvas da época, que percolam entre os basaltos, saturam as argilas e estas, devido à escavação, geram excessos de pressão intersticial, difíceis de dissipar num curto prazo de tempo, produzindo grandes impulsos e favorecendo a ativação dos mecanismos potenciais de instabilidade.

Todos estes fatores repetem-se em quase todo o Túnel Esquerdo, apesar de haver algumas diferenças importantes que em seguida se explicam.

- Realizou-se uma nova fotointerpretação e pôde definir-se aproximadamente a trajetória de uma eventual grande falha (ver Figura 4.13), que é possivelmente a continuação da mesma família de fracturação em que se produziu o colapso e que afeta uma zona mais próxima do tramo crítico (aproximadamente entre as estações k654+440 e k654+520).
- Realizaram-se dois modelos de elementos finitos, introduzindo as propriedades mais desfavoráveis possíveis, incluindo a falha no modelo k654+490, os estratos argilosos e as suas correspondentes condições de saturação-dissipação e mudanças de regime de esforços efetivos produzidos pelas escavações.
- Em nenhum dos casos analisados se produziu um mecanismo de colapso iminente e há uma razão fundamental: a profundidade dos túneis e a cobertura onde estes se encontram é muito maior do que a que estavam quando se produziu o evento de junho de 2012.

Na Figura 4.38 mostra-se um detalhe do perfil geotécnico atualizado do Túnel Esquerdo. Este perfil incorpora os levantamentos de frente realizados durante a escavação, pelo que resulta mais preciso que o que se realizou durante os estudos do projeto. Com base nesta figura e de acordo com as análises e os resultados apresentados, pode estabelecer-se que:

- A estação k654+430, seria representativa dos tramos compreendidos entre as estações k654+390 - k654+460 e entre k654+500 - k654+520, que correspondem às zonas em que a unidade de brechas argilosas se localiza no meio da seção de escavação.
- A estação k654+490, por sua vez, corresponde ao tramo compreendido entre as estações k654+460 - k654+500 e ajusta-se à situação em que o estrato de brechas argilosas se encontra na zona da abóbada, sem afetar as partes baixas do túnel. Também corresponde à zona de influência da falha imposta no modelo.
- Em ambas as estações utilizadas em modelos de cálculo novos, a presença da soleira favorece a estabilidade global. Como se mostra nos resultados da análise do fator de segurança, além de supor um aumento no valor obtido, esta estrutura ajuda a que os mecanismos potenciais de rotura se afastem do âmbito do Túnel Esquerdo.
- Na estação k654+430 a magnitude dos esforços no que corresponde à flexão composta resulta muito desfavorável para o túnel sem soleira, já que inclusive com a armadura proposta, os referidos esforços ultrapassavam a capacidade resistente das seções de betão armado nas zonas

baixas dos hasteais. Além de que os esforços transversos que se geram nesta mesma parte do revestimento obrigam à utilização de estribos. Por sua vez, a solução com soleira mostra um melhor desempenho à flexão composta, não obstante e de acordo com os resultados do modelo, também requer estribos nas esquinas que formam os hasteais com a soleira.

- A estação k654+490 mostrou, em termos gerais, um melhor desempenho para a versão sem soleira, já que produz esforços menores e não requer da instalação de estribos. Isto deve-se a que, dada a posição do estrato de brechas argilosas, os impulsos que produz o comportamento não drenado traduzem-se em maiores solicitações ante a presença da soleira.

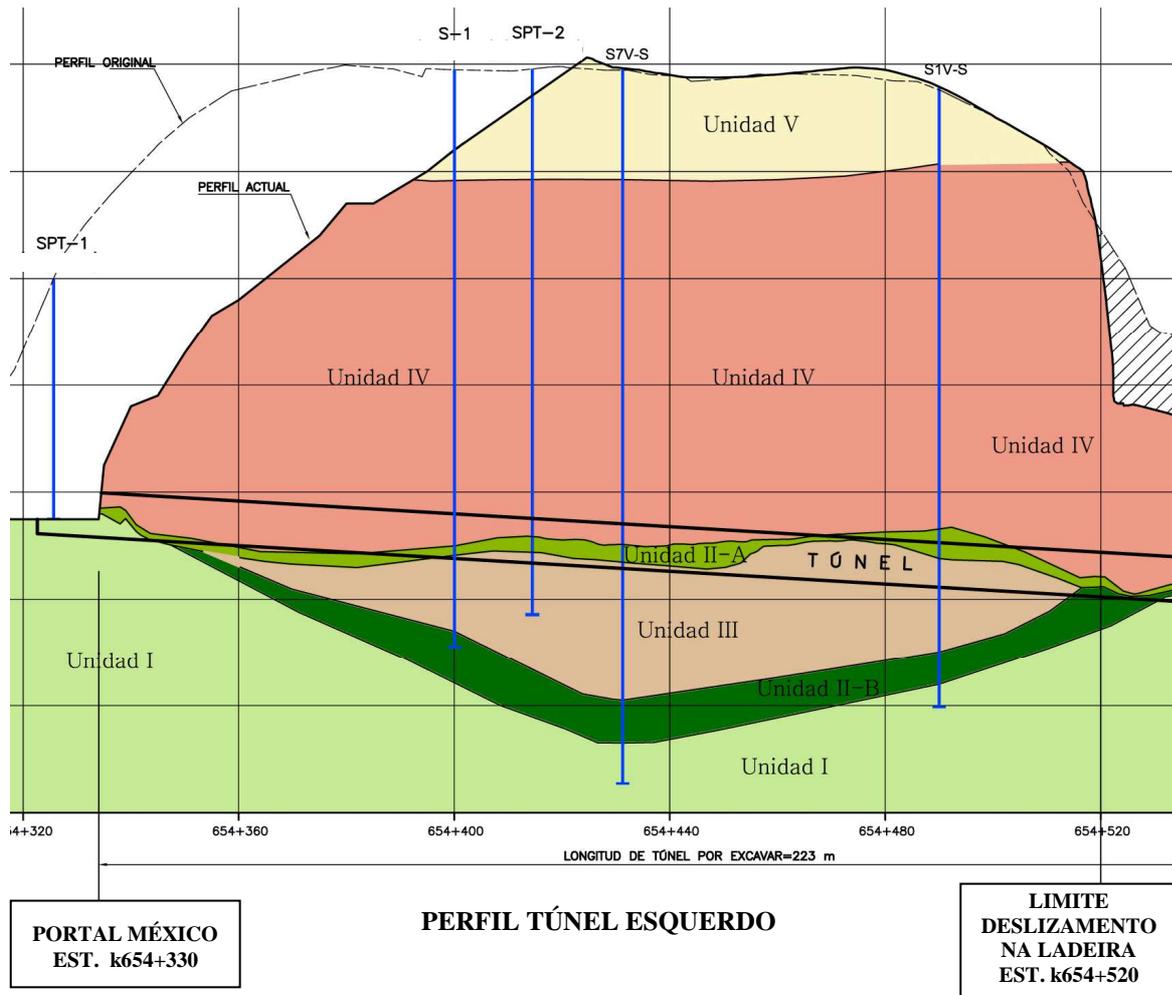


Figura 4.38 – Perfil geotécnico atualizado do Túnel Esquerdo

Finalmente e com o objetivo de definir a curto prazo os possíveis ajustes que, dentro da segurança, possam propor-se para a meia seção inferior, pode dizer-se o seguinte:

- É viável suprimir a construção da soleira e a armadura de reforço do revestimento definitivo, sempre e quando a camada de argila fique abaixo do piso da seção de escavação do túnel, tramo compreendido entre as estações k654+350 - k654+390.
- Igualmente entre as estações k654+460 - k654+500 também se pode suprimir a soleira e a armadura do revestimento definitivo, sempre e quando se possa garantir que a parte inferior do túnel (do piso da meia seção superior até um pouco por abaixo da rasante) fique fundada sobre rocha firme (rocha com um RMR superior a 40).

Caso não se verifiquem as condições atrás descritas, colocar-se-á armadura no revestimento e executar-se-á soleira.

Os modelos de cálculo realizados neste capítulo partem de uma hipótese fundamental:

As contínuas oscilações do nível freático durante a vida útil dos túneis, em especial ante períodos de chuva muito intensa, podem gerar excessos de pressão neutra nos estratos argilosos que tardam um certo tempo a dissipar-se, de acordo com o tempo que o sistema de drenagem do túnel requererá para baixar os níveis piezométricos na sua proximidade. De tais pressões resultarão solicitações para as quais terão que estar preparadas as estruturas.

Assim recomenda-se amplamente colocar alguns piezômetros fechados (corda vibrante) nas proximidades da seção escavada, assegurando-se que fiquem envolvidos nas camadas argilosas, de acordo com o esquema da Figura 4.39.

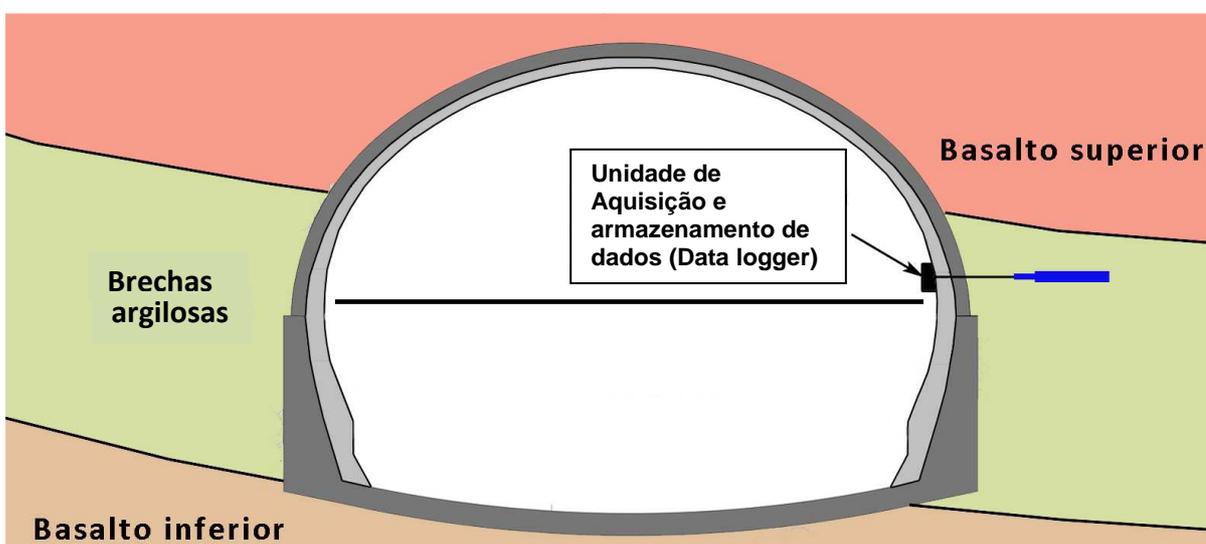


Figura 4.39 – Esquema exemplo da colocação de um piezômetro de corda vibrante

A Figura 4.40 mostra a localização proposta para os 4 piezômetros que se esperam possam ser instalados brevemente.

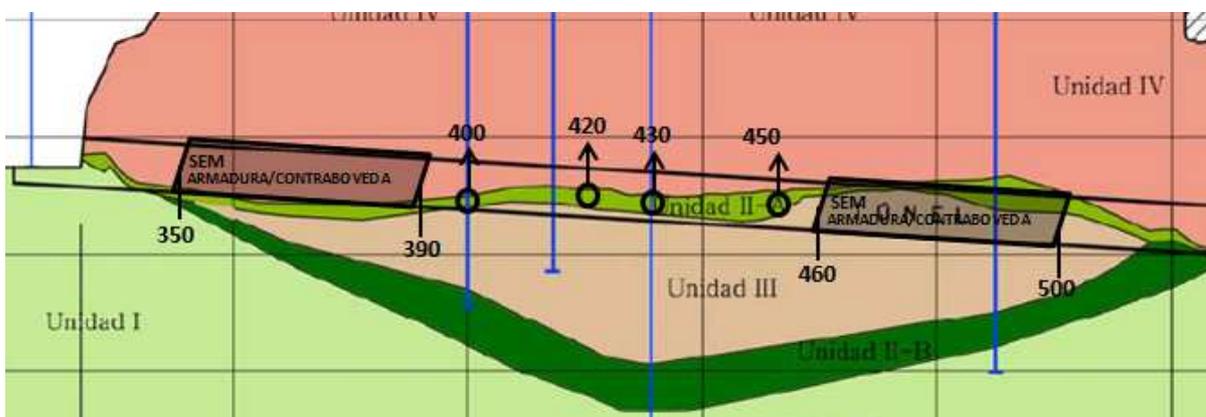


Figura 4.40 – Localização dos piezômetros propostos, k654+400, k654+420, k654+430 e k654+450.

Este sistema de medição permitirá levar um registo da evolução das pressões neutras com a escavação da meia seção inferior durante pelo menos um ano, tempo necessário para estabelecer gráficos de comportamento durante a época de chuva e restante época do ano.

Também é importante recalçar que os modelos até aqui apresentados não deixam de ser uma aproximação da realidade, baseada no comportamento e na geologia até agora observados, assim como numa série de correlações empíricas e em parâmetros que, à falta de ensaios precisos, tiveram que ser estimados com base em valores típicos.

Trata-se de uma obra extremamente complexa, que pela sua natureza exige e irá exigir, um nível extraordinário de controlo e de estudos; não se trata de dar soluções antecipadas, apostando no bom comportamento que até aqui mostraram os trabalhos realizados. É necessário por isso continuar com os trabalhos de escavação com extremo cuidado: controlando os avanços, medindo deformações e ajustando os cálculos conforme as necessidades.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Com os trabalhos realizados entre dezembro de 2012 e maio de 2013 alcançou-se uma primeira boa aproximação ao entendimento das condições que geraram o mecanismo de instabilidade do Túnel Esquerdo. Para isto foi necessário aprofundar várias questões, sobre tudo no que respeita à estrutura do maciço rochoso, às propriedades das unidades argilosas e aos tratamentos do Túnel Esquerdo.

Para a zona crítica, isto é, onde se produziu o colapso, para além dos tratamentos desde a superfície consistentes em injeções, os Serviços Técnicos da empresa FCC, e o seu departamento de geotecnia, na pessoa do Eng. Jose Manuel Gutiérrez Manjón, propôs um procedimento construtivo especial, que é o que atualmente se está a executar, baseado, segundo a literatura, no Método Alemão. O Método Alemão caracteriza-se pela escavação previa de duas galerias de pequena seção na zona dos hasteais, chamadas de galerias de avanço que se suportam imediatamente para prevenir desprendimentos. Posteriormente executa-se a escavação da meia seção superior para colocação do suporte que se apoia nas galerias já betonadas. Em seguida executa-se a escavação e suporte da meia seção inferior com certo desfasamento relativamente à meia seção superior. Este método é antigo e laborioso e utiliza-se quando o terreno é de muito má qualidade geotécnica ou quando como, neste caso, se pretende recuperar zonas de túneis colapsadas. Nestes casos, quando é perigoso escavar primeiro, parte da abóbada para depois escavar os hasteais, utiliza-se o Método Alemão que considera um ajuste na ordem das fases de escavação entre hasteais e abóbada, comparativamente com outros métodos mais clássicos como o Belga ou Inglês. No seguinte link de youtube, pode-se ver um vídeo com o exemplo geral da construção do Método Alemão, <https://www.youtube.com/watch?v=S0HA7avKQXw>.

Na Figura 5.1 podem ver-se vários procedimentos gerais de escavação de túneis, uns mais antigos que outros, mas que traduzem as metodologias utilizadas internacionalmente. O Método Austríaco, ou Método de Escavação Sequencial, é o que mais se utilizou nesta obra, o qual tem a característica essencial de procurar a colaboração do terreno ou da rocha.



Figura 5.1 – Fases de escavação típicas em vários métodos internacionais

No caso específico da zona do Túnel Xicotepec I Esquerdo colapsada, o procedimento baseado no método Alemão consiste na construção simultânea de duas galerias auxiliares colocando cambotas TH-29 cobertas por uma camada de 15 cm de betão projetado; posteriormente coloca-se a armadura e procede-se à betonagem das duas grandes sapatas de betão hidráulico.

Atualmente, nesta zona do túnel, encontra-se terminada a fase de escavação, suporte e betonagem das duas galerias auxiliares.

Terminadas as galerias auxiliares, requiere-se de um tratamento especial de estabilização, reforço e suporte por meio de 42 tubos de enfilagem injetados com um diâmetro de 101.6 mm, um comprimento de 13.0 m e espaçamento de 0.4 m. A escavação da meia seção superior realiza-se numa só fase com avanços de 1.0 m, posteriormente coloca-se uma camada de selagem de betão projetado de 5 cm na superfície exposta da abóbada para logo colocar cambotas HEB 200 a cada 1 m; finalmente se projeta-se 35 cm de betão ($f'c = 30$ MPa) reforçado com fibras metálicas em toda a abóbada, cobrindo completamente as cambotas.

A meia seção inferior escava-se uma vez terminadas as etapas prévias e realiza-se numa só fase com avanços de 4 m com respetivo suporte. Posteriormente constrói-se a soleira de 45 cm de betão hidráulico ($f'c = 30$ MPa) em avanços de 4 m, com desfaseamento de 8 m atrás da escavação da meia seção inferior.

Na Figura 5.2 seguinte pode ver-se uma seção tipo para a solução a considerar na zona colapsada do Túnel Esquerdo.

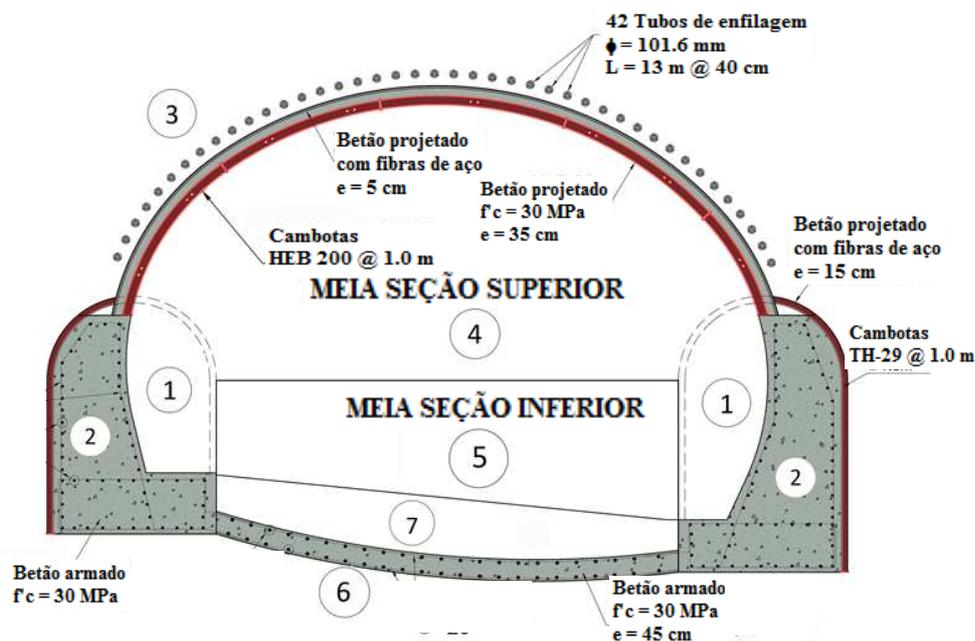


Figura 5.2 – Procedimento construtivo para a zona do Túnel Esquerdo colapsado (CONSULTEC, 2013c).

Para o resto do Túnel Esquerdo, estabeleceu-se um procedimento construtivo mediante um sistema de enfilagem frontal na abóbada de 35 tubos injetados com diâmetro de 101.6 mm, um comprimento de 12 m espaçamento de 0.4 m, nos primeiros 48 m de túnel a partir do Portal México. Posteriormente procedeu-se à escavação e suporte por meio de cambotas IPR 254 a cada 1 m; a escavação da meia seção superior realizou-se numa só fase, com avanços de 1 m; colocou-se uma camada de betão projetado ($f'c = 30$ MPa), com 5 cm de espessura e reforçado com fibras metálicas na superfície

exposta da abóbada; em seguida fixaram-se as cambotas e colocou-se uma camada de betão projetado ($f'c = 30$ MPa), com 25 cm de espessura e reforçado com fibras metálicas em toda a meia seção superior, cobrindo completamente as cambotas. Atualmente, nesta zona do túnel, encontra-se terminada a fase de escavação e suporte da meia seção superior.

A meia seção inferior realiza-se uma vez terminada a meia seção superior de todo o túnel. A escavação deverá realizar-se em 3 fases (2A núcleo lateral direito, 2B núcleo lateral esquerdo e 2C soleira), em avanços de até 3.0 m e com um desfaseamento de 10 m entre a frente 2A e a frente 2B. Imediatamente depois da escavação de cada núcleo, colocar-se-á 5 cm de betão projetado ($f'c = 30$ MPa) e reforçado com fibras metálicas na zona exposta do hasteal; colocam-se e fixam-se os pés das cambotas, para em seguida colocar uma camada de betão projetado ($f'c = 30$ MPa), com 25 cm de espessura adicionais e reforçado com fibras metálicas cobrindo completamente os pés das cambotas, depois escava-se a fase 2C e coloca-se a armadura de reforço para dar continuidade entre o revestimento definitivo e a soleira. A escavação da fase 2C (soleira) realiza-se em avanços de até 5.0 m e com um desfaseamento de 6.0 m entre a frente 2B e a frente 2C. Coloca-se betão projetado na soleira ($f'c = 30$ MPa), com 45 cm de espessura sem fibras metálicas; uma vez terminada a construção da soleira, deve-se encher com material de base hidráulica até ao nível da base do pavimento, respeitando as especificações e características do projeto original.

Na Figura 5.3 pode ver-se uma seção tipo para a solução a considerar no restante Túnel Esquerdo, desde o portal México até à zona colapsada.

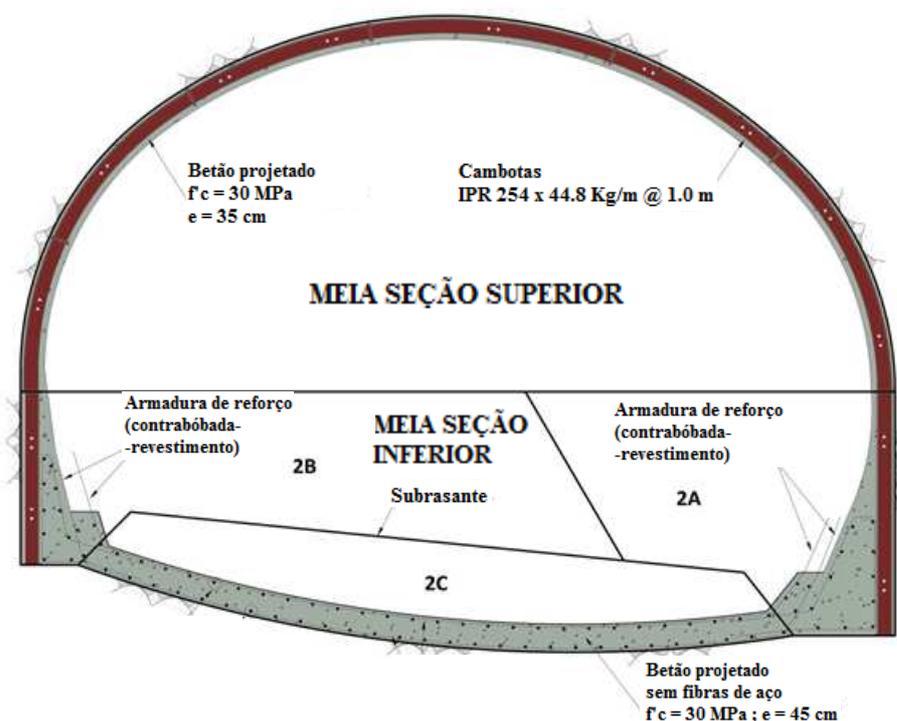


Figura 5.3 – Procedimento construtivo para o Túnel Esquerdo desde o portal México até à zona colapsada (CONSULTEC, 2013c)

Como parte do projeto elaborado considera-se um revestimento definitivo armado na zona em que estaria presente a Unidade Geotécnica II, correspondente à brecha vulcânica e ao *paleossolo*, sobre tudo porque esta estaria representada numa boa parte da seção de escavação, em particular na zona inferior. Dá-se importância ao revestimento definitivo ligado a uma soleira, ambos armados, porque podem representar parte do reforço que requiere a ladeira para a sua completa estabilidade, uma vez que

o papel que desempenhará a armadura de reforço está relacionado com o comportamento a médio e longo prazo do conjunto túneis-terreno-ladeira; além da incerteza sobre a influência que teriam os processos de saturação e desaturação das argilas e a drenagem dos túneis. Para a zona colapsada, parte da proposta de armar o revestimento definitivo e considerar uma soleira de betão ligada estruturalmente, surgiu da ideia de que o túnel poderá atuar como “chave de corte” ante uma possível tendência de movimento do terreno, conforme sugerido pelo Eng. Sergio R. Herrera Castañeda, cenário que foi verificado com os cálculos realizados durante os estudos correspondentes ao Túnel Esquerdo e à estabilidade global da ladeira.

Foi possível simular também a construção da plataforma de injeções e a partir do novo estado tensodeformacional gerado, estudar o provável comportamento para o que restava de construção, tanto do Túnel Direito como do Túnel Esquerdo. No entanto no modelo 3D e intencionalmente, não se simulou o melhoramento da zona colapsada pelos trabalhos de injeção, principalmente devido a que nessa altura desconhecia-se como ia a resultar este processo, quanto à magnitude da contribuição das injeções para a rigidez do material deslizado e em termos gerais, à melhora do terreno. Durante a escavação das galerias foi possível comprovar que as injeções cumpriram adequadamente a sua função e os movimentos que se mediram nas galerias estiveram muito abaixo do previsto pelo modelo.

De acordo com as investigações realizadas posteriores ao colapso, estimou-se que o Túnel Direito e o setor desde o Portal México até à zona colapsada do Túnel Esquerdo (fora da zona do colapso), não estavam afetados pelo deslizamento de junho de 2012, e portanto encontram-se numa zona de maior estabilidade. Relativamente a esta zona, e de acordo com o avanço dos trabalhos, as brechas vulcânicas e/ou camada de *paleossolo* foram cruzadas em várias ocasiões com a presença simultânea de basaltos colunares na abóbada. Nos referidos setores já construídos ao nível da meia seção superior, os túneis comportaram-se razoavelmente e foram estabilizados com os suportes previstos em projeto sem problemas relevantes. Pode-se deduzir que toda esta zona localiza-se numa condição geológica de maior estabilidade, uma vez que a cobertura acima da abóbada do túnel, na parte central do traçado, é da ordem de 7 diâmetros, o que permite que os esforços originados pela escavação do túnel possam redistribuir-se para as partes inferiores originando fatores de segurança adequados para a fase de escavação e suporte, isto é, deslocamentos dentro dos limites admissíveis.

Cabe mencionar que a escavação do túnel ainda não terminou e por isso é importante controlar o comportamento do túnel durante a fase de escavação e suporte da meia seção inferior, com o sistema de monitorização proposto para que se implemente adequadamente para verificar não só os níveis de segurança, mas também para conhecer a resposta do maciço ante os novos processos de escavação.

Finalmente, estudou-se a comportamento do Túnel Esquerdo ante os processos de saturação-dissipação das pressões neutras, considerando que a meia seção superior já tinha sido executada e pôde-se calibrar o modelo numérico 3D de acordo com a nova geologia e as deformações obtidas durante as escavações. Posteriormente calibrou-se o modelo 2D e estudou-se o comportamento do túnel de acordo aos processos mencionados. Estudou-se a contribuição da soleira para a estabilidade de fases intermédias e final do Túnel Esquerdo e justificou-se a necessidade de colocação de armadura no revestimento definitivo ligado estruturalmente à soleira.

Perante os resultados obtidos recomendou-se a instalação de piezómetros para medir a evolução das pressões neutras com a escavação da meia seção inferior e durante pelo menos um ano, tempo necessário para estabelecer gráficos de comportamento piezométrico durante a época de chuvas e a restante época do ano.

Entende-se o que, para o consórcio construtor, significam atualmente os tempos e é também compreensível que se esteja a avaliar a possibilidade de simplificar, acelerar e resumidamente, reduzir

custos de construção. Por outro lado, a partir do grande colapso de 2012 e depois dos estudos rigorosos que sustentam o projeto de recuperação e colocação em serviço do Túnel Esquerdo, apesar de ser uma solução conservadora e custosa, é também uma garantia de segurança, pelo que a mesma tem-se seguido com rigor e em total cumprimento do estabelecido no projeto.

5.2 LIÇÕES APRENDIDAS E PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTO FUTURO

A autoestrada Nuevo Necaxa – Avila Camacho é um marco na história mexicana. Cabe aos intervenientes e à comunidade internacional de engenharia civil, retirar conclusões do tudo o que foi desenvolvido na vertente científica, técnica e construtiva. A temática do Túnel Xicotepec I exposta nesta dissertação, é uma entre muitas das problemáticas que foram diariamente confrontadas, estudadas, construídas, reestudadas, para chegar finalmente a uma solução técnica e construtiva que desse as garantias de segurança necessárias às pessoas que frequentassem a autoestrada no futuro.

Efetivamente hoje, depois de quase um ano após a inauguração da autoestrada, há várias questões técnicas ainda por resolver, nomeadamente 3 pontos em diferentes zonas da obra onde se construíram desvios provisórios depois da ocorrência de deslizamentos ou movimentos num momento muito próximo da data decisiva da inauguração da autoestrada, pelo qual o governo mexicano decidiu viabilizar a construção de soluções temporárias, desde que não comprometendo a segurança dos utilizadores.

As empresas do consórcio vencedor foram aos poucos dando conta da magnitude da obra que tinham para construir. Trouxeram técnicas de vanguarda e experiências de outros lados do mundo, que ajudaram a mitigar, pelo menos, as consequências dos problemas que se conheciam e se esperavam encontrar. Na área dos túneis, que é a que nesta dissertação se desenvolve, as medidas principais implementadas, e que nos EUA e Europa podem ser habituais desde há já alguns anos e em alguns casos décadas, mas que no México representaram inovações técnicas e construtivas foram as que se resumem nas Figuras seguintes:

- Cambotas de seção omega Ω (TH-29).

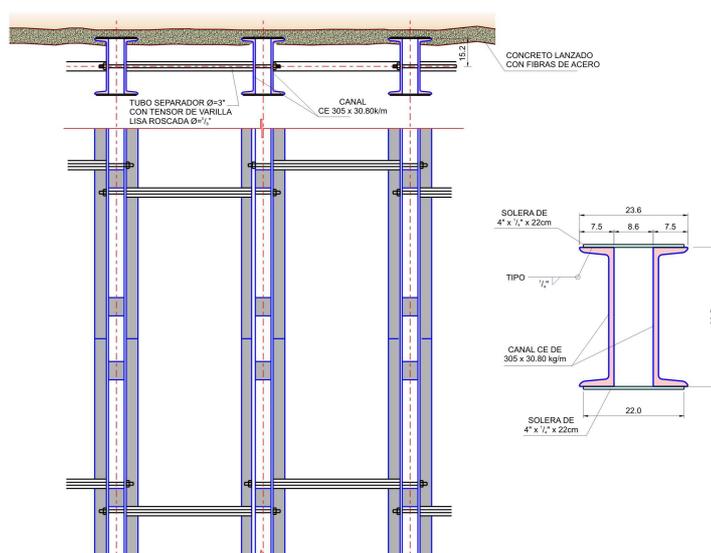


Figura 5.4 – Tipo de cambota (marco metálico) utilizada habitualmente no México

- Revestimento definitivo não armado.



Figura 5.8 – Revestimento definitivo não armado e instalações terminadas.

- Instalações eletromecânicas automatizadas.



Figura 5.9 – Instalações eletromecânicas terminadas.

Houve outras medidas implementadas nesta obra que ajudaram a desenvolver mais o mercado mexicano nessas áreas específicas, mas que já tinham sido adotadas no passado, como são as enfilagens tubulares injetadas, perfuradoras de grande alcance, pregagens com resina *epoxi* e as fibras metálicas no betão projetado.

Uma referência para a grande quantidade de estudos e sondagens realizadas antes do Projeto de Execução, uma vez que não é habitual dar a importância que foi dada pelo consórcio a esta vertente crucial para o êxito da engenharia e construção de qualquer obra civil. Infelizmente é uma problemática mundial, o baixo investimento pré-projeto, no entanto, a tendência para o futuro deveria ser investir na ciência e na tecnologia porque as obras não se podem construir bem se não se estudam adequadamente.

No final da obra, ou pelo menos passados estes anos e chegados a um produto que se espera que se venha ainda a terminar, e dirigindo-me às três áreas principais, troço a céu aberto, pontes e túneis, posso concluir que entre o México e os países mais desenvolvidos no mundo, há mais semelhanças que diferenças, o importante é que haja a predisposição de aprender uns com os outros e haja intercomunicação resultante de um mundo globalizado. Cabe às entidades governamentais de cada país promover estas grandes obras de forma profissional com concursos bem desenvolvidos e ao mesmo tempo adequar o tipo de contrato à dimensão e tipo de obra. Espero que os problemas vividos nesta obra possam ter alertado, desde as entidades que decidem o futuro económico e social de um país até a quem leva a cabo as decisões tomadas, que os custos antes do início das obras, não são perda, são investimento a pensar no final da obra, porque a atitude preventiva sempre é mais eficaz que a atitude corretiva, não só ao nível da engenharia e construção, mas também em muitas outras áreas de uma sociedade, e mais em tempos de crise.

Os ensinamentos que o Túnel Xicotepec I deu, são importantes para que pelo menos haja um exemplo documentado e sirva para que em situações geométricas, topográficas e geológicas similares, se possam tomar decisões corretas e atempadas, iguais ou diferentes às que se tomaram e que ainda se deverão tomar, uma vez que esta dissertação deixa antever que poderão desenvolver-se temas interessantes no que, nesta data, ainda falta para construir do Túnel Xicotepec I Esquerdo.

Os túneis Xicotepec I desde o início estão localizados, tanto em planta como alçado, no pior sítio possível. Em planta, estão numa zona terminal de um grande derrame antigo de lava vulcânica que deu origem a um basalto colunar. Por ser uma zona terminal de um maciço rochoso antigo, há grande probabilidade que o mesmo se apresente descomprimido e alterado nas zonas próximas do exterior. Em alçado, estão numa zona de transição entre dois tipos de maciço rochoso, rocha basáltica e rocha calcária. Este estrato de transição é caracterizado por materiais argilosos produto da decomposição de ambos os tipos de rocha, ígnea e sedimentar que lhe deram origem, as brechas vulcânicas e os solos residuais, respetivamente. Estes solos antigos estiveram sujeitos a sequências de depósitos de variados materiais e a condições ambientais e de intemperismo à escala geológica que lhe conferem a designação de *paleossolos* (Andreis, 1981).

O ensinamento mais importante no caso de num futuro poderem conjugar-se condições semelhantes, foi que a melhor solução seria evitar cruzar uma autoestrada ou qualquer outro tipo de obra, por este tipo de zonas geologicamente complexas, mudando o traçado geométrico ou a localização da obra para sítios geologicamente menos problemáticos e preferencialmente desde as etapas que antecedem os concursos. É certo que noutras zonas da obra se levaram a cabo importantes mudanças no traçado original para evitar grandes falhas geológicas, no entanto, no caso específico do Túnel Xicotepec I não foi possível realizar um ajuste radical no traçado da autoestrada como noutros casos da obra que foram conseguidos com êxito.

Quanto às ferramentas numéricas disponíveis hoje em dia, pode-se afirmar que as utilizadas no Projeto de Recuperação dos Túneis Xicotepec I, são suficientemente poderosas para reconstruir complexos cenários de estabilidade em condições geotécnicas difíceis com um bom grau de aproximação. Neste caso, tais ferramentas foram de grande utilidade para projetar novos procedimentos construtivos em condições de estabilidade limite, assim como estabelecer as respostas do terreno e das estruturas ante essas mesmas condições. Seria desejável que num futuro próximo fosse possível aproveitar as vantagens que estes códigos proporcionam para promover uma cultura de prevenção em vez de utilizá-los para dar solução a falhas geológicas catastróficas.

Assim as perspectivas de desenvolvimento futuro do tema em específico e objeto desta dissertação, traduzem-se em aguardar com bastante perspectiva do ponto de vista acadêmico, a possibilidade de executar os piezômetros propostos para poder estudar as mudanças nas pressões intersticiais (sobrepensões e suções) dos materiais argilosos durante os processos de saturação-dissipação que ocorrem durante a época de chuvas tão característica desta região da República Mexicana. Isto para além de dar um seguimento técnico com os estudos que forem necessários durante a fase de construção que se avizinha para poder terminar o Túnel Esquerdo de forma adequada.

Refiro que os resultados dos piezômetros terão um interesse mais acadêmico que em termos práticos para a construção do que falta do Túnel Esquerdo propriamente dita, porque é minha convicção que nas zonas onde se estabeleceu que se poderia prescindir da soleira e da armadura do revestimento definitivo, foram condicionadas a que por um lado, as camadas argilosas estivessem abaixo da seção do túnel e por outro lado, que o túnel estivesse apoiado em rocha competente pertencente ao primeiro derrame de basalto (Unidade III). Estes condicionalismos segundo a minha opinião não se vão poder alcançar com níveis de rigor adequados, além de que é uma decisão importante que o consórcio teria que tomar em prescindir de elementos estruturais que são benéficos à estabilidade global do conjunto maciço-túnel-ladeira, numa situação geológica delicada como a que têm os túneis Xicotepec I.

Seguramente no futuro continuar-se-á a escrever sobre o Túnel Xicotepec I, em congressos e revistas da especialidade, pelo que é muito importante que os resultados dos trabalhos que ainda estão por realizar-se sejam publicados, pois permitiriam no futuro a realização de estudos adicionais e ajudariam a entender melhor as problemáticas envolvidas com o objetivo de obter um conhecimento adquirido pelas experiências vividas e poder utilizá-las em casos semelhantes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramson, L., Lee, T., Sharma, S., & Boyce, G. (1996). *Slope Stability and Stabilization Methods*. (John Wiley and Sons, Ed.) New York.
- AEROTECNICA DE MEXICO. (2007). *Autopista Concesionada Nuevo Necaxa-Tihuatlán*. México.
- Aggoun, S., & Torrenti, J. -M. (1996). Effect of heat on the mechanical behaviour of concrete linings for tunnels. In Dhir and Henderson, & Spon E & FN (Ed.), *Concrete for Infrastructure and Utilities* (pp. 161-170). London.
- Almeida e Sousa, J. (2005). *Tendencias de la Modelación Numérica en el Análisis de Túneles en Suelos, INGENIERÍA DE TÚNELES* (Vol. 8). (Carlos López Jimeno, Ed.) Madrid.
- Almeida e Sousa, J. (2005). *Tendencias de la Modelación Numérica en el Análisis de Túneles Superficiales, INGENIERÍA DE TÚNELES* (Vol. 9). (Carlos López Jimeno, Ed.) Madrid.
- Andreis, R. R. (1981). *Identificación e importancia geológica de los paleosuelos*. (Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Ed.) Porto Alegre.
- ASTM, C-0. (2006). *Standard Test Method for time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance*. (ASTM International, Ed.)
- ASTM, I. (2011). *ASTM D2487-11 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. (ASTM International, Ed.)
- Barton, N. (1974). A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. (Norwegian Geotechnical Institute, Ed.) *Norwegian Geotech. Inst. Publ. No. 105*.
- Barton, N. (2006). *Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy*. (T. & Francis, Ed.) UK & Netherlands.
- Barton, N., & Bandis, S. (1982). Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. *23rd U.S. symp. on rock mechanics*, (pp. 739-760). Berkeley.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. In Norwegian Geotechnical Institute Publ. N° 119 (Ed.), *Rock Mechanics N° 1/2* (pp. 1-54).
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnels Supports. In *Rock Mechanics* (pp. 189-239).
- Bello, A. A. (1987). Método Simplificado para el Análisis de Estabilidad de Grandes Excavaciones Subterráneas. In *Tópicos de Geotecnia* (UNAM ed.). México.
- Benton y Asociados, S. d. (2008). *Estudios Geofísicos para el segundo tramo (k850 al k857)*. México.
- Benton y Asociados, S. d. (2009). *Informe de Exploración Geotécnica*. México.
- Benton y Asociados, S. d. (2012). *Informe Preliminar del Estudio Geofísico en la Modalidad de Tomografía Eléctrica y Sondeo Eléctrico Vertical para determinar la estratigrafía en el Túnel Xicotepec I*. México.
- Bieniawski, Z. T. (1976). Engineering Rock Mass Classifications in Rock Engineering. In *Exploration for Rock Engineering. Proc. of the Symp* (pp. 97-106). Cape Town: Balkema A. A.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. (John Wiley and Sons, Ed.) New York.
- Bieniawski, Z. T. (1992). *Design methodology in rock engineering*. (A. A. Balkema, Ed.) Rotterdam.

- Braja, B. H., & Brown, E. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. (T. Learning, Ed.) México.
- Carvalho, J. L., Hoek, E., & Bin, L. (1992). *Unwedge. Rock Engineering Group*. (U. o. Toronto, Ed.) Canadá.
- CDM Smith, C. (2013a). *Report Xicotepec Tunnels I, Geotechnical Integration, Stability and Right Tunnel Excavation Studies, February 2013, by Consultec Ingenieros. Comments by CDMSmith*. Stuttgart.
- CDM Smith, C. (2013b). *Report Xicotepec Tunnels I. Assessment of cause of collapse - Preliminary report*. Stuttgart.
- CEB. (1990). *Bulletin D'information No213/214 CEB-FIP Model Code 1990 (Concrete Structures)*. Lausanne.
- Celada, T. B., & Fernández, P. (2004). *Efecto del frente de excavación de un túnel en los cálculos bidimensionales del sostenimiento INGEO TÚNELES (Vol. 7)*. (C. L. Jimeno, Ed.) Madrid.
- CEN. (1994). *Eurocode 7: Geotechnical Design - Part 1: General rules. European Prestandard ENV 1997-1*.
- CFE. (1993). *Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo*. México.
- CFE. (s.d.). *Comisión Federal de Electricidad*. Obtido de www.cfe.gob.mx
- Choquet, P., & Adjigeogian, J. (1992). The Design of Support for Underground Excavations. Rock Characterization (J.A. Hudson). *ISRM. Symposium Imperial College of Science*. Londres.
- CONAGUA. (s.d.). *Comisión Nacional del Agua*. Obtido de www.conagua.gob.mx
- CONNET. (2007). *Carretera Nuevo Necaxa - Tihuatlan. Anteproyecto de Oferta*. México.
- CONNET. (2010). *Estudio Técnico Justificativo de Cambios al Proyecto*. Xicotepec de Juarez.
- CONNET. (2012a). *Datos de medición de las convergencias de los Túneles Xicotepec I*. Xicotepec de Juarez.
- CONNET. (2012b). *Cartas de clasificación RMR medidas en los frentes de excavación de los Túneles Xicotepec I*. Xicotepec de Juarez.
- CONNET. (2013). *Resumen criterios de Perforación e Inyección Túnel izquierdo Xicotepec I*. Xicotepec de Juarez.
- CONNET. (2014). *Túnel Izquierdo. Exploraciones adicionales realizadas en sección de avance*. Xicotepec de Juarez.
- CONSULTEC. (2007). *Anteproyectos de los Túneles Huauchinango, Nuevo Necaxa, Sin Nombre I, Cuahueyatla, Sin Nombre II, Xicotepec I, Xicotepec II, El Zoquita, Las Pilas I, Las Pilas II, Sin Nombre III, Sin Nombre IV y La Ardilla*. México.
- CONSULTEC. (2013a). *Túneles Xicotepec I - Integración Geotécnica, Estudios de Estabilidad y de la Excavación del Túnel Derecho*. México.
- CONSULTEC. (2013b). *Túneles Xicotepec I - Inyecciones desde superficie en el túnel izquierdo*. México.
- CONSULTEC. (2013c). *Túneles Xicotepec I - Análisis y Diseño de la Excavación, los sostenimientos y el Revestimiento del Túnel Izquierdo*. México.

- CONSULTEC. (2013d). *Comentarios al Informe "Report Xicotepec Tunnels I, Geotechnical Integration, Stability and Right Tunnel Excavation Studies, February 2013, by Consultec Ingenieros. Comments by CDMSmith" elaborado por CDM Smith Consult el 18-03-2013.* México.
- CONSULTEC. (2013e). *Comentarios al Informe "Assessment of cause of collapse" elaborado por CDM Smith Consult el 18-03-2013.* México.
- COPEI, & Herrera, S. (2007). *Estudio Geológico del Trazo Proyecto Carretero Nuevo Necaxa-Tehuacán. Segunda parte. Tramo del K854+000 al K876+380.* México.
- Deere, D. U., & Miller, R. (1966). *Engineering classifications and index properties for intact rock.* Air Force Weapons Lab, Kirtland Air Force Base, New Mexico.
- Díaz Mora, C. (1985). *Apuntes de Geotecnia IV.* Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- DOF. (2006). *Bases Generales Concurso Público Internacional No. 00009076-003-06.* México.
- EDAC. (1995). *Estudios Geológicos y Diseños para el Túnel Xicotepec I.* México.
- EPC. (2008). *Informe de Exploración Geológica para los Túneles Xicotepec I.* México.
- EPC. (2012). *Informe de Exploración Geológica para los Túneles Xicotepec I.* México.
- Fang, X., Junqi, L., Xiaolan, Z., & Runzhou, L. (2008). *Damage Evaluation of Tunnels in Earthquakes. The 14th World Conference on Earthquake Engineering.* Beijing.
- FLAC3Dv4. (2013). *Advanced, Three Dimensional Continuum Modeling for Geotechnical Analysis of Rock, Soil, and Structural Support.*
- Geo-Slope, I. (2008). *Slope/W for Slope Stability Analysis.*
- González, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2004). *Ingeniería Geológica.* (P. P. Hall, Ed.) Madrid.
- Goodman, R. (1993). *Engineering geology. Rock in engineering construction.* (J. W. Sons, Ed.) New York.
- Goodman, R. E., & Shi, G. H. (1985). *Block Theory and its Applications to Rock Engineering Practice.* (P. P. Hall, Ed.) Englewood Cliffs, NJ.
- Herrera, S. (2002). *Regionalización de los Deslizamientos en México.* México.
- Herrera, S. (2011). *Informe 41 - Túnel Xicotepec I Portal Tuxpan.* México.
- Herrera, S. (2012a). *Informe 50 - Dictamen de la Falla del Túnel Xicotepec I (Izquierdo).* México.
- Herrera, S. (2012b). *Informe Geológico Integrado del Túnel Xicotepec I.* México.
- Herrera, S., Schmitter, J., Colonia, J., Macedo, V. H., & Reynoso, E. (2010). *Corte carretero realizado en una formación rocosa de precaria estabilidad.* In Publicación SMIG (Ed.), *XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, (pp. 169-175). Acapulco.
- Hoek, E. (1964). *Fracture of anisotropic rock.* In J. S. Metall (Ed.).
- Hoek, E. (2005). *Modelización Numérica para Túneles Superficiales en Rocas Débiles, INGENIO TÚNELES* (Vol. 9). (C. L. Jimeno, Ed.) Madrid.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1985). *Excavaciones Subterráneas en Roca.* (McGraw-Hill, Ed., & R. Dely, Trad.) México.

- Hoek, E., & Marinos, P. (november de 2007). A Brief History of the Development of the Hoek-Brown Failure Criterion. *Soils and Rocks*, N°2, 11p.
- Hoek, E., Kaiser, P., & Bawden, W. (1995). *Rock support for Underground Excavations in Hard Rock*. (A. A. Balkema, Ed.) Rotterdam.
- ICA, & GLOBALVÍA. (2011). AUTOPISTA MÉXICO-TUXPAN, NUEVO NECAXA - TIHUATLAN. In ArqCo. (Ed.), *XXIV Congreso Mundial de Carreteras - Movilidad, Sustentabilidad y Desarrollo*, (p. 200). México.
- INAH. (s.d.). *Instituto Nacional de Antropología e História*. Obtido de www.inah.gov.mx
- INEGI. (s.d.). *Instituto Nacional de Estadística y Geografía*. Obtido de www.inegi.gov.mx
- INGETEC. (2007). *Criterios de diseño - Túneles, TU-CRI-NX-003*. Bogotá.
- INGETEC. (2008). *Túneles Gemelos de Xicotepec I - Memórias de Diseño Geotécnico*. Bogotá.
- INGETEC. (2009). *Túneles Gemelos de Xicotepec I - Portal México, Memória de Cálculo*. Bogotá.
- INGETEC. (2010). *Túneles Gemelos de Xicotepec I - Portal Tuxpan, Evaluacion de las Condiciones de Estabilidad*. Bogotá.
- INGETEC. (2012a). *Túneles Gemelos de Xicotepec I - Perfiles Geológicos Actualizados y Estimativo de Deformaciones*. Bogotá.
- INGETEC. (2012b). *Túneles Gemelos de Xicotepec I - Mecanismo de Falla*. Bogotá.
- INGETEC. (2012c). *Túneles Gemelos de Xicotepec I - Análisis de Alternativas Finales*. Bogotá.
- Juárez, E., & Rico, A. (1975). *Mecánica de Suelos, Tomo 1*. (Limusa, Ed.) México.
- Juárez, E., & Rico, A. (1976). *Mecánica de Suelos, Tomo 2*. (Limusa, Ed.) México.
- Kockar, H. A. (2002). Methodology for Tunnel and Portal Support Design in Mixed Limestone, Schist and Phyllite Conditions: A Case Study in Turkey. *Rock Mechanics and Mining Science*.
- Macedo Correia, V. H. (2011). Aplicación de recursos usados en México de túneles rodoviários en Europa. *Posesión de la IX Mesa Directiva de la Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres*. Puebla.
- Macedo Correia, V. H. (2013). Puente San Marcos. Cambios de Proyecto. *IX Reunión Nacional de Ingeniería Civil na UDLAP (Universidad de las Americas de Puebla)*. Puebla.
- Macedo Correia, V. H. (2014). Nuevo Necaxa - Avila Camacho, un Proyecto de Excelencia en Puebla. *III Reunión Nacional de la FEMCIC (Federación Mexicana de Colegios de Ingenieros Civiles)*. Puebla.
- Macedo Correia, V. H., & Martínez, I. A. (2012). Puente San Marcos. Problemática presentada en la construcción de la cimentación de la zapata de la pila 4. En Publicación SMIG (Ed.), *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, (págs. 1053-1060). Cancún, Quintana Roo.
- Macedo Correia, V. H., Lé Costa, P., & Castro, A. (2010). Derrumbe de grandes dimensiones en el portal de túnel carretero, problemática geológica y soluciones implantadas. En Publicación SMIG (Ed.), *XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, (págs. 195-202). Acapulco, Guerrero.

- Mahar, J. W. (1975). Shotcrete practice in underground construction: Final Report. En Dept. of Civil Engineering. University of Illinois at Urban Champaign (Ed.). Springfield VA.
- Mahtab, M., & Grasso, P. (1992). *Geomechanics Principles in the Design of the Tunnels and Caverns in Rock. Developments in Geotechnical Engineering*. (Elvesion, Ed.) New York.
- Marinos, P., & Hoek, E. (2000). GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *GeoEng2000 Conference*, (pp. 1422-1442). Melbourne.
- Martínez, I., Macedo Correia, V. H., Pérez, D., & Nájera, E. (2012). Corte de gran altura en depósito de talud, rediseño de acuerdo a las condiciones observadas durante la construcción. In P. SMIG (Ed.), *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, (pp. 715-722). Cancún, Quintana Roo.
- Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Morán Centeno, D. J. (1984). *Geología de la República Mexicana*. (INEGI, Ed.) México.
- O'Rourke, T. (1984). *Guidelines for Tunnel Lining Design*. (ASCE, Ed.) New York.
- Oreste, P. (2005). *Análisis de la interacción estructural en túneles utilizando la aproximación convergencia-confinamiento*. *INGEO TÚNELES* (Vol. 10). (C. L. Jimeno, Ed.) Madrid.
- Ortuño, L., Etsica, A., & Uriel, P. (1998). *Emboquille de Túneles*. *INGEO TÚNELES* (Vol. 1). (C. L. Jimeno, Ed.) Madrid.
- Panet, M., & Guellec, P. (1974). Contribution a L'étude du Joutènement d' un tunnel a l'arrière du Front de Taille. In ISRM (Ed.), *3rd Int Conf. Rock Mechanics*, (pp. 1163-1168). Denver.
- Paul, S., Hendron, A., Cording, E., Sgouros, G., & Saha, P. (1983). *Design Recommendations for Concrete Tunnel Linings. Summary of Research and Proposed Recommendations* (Vol. II). (U. o. Urbana, Ed.) Champaign.
- Peila, D., & Pelizza, S. (2004). *Refuerzo del terreno para túneles en condiciones geológicas difíciles*. *INGEO TÚNELES* (Vol. 8). (C. L. Jimeno, Ed.) Madrid.
- Pérez, D., Macedo Correia, V. H., Cázares, J., Palma, D., & Schmitter, J. (2014). Macro-deslizamiento de una ladera, en un proyecto carretero. In Publicación SMIG (Ed.), *XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Tema 02 - Vias Terrestres*. Puerto Vallarta, Jalisco.
- Pérez, D., Macedo Correia, V. H., Martínez, I., & Schmitter, J. (2012). Estabilidad del corte Tepapatlaxco, en el tramo Nuevo Necaxa-Ávila Camacho, de la Autopista México-Tuxpan. In Publicación SMIG (Ed.), *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, (pp. 759-767). Cancún, Quintana Roo.
- Phases2, V. (2008). *Programa de Elementos Finitos para Excavaciones Subterráneas*.
- PLAXIS, 2. (2013). *Finite element package intended for the two dimensional analysis of deformation and stability in geotechnical engineering*.
- Puzrin, A. M. (2011). *Nuevo Necaxa - Avila Camacho Highway. Cut XIV Failure Analysis Report*. Zurich.
- Puzrin, A. M. (2011). *Nuevo Necaxa - Avila Camacho Highway. Cut XV Failure Analysis Report*. Zurich.

- Puzrin, A. M. (2011). *Nuevo Necaxa - Avila Camacho Highway. Cut XVI-B Failure Analysis Report*. Zurich.
- Puzrin, A. M. (2011). *Nuevo Necaxa - Avila Camacho Highway. El Cantil Bridge, Pier 6 Slope Failure Analysis Report*. Zurich.
- Puzrin, A. M. (2011). *Nuevo Necaxa - Avila Camacho Highway. Rock-fill Embankment Failure Analysis Report*. Zurich.
- Puzrin, A. M. (2011). *Nuevo Necaxa - Avila Camacho Highway. San Marcos Bridge Pier #3, Slope Failure Analysis Report*. Zurich.
- Puzrin, A. M. (2013). *Nuevo Necaxa - Avila Camacho Highway. Slope Failure in Embankment 3.10*. Zurich.
- RocLab. (2008). *Rock Mass Strength Analysis Using the Hoek-Brown Failure Criterion*.
- Rowe, R. (1992). Tunnel engineering in earthquake area. In *Tunnels and Tunneling* (pp. 41-44).
- Ruiz, J., Plana, D., Auleda, M., Cornelles, J., & López, C. (2006). *Análisis de infiltraciones en túneles situados en macizos rocosos. Aplicación a un caso de proyecto de construcción de un túnel. INGENIO TÚNELES* (Vol. 11). (C. L. Jimeno, Ed.) Madrid.
- Sánchez, F. A., Suárez Fino, J. F., & Macedo Correia, V. H. (2014). El colapso del túnel Xicotepec I; una investigación sobre sus causas y un estudio para su reconstrucción. In AMITOS (Ed.), *Cuarto Congreso Mexicano de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas*, (pp. 87-96). México.
- Sánchez, F. A., Suárez Fino, J. F., & Macedo Correia, V. H. (2014). The Xicotepec road tunnel collapse in Mexico; an investigation of the causes and the reconstruction project. *World Tunnel Congress 2014*. Iguassu Falls.
- SCT. (1996). *Autopista Pirámides-Tulancingo-Tuxpán. Proyecto Ejecutivo El Zoquitlan*. CONSULTEC. México.
- SCT. (2006a). *Apéndice 3 - Lineamientos para la elaboración del proyecto del concursante*. México.
- SCT. (2006b). *Normatividad aplicable a la ejecución de estudios y proyecto de túneles carreteros*. México.
- SCT. (2006c). *Estudios Geofísicos y Proyecto Básico del Túnel Xicotepec I*. México.
- SCT. (2006d). *Anexo 4 del Título de Concesión*. México.
- SCT. (2006e). *Estimación de Aforos e Ingresos para la Carretera Nuevo Necaxa-Tehuacán*. México.
- SCT. (s.d.). *Secretaría de Comunicaciones y Transportes*. Obtido de www.sct.gob.mx
- Servicio Meteorológico Nacional. (s.d.). *CONAGUA*. Obtido de <http://smn.cna.gob.mx/>
- Skempton, A. W. (1986). Standard Penetration Test procedure and the effect in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation. In *Geotechnique* (Vol. 10, pp. 425-447).
- Slide, 2. (2010). *Limit Equilibrium Slope Stability for Soil and Rock Slopes*.
- Swannell, N. G. (1993). An evaluation of fibre reinforced sprayed concrete as permanent tunnel lining material. In Norwegian Concrete Association (Ed.), *International Symposium on Sprayed Concrete*, (pp. 295-309). Oslo.

- Swedge. (2008). *Probabilistic Analysis of the Geometry and Stability of Surface Wedges*.
- Topa Gomes, A. (2008). *Poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na vertical. O caso do Metro do Porto*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).
- Wang, J.-N. (1993). *Seismic Design of Tunnels. A Simple State of the Art Design Approach*. (P. B. Douglas, Ed.) New York.
- Weber, J. (1979). *Empirische formeln zur beschreibung der festigkeitsentwicklung und der entwicklung des e-modulus von beton betonwerk und fertigtechbik. Betonwerk U Fertigtel-Tech*.
- Wood, M., & Alan, M. (1992). Development of Tunnel Support Philosophy. Rock Characterization (J. A. Hudson). In ISRM (Ed.), *Symposium Imperial College of Science*. London.
- Yaalon, D. H. (1971). *Paleopedology: Origin, Nature, and Dating of Paleosols*. (International Society of Soil Science and Israel Universities Press, Ed.) Jerusalem.