



GOVERNO DO
ESTADO DO CEARÁ
Secretaria dos Recursos Hídricos

CONTRATO Nº 002/SRH/CE/2012



PROJETO EXECUTIVO DO 1º TRECHO
JATI / RIO CARIÚS DO CINTURÃO
DE ÁGUAS DO CEARÁ - CAC

RELATÓRIO FINAL - TEXTO
RELATÓRIO FINAL DOS SERVIÇOS
GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO - VOLUME IV/VI

TOMO II/II



AGOSTO / 2015

1 - INTRODUÇÃO

O presente documento tem por objetivo apresentar os cálculos de dimensionamento do suporte da escavação do Túnel Sítio Alto 1, bem como as verificações estruturais de seu revestimento secundário. Este túnel faz parte de um conjunto de nove túneis do primeiro trecho denominado de Jati-Rio Carius, pertencentes ao Cinturão de Águas do Ceará.

O túnel Sítio Alto 1 apresenta 480m de extensão, com cobertura variando entre 90 m e 10 m, a ser implantado praticamente em arenitos, com classificações geomecânicas de Bieniawski (1989) variando entre III a V.

Para as classes de maciço rochoso III e IV, é empregado o modelo de Terzaghi (1946) para estimar os carregamentos potenciais sobre o suporte da escavação. Na sequência é realizada uma avaliação da capacidade resistiva do “anel” resistente mobilizado pelo suporte da escavação. Para os trechos de classe V, é realizada uma simulação numérica pelo método dos elementos finitos para inferir os esforços do suporte e do revestimento secundário do túnel.

Considerações sobre a seqüência de escavação e recomendações são tecidas ao final.

2 - CONTEXTO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

2.1 - CONCEITOS

Como boa parte das escavações ocorre em maciços rochosos de Classes III a V de Bieniawski (1989), o modelo de cálculo adotado neste documento considera um mecanismo de colapso de uma escavação em meio descontínuo para classes II, III e IV, uma vez que o comportamento do túnel é ditado pelas descontinuidades do maciço, não importando quais sejam os parâmetros de resistência ou deformação dos blocos de rocha. Desta forma, torna-se indiferente tratar os blocos de rocha como corpos rígidos ou como corpos deformáveis, pois o comportamento do maciço é o mesmo em ambos os casos. Somente nos trechos escavados em maciços de Classe V, o comportamento do maciço diante de uma escavação pode ser aproximado por um meio contínuo.

Em todos os casos, o mecanismo de colapso é combatido a partir do emprego de suportes, os quais devem ser adequadamente dimensionados para resistir a um carregamento potencial.

Posto isto, se os blocos de rocha podem ser tratados como blocos rígidos, o comportamento do maciço é sempre melhor representado por equilíbrio limite quando o foco é o dimensionamento de suporte. Existem diversos métodos de cálculo para avaliar o carregamento sobre o suporte nestes casos. Paralelamente, programas computacionais desenvolvidos para este fim conseguem determinar o volume e a forma do bloco mais desfavorável atuando sobre o suporte da escavação. Em geral, o que falta nestes programas e naqueles que empregam a Teoria da Elasticidade e a Teoria da Plasticidade é o critério de ruptura do concreto projetado, razão pela qual muitas vezes o fator de segurança obtido das análises não é realista.

Entre os diversos métodos de determinação de carregamentos sobre o revestimento, pode ser aplicável ao caso o modelo de Terzaghi (“Rock Tunneling with steel supports”, 1946).

Para uma condição de maciço “moderately blocky and seamy” na classificação de Terzaghi, que descreve o maciço como composto por blocos interconectados, tendo ou não preenchimentos nas juntas, o carregamento previsto varia entre 0,25 a 0,35 vezes o vão formado pelas cunhas de empuxo ativo no pé-direito do túnel, ou pela soma do vão e da altura do túnel.

Na condição de maciço “very blocky and seamy”, que descreve o maciço como composto por pequenos blocos interconectados de modo imperfeito, tendo ou não preenchimentos nas juntas, o carregamento previsto varia entre 0,35 a 1,10 vezes o vão formado pelas cunhas de empuxo ativo no pé-direito do túnel, ou pela soma do vão e da altura do túnel. A Tabela 1 apresenta um resumo desta condição.

Na sequência, são apresentadas recomendações do sistema de contenção de maciços rochosos proposto por Bieniawski (1990), Tabela 2, e por Barton (1993), Figura 1.

Tabela 1 – Carregamento sobre o suporte (Terzaghi, 1946, apud Bieniawski, 1990)

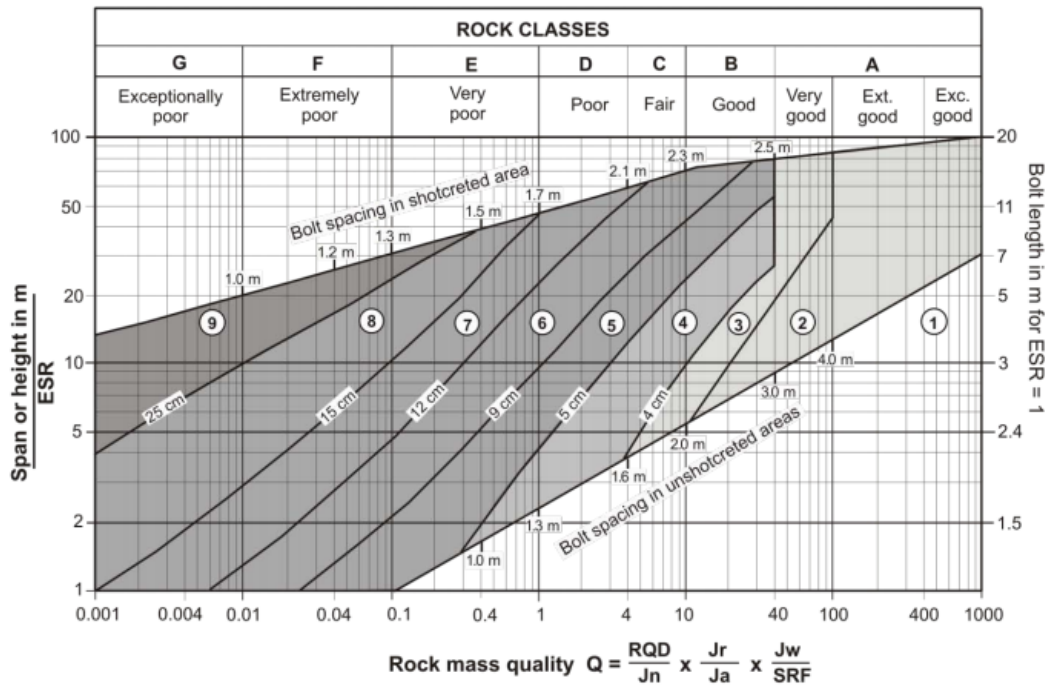
Terzaghi's Rock Load Classification for Steel Arch-Supported Tunnels²
(Rock Load H_p in Feet of Rock on Roof of Support in Tunnel With
Width B (feet) and Height H_t (feet) at a Depth of More
Than $1.5(B + H_t)$)*

<u>Rock Condition</u>	<u>Rock Load H_p in Feet</u>	<u>Remarks</u>
1. Hard and intact.	Zero	Light lining required only if spalling or popping occurs.
2. Hard stratified or schistose.**	0 to 0.5B	} Light support, mainly for protection against spalls. Load may change erratically from point to point.
3. Massive, moderately jointed.	0 to 0.25B	
4. Moderately blocky and seamy.	$0.25B$ to $0.35(B + H_t)$	No side pressure.
5. Very blocky and seamy.	$(0.35$ to $1.10)(B + H_t)$	Little or no side pressure.
6. Completely crushed but chemically intact.	$1.10(B + H_t)$	Considerable side pressure. Softening effects of seepage towards bottom of tunnel requires either continuous support for lower ends of ribs or circular ribs.
7. Squeezing rock, moderate depth.	$(1.10$ to $2.10)(B + H_t)$	} Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
8. Squeezing rock, great depth.	$(2.10$ to $4.50)(B + H_t)$	
9. Swelling rock.	Up to 250 feet, irrespective of the value of $(B + H_t)$	Circular ribs are required. In extreme cases use yielding support.

Tabela 2 - Recomendações do sistema de suporte de maciços rochosos (Bieniawski, 1990)

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I - Very good rock RMR: 81-100	Full face, 3 m advance.	Generally no support required except spot bolting.		
II - Good rock RMR: 61-80	Full face , 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face.	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh.	50 mm in crown where required.	None.
III - Fair rock RMR: 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face.	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5 - 2 m in crown and walls with wire mesh in crown.	50-100 mm in crown and 30 mm in sides.	None.
IV - Poor rock RMR: 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face.	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh.	100-150 mm in crown and 100 mm in sides.	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required.
V - Very poor rock RMR: < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting.	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert.	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face.	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert.

Figura 1 - Ábaco de cálculo de suporte a partir da classe de maciço pelo índice Q.



REINFORCEMENT CATEGORIES:

- | | |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> 1) Unsupported 2) Spot bolting 3) Systematic bolting 4) Systematic bolting, (and unreinforced shotcrete, 4 - 10 cm) 5) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 5 - 9 cm | <ul style="list-style-type: none"> 6) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 9- 12 cm 7) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 12 - 15 cm 8) Fibre reinforced shotcrete, > 15 cm, reinforced ribs of shotcrete and bolting 9) Cast concrete lining |
|---|--|

Na falta de informações específicas, o índice Q foi estimado a partir de Bieniawski (1989) ou por Barton (1995):

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (\text{Bieniawski, 1989})$$

$$RMR = 15 \log Q + 50 (\text{Barton, 1995})$$

2.2 - PARÂMETROS DE PROJETO

As camadas geológicas e seus respectivos parâmetros geotécnicos utilizados no dimensionamento das contenções são apresentadas na Tabela 3:

Tabela 3 – Parâmetros de projeto

Camada geológica	Peso específico (tf/m ³)	E ₀ (MPa)	Coesão (tf/m ²)	Ângulo de atrito
Solo Aluvionar ou Coluvionar	1,7	50	0,5	25°
Solo Residual	1,8	200	1,0	28°
	1,8	500	2,0	30°
Arenitos	1,8/2,2*	1.000	Ver Erro! Fonte de referência não encontrada.4	Ver Erro! Fonte de referência não encontrada.4

(*2,2 para classes superiores)

Com relação aos parâmetros de peso específico e de resistência (coesão e ângulo de atrito), à exceção da camada de arenito, todos os demais foram estimados em função da descrição do solo presente nas sondagens e do número de golpes (NSPT), uma vez que não foram realizados ensaios para obtenção de forma direta dos parâmetros para estes solos.

Já os parâmetros de resistência adotados para o arenito foram obtidos de ensaios de cisalhamento triaxiais do tipo adensado/ não drenado (CU), realizados em amostras de arenito pela Universidade Federal do Ceará (UFC). Os detalhes do ensaio podem ser visto no documento “Relatório de Ensaios de Laboratório – 056/2013”. Com base nos ensaios realizados foram adotados os parâmetros apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Resultados dos ensaios triaxiais no arenito¹

Amostra	Local	Tipo	Coesão (kPa)		Ângulo de atrito (°)	
			Total	Efetiva	Total	Efetivo
31 0,40 m	Túnel Sítio Alto 1	CU	180	150	31,1	39,8
35 0,40 m	Túnel Sítio Alto 1	CU	120	150	41,5	37,9
57 3,30 m	Túnel Sítio Alto 2	CU	140	100	36,3	35,8
Adotado			-	100	-	35

¹ Retirado do documento “Relatório de Ensaios de Laboratório – 056/2013”

A Tabela 5 apresenta parâmetros de projeto para maciços rochosos segundo Bieniawski (1990). Vê-se que os parâmetros obtidos para o Arenito de classe III assemelham-se à classificação proposta por Bieniawski (1990).

Tabela 5 – Parâmetros de projeto segundo Bieniawski (1990)

D. MEANING OF ROCK CLASSES					
Class number	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

Com relação ao módulo de elasticidade, para maciços rochosos, este foi estimado considerando:

$$E_m = 2xRMR - 100 \quad (GPa) \quad \text{para } RMR > 50 \quad (\text{Bieniawski, 1990})$$

$$E_m = 10 \frac{RMR-10}{40} \quad (GPa) \quad \text{para } RMR < 50 \quad (\text{Seraftm e Peretra, 1983})$$

Para maciços terrosos, este foi estimado considerando:

$$E_m = 5x Nspt \quad (MPa)$$

2.3 - COMPARTIMENTAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

As compartimentações geomecânicas apuradas para o Túnel Sítio Alto 1 constam nas Figura 2 e 3.

Figura 2 – Compartimentação geomecânica Túnel Sítio Alto 1 (parte 1/2)

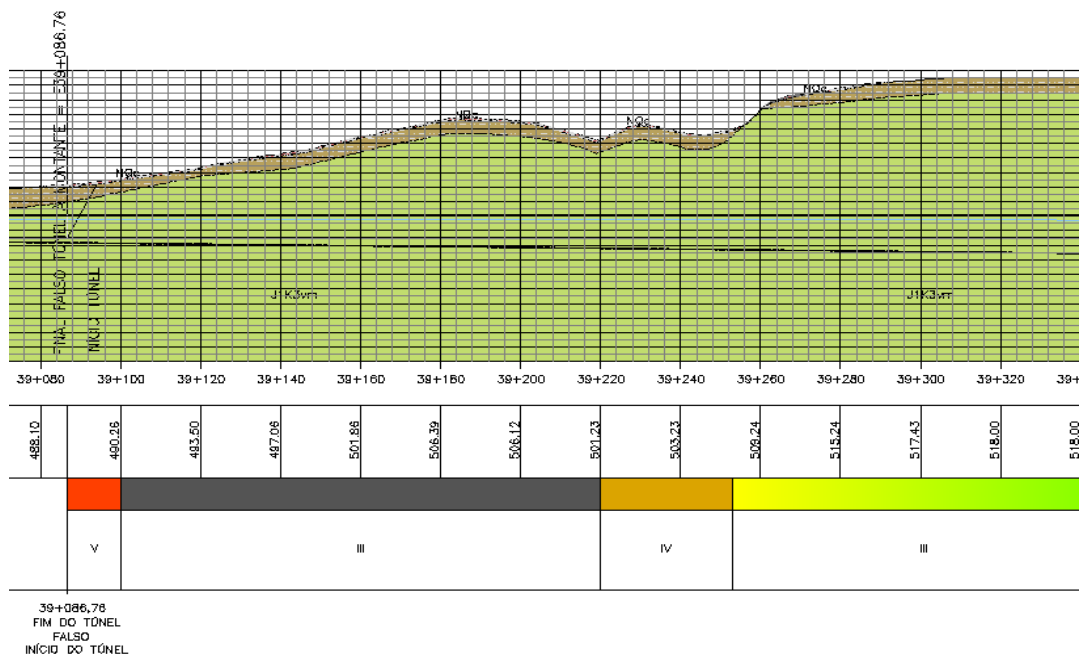
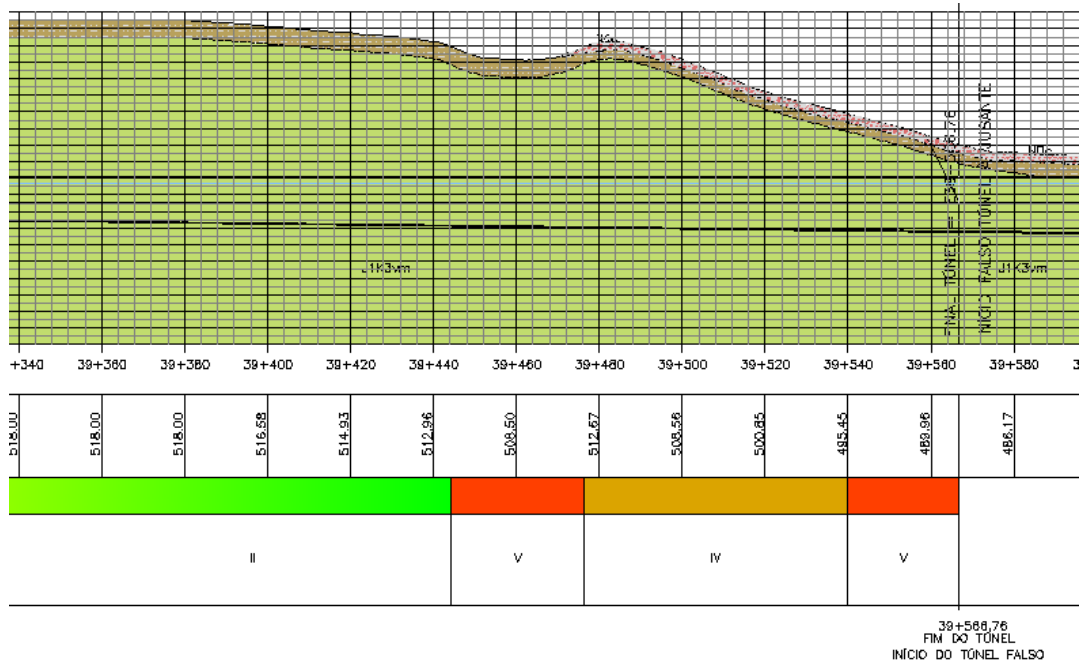


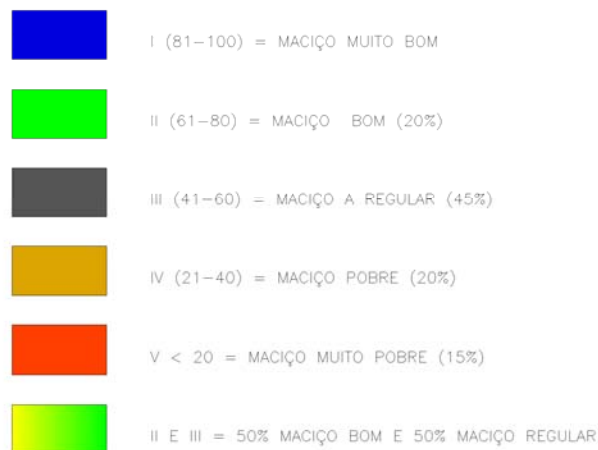
Figura 3 – Compartimentação geomecânica Túnel Sítio Alto 1 (parte 2/2)



A Figura 4 consta um resumo da compartimentação geomecânica para o Túnel Sítio Alto 1. Destas figuras é possível inferir que o túnel será basicamente escavado em maciços de Classe II a V de Bieniawski (1989).

Figura 4 – Resumo da compartimentação geomecânica para o Túnel Sítio Alto 1

CLASSE DA MASSA ROCHOSA (BIENIAWSKI, 1989)



2.4 - CARACTERÍSTICAS DO SUPORTE E REVESTIMENTO SECUNDÁRIO

Como suporte da escavação, serão empregados tirantes de barras de aço CA-50, fixados com resina epóxi, e concreto projetado de resistência final à compressão simples superior a 25 MPa. Os tirantes deverão apresentar uma carga de incorporação de 10 tf, devendo ser ancorados ao suporte através de placas e dispositivos apropriados.

Em termos de ganho de resistência, é especificado um ganho de 1,0 MPa por hora, sendo requerido 10 MPa às 12hs. Para liberação do avanço das escavações, é especificada uma resistência mínima de 5,0 MPa. Em termos de durabilidade do revestimento, é especificada uma relação água/ cimento, a/c, mínima de 0,5.

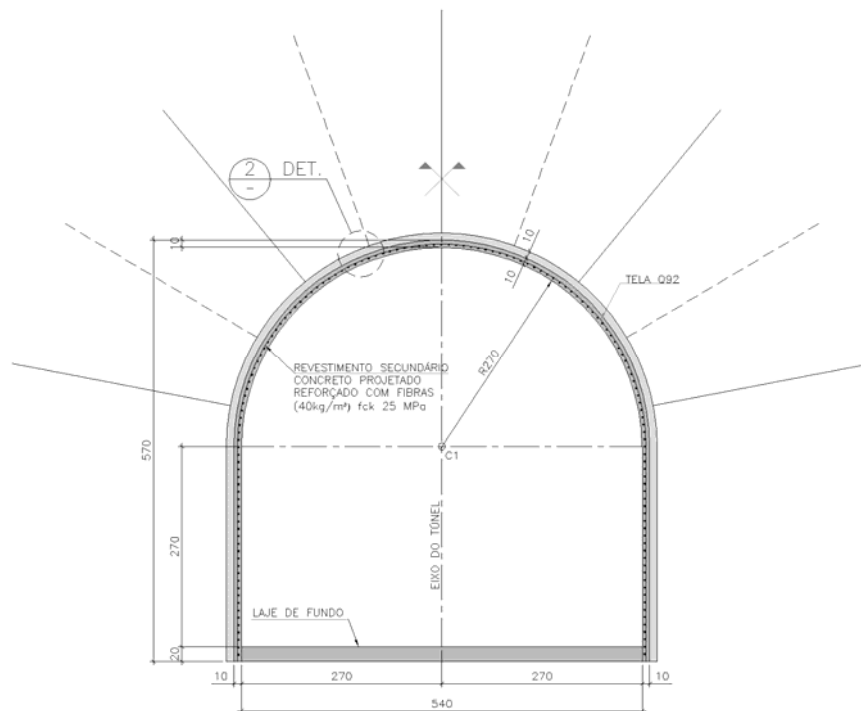
O reforço do concreto projetado será implantado com fibras metálicas, o que privilegiará a velocidade de execução. Entretanto, quando houver a necessidade de tornar curvo o revestimento para ser eficaz, trabalhando à compressão, serão utilizadas telas a certa distância da frente de escavação.

3 - GEOMETRIAS DE ESCAVAÇÃO

3.1 - GEOMETRIA DE ESCAVAÇÃO PARA MACIÇOS CLASSE II

Maciços Classe II correspondem a 20% da extensão do túnel do túnel Sítio Alto 1. A Figura 6 apresenta a seção final do túnel para esta condição.

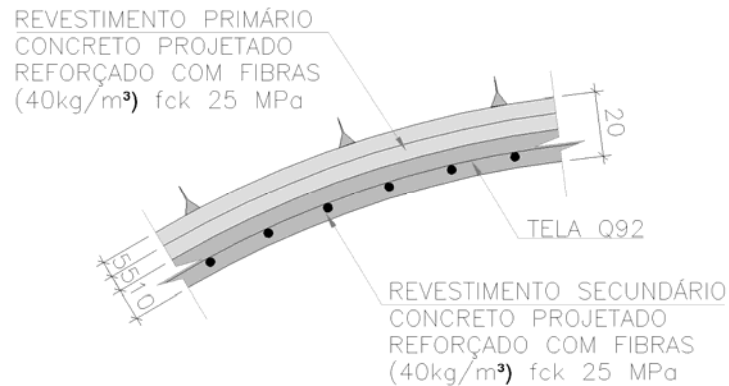
Figura 6 – Seção final do túnel em maciço Classe II



O suporte da escavação é composto por tirantes sistemáticos na calota, além de 10 cm de concreto projetado reforçado fibras de aço. O revestimento secundário é composto por 10 cm de concreto projetado reforçado com uma tela metálica tipo Q-92, sendo considerado aderido ao revestimento primário.

A Figura 7 apresenta um detalhe do revestimento do túnel para maciços classe II.

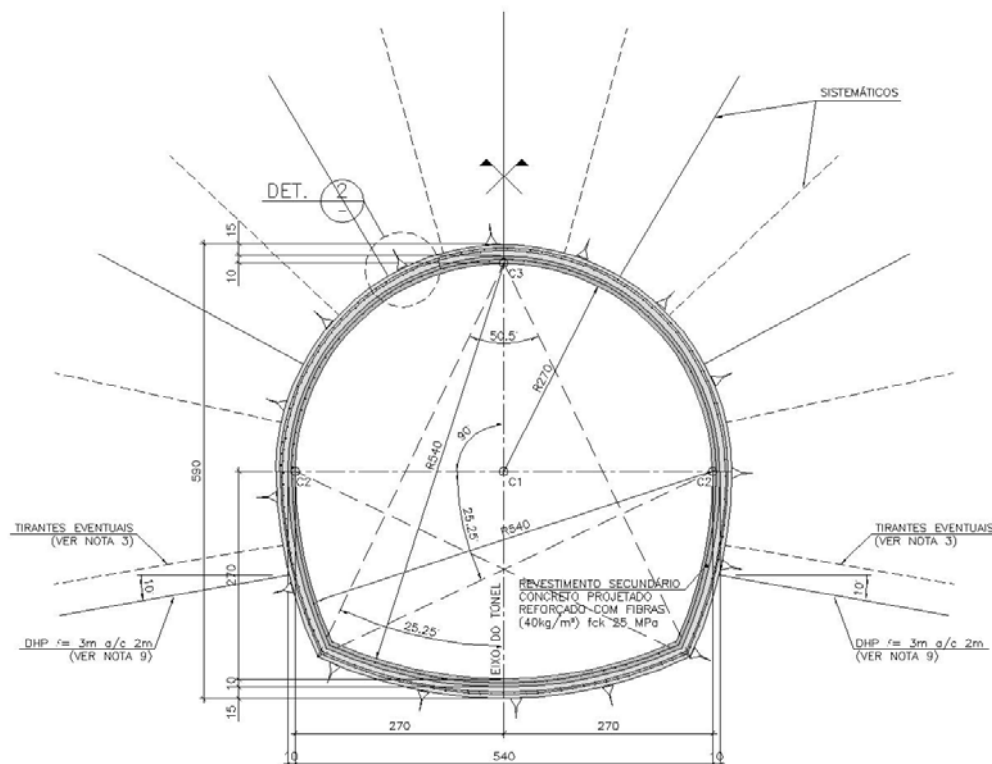
Figura 7 – Detalhe do revestimento do túnel para maciços classe II



3.2 - GEOMETRIA DE ESCAVAÇÃO PARA MACIÇOS CLASSE III

Maciços Classe III correspondem a 45% da extensão do túnel do túnel Sítio Alto 1. A Figura 8 apresenta a seção final do túnel para esta condição.

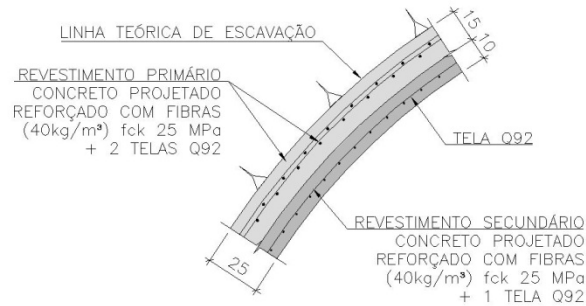
Figura 8 – Seção final do túnel em maciço Classe III



O suporte da escavação é composto por tirantes sistemáticos na calota e eventuais no rebaixo, além de 15 cm de concreto projetado reforçado com duas telas metálicas tipo Q-92. O revestimento secundário é composto por 10 cm de concreto projetado reforçado com uma tela metálica tipo Q-92, sendo considerado aderido ao revestimento primário.

A Figura 9 apresenta um detalhe do revestimento do túnel para maciços classe III

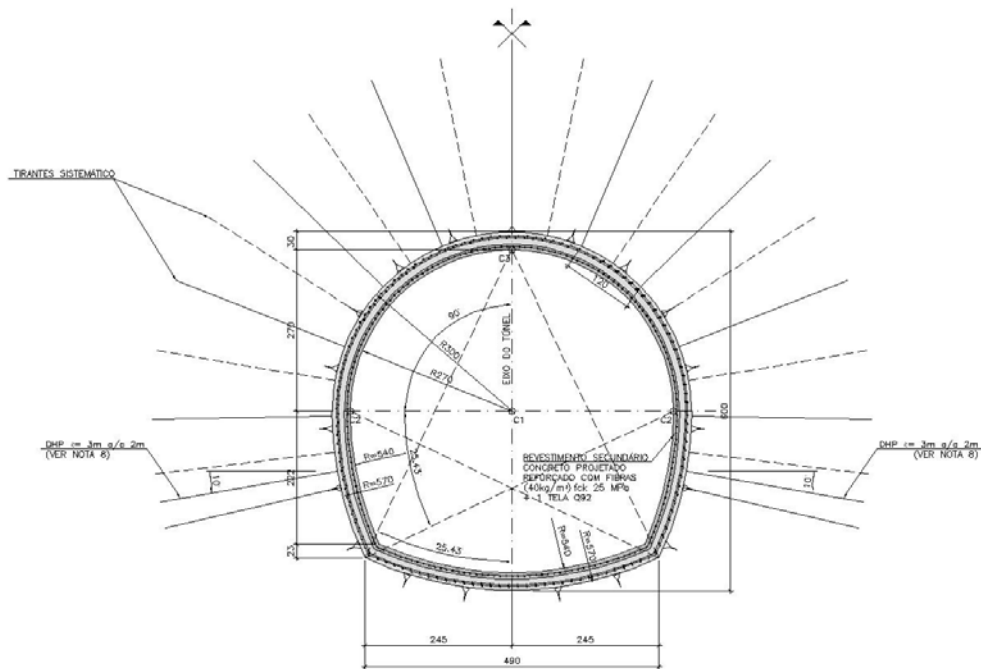
Figura 9 – Detalhe do revestimento do túnel para maciços classe III



3.3 - GEOMETRIA DE ESCAVAÇÃO PARA MACIÇOS CLASSE IV

Maçios Classe IV correspondem a 20% da extensão do túnel do túnel Sítio Alto 1. A Figura 10 apresenta a seção final do túnel para esta condição.

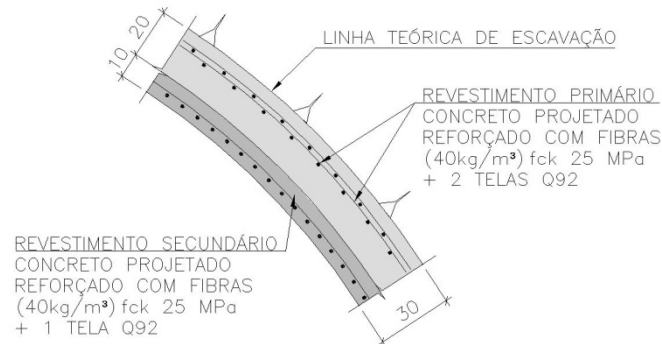
Figura 10 – Seção final do túnel em maciço classe IV



O suporte da escavação é composto por tirantes sistemáticos na calota e no rebaixo, além de 20 cm de concreto projetado reforçado com duas telas metálicas tipo Q-92. O revestimento secundário é composto por 10 cm de concreto projetado reforçado com uma tela metálica do tipo Q-92, sendo considerado aderido ao revestimento primário.

A Figura 11 apresenta um detalhe do revestimento do túnel para maciços classe IV.

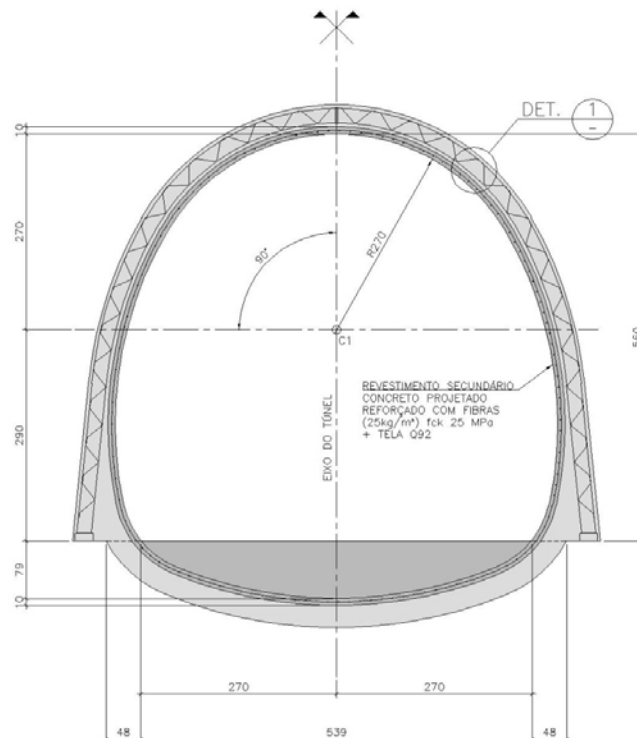
Figura 11 - Detalhe do revestimento do túnel para maciços classe IV



3.4 - GEOMETRIA DE ESCAVAÇÃO PARA MACIÇOS CLASSE V

Maciços Classe V correspondem a 15% da extensão do túnel do túnel Sítio Alto 1. A Figura 12 apresenta a seção final do túnel para esta condição.

Figura 12 – Seção final do túnel em maciço Classe V

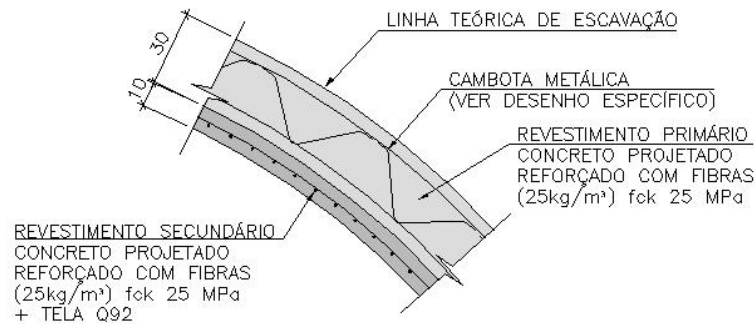


O suporte da escavação é composto por um revestimento primário de 30 cm de concreto projetado, tratamentos sistemáticos de enfilagens (CCPh's, Enfilagens Injetadas de Aço tipo Schedule, ou de aço CA-50 cravadas sistematicamente) e drenagens sistemáticas por drenos horizontais profundos (DHP's) ou poços para bombas submersas (PBS's). O revestimento secundário é composto por 10 cm de concreto projetado reforçado com uma tela metálica tipo Q-92, sendo considerado aderido ao revestimento primário. Observe-se que a

forma da cambota metálica implica a escavação para formação de uma sapata para a calota orientando a carga para a direção vertical.

A Figura 13 apresenta um detalhe do revestimento do túnel para maciços classe V.

Figura 13 - Detalhe do revestimento do túnel para maciços classe V



4 - DIMENSIONAMENTO DO SUPORTE

Os métodos clássicos de dimensionamento do suporte em túneis em rocha, que persistem até hoje, conforme Muir Wood e Bkawani Singh são empíricos, baseados nas Classificações Geomecânicas, em geral RMR (Bieniawski) e Q (Barton).

Os cálculos, apresentados a seguir, são meramente ilustrativos, e servem apenas como verificação, de acordo com modelos consagrados, como o método de Talobre. Assim, um coeficiente de segurança que possa ser julgado elevado, não necessariamente implica a redução das dimensões do suporte, principalmente face à dificuldade de considerar os parâmetros de resistência e rigidez em materiais heterogêneos, cujo mecanismo de colapso é ditado pelas descontinuidades.

Enquanto no caso de maciços rochosos a diferença entre parâmetros de rigidez do maciço e do revestimento é tal que inibe a deformada do maciço, seja por compressão, seja por flexão, nos túneis em solo (classe V) a deformada não é restringida pelo maciço, de modo que valem as hipóteses de meio contínuo, Resistência dos Materiais, Teoria da Elasticidade e Plasticidade. No caso de Classe V, portanto, foi aplicado modelo de meio contínuo.

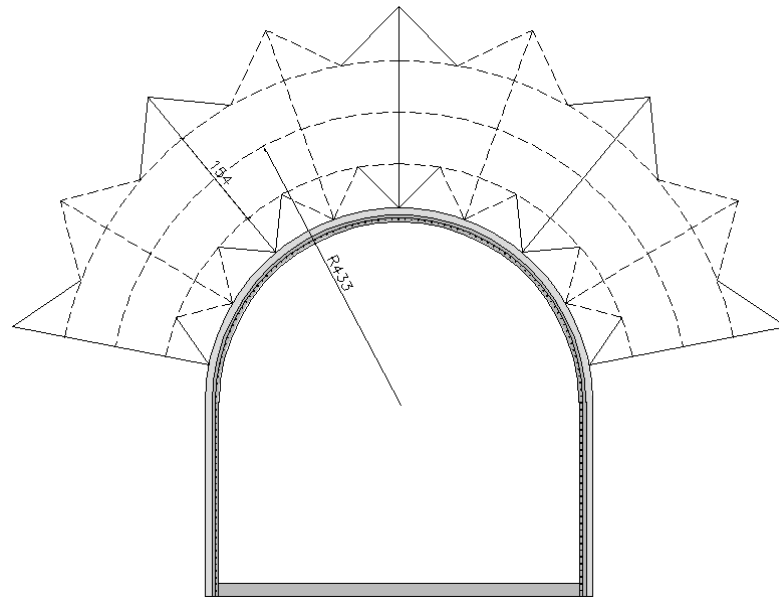
4.1 - TÚNEIS EM MACIÇO CLASSE II

Conforme recomendações de Terzaghi (1946), para condição de rocha “moderately jointed”, a carga sobre o suporte é da ordem de 0,25 vezes o diâmetro do túnel. Observa-se também que não há carregamento lateral sobre as paredes do túnel. Posto isto, sabendo que da geometria de escavação se tem:

$$b = 5,90 \text{ m} \quad (\text{largura da seção de escavação})$$

E considerando a configuração do arco resistente mobilizado (Talobre) apresentado na Figura 14.

Figura 14 – Mobilização de arco resistente em maciço classe II



O carregamento pode então ser estimado como:

$$p_v = 0,25 \times (5,90) \times 1,8 = 2,66 \text{ tf/m}^2$$

Este carregamento incorre em uma tensão normal dada por:

$$\sigma = \frac{p_v \times Rm}{e} = \frac{2,66 \times 4,33}{1,54} = 7,45 \text{ tf/m}^2$$

A coesão necessária para resistir a esta tensão é dada por:

$$c_{neo} = \frac{K\alpha \times \sigma - \sigma_{conf}}{2\sqrt{k\alpha}}$$

Com:

$$\sigma_{conf} = \frac{T}{a \times b} = \frac{10}{2,0 \times 2,0} = 2,50 \text{ tf/m}^2$$

$$K\alpha = \frac{1 - \sin \varphi'_0}{1 + \sin \varphi'_0}$$

Onde:

$$\varphi'_0 = \arctg \left(\frac{\text{tg } \varphi'}{FS} \right) = \arctg \left(\frac{\text{tg } 35^\circ}{1,5} \right) = 25,0^\circ$$

De onde se obtém que:



$$Ka = \frac{1 - \sin \varphi'_0}{1 + \sin \varphi'_0} = \frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} = 0,41$$

E, portanto:

$$c_{neo} = \frac{Ka \times \sigma - \sigma_{conf}}{2\sqrt{Ka}} = \frac{0,41 \times 7,45 - 2,50}{2 \times \sqrt{0,41}} = 0,44 \text{ tf/m}^2$$

O fator de segurança (FS) para o pós-pico de coesão é dado por:

$$FS = \frac{c'_0}{c_{neo}}$$

Com:

$$c'_0 = \frac{c'}{FS} = \frac{100}{2} = 50 \text{ kPa} = 5,0 \text{ tf/m}^2$$

Portanto:

$$FS = \frac{c'_0}{c_{neo}} = \frac{5,0}{0,44} = 11,4 \therefore \text{OK!}$$

Vê-se, portanto, que, a critério do ATO, os tirantes poderão ser eventualmente suprimidos.

Os resultados mostram condições inicialmente estáveis, mas que ajustes poderão ser necessários durante as escavações. Do exposto, vê-se claramente a necessidade de haver um acompanhamento técnico de obra (ATO) para promover as devidas adequações conforme as condições da frente.

4.2 - TÚNEIS EM MACIÇO CLASSE III

Conforme recomendações de Terzaghi (1946), para condição de rocha “moderately blocky and seamy”, a carga sobre o suporte é da ordem de 0,25 vezes o diâmetro a 0,35 vezes a soma do vão com a altura do túnel. Observa-se também que praticamente não há carregamento lateral sobre as paredes do túnel.

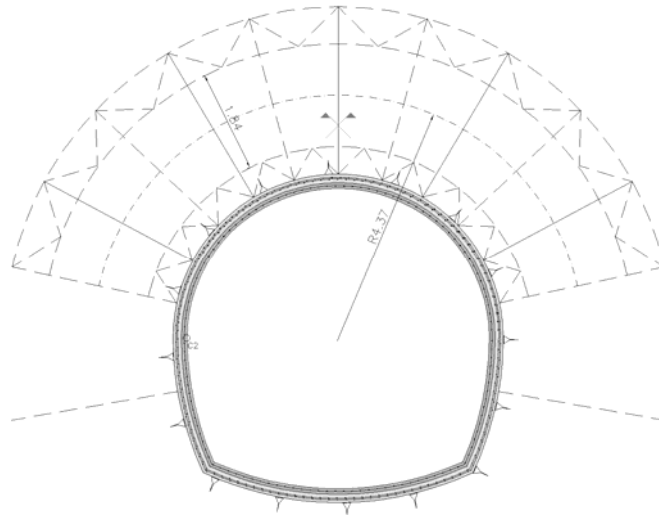
Posto isto, sabendo que da geometria de escavação se tem:

$$b = 5,90 \text{ m} \quad (\text{largura da seção de escavação})$$

$$ht = 5,90 \text{ m} \quad (\text{altura da seção de escavação})$$

E considerando a configuração do arco resistente mobilizado apresentado na Figura 15.

Figura 15 – Mobilização de arco resistente em maciço classe III



O carregamento pode então ser estimado como:

$$p_v = (0,35 \times (5,90 + 5,90) \times 1,8) = 7,44 \text{ tf/m}^2$$

Este carregamento incorre em uma tensão normal dada por:

$$\sigma = \frac{p_v \times R_m}{e} = \frac{7,44 \times 4,37}{1,84} = 17,66 \text{ tf/m}^2$$

A coesão necessária para resistir a esta tensão é dada por:

$$c_{neo} = \frac{K\alpha \times \sigma - \sigma_{conf}}{2\sqrt{K\alpha}}$$

Com:

$$\sigma_{conf} = \frac{T}{a \times b} = \frac{10}{1,6 \times 1,6} = 3,90 \text{ tf/m}^2$$

$$K\alpha = \frac{1 - \sin \varphi'_0}{1 + \sin \varphi'_0}$$

Onde:

$$\varphi'_0 = \arctg \left(\frac{\text{tg } \varphi'}{FS} \right) = \arctg \left(\frac{\text{tg } 35^\circ}{1,5} \right) = 25,0^\circ$$



De onde se obtém que:

$$Ka = \frac{1 - \sin \varphi'_0}{1 + \sin \varphi'_0} = \frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} = 0,41$$

E, portanto:

$$c_{neo} = \frac{Ka \times \sigma - \sigma_{conf}}{2\sqrt{ka}} = \frac{0,41 \times 17,66 - 3,90}{2 \times \sqrt{0,41}} = 2,61 \text{ tf/m}^2$$

O fator de segurança (FS) para o pós-pico de coesão é dado por:

$$FS = \frac{c'_0}{c_{neo}}$$

Com:

$$c'_0 = \frac{c'}{FS} = \frac{100}{2} = 50 \text{ kPa} = 5,0 \text{ tf/m}^2$$

Portanto:

$$FS = \frac{c'_0}{c_{neo}} = \frac{5,0}{2,61} = 1,91 \text{ Ok!!!}$$

4.3 - TÚNEIS EM MACIÇO CLASSE IV

Para a presente condição, é inicialmente admitida a hipótese de que o maciço se comporta como um material “very blocky and seamy” conforme Terzaghi (1946). Admite-se, portanto, um coeficiente mais conservador de 1,10 para avaliação do carregamento sobre o túnel.

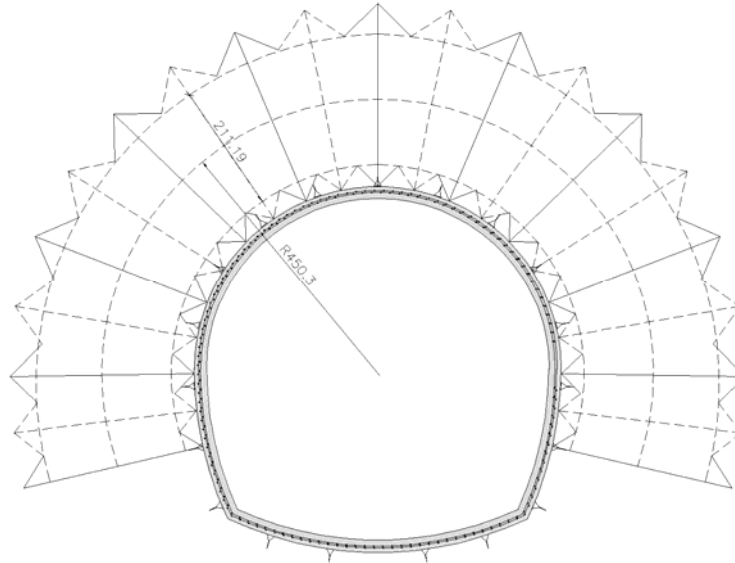
Posto isto, sabendo que da geometria de escavação se tem:

$$b = 5,90 \text{ m} \quad (\text{largura da seção de escavação})$$

$$ht = 5,90 \text{ m} \quad (\text{altura da seção de escavação})$$

Considerando-se a configuração do arco resistente mobilizado apresentado na Figura 16.

Figura 16 – Mobilização de arco resistente em maciço classe IV



Como os tirantes, na classe IV, são também instalados ao longo das laterais, a cunha de empuxo ativo fica restrita, de modo a tornar nulo o valor de H_t , hipótese de acordo com Terzaghi, na seção circular considera-se $(B+H_t)$ igual ao diâmetro.

Posto isto, o carregamento para a primeira hipótese pode então ser estimado como:

$$p_v = 1,10 \times 5,9 \times 2,2 = 14,3 \text{ tf/m}^2$$

Este carregamento incorre em uma tensão normal dada por:

$$\sigma = \frac{p_v \times Rm}{e} = \frac{14,3 \times 4,50}{2,11} = 30,5 \text{ tf/m}^2$$

A coesão necessária para resistir a esta tensão é dada por:

$$c_{neo} = \frac{K\alpha \times \sigma - \sigma_{conf}}{2\sqrt{K\alpha}}$$

Com:

$$\sigma_{conf} = \frac{T}{a \times b} = \frac{10}{1,2 \times 1,2} = 6,94 \text{ tf/m}^2$$

$$K\alpha = \frac{1 - \sin \varphi'_0}{1 + \sin \varphi'_0}$$

Considerando os parâmetros de $\varphi' = 35^\circ$ e $c' = 200 \text{ kPa}$, obtém-se:



$$\varphi'_0 = \arctg\left(\frac{tg \varphi'}{FS}\right) = \arctg\left(\frac{tg 35^\circ}{1,5}\right) = 25,0^\circ$$

$$c'_0 = \frac{c'}{FS} = \frac{200}{2} = 100 \text{ kPa} = 10 \text{ tf/m}^2$$

De onde se obtém que:

$$Ka = \frac{1 - \sin \varphi'_0}{1 + \sin \varphi'_0} = \frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} = 0,41$$

E, portanto:

$$c_{neo} = \frac{Ka \times \sigma - \sigma_{conf}}{2\sqrt{ka}} = \frac{0,41 \times 30,5 - 6,94}{2 \times \sqrt{0,41}} \cong 5 \text{ tf/m}^2$$

O fator de segurança (FS) para o pós-pico de coesão pode ser então calculado por:

$$FS = \frac{c'_0}{c_{neo}}$$

De onde se conclui que:

$$FS = \frac{c'_0}{c_{neo}} = \frac{10}{5} = 2 \text{ OK!}$$

Por outro lado, considerando os parâmetros conservadores de 50 kPa para coesão e 45° para o ângulo de atrito, e não considerando a contribuição dos tirantes, obtém-se:

$$\varphi'_0 = \arctg\left(\frac{tg \varphi'}{FS}\right) = \arctg\left(\frac{tg 45^\circ}{1,5}\right) = 33,69^\circ$$

$$Ka = \frac{1 - \sin \varphi'_0}{1 + \sin \varphi'_0} = \frac{1 - \sin 33,69^\circ}{1 + \sin 33,69^\circ} = 0,29$$

$$c_{neo} = \frac{Ka \times \sigma - \sigma_{conf}}{2\sqrt{ka}} = \frac{0,29 \times 30,5 - 6,94}{2 \times \sqrt{0,29}} = 1,76 \text{ tf/m}^2$$

$$c'_0 = \frac{c'}{FS} = \frac{50}{2} = 25 \text{ kPa} = 2,5 \text{ tf/m}^2$$

$$FS = \frac{c'_0}{c_{mac}} = \frac{2,5}{1,76} = 1,42 \text{ OK!}$$

Os resultados mostram que ajustes ainda poderão ser requeridos pelo ATO a partir do mapeamento geológico e das observações da frente.

Em termos de análise do suporte segundo a bibliografia especializada, segundo Barton (1995), para um RMR de 21, obtém-se:

$$RMR = 15 \log Q + 50 \cdot Q = 0,01$$

Para esta condição, de acordo com a Figura 1, observa-se que o revestimento primário em concreto projetado deve apresentar espessura superior a 15 cm, reforçado com fibras de aço, armadura e tirantes sistemáticos. Da própria Figura 1, decorre que o espaçamento entre tirantes deverá ser em torno de 1,20 m.

Para Bieniawski (1989), os tirantes deverão apresentar espaçamento entre 1,0 e 1,5m. Adicionalmente, Bieniawski (1989) prevê também a aplicação entre 10 e 15 cm de espessura de concreto projetado.

As comparações permitem inferir que o suporte inicialmente projetado, tirantes de 3,0 m de comprimento espaçados a cada 1,20 m e 20 cm de espessura de concreto projetado, atende às solicitações em serviço.

4.4 - TÚNEIS EM MACIÇO CLASSE V

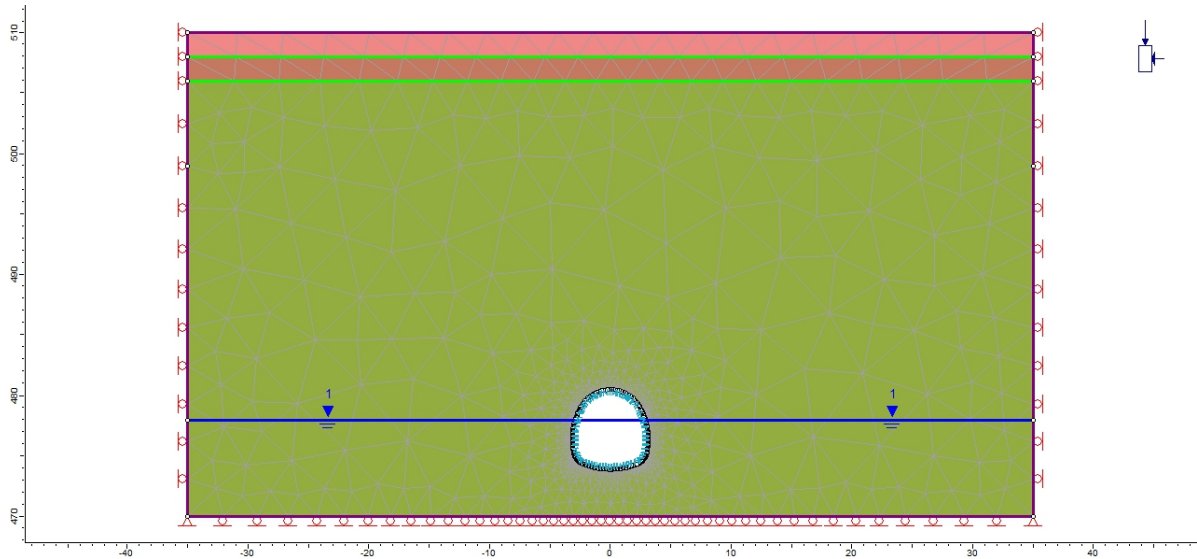
O comportamento de maciços da Classe V assemelha-se ao comportamento de meio contínuo. Posto isto, uma análise numérica é efetuada com o intuito de dimensionar o suporte da escavação. A análise é efetuada pelo método dos elementos finitos, com modelo elasto-plástico perfeito e superfície de escoamento de Mohr-Coulomb. As análises foram realizadas com o software Phase 2, da RocScience Inc.

Para que os resultados possam representar de forma mais aproximada o comportamento do maciço, as análises são realizadas em etapas sequenciais, onde a matriz de rigidez calculada para uma etapa é reutilizada sob uma nova condição de contorno. Para o presente caso, foram empregadas cinco etapas conforme descrição abaixo:

- Etapa 1: Estabelecimento das tensões in situ;
- Etapa 2: Aplicação do alívio de tensões;
- Etapa 3: Escavação e aplicação do suporte da escavação;
- Etapa 4: Execução do revestimento secundário;
- Etapa 5: Restituição das condições hidrostáticas originais.

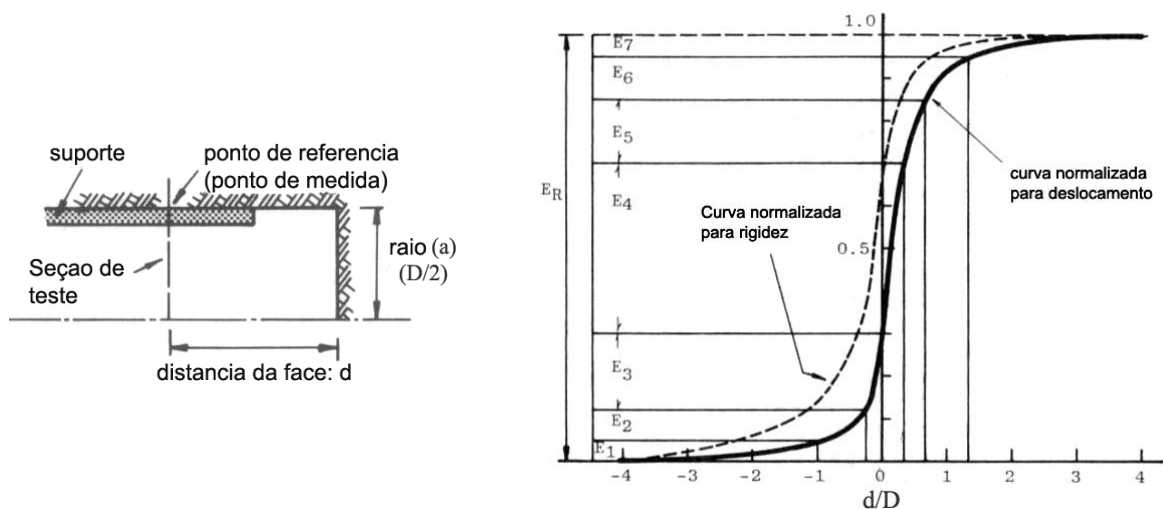
A Figura 17 apresenta a malha de elementos finitos empregada nas simulações.

Figura 17 – Malha de elementos finitos empregada



A primeira etapa consiste no estabelecimento das tensões in-situ ou, em outras palavras, no estado original de tensões do maciço antes das escavações. A Etapa 2 consiste de um artifício numérico de modelagem para simular o efeito tridimensional de arqueamento de tensões. Para tanto, é considerado um alívio de “core” das tensões inicialmente calculadas na seção de escavação. Este artifício é realizado aliviando a região a ser escavada através da exclusão de tensões e alívio do módulo de elasticidade deste material. É empregada a técnica de Ohnish et al (1982), em que o alívio é realizado com a retirada progressiva de camadas sobrepostas na região a ser escavada, cada qual com a sua devida rigidez. A Figura 18 apresenta o modelo utilizado.

Figura 18 - Considerações para simulação do alívio de frente pela técnica da redução progressiva da rigidez do núcleo da escavação (adaptado de Ohnish et al., 1982)



Os efeitos do rebaixamento do maciço foram desconsiderados nas fases de escavação do túnel. Posto isto, as tensões verticais e horizontais iniciais são respectivamente apresentadas na Figura 19 e na Figura 20.

Figura 19 – Tensões verticais in situ (kPa)

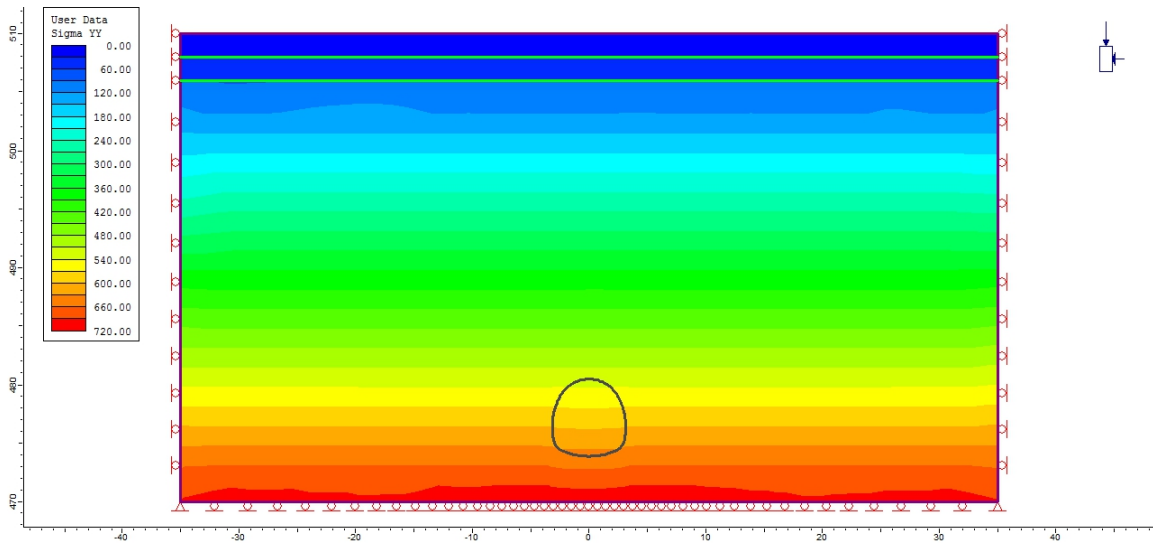
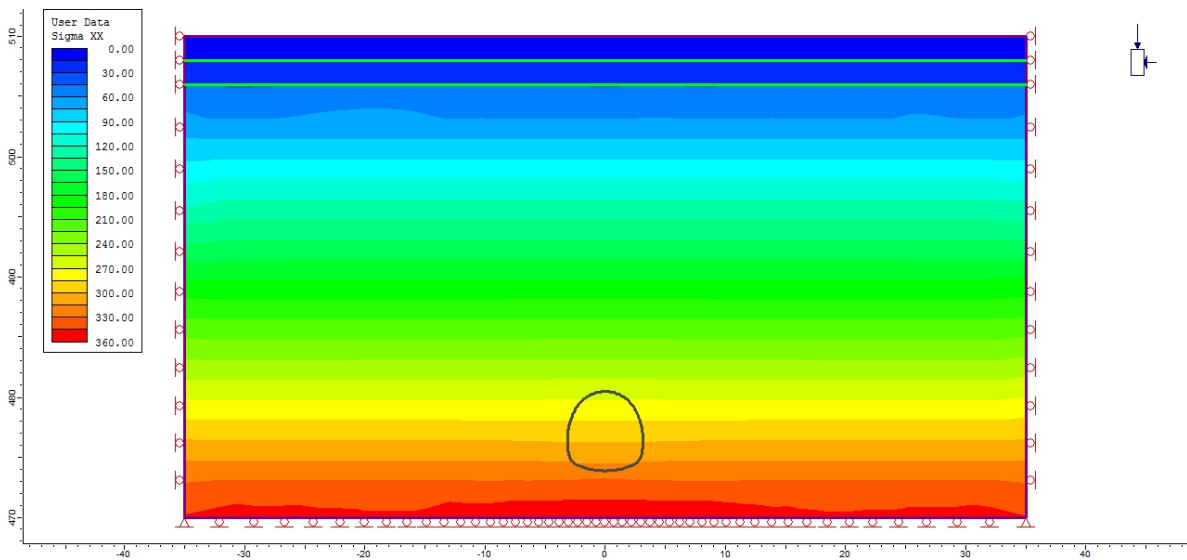


Figura 20 – Tensões horizontais in situ (kPa)



Os rearranjos de tensões ao término das escavações são apresentados na Figura 21 (tensões verticais), Figura 22 (tensões horizontais), e na Figura 23 (tensões de cisalhamento).

Figura 21 – Tensões verticais ao término das escavações da calota (kPa)

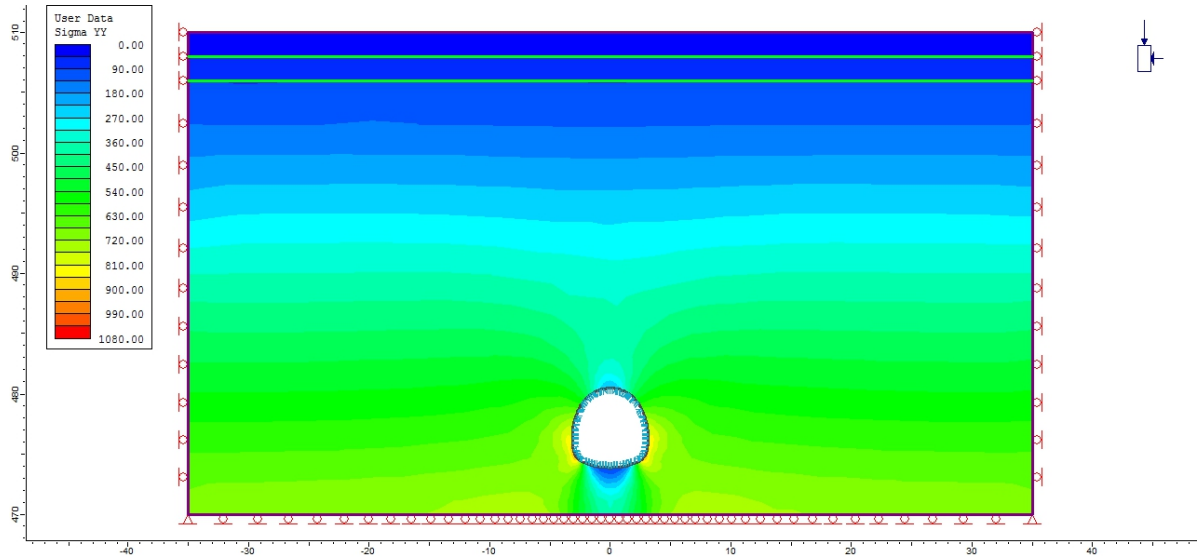


Figura 22 – Tensões horizontais ao término das escavações da calota (kPa)

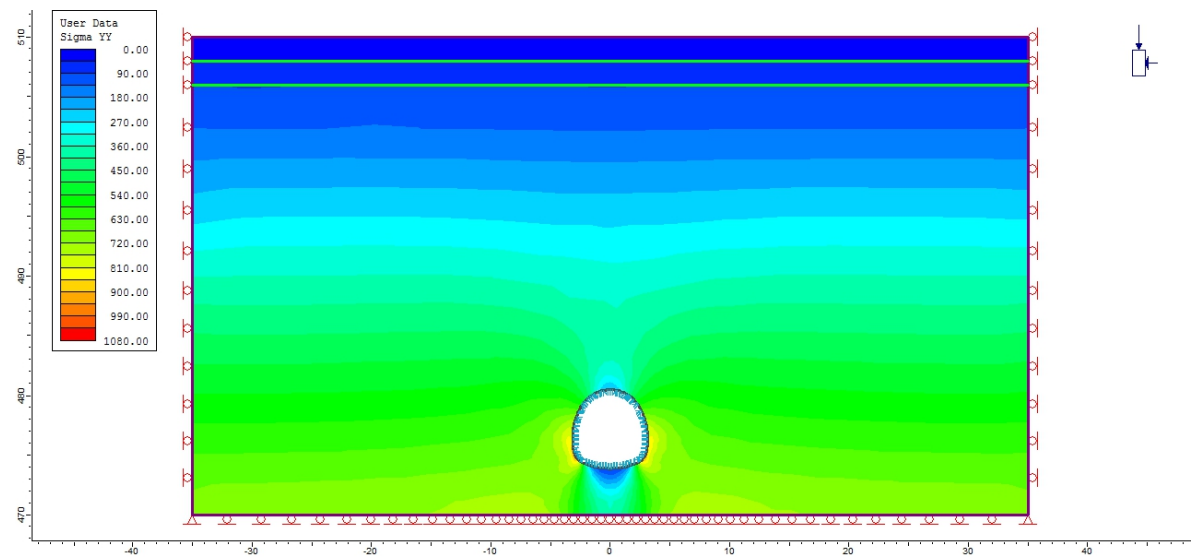
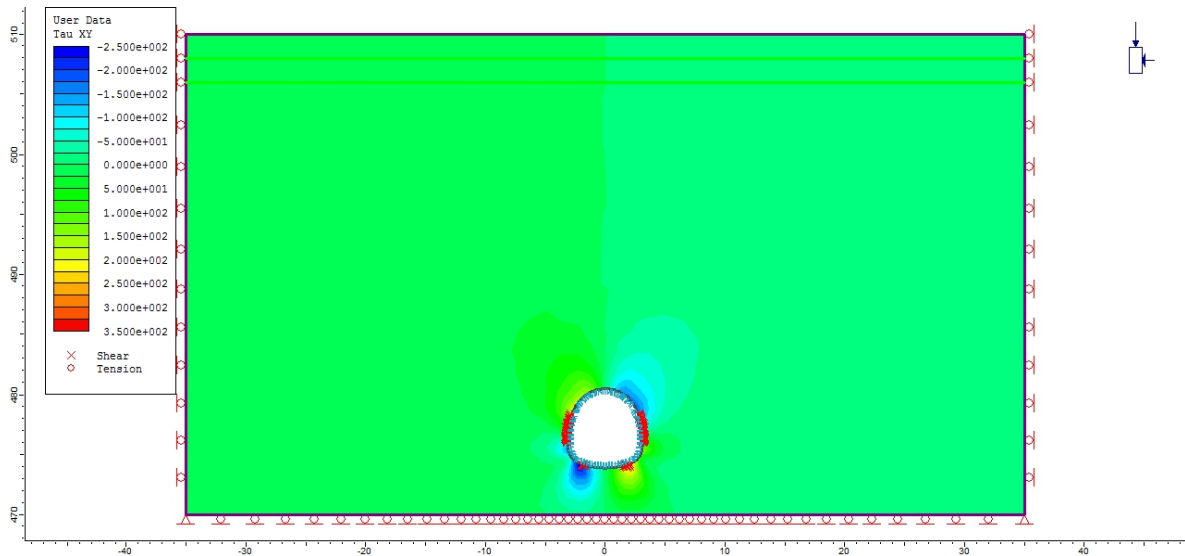


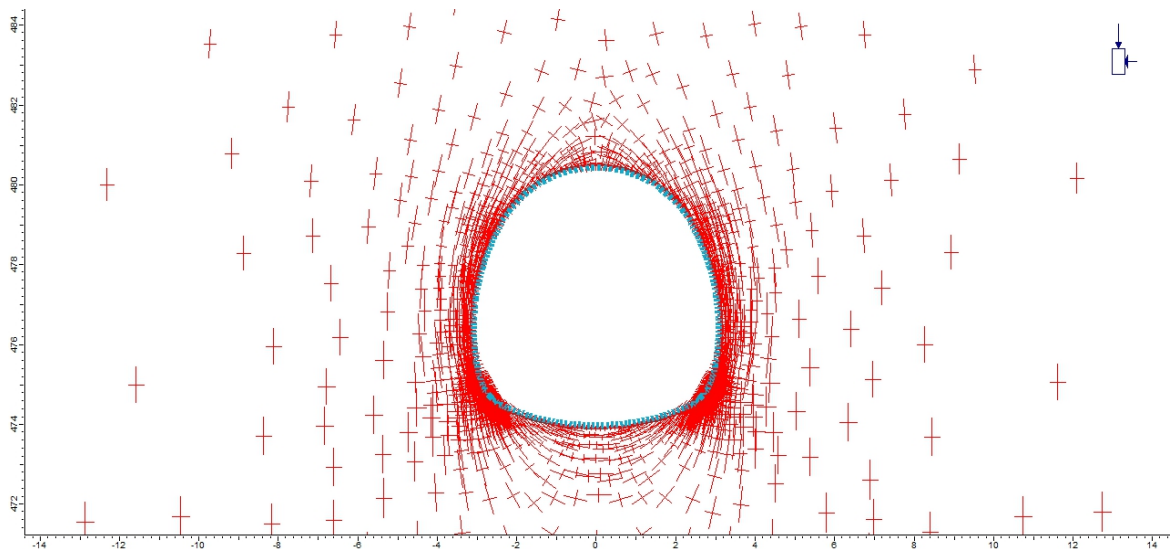
Figura 23 – Tensões de cisalhamento ao término das escavações da calota (kPa)



Na Figura 24 também são apresentados resultados de plastificações no maciço. Observa-se que as plastificações concentraram-se a meia seção inferior da escavação. Estas plastificações pouco importam em termos de estabilidade, uma vez que, estando o suporte aplicado, não se verifica uma possível cinemática de ruptura associada a estes pontos.

A Figura 24 denota o arqueamento de tensões mostrando que o maciço tem condição autoportante frente à escavação.

Figura 24 – Arqueamento de tensões



Conseqüentemente, os esforços sobre o revestimento são mínimos. Os esforços normais e de flexão são os apresentados respectivamente na Figura 25 e na Figura 26.

Figura 25 – Esforços normais no suporte da escavação (kN/m)

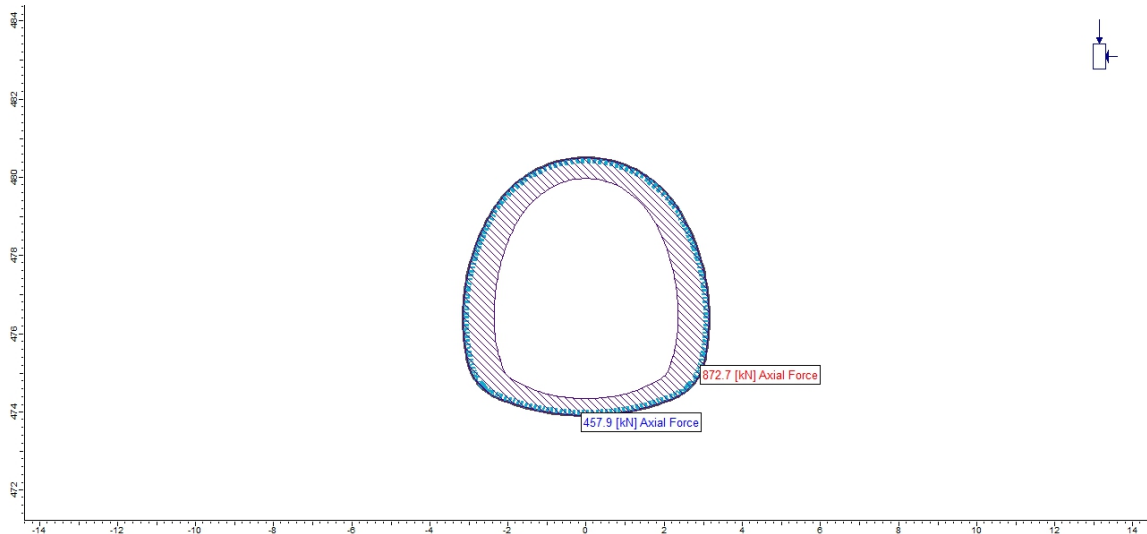
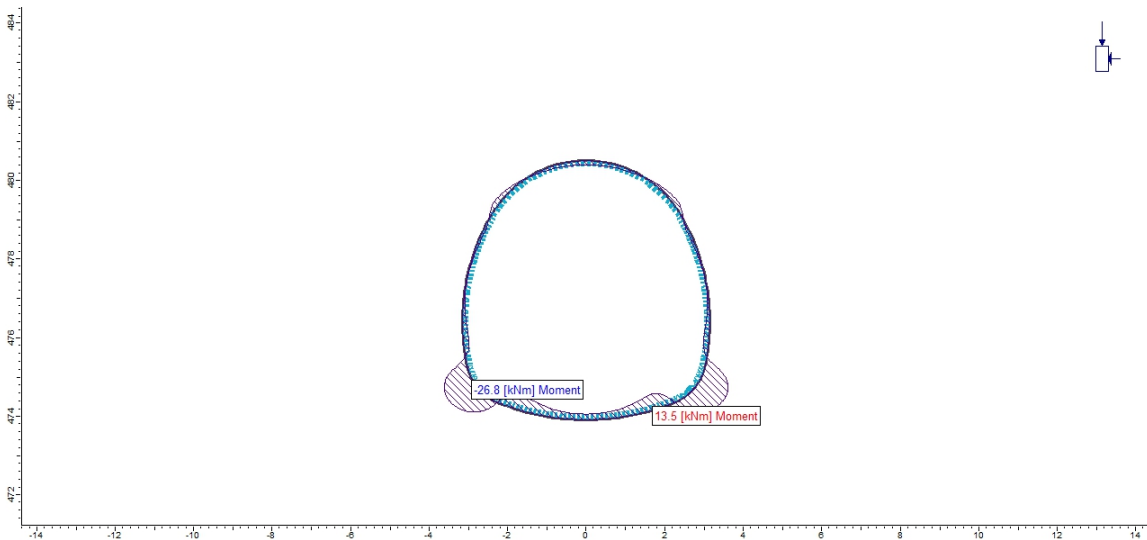


Figura 26 – Esforços de flexão no suporte da escavação (kNm/m)



Para os esforços apresentados na Figura 25 e na Figura 26, e considerando a armação apresentada na Figura 27, obtém-se o diagrama de esforços e envoltória de resistência apresentados na Figura 28.

Figura 27 – Cambota treliçadas

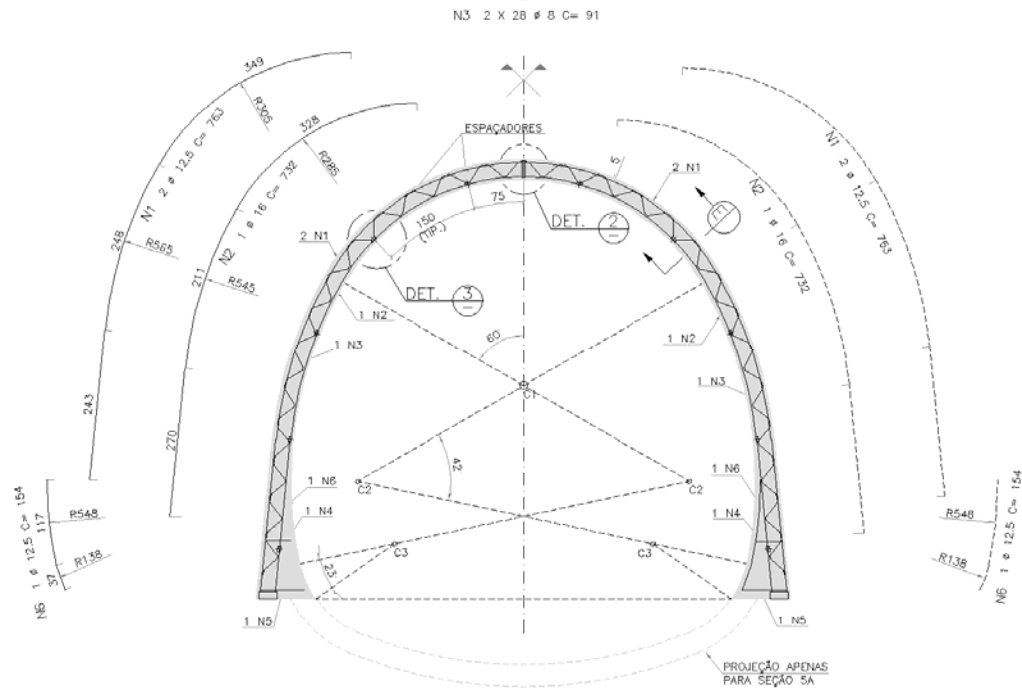
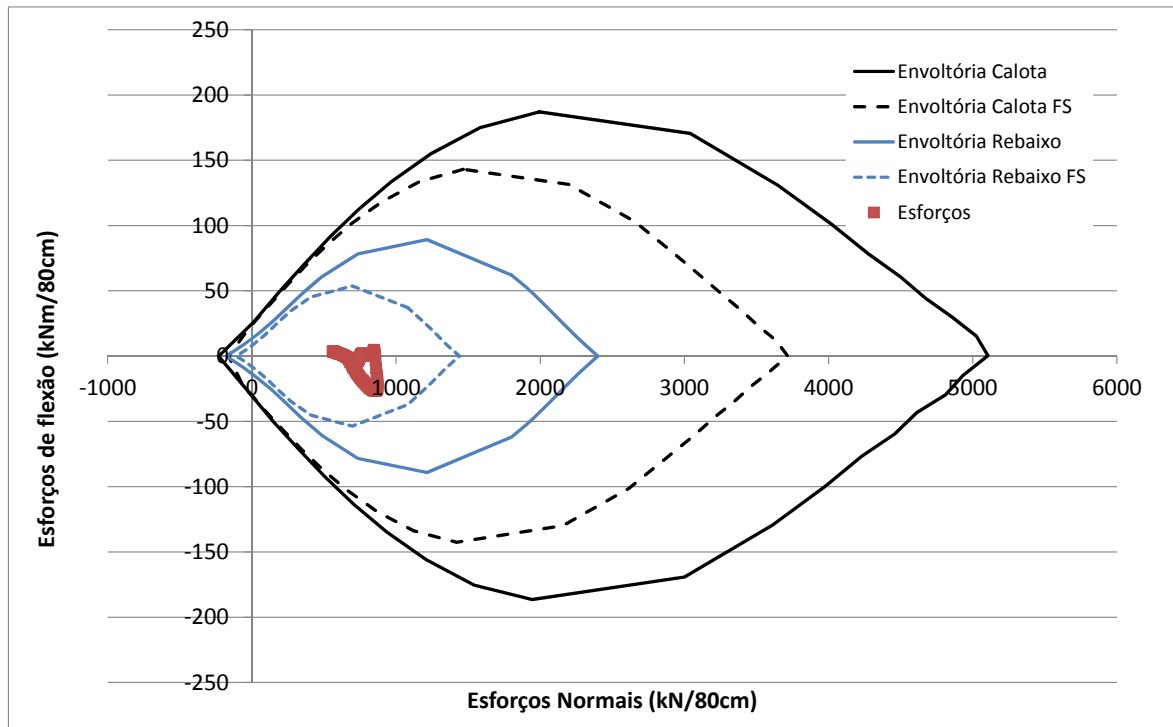


Figura 28 – Envoltória de resistência e esforços solicitantes ao término das escavações



Observa-se, portanto, que o suporte do túnel tem capacidade resistente suficiente frente aos esforços mobilizados. Da mesma forma, observa-se que os maiores esforços atuam no rebaixo do túnel, onde não se prevê uma armação. Neste local, a verificação é realizada considerando que o concreto tem capacidade resistiva suficiente para resistir por si só as tensões de tração que aparecem. Ou seja, é realizada uma verificação como concreto simples.

Vê-se claramente que a estrutura tem capacidade resistiva para suportar os esforços decorrentes das escavações.

Com relação aos deslocamentos, a Figura 29 apresenta os resultados de deslocamentos verticais ao término das escavações. A Figura 30 apresenta os resultados para as convergências horizontais para esta etapa.

Figura 29 – Deslocamentos verticais ao término das escavações (m)

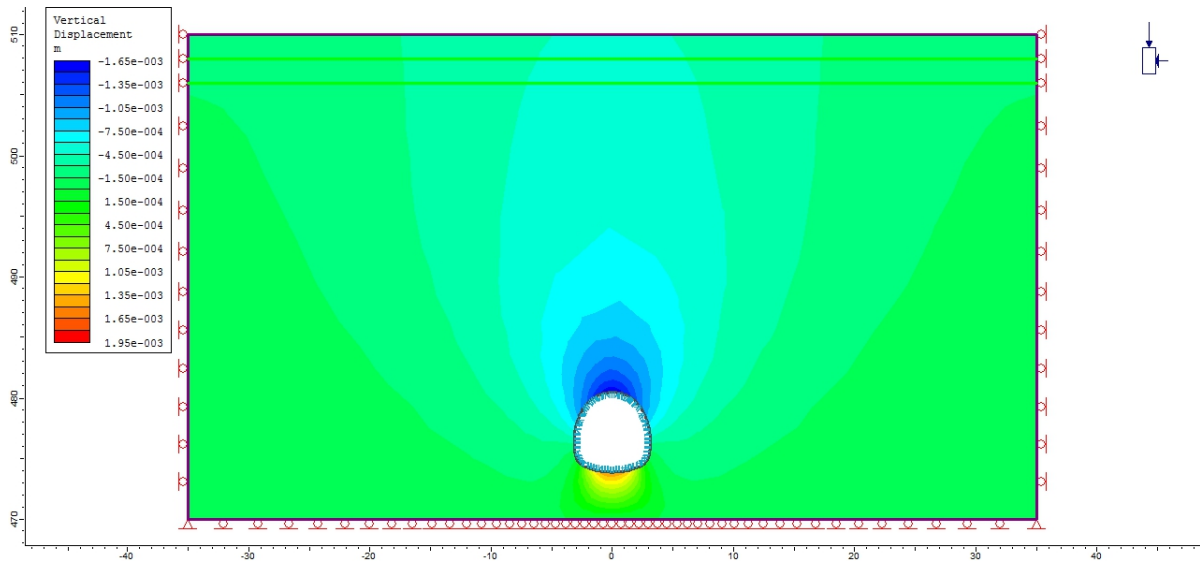
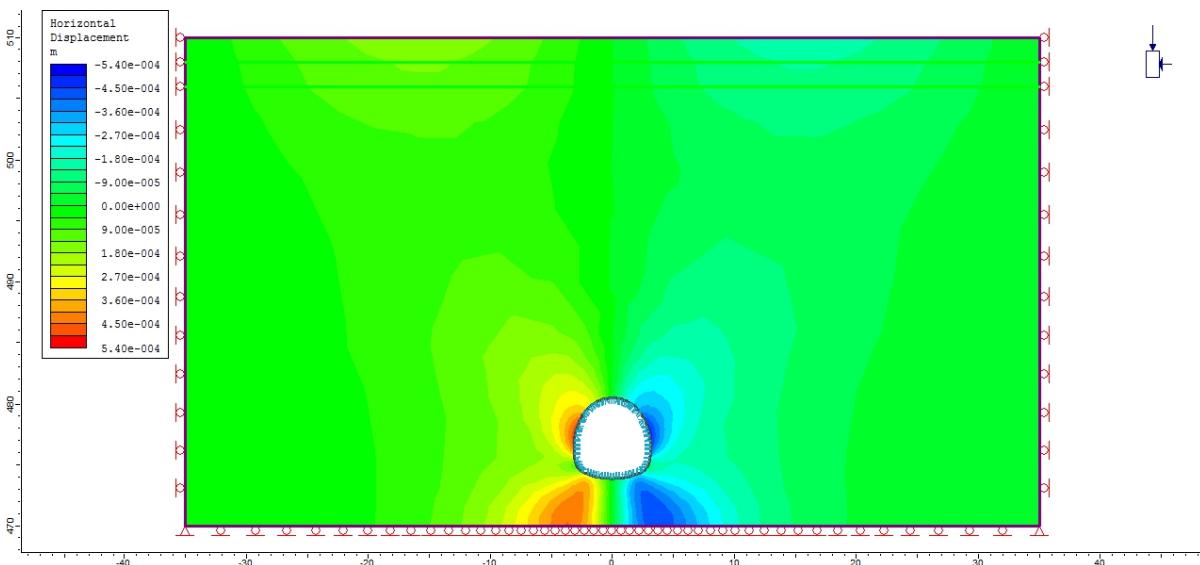


Figura 30 – Convergências horizontais ao término das escavações (m)



As figuras mostram que os deslocamentos serão desprezíveis face à rigidez do maciço.

5 - SUPORTES COMPLEMENTARES

O concreto projetado, nas classes I a IV é elemento de suporte trabalhando por corte puro (critério de resistência à tração), devendo estar aderido totalmente aos blocos rochosos, pois a estabilidade geral está garantida pela competência da rocha (Classe I) e tirantes

(Classes II a IV). Portanto, o concreto projetado impede deslocamentos relativos entre blocos, função em que é auxiliado por fibras e telas.

As telas servem, também, para conferir formato curvo, principalmente quando os blocos são pequenos entre tirantes.

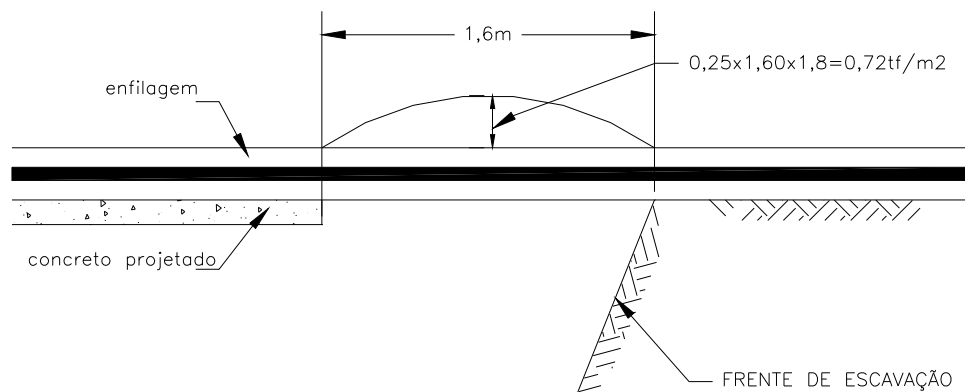
5.1 - ENFILAGENS DE TETO EM SOLO

A enfilagem de teto tem a função de estabilizar eventuais rupturas locais no contorno da escavação. Portanto, seu dimensionamento é função da massa de solo que tende a cair, caso ela não estivesse instalada.

O carregamento correspondente seria aproximadamente uma parábola com altura máxima de $\frac{1}{4}$ do vão, conforme experimentos de Terzaghi (Figura 31).

O vão, considerado de 1.60 metros, prevê um avanço de 80 centímetros mais uma eventual perda de apoio da enfilagem, nas proximidades da face de escavação. Com tal carregamento, estimou-se o momento fletor na enfilagem adotando-se o modelo de uma viga bi-apoiada com um vão equivalente à $1.6L$, para considerar o efeito do apoio elástico dado pelo solo.

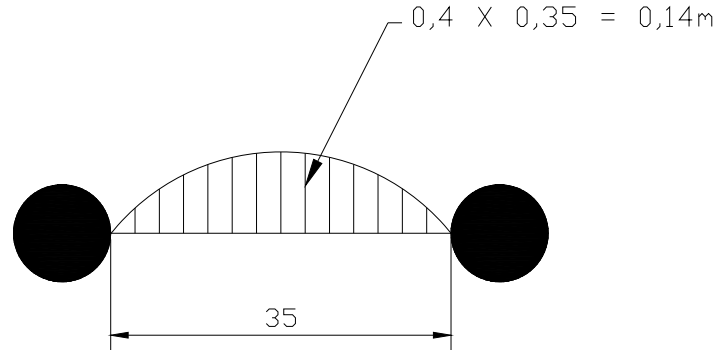
Figura 31 – Enfilagem de Teto em Solo



- carga atuante na barra: $p = 0.8 \times 0.35$ (espaçamento entre enfilagens) = 0.28 tf/m;
- $M \sim (2/3) \times (0,28 \times (1,6 \times 1,6)^2) / 8 = 0,153$ tfm
- $W_{NEC} > 1,3 \times 15,3 / 2,9$ (fyd) = 6,93 cm³
- Tubo SCH 40 ϕ 21/2" – $W = 13,38$ cm³ ok!
- $\delta = 5pL^4 / 384EI = (5 \times 0,28 \times (1,6 \times 1,6)^4) / (384 \times 21 \times 106 \times 63,6 \times 10^{-8}) = 0,012$ m
- $V = Pl/2 = 0,28 \times (1,6 \times 1,6) / 2 = 0,36$ tf
- $\tau d = (1,4 \times 0,36) / 4 = 0,125$ tf/cm² < 0,6 fyd (1,74tf/cm²) ok!

Convém, agora, verificar o espaçamento da enfilagem. O material que tende a cair entre as enfilagens corresponde a um peso aproximado de $(2/3) \times 0,14 \times 0,35 \times 2,0 = 0,065$ tf/m, conforme a Figura 32, a seguir:

Figura 32 – Massa de Solo entre Enfilagens

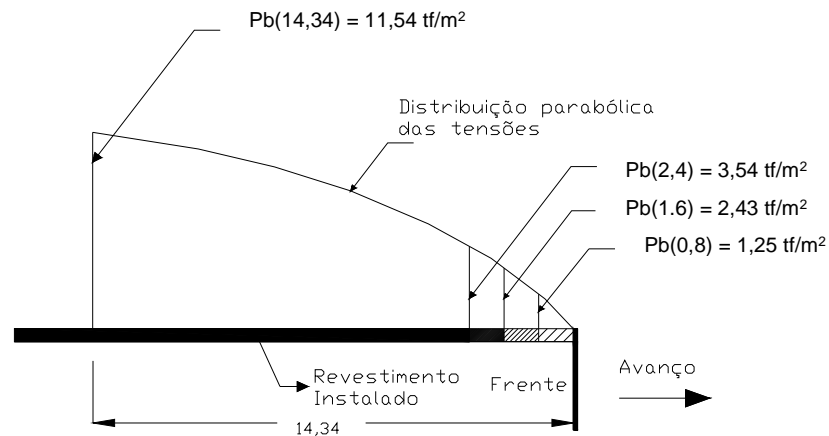


Isto pode ser facilmente suportado por tensões de tração devidas à coesão do solo, pois os parâmetros adotados foram coesão igual à 1 tf/m² e ângulo de atrito 30°, que representa o caso de areia junto à frente de escavação (situação mais desfavorável).

$$\sigma = P/A = 0,065/1 \times 0,35 = 0,185 \text{ tf/m}^2 \ll c \sim 1,0 \text{ tf/m}^2.$$

5.2 - DIMENSIONAMENTO DAS CAMBOTAS

Figura 33 – Desenvolvimento do Carregamento Básico



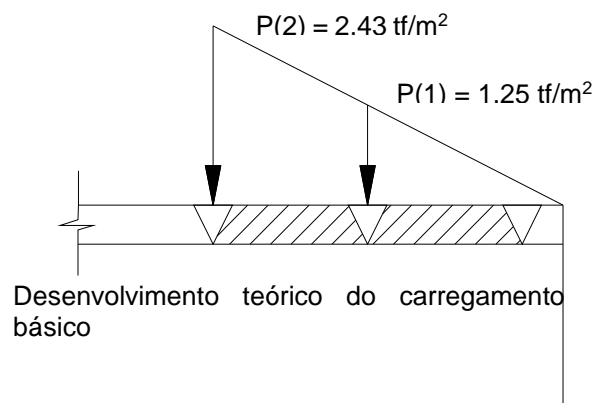
avanço	x(m)	Pb(x)
1	0,8	1,25
2	1,6	2,43
3	2,4	3,54
4	3,2	4,57
5	4	5,54
6	4,8	6,43
7	5,6	7,25
8	6,4	8,00
9	7,2	8,68
10	8	9,28
11	8,8	9,82
12	9,6	10,28
13	10,4	10,67
14	10,9	10,88
15	11,7	11,15
16	12,5	11,35
17	13,3	11,48
18	14,1	11,54
19	14,9	11,54

5.3 - VERIFICAÇÃO DA CAMBOTA

A função da cambota é confinar o maciço junto à frente de escavação enquanto o concreto projetado não adquire resistência; estabilizar o maciço quando o concreto projetado é ineficaz para evitar mecanismos de instabilização; e suportar o peso do concreto projetado durante a sua aplicação.

Portanto, temos, de acordo com a Figura 34:

Figura 34 – Carregamento na Cambota



Adotando a possibilidade de escavar avanços de 1.60m, temos que a cambota 2 é a mais solicitada. O seu carregamento será dado por:

- $P_{2\text{solo}} = 1,25 \times 0,8 = 1,00 \text{ tf/m}$
- $P_{2\text{concreto}} = 0,20 \times 0,8 \times 2,5 = 0,4 \text{ tf/m}$
- $P_2 = 1,40 \text{ tf/m}$

A normal N na cambota é: $N = 1,40 \times 6,41 \text{ m} = 8,974 \text{ tf}$

Adotando $2 \square 12.5 (2.5\text{cm}^2) + 1\phi 16 (2\text{cm}^2) = 4,5 \text{ cm}^2$

- $\sigma = 8,974/4.5 = 1,994 \text{ tf/cm}^2$
- $N_{12.5} = 1,994 \times 1,25 = 2,44 \text{ tf}$
- $N_{16} = 1,152 \times 2,0 = 4,00 \text{ tf}$

Coefficiente de flambagem:

- $\lambda_{12.5} = (0,6 \times 34)/0,3125 = 65 \quad \lambda_0 = 65/64 = 1,02$
- $N_{rd} = \rho \cdot A \cdot f_y / 1,15 = 0,532 \times 1,23 \times 5 / 1,15 = 2,84 \text{ tf} > 2,44 \text{ tf ok!}$
- $\lambda_{16} = (0,6 \times 44)/0,4 = 66 \quad \lambda_0 = 66/64 = 1,03$
- $N_{rd} = \rho \cdot A \cdot f_y / 1,15 = 0,526 \times 2,01 \times 5 / 1,15 = 4,60 \text{ tf} > 4,00 \text{ tf ok!}$

OBS: Note-se que a verificação da flambagem está sendo feita com a consideração de que o concreto fresco não proporciona nenhum confinamento à barra. Porém, sabe-se que o concreto projetado adquire resistências significativas nas primeiras horas. Portanto, consideramos este dimensionamento bastante conservador.

6 - RESUMO

Esta memória de cálculo apresentou as verificações necessárias de dimensionamento do suporte da escavação e do revestimento definitivo dos túneis.

Vê-se que:

Nos maciços de classe II e IV, o suporte da escavação baseado no uso de tirantes de barras de aço e concreto projetado está adequado para os carregamentos e solicitações impostas;

O Acompanhamento Técnico de Obra (ATO) deverá exercer fundamental trabalho de análise e ajustes na sequência executiva, definição e ajustes no tratamento, bem como na classificação do maciço.

Nos maciços de classe V, o suporte da escavação, baseado na aplicação de 30 cm de concreto projetado reforçado com cambotas treliçadas, está adequadamente dimensionado para resistir aos carregamentos e solicitações impostas;

Em todos os casos, o suporte é considerado aderido ao revestimento final do túnel e, por consequência, parte integrante no que se refere a resistir aos esforços solicitantes durante a fase operativa do túnel.

Tanto as leituras as estimativas de nivelamento vertical na calota do túnel e de convergência horizontal em cada parede apresentam magnitude da ordem de 2,5 mm, mas admite-se, como valor de referência a valor de 10mm, correspondente a aproximadamente a 2% do vão. Este valor deve ser entendido como estimativa inicial e são muito dependentes das características do maciço escavado, o que reforça a necessidade do trabalho de ATO.

Os materiais e métodos considerados forneceram resultados condizentes aos relatados na bibliografia especializada.

1 - INTRODUÇÃO

O objetivo deste Memorial é apresentar a verificação da estabilidade dos cortes a serem realizados nos emboques (emboque e desemboque) do túnel Sitio Alto I.

2 - PARÂMETROS UTILIZADOS

As camadas adotadas e seus respectivos parâmetros geotécnicos utilizados no dimensionamento das contenções foram:

- Solo Aluvionar e Coluvionar: coesão 0,5 tf/m²; ϕ 25°; γ 1,7 tf/m³.
- Solo Residual: coesão 1,0 tf/m²; ϕ 28°; γ 1,7 tf/m³.
- Folhelhos e Siltitos: coesão 2,0 tf/m²; ϕ 30°; γ 1,8 tf/m³.
- Arenito: coesão 5,0 tf/m²; ϕ 35°; γ 1,8 tf/m³.

Os parâmetros utilizados (com exceção do arenito) foram estimados em função da descrição do solo presente nas sondagens e do número de golpes (NSPT), visto que não foram realizados ensaios para obtenção de forma direta dos parâmetros para estes solos.

Já os parâmetros utilizados para o arenito, foram obtidos através de ensaios de cisalhamento tri axiais, realizados em amostras de arenito pela Universidade Federal do Ceará (UFC), os detalhes do ensaio podem ser visto no documento “Relatório de Ensaios de Laboratório – 056/2013”. Com base nos ensaios realizados para o arenito foi adotado para o dimensionamento parâmetros conservadores de 50kPa de coesão e 35° de ângulo de atrito.

Figura 1 - Resultados dos Ensaios Tri axiais do Arenito¹

Amostra	TÚNEL	TIPO	COESÃO (kPa)		ÂNGULO DE ATRITO (°)	
			TOTAL	EFETIVA	TOTAL	EFETIVO
22 0,30 m	VENEZA	CU	250	200	35,8	35,8
23 0,60 m		CU	100	50	43,2	45
31 0,40 m	SÍTIO ALTO 1	CU	180	150	31,1	39,8
35 0,40 m		CU	120	150	41,5	37,9
57 3,30 m	SÍTIO ALTO 2	CU	140	100	36,3	35,8
38 0,30 m	ARAJARA	CU	120	40	21,8	34,2
39 0,30 m		CU	120	80	32,3	35
52 0,00 m	BOA VISTA	CU	150	150	39,8	43,2

¹ Retirado do documento “Relatório de Ensaios de Laboratório – 056/2013”

3 - ESTABILIDADE DOS EMBOQUES

Nas figuras abaixo estão ilustrados os perfis geológicos das regiões dos emboques do túnel Sitio Alto I.

Pode-se observar que a camada mais relevante para a estabilidade, é a camada de arenito, devido ao fato para uma possível cunha de deslizamento, passando pelo pé do talude, ou mesmo abaixo dele, a maior parte da superfície de deslizamento estaria situada na região do arenito, sendo esta camada portanto a maior responsável pela segurança do talude escavado.

Figura 2 - Perfil Geológico do Emboque do Túnel Sitio alto I

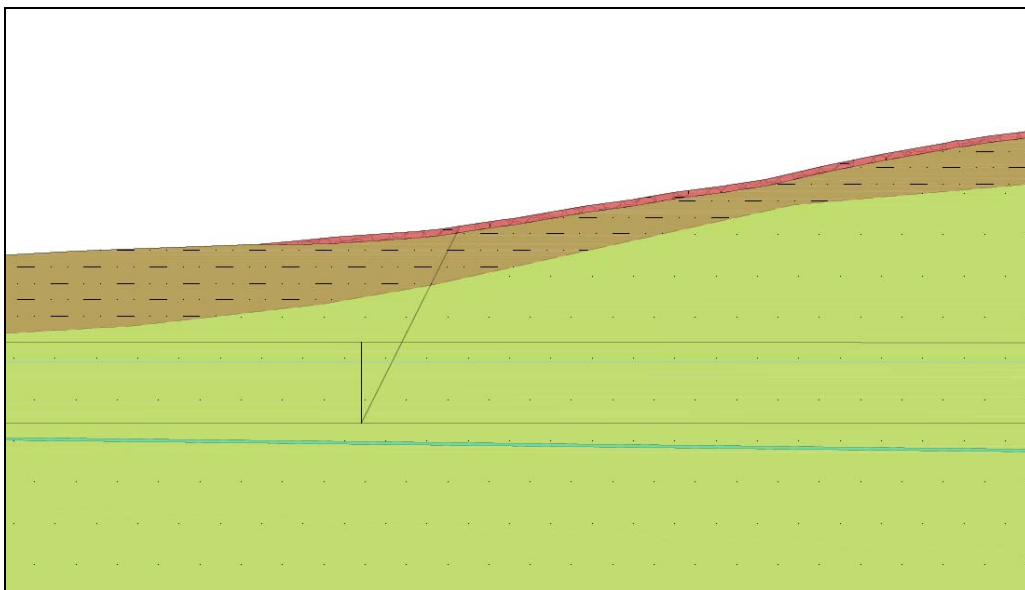


Figura 3 - Perfil Geológico do Desemboque do Túnel Sitio alto I

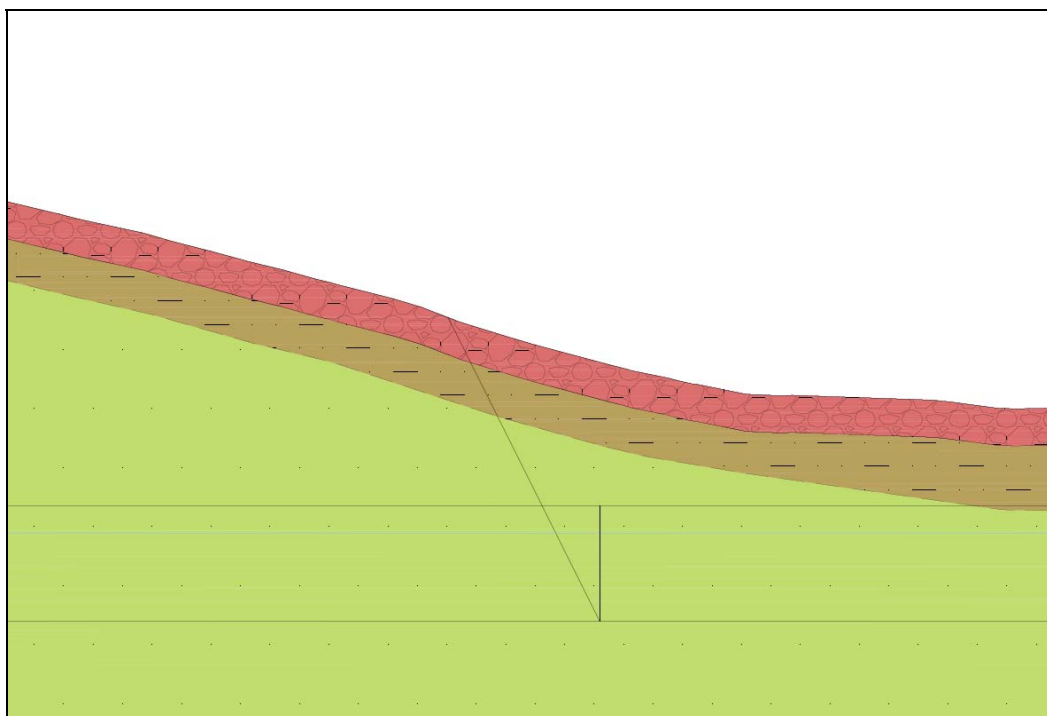






Figura 4 – Legenda dos materiais existentes nas regiões de emboque

LEGENDA:	
	Depósitos coluvionares: blocos e pedregulho de arenito avermelhado em matriz de areia siltosa.
	Solo residual: areia siltosa a pouco siltosa marrom de plasticidade baixa.
	Arenito friável marróm claro medianamente a pouco alterado.
	Siltito friável a pouco coerente cinzento pouco alterado

Conforme pode ser visto na Figura 5, existem blocos de rocha soltos nas regiões dos emboques, que caso rolem em direção à área de escavação podem causar sérios danos às pessoas que estejam trabalhando no local. Portanto devem ser tomadas medidas de segurança contra este tipo de ocorrência, seja pela limpeza e remoção deste tipo de material nas regiões acima do topo do talude, seja pela execução de uma defesa que impeça que estes blocos atinjam pessoas presentes na região do corte.

Para a verificação da estabilidade dos cortes nas regiões de emboque, foi utilizado o software Slide 5.0 da empresa Rocscience.

As verificações de estabilidade realizadas visam avaliar a estabilidade dos cortes realizados perante o deslizamento de uma cunha circular, para isto utilizou o método de Bishop Simplificado.

Figura 5 - Blocos existentes nos emboques



3.1 - CORTE FRONTAL EMBOQUE

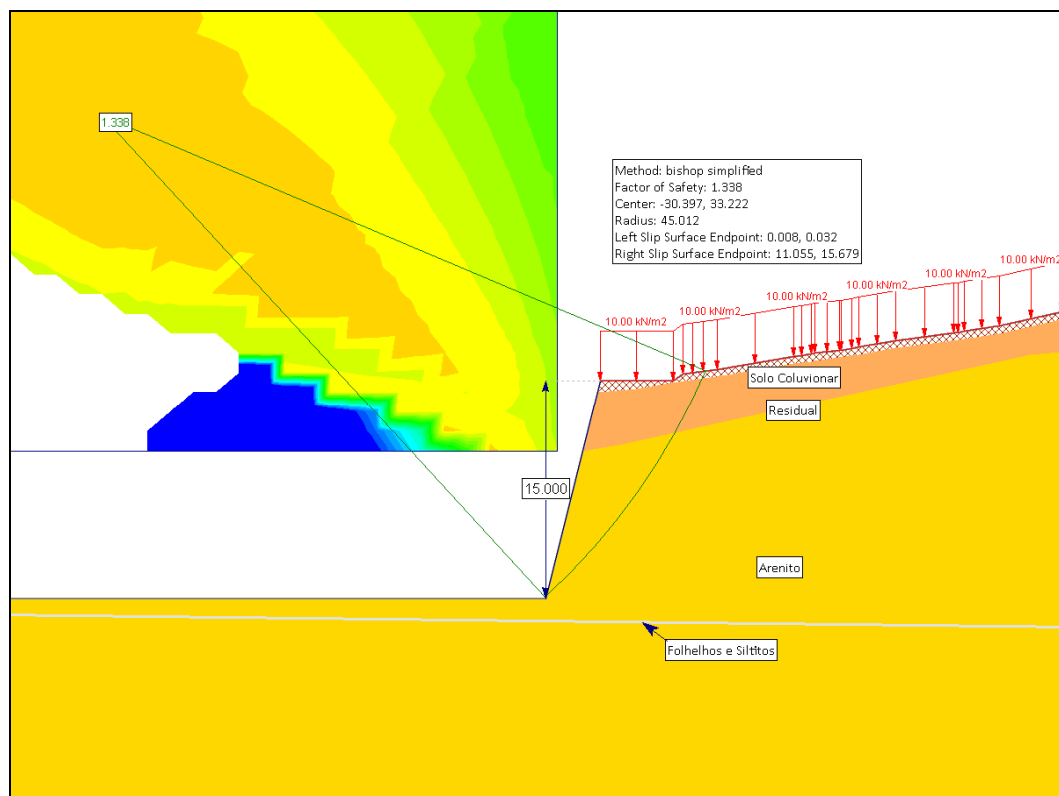
A geometria do corte frontal consiste de um trecho 1H:4V com 15 metros de altura, uma berma de 5 metros e mais um trecho 1,5H:1V de altura variável. Fazendo uma análise de

estabilidade do corte frontal do emboque chegou-se ao fator de segurança de 1,33, o que indica que o corte atende ao fator de segurança temporário previsto na norma (1,3).

Porém dado à elevada inclinação do talude é possível que haja deslocamentos localizados na região frontal potencializados pelo alívio de tensões provocado pela escavação. Devido ao fato de a área frontal do emboque ser uma área onde haverá uma grande movimentação de pessoas e maquinários, é prudente utilizar um tratamento da área exposta do talude frontal. Justificada através dos cálculos de estabilidade em meio descontínuo item 3.3.

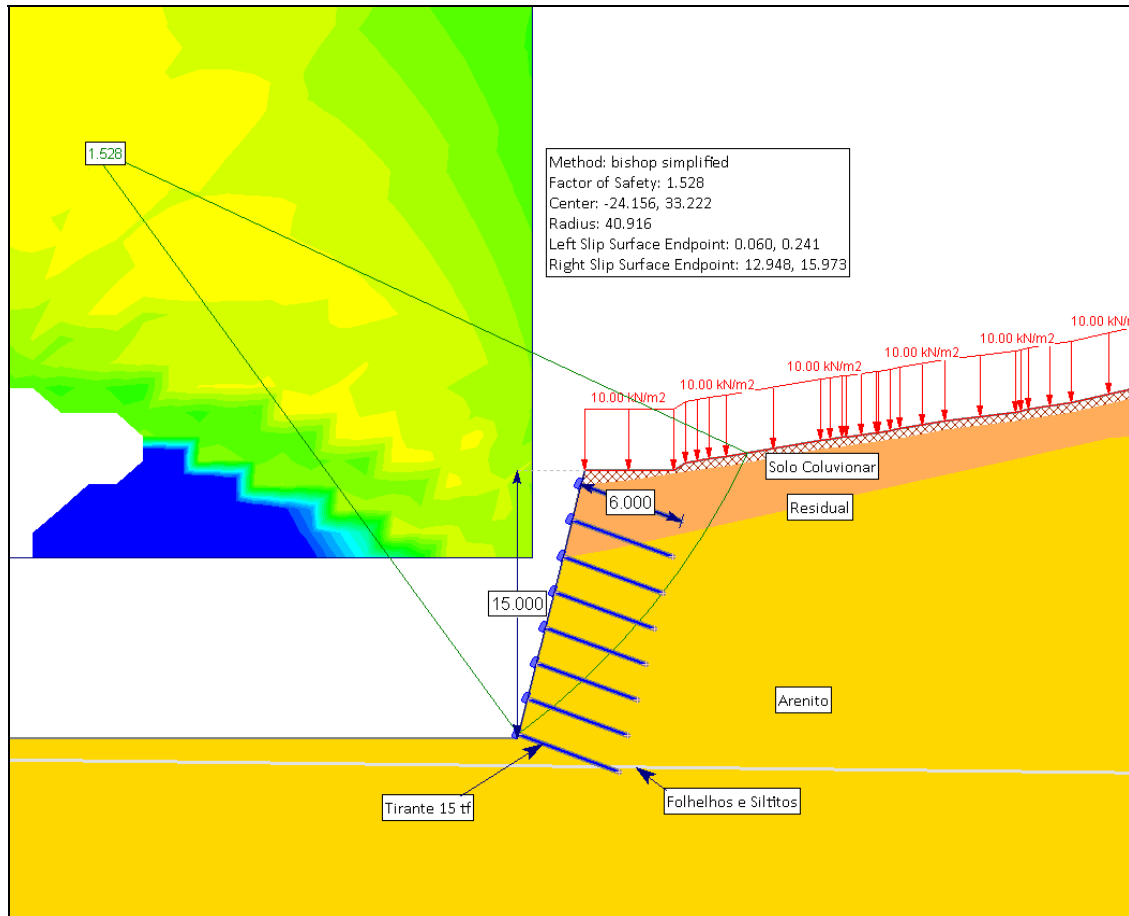
Portanto, de modo a garantir a segurança das pessoas nas proximidades do emboque, deverá ser utilizado como tratamento do corte frontal do emboque 20cm de concreto projetado reforçado com 2 telas metálicas Q92 em cada face do paramento, juntamente com tirantes para 15 tf ($\varphi = 32\text{mm}$) com comprimento de 6 m em malha 2x2 metros.

Figura 6 – Verificação do Corte Frontal do Emboque (I)



Foi avaliado também o fator de segurança para estabilidade geral do corte frontal, após a instalação dos tirantes de 15tf. Esta análise (ilustrada na Figura 7) mostra que haverá um ganho de segurança também na estabilidade global do corte.

Figura 7 –Verificação do Corte Frontal do Emboque (II)



Foi avaliado também o fator de segurança para estabilidade geral do corte frontal, após a construção do túnel falso e do reaterro compactado à 4 metros do topo da geratriz do túnel falso. Esta análise (ilustrada na Figura 8) mostra que haverá um ganho significativo de segurança após a execução do túnel falso e do reaterro, sendo portanto a fase temporária (antes do túnel falso e reaterro) a mais crítica para a estabilidade deste corte.

Figura 10 - Cálculo de estabilidade - 2 descontinuidades - sem tirantes (FS=0,97)

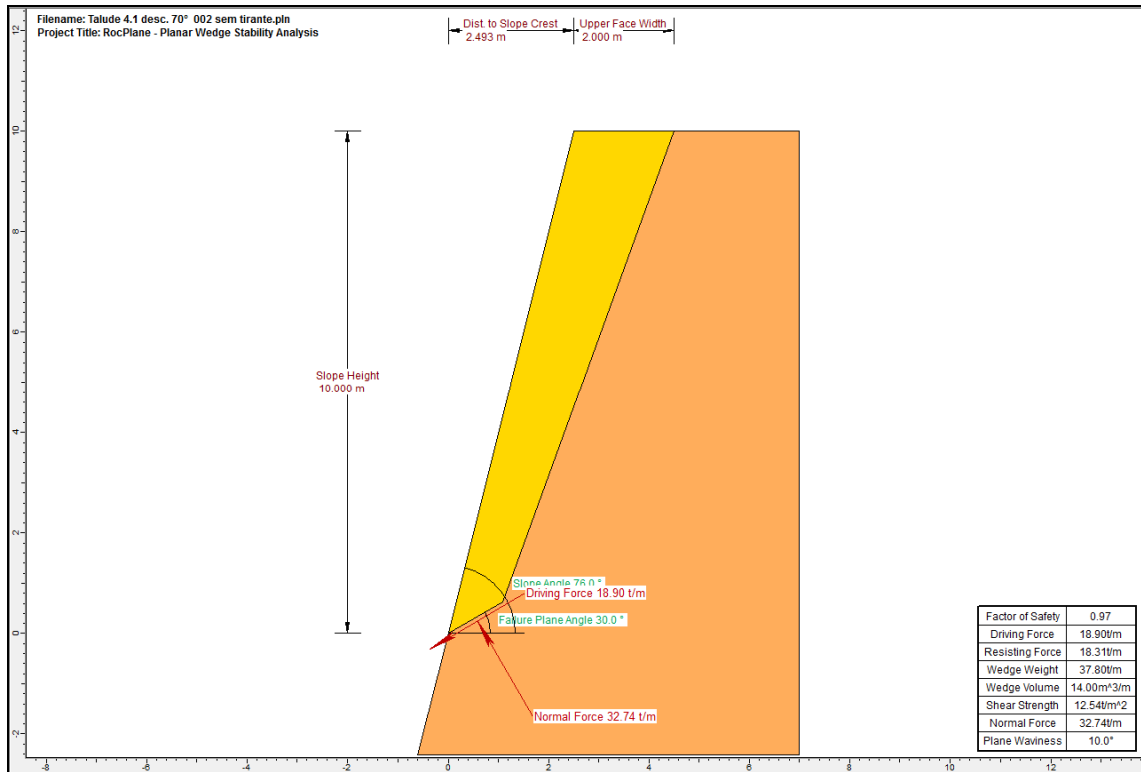


Figura 11 - Cálculo de estabilidade – 2 descontinuidades – com tirantes (FS=2,40)

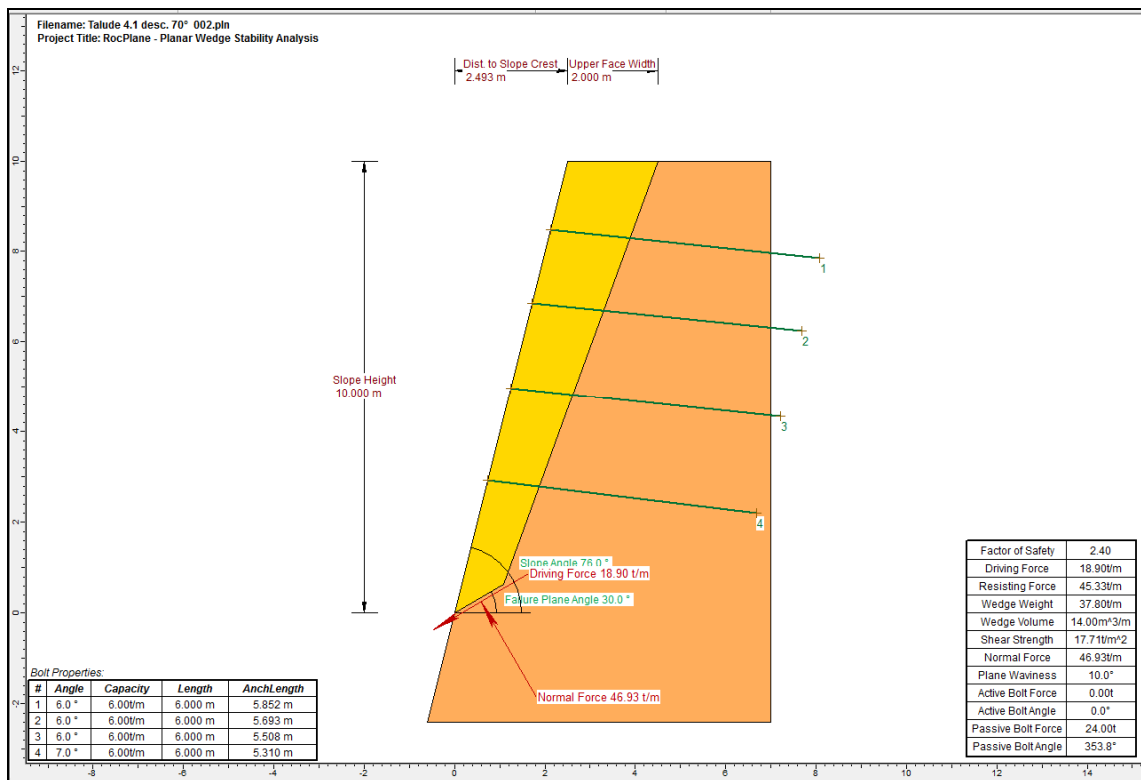




Figura 12 - Cálculo de estabilidade – 1 descontinuidade – sem tirantes (FS=0,56)

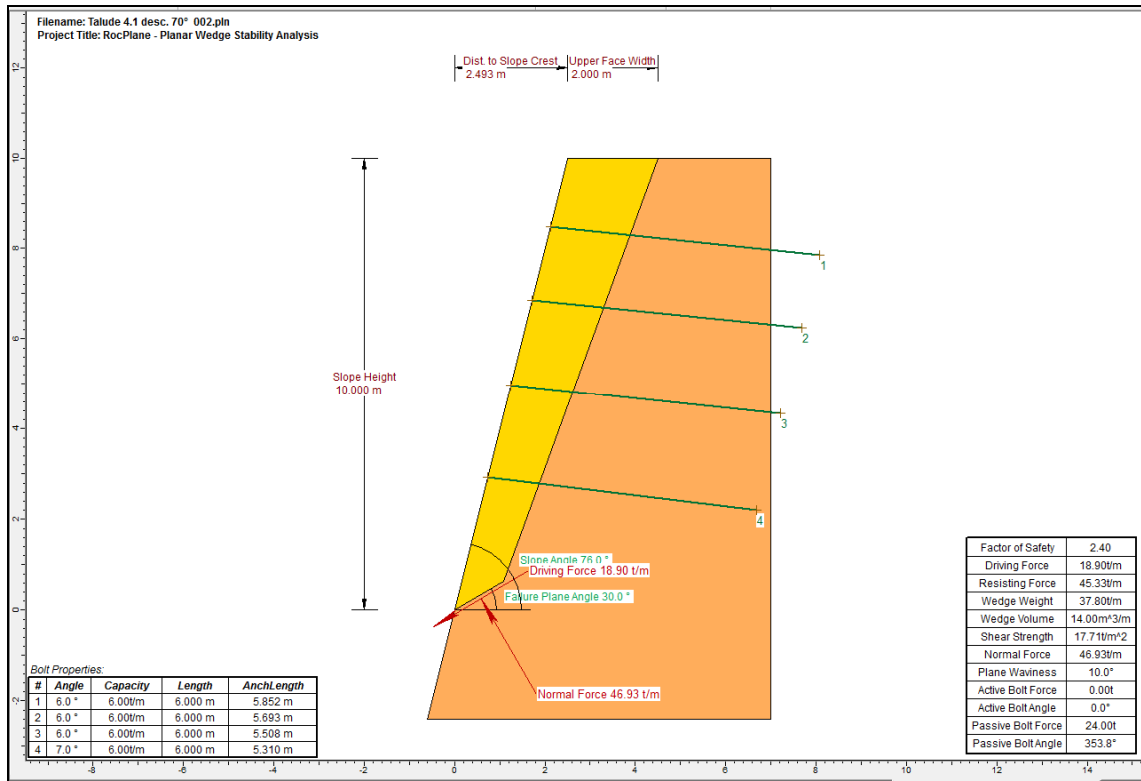
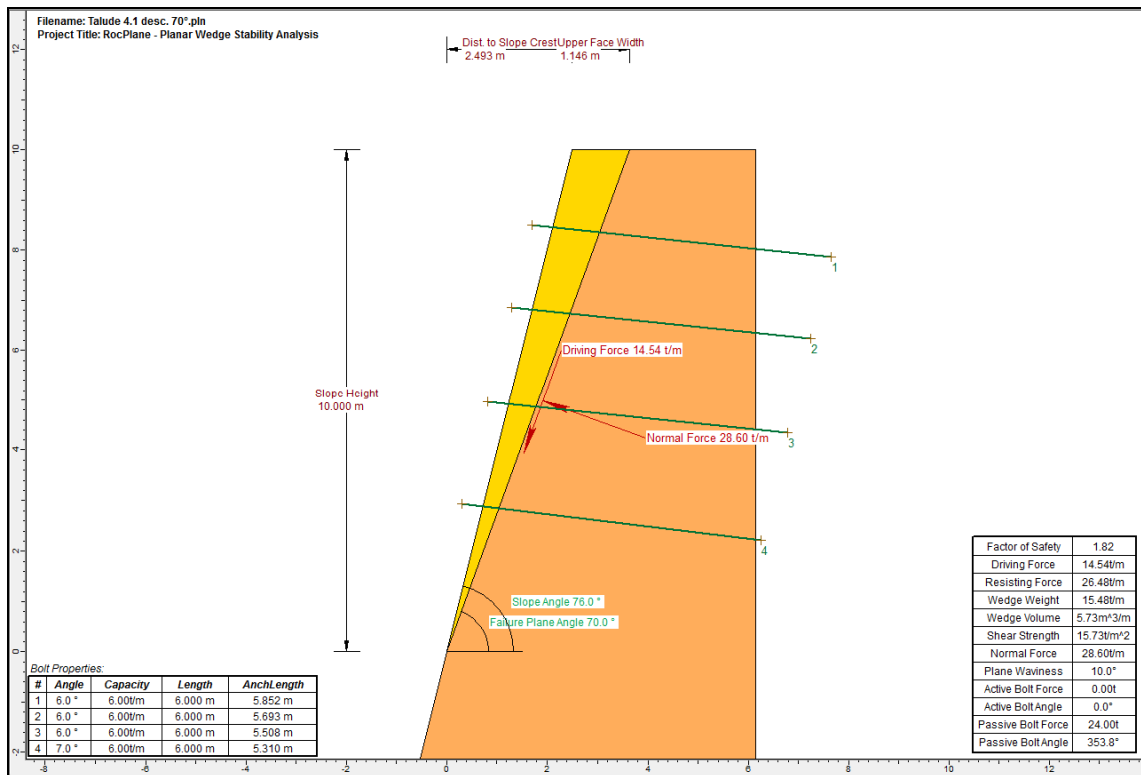


Figura 13 - Cálculo de estabilidade – 1 descontinuidade – com tirantes (FS=1,82)



3.4 - BARRA DOS TIRANTES

Na figura abaixo pode ser vista a verificação da barra a ser utilizada nos tirantes.

Figura 14 - Verificação da Barra dos Tirantes

$$\begin{aligned} & \text{Barra de CA 50} \\ & f_{yk} := 5 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2} \\ & FS := 1.75 \\ & \phi_{\text{barra}} := 32\text{mm} \\ & \phi_d := \phi_{\text{barra}} - 2\text{mm} = 30\text{mm} \\ & S := \frac{\pi \cdot \phi_d^2}{4} = 7.069 \cdot \text{cm}^2 \\ & F_t := \frac{0.9 \cdot f_{yk} \cdot S}{FS} = 18.176 \cdot \text{tf} \end{aligned}$$

4 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta memória foi verificada a estabilidade dos cortes a serem realizados no emboque e no desemboque do Túnel Sitio Alto I, sendo que todos os cortes analisados atenderam aos requisitos de segurança prescritos em norma.

Embora os cortes sejam estáveis com os parâmetros utilizados, optou-se por utilizar alguns tratamentos por questões de segurança, devido a possibilidade de ocorrência de deslocamentos localizados, que caso ocorram, poderiam causar danos físicos às pessoas que trabalhando no local. Portanto especificou-se a utilização de tirantes na região frontal do emboques do túnel, por ser uma área de bastante circulação de pessoas. E nos taludes laterais apenas a proteção superficial do terreno contra a perda de umidade e exposição à intempéries, conforme detalhado no desenho de tratamento típico dos cortes.

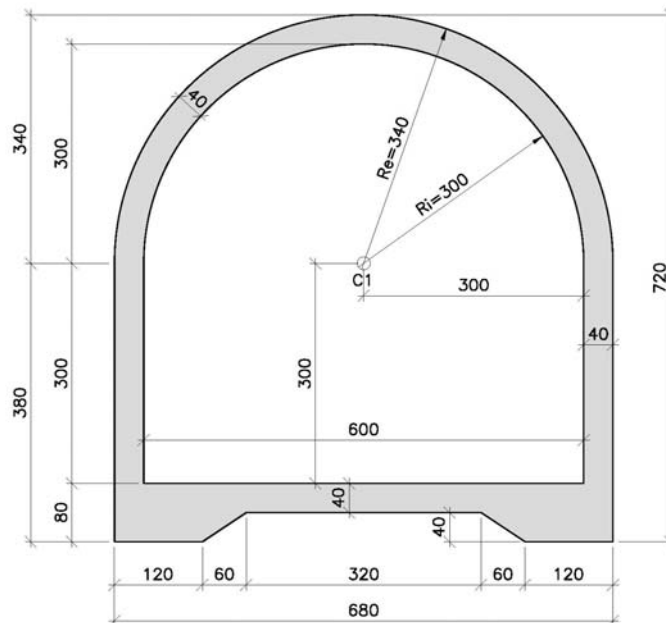
1 - INTRODUÇÃO

O objetivo deste documento é apresentar as hipóteses adotadas e os cálculos realizados para o dimensionamento do revestimento de concreto armado do túnel falso a ser empregado nos emboques e desemboques dos nove túneis que integrarão o Cinturão de Águas do Ceará.

2 - SEÇÃO TÍPICA ADOTADA PARA O TÚNEL FALSO

A seção típica adotada para o túnel falso é mostrada na Figura 1:

Figura 1 – Seção típica do túnel falso.



Nota-se que o gabarito interno adotado (arco-retangular) é similar ao gabarito interno final proposto para todos os túneis.

O revestimento de concreto, no entanto, é mais robusto, com 40 cm de espessura, devido ao método executivo usualmente adotado para a construção de túneis falsos, o qual será detalhado mais adiante neste memorial.

Por fim, devem ser salientados os engrossamentos de 40 cm adotados nas extremidades da laje de fundo (sob as paredes laterais), os quais servem para evitar o emprego de armadura de cisalhamento, haja vista a concentração de esforços cortantes.

3 - HIPÓTESES E CONSIDERAÇÕES ADOTADAS

A seqüência construtiva idealizada para o túnel falso é descrita a seguir:

- Escavar o terreno em taludes estáveis (a inclinação pode variar entre 1,5V:1H e 2V:1H, dependendo das condições do maciço).
- Executar todo o revestimento de concreto armado do túnel falso.

- Proceder ao reaterro lateral (foi admitido, a favor da segurança, um desnível de 1,0 m nas etapas de reaterro lateral, o que implica uma pequena distorção provisória na estrutura do túnel falso).
- Continuar com o reaterro até que se obtenha uma cobertura de 4,0 m acima da calota do túnel.

Em função das informações fornecidas nas sondagens, não foi considerada a atuação de pressões hidrostáticas externas nas paredes laterais do túnel falso, as quais, caso existissem, seriam prontamente equilibradas pela pressão de água interna.

Por sua vez, devido à rigidez da estrutura do túnel falso e à compactação do solo de reaterro, adotou-se o empuxo de solo em repouso para os cálculos de dimensionamento da mesma, caracterizado pelo coeficiente de empuxo em repouso $k_0 = 0,50$ ($\sigma_h = k_0 \cdot \sigma_v$). Tal hipótese foi admitida, pois a presença de uma estrutura rígida arrimando o solo impede a ocorrência de deslocamentos laterais relevantes e, por conseguinte, impede o desenvolvimento do empuxo ativo (mobilização da resistência ao cisalhamento do maciço).

Por fim, adotou-se um peso específico natural para o solo do reaterro compactado dado por $\gamma_s = 1,9 \text{ tf/m}^3$, independentemente da tipologia do mesmo (argila, silte, ou areia). Na prática, no entanto, é recomendável que o reaterro seja feito com solos argilosos ou silto-argilosos, os quais provêm maior confinamento ao túnel falso na fase permanente.

4 - MODELO DE CÁLCULO

Para a obtenção dos esforços solicitantes de dimensionamento do revestimento de concreto armado do túnel falso, foi elaborado um modelo evolutivo em meio contínuo com o auxílio do software Phase2 6.0, o qual utiliza o Método dos Elementos Finitos como ferramenta de cálculo.

No modelo em questão, admitiu-se que o solo tenha um comportamento elasto-plástico ideal (devidamente ajustado para resultar em empuxos laterais da ordem de $0,5 \cdot \sigma_v$). Por outro lado, o revestimento do túnel foi simulado através de barras de reologia elástica-ideal.

Adotaram-se os seguintes parâmetros para a modelagem em meio contínuo:

Concreto

- Resistência à compressão – $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Módulo de Elasticidade – $E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot 100 \cdot (30/2) = 2,6 \cdot 106 \text{ tf/m}^2$
- Coeficiente de Poisson – $\nu_c = 0,20$
- Peso específico – $\gamma_c = 2,5 \text{ tf/m}^3$

Solo de reaterro

- Peso específico – $\gamma_s = 1,9 \text{ tf/m}^3$
- Módulo de Elasticidade – $E_s = 2,5 \cdot 103 \text{ tf/m}^2$
- Coeficiente de Poisson – $\nu_s = 0,30$

Solo de apoio da laje de fundo

- Peso específico – $\gamma_s = 2,0 \text{ tf/m}^3$
- Módulo de Elasticidade – $E_s = 1,5.104 \text{ tf/m}^2$
- Coeficiente de Poisson – $\nu_s = 0,28$

Dessa forma, considerando os parâmetros citados e a geometria da seção do túnel falso apresentada na Figura 1, elaborou-se um modelo com 13 fases:

- Fase 1: escavação dos taludes estáveis.
- Fase 2: construção do túnel (atuação do peso próprio).
- Fases 3 a 9: reaterro lateral com um desnível de 1,0 m.
- Fases 10 a 13: reaterro sobre a calota até atingir uma cobertura de 4,0 m.

As figuras subseqüentes mostram algumas das fases supracitadas da modelagem realizada:

Figura 2 – Fase 1.

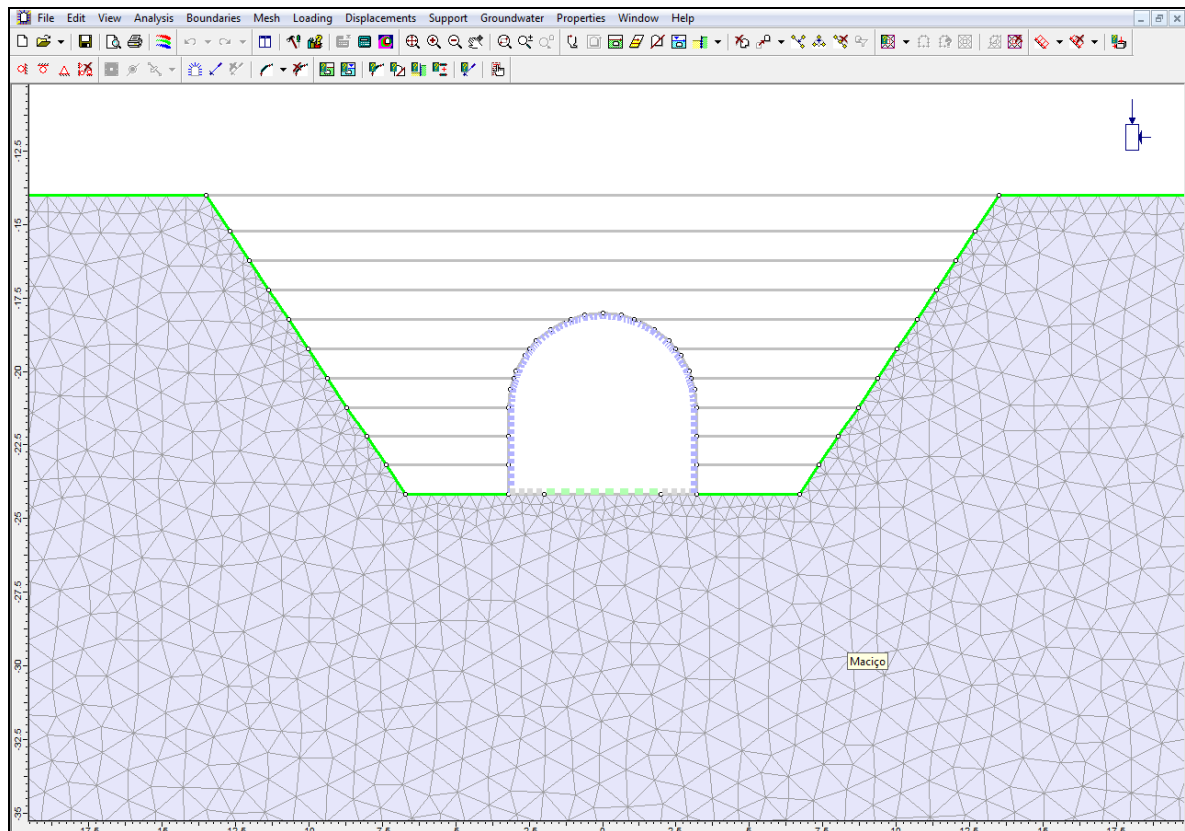


Figura 3 – Fase 2.

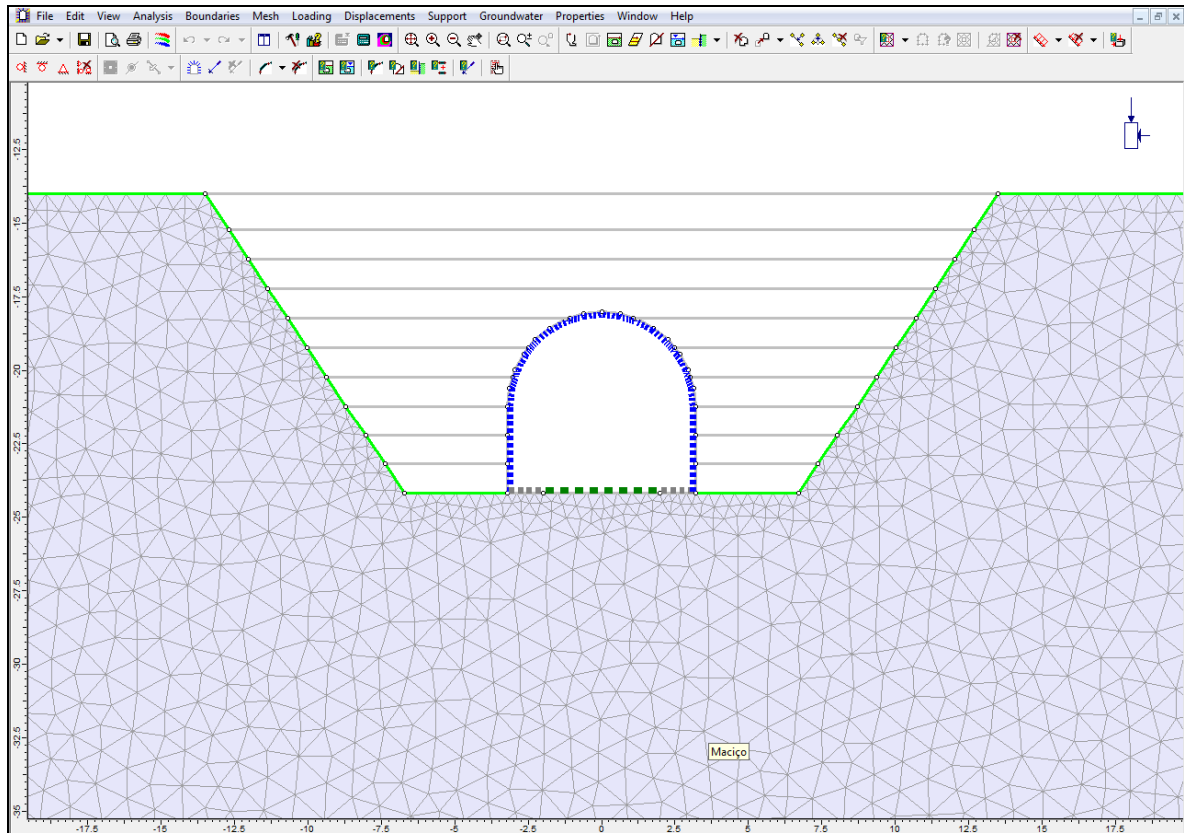


Figura 4 – Fase 5.

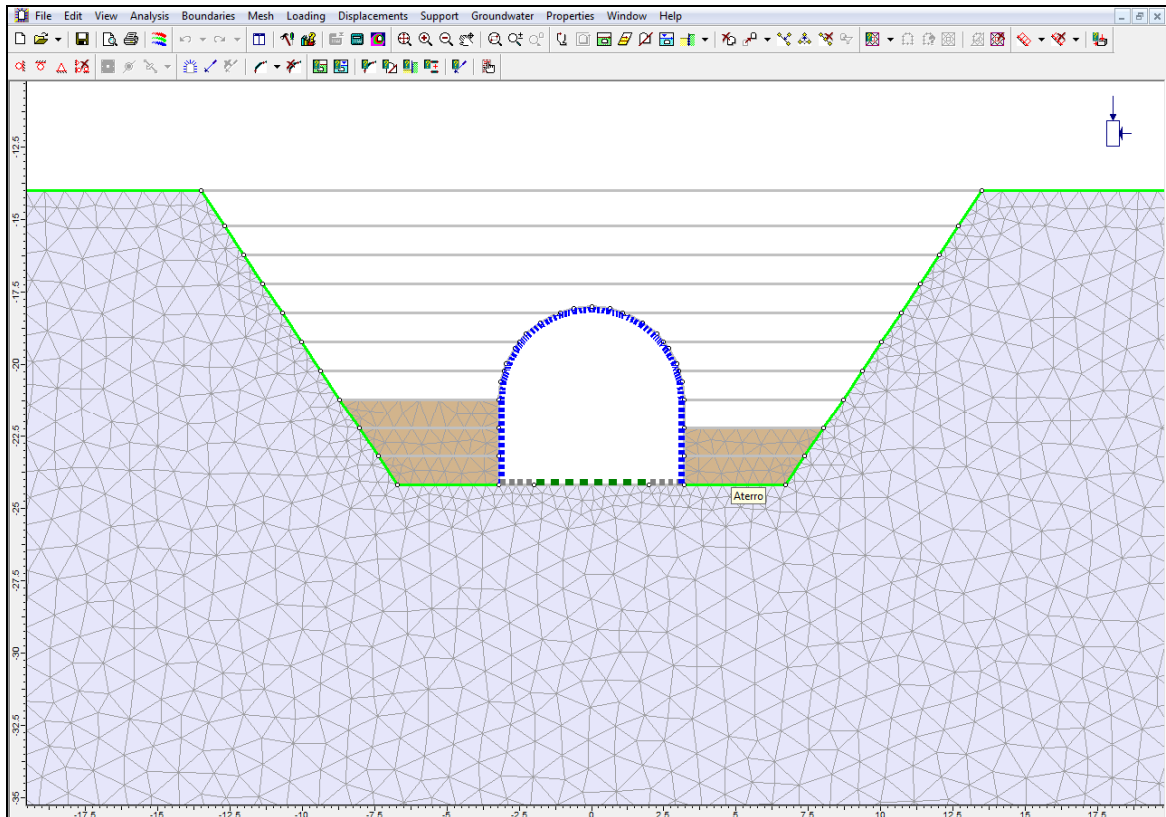


Figura 5 – Fase 9.

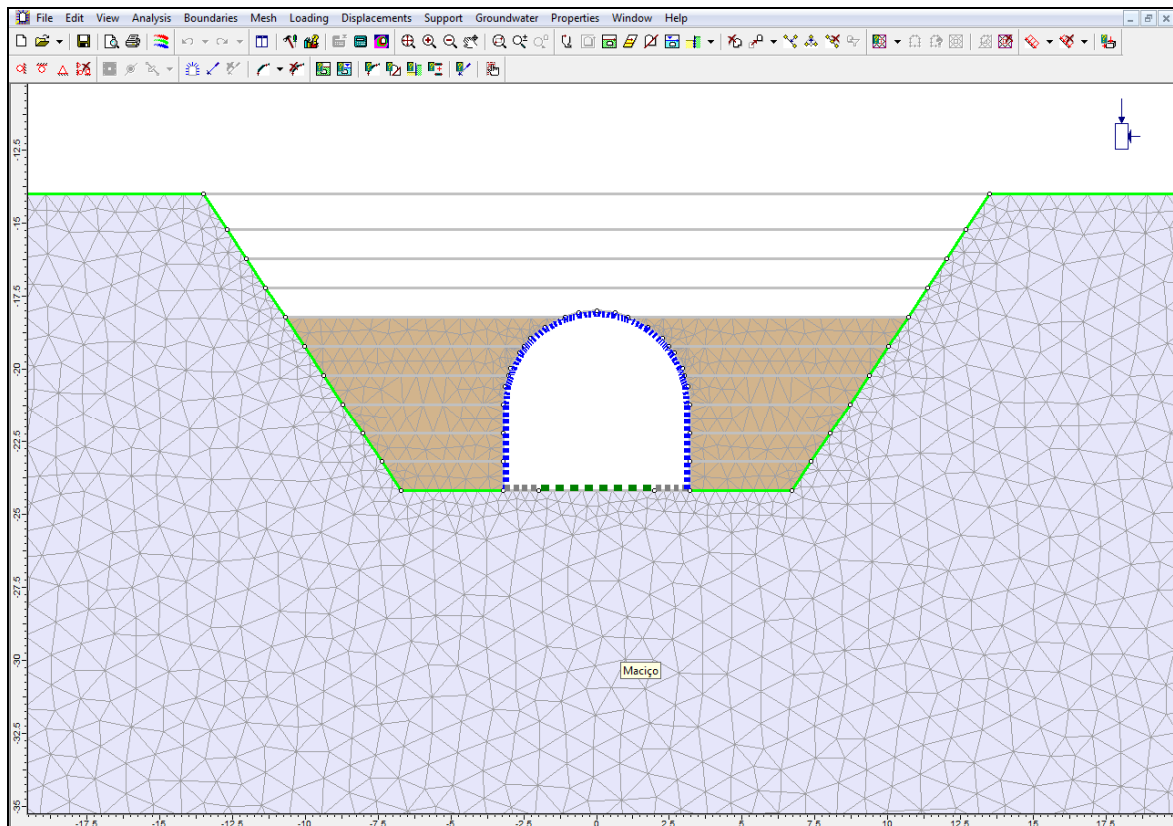


Figura 6 – Fase 11.

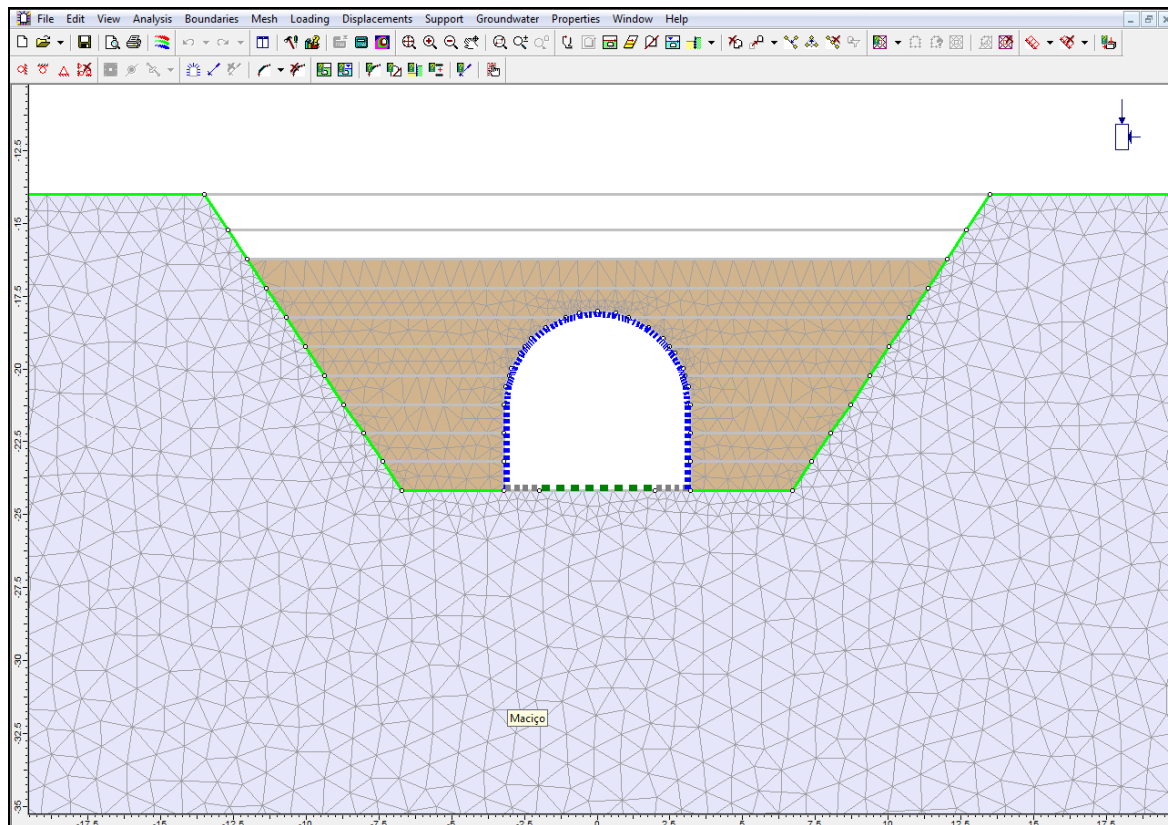
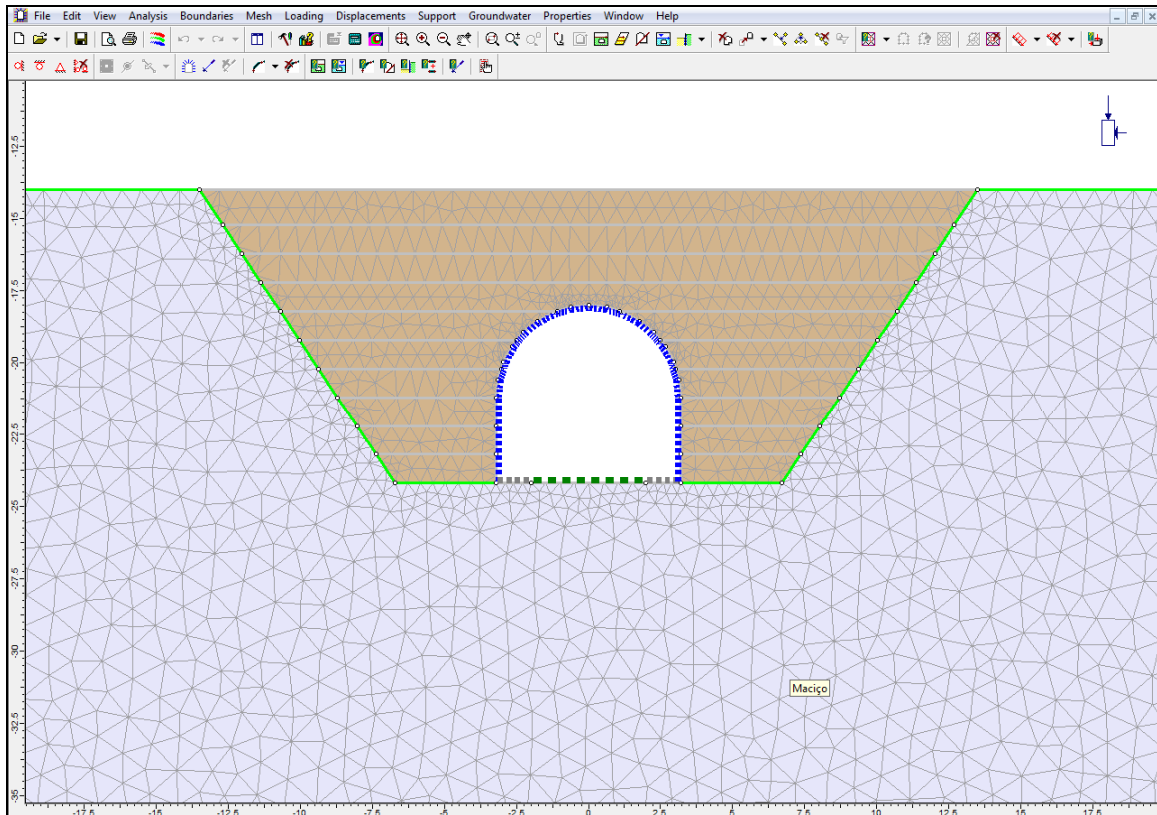


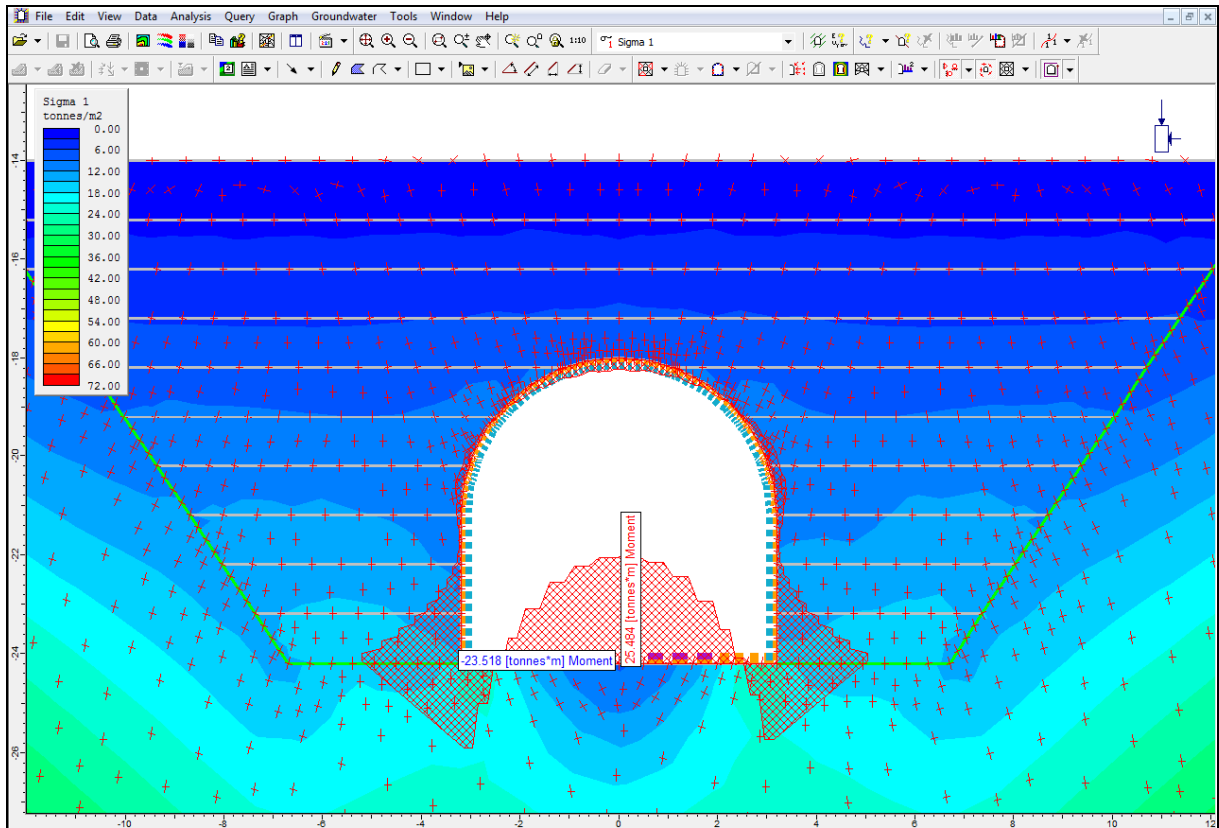
Figura 7 – Fase 13.



5 - ESFORÇOS SOLICITANTES E DIMENSIONAMENTO

Uma vez que as paredes laterais estão engastadas na laje de fundo, verificou-se que os momentos fletores máximos ocorreram na fase final, conforme mostra a Figura 8:

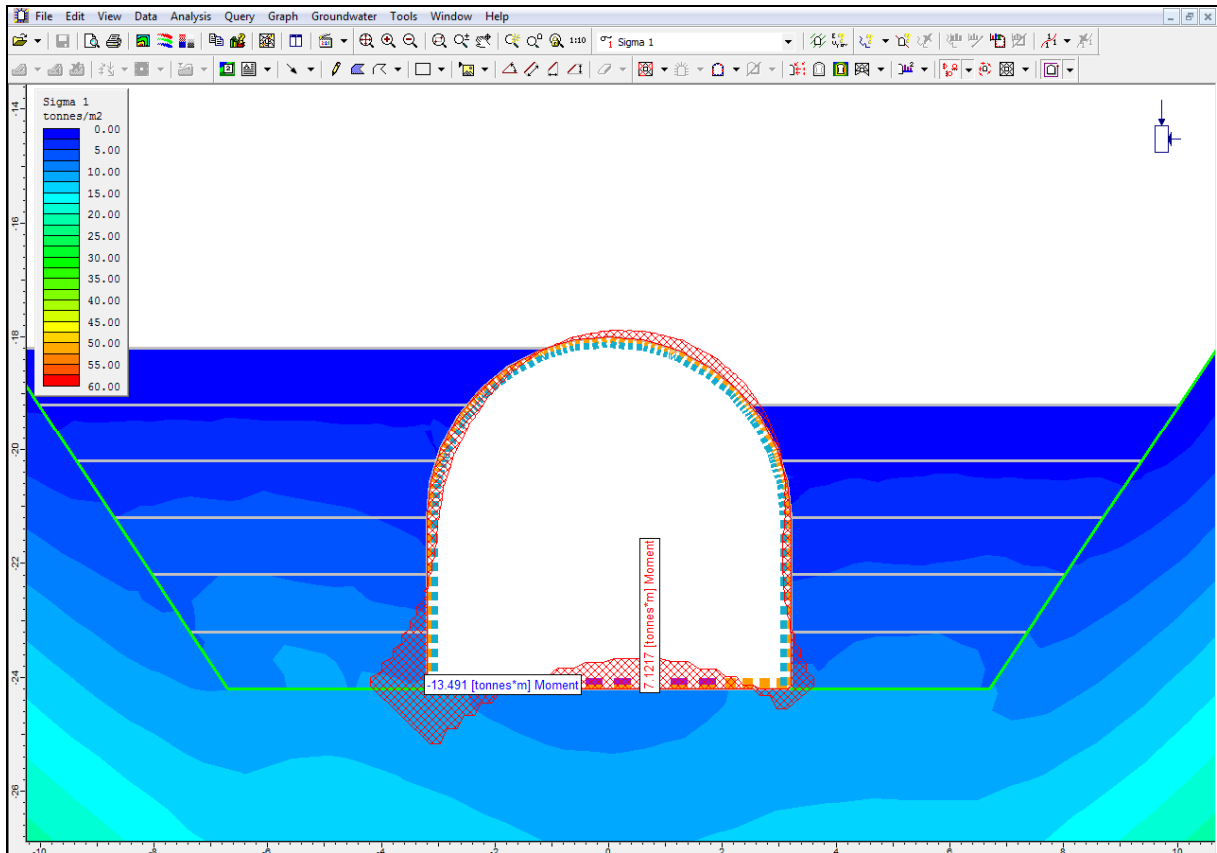
Figura 8 – Momentos fletores máximos (laje de fundo e engastes com as paredes laterais).



Para a Fase 13, obteve-se um momento fletor negativo de 25,5 tfm/m na laje de fundo e um momento fletor positivo de 23,5 tfm/m nos engastes entre as paredes laterais e a laje.

Dessa forma, os momentos fletores máximos verificados nas paredes laterais e na calota do túnel falso foram pequenos se comparados aos valores mostrados na Figura 8, de tal forma que foi possível adotar a taxa de armadura mínima recomendada pela NBR 6118:2008. A Figura 9 mostra o diagrama de momentos fletores mais desfavorável para as regiões mencionadas, os quais não excedem o valor de 6,0 tfm/m:

Figura 9 – Momentos fletores máximos na calota



Os esforços cortantes máximos ocorreram na laje de fundo (Fase 13), nas regiões adjacentes aos encontros com as paredes laterais, em função das cargas verticais provenientes das mesmas e da rigidez relativa entre a laje de fundo e o maciço escavado.

Por fim, os máximos esforços normais de compressão também foram verificados na Fase 13, uma vez que nesta fase a cobertura atingiu sua maior altura, o que implica o máximo carregamento vertical. Dessa forma, o revestimento de concreto armado do túnel falso deve ser dimensionado para os esforços combinados de flexão e compressão.

Os diagramas críticos de esforços cortantes e de esforços normais são mostrados, respectivamente, nas figuras subsequentes:

Figura 10 – Diagrama de esforços cortantes na Fase 13.

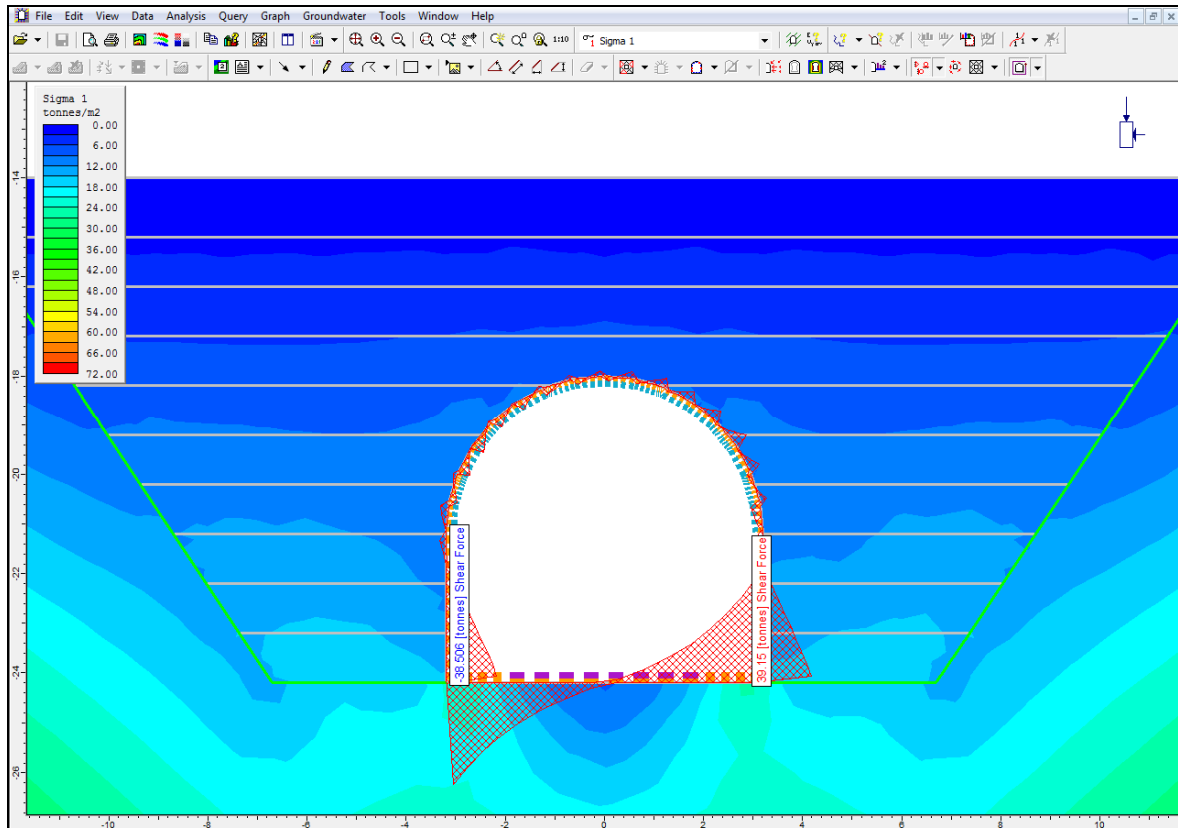
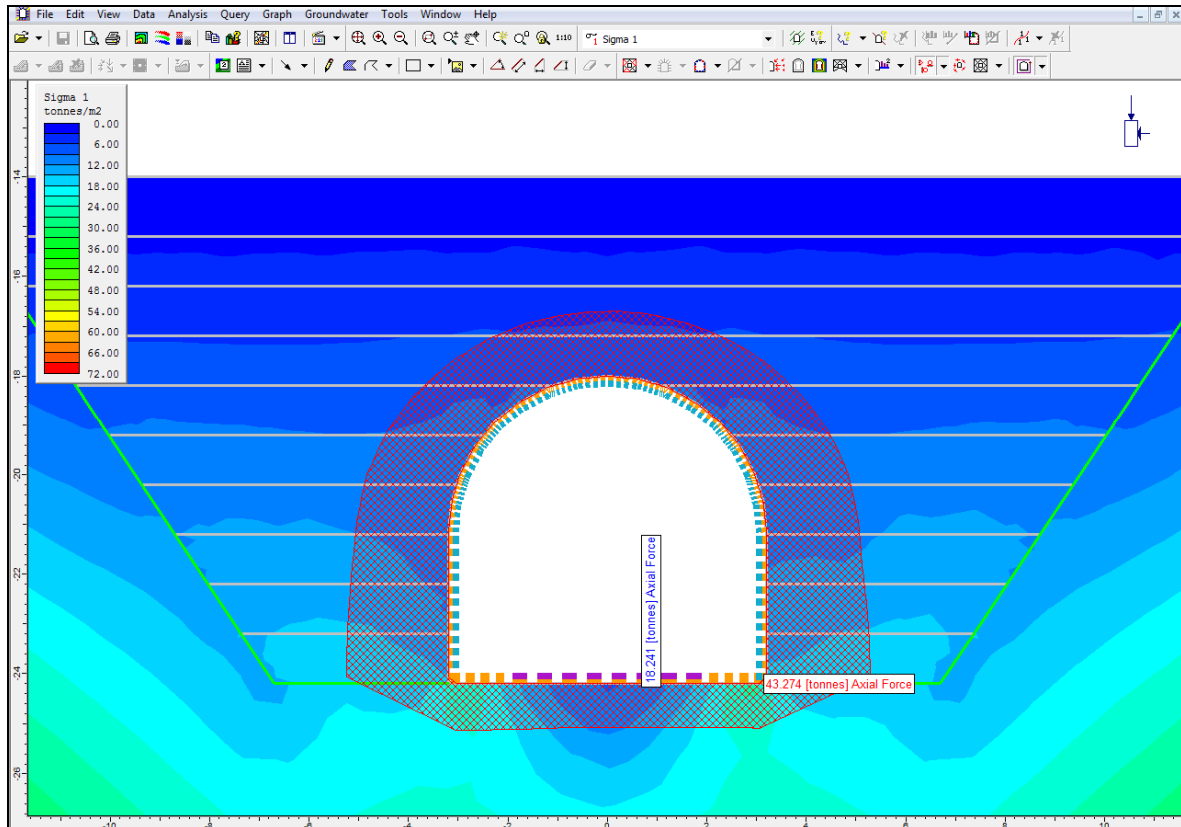
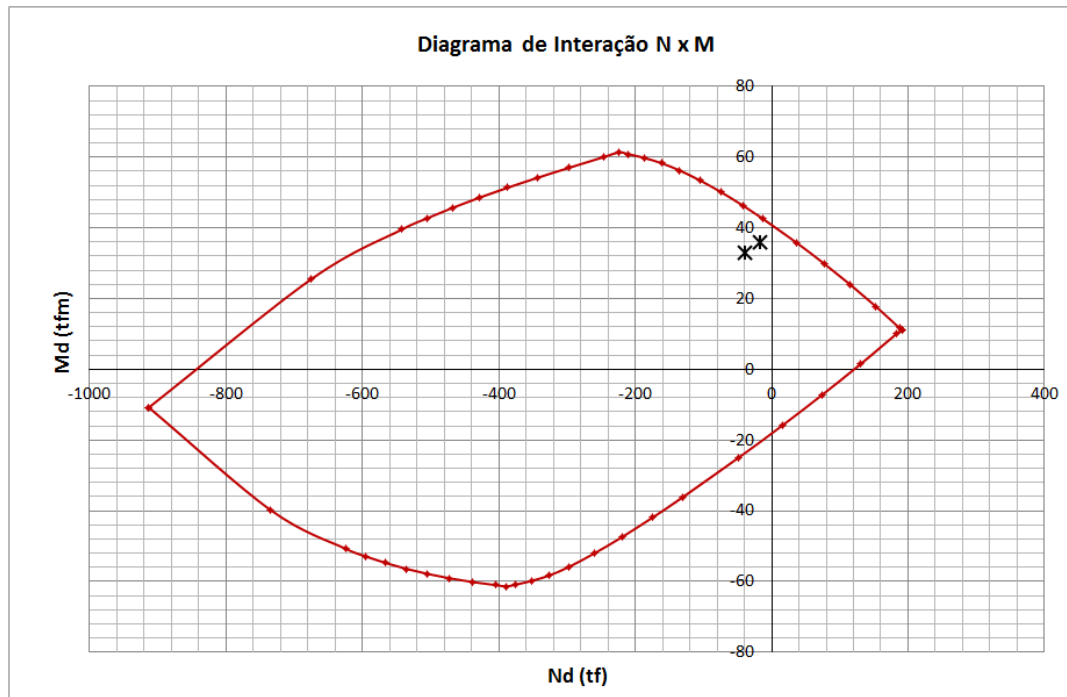


Figura 11 –Diagrama de esforços normais de compressão na Fase 13.



Adotando-se uma armação de flexão composta por barras de aço $\Phi 20$ mm espaçadas a cada 10 cm ($A_s = 31,5 \text{ cm}^2/\text{m}$) e considerando-se a resistência à compressão do concreto de 30 MPa, obtém-se a envoltória resistente mostrada na Figura 12:

Figura 12 – Combinações críticas de flexo-compressão plotadas na envoltória resistente do revestimento.



Ponto	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
M_k (tfm)	25.5	23.5																			
N_k (tf)	-18.3	-43.3																			

$$\gamma_M = 1.4$$

$$\gamma_N = 0.9$$

Nota-se que a armação de flexão supracitada provem ao revestimento uma capacidade resistente suficiente para suportar os esforços solicitantes de flexo-compressão devidamente majorados pelos coeficientes de norma.

Na calota e na face interna das paredes laterais, adotou-se a armadura mínima para flexão prevista em norma, dada por $0,173.40 = 6,92 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \Phi 10 \text{ c/ } 10 \text{ cm}$.

Conforme mencionado, a laje de fundo foi engrossada em 40 cm nas adjacências das paredes laterais para evitar a utilização de armadura de cisalhamento. De acordo com a NBR 6118:2008, pode-se prescindir do emprego de armadura de cisalhamento desde a força cortante de cálculo (V_{sd}) seja inferior à força $VRd1$, dada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd1} = 3.75 \times f_{ck}^{2/3} \times (1.6 - d) \times \left[1.2 + \left(40 \times \frac{A_{s1}}{b_w \times d} \right) \right] \times b_w \times d$$

Onde,

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$.



- $d =$ altura útil (0,34 m para $e = 40$ cm / 0,74 m para $e = 80$ cm)
- $b_w = 1,0$ m.

Uma vez que $A_{s1} = 31,5$ cm²/m, tem-se:

$$V_{Rd1} = 3,75 \times 30^{2/3} \times (1,6 - 0,34) \times \left[1,2 + \left(40 \times \frac{31,5}{100 \times 34} \right) \right] \times 0,34 = 24,8 \text{ tf/m}$$

$$V_{Rd1} = 3,75 \times 30^{2/3} \times 1,0 \times \left[1,2 + \left(40 \times \frac{31,5}{100 \times 74} \right) \right] \times 0,74 = 39,8 \text{ tf/m}$$

Nota-se que nas regiões onde o revestimento possui 40 cm de espessura, a força cortante resistente é superior à máxima força cortante solicitante dada por $1,4 \times 15,8 = 22,1$ tf/m.

Adotando-se a redução de força cortante proposta pela NBR 6118:2008, ou seja, tomando-se como V_k o valor afastado das extremidades da laje de fundo em $0,5h + 0,5d = 57,5$ cm, obtem-se 28,3 tf/m, o que implica $V_{sd} = 39,6$ tf/m $<$ $V_{Rd1} = 39,8$ tf/m.

Dessa forma, conclui-se que o uso de armaduras de cisalhamento é desnecessário.

6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

É possível notar que o dimensionamento do revestimento de concreto armado do túnel falso atende aos requisitos da NBR 6118:2008, com base em rotinas de cálculo usualmente adotadas pelo meio técnico.

Entretanto, deve-se salientar que alterações na seqüência construtiva da estrutura do túnel falso (apresentada no item 3) podem implicar esforços solicitantes distintos, para os quais o equilíbrio estrutural possa não estar assegurado.

Ademais, as condições do maciço sobre o qual serão construídos os túneis falsos devem ser verificadas “in loco” pelo ATO e aprovadas pelo projetista.

**RELATÓRIO DE LEVANTAMENTO
GEOFÍSICO DE SÍSMICA DE REFRAÇÃO
E ELETORRESISTIVIDADE**

**1º trecho Jati / Rio Cariús - Projeto
Cinturão das Águas do Ceará –CAC**

REVISÃO 02

**Cliente: VBA TECNOLOGIA E SERVIÇOS DE
ENGENHARIA S/A**

10 de Janeiro de 2014

Belo Horizonte, 10 de janeiro de 2014.

A VBA TECNOLOGIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA S/A

A/C: Sr. **Geraldo Magela**

Prezado Senhor,

de conformidade com subcontrato 30/2013 firmado, encaminhamos o relatório final do levantamento geofísico de sísmica de refração e eletrorresistividade, realizado em alguns locais do 1º trecho Jati / Rio Cariús, com 153,6 km do Projeto Cinturão das Águas do Ceará – CAC.

Agradecemos a atenção dispensada e qualquer dúvida, estamos à disposição.

Atenciosamente,

Marco Antonio Martins Cantisano
GEOPHYSICAL CONSULTING & SERVICES LTDA

SUMÁRIO

1	LOCAL DE EXECUÇÃO DOS SERVIÇOS	1
2	LEVANTAMENTOS E OBJETIVOS	4
3	MÉTODOS	4
4	LEVANTAMENTOS DE CAMPO	12
	4.1 - LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO	12
	4.2 - LEVANTAMENTO DE SÍSMICA DE REFRAÇÃO	12
	4.3 - LEVANTAMENTO DE ELETRORRESISTIVIDADE	14
5	PROCESSAMENTO DOS DADOS.....	16
	5.1 - SÍSMICA DE REFRAÇÃO	16
	5.2 - ELETRORRESISTIVIDADE (ER)	18
6	RESULTADOS.....	19
	6.1 - Túnel Cruzeiro	20
	6.2 - Túnel Pai Mané	22
	6.3 - Túnel Carnaúba	24
	6.4 - Túnel Veneza	26
7	CONCLUSÕES	28
	ANEXO 1 – MAPAS DE LOCALIZAÇÃO	A
	ANEXO 2 – SÍSMICA DE REFRAÇÃO -TÚNEL CRUZEIRO, PAI MANÉ E CARNAÚBA.....	B
	ANEXO 3 – ELETRORRESISTIVIDADE - TÚNEL VENEZA.....	C

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Localização 1º trecho Jati / Rio Cariús do Projeto Cinturão das Águas do Ceará – CAC.	2
Figura 2 - Localização dos levantamentos no 1º trecho Jati / Rio Cariús do Projeto Cinturão das Águas do Ceará – CAC.	3
Figura 3 - Sismograma de refração sísmica mostrando a onda direta e a primeira quebra que corresponde ao sinal da refração.	5
Figura 4– Gráfico de Tempo x Distância das ondas sísmicas diretas, refletidas e refratadas.	6
Figura 5– Propagação da onda refratada em relação a um modelo de camadas de velocidades diferentes (modificada de Dourado, 2002).	8
Figura 6 – Esquema para o arranjo Dipolo-Dipolo (Braga, 2003).	11
Figura 7 – Pseudo-seção de resistividade aparente.	11
Figura 8 – Esquema de aquisição dos dados utilizando o arranjo Dipolo-Dipolo.	15
Figura 9 – Processamento (a) First Break Picking e (b) Tempo versus afastamento para diversas fontes.	16
Figura 10 – Seção de sísmica de refração do Túnel Cruzeiro.	21
Figura 11 – Seção de sísmica de refração do Túnel Pai Mané.	23
Figura 12 – Seção de sísmica de refração do Túnel Carnaúba.	25
Figura 13 – Seção de eletrorresistividade do Túnel Veneza.	27

LISTA DE FOTOS

Foto 1 – Foto do equipamento de Sísmica de Refração OYO Geospace DAS1.	13
Foto 2 – Foto do geofone utilizado no presente levantamento.	13
Foto 3 – Equipamento de Eletrorresistividade ABM.	15

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Metragem dos perfis de Sísmica de Refração.	14
Tabela 2 – Metragem do perfil de Eletrorresistividade.	16

1 LOCAL DE EXECUÇÃO DOS SERVIÇOS

O presente estudo faz parte da “Elaboração do Projeto Executivo do 1º trecho Jati / Rio Cariús, com 153,6 km do Projeto Cinturão das Águas do Ceará – CAC”, **Figura 1**, no âmbito do Contrato nº 02/SRH/CE/2012, firmado entre a CONTRATANTE e a Secretaria dos Recursos Hídricos.

Os levantamentos geofísicos foram realizados nos seguintes túneis:

- Túnel Veneza (Municípios de Abaiara e Missão Velha)
- Túnel Cruzeiro (Município do Crato)
- Túnel Pai Mané (Município do Crato); e
- Túnel Carnaúba (Município do Crato).

A **Figura 2** apresenta a localização aproximada dos respectivos túneis.

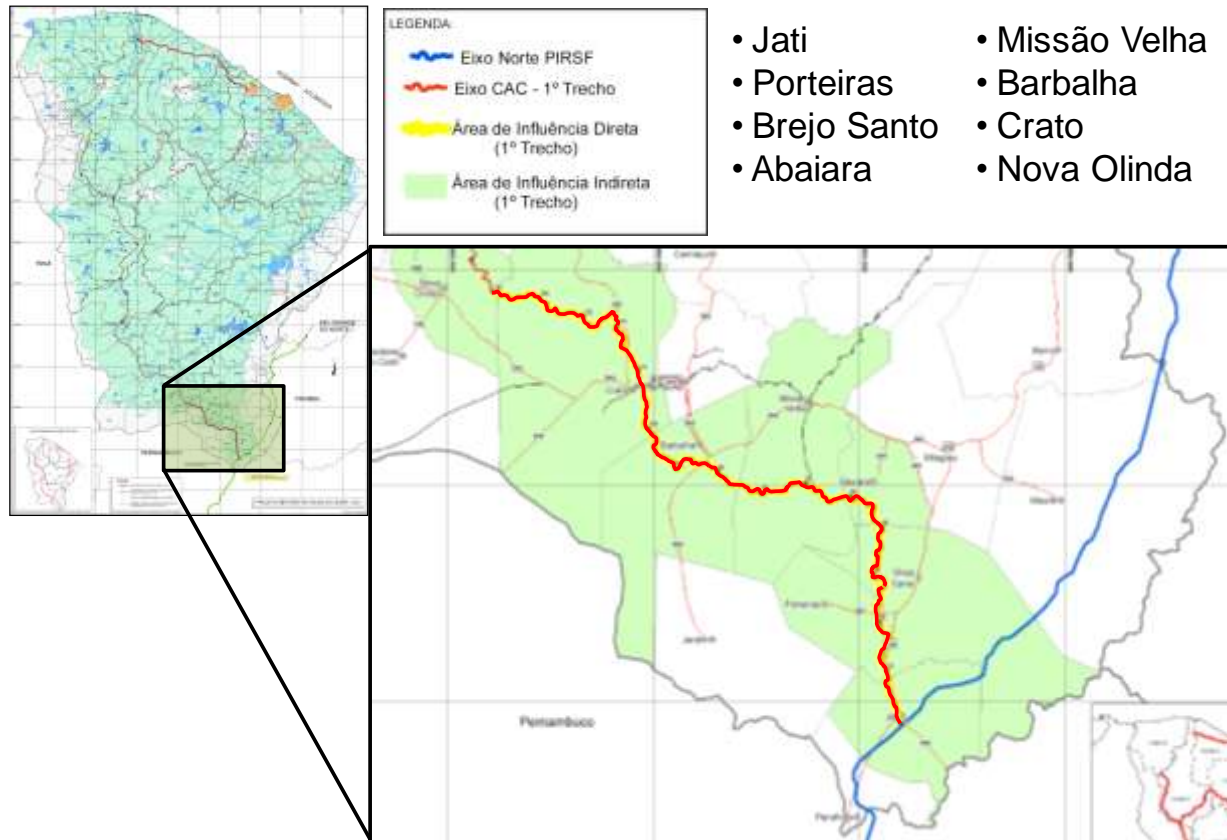


Figura 1 - Localização 1º trecho Jati / Rio Cariús do Projeto Cinturão das Águas do Ceará – CAC.

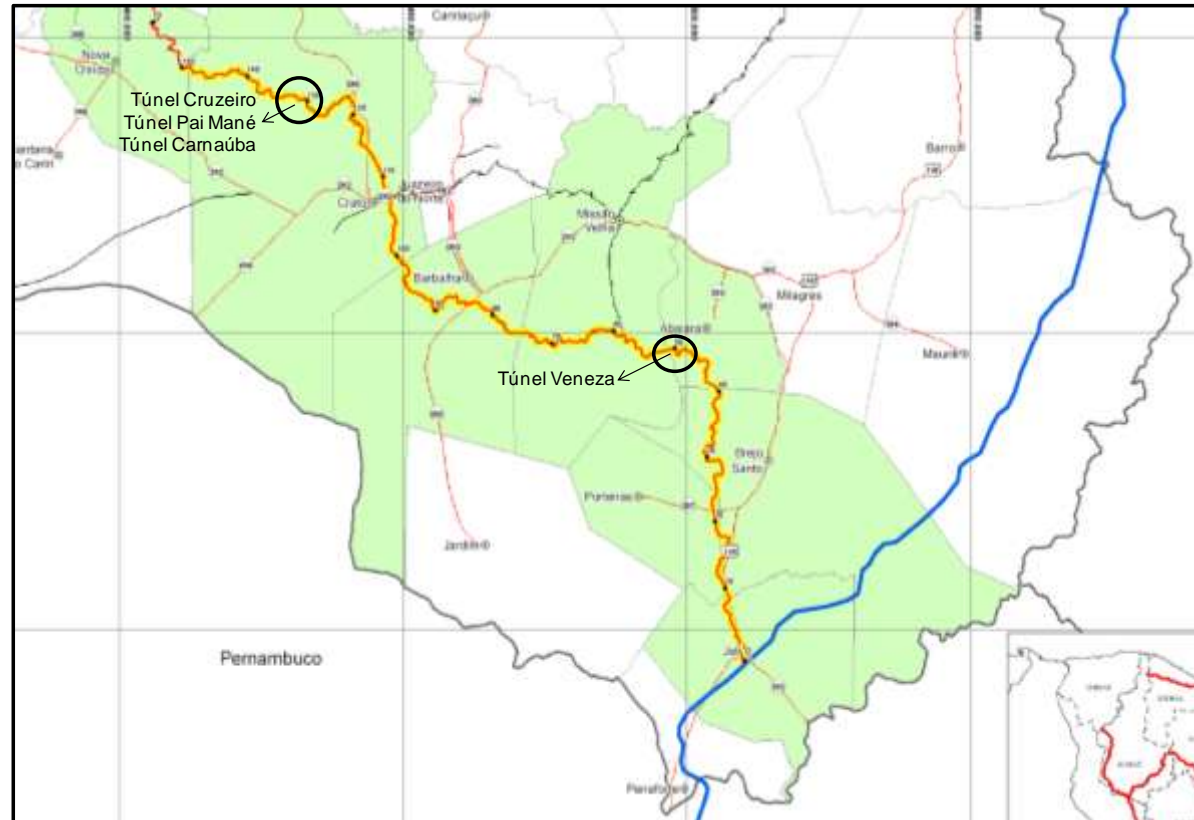


Figura 2 - Localização dos levantamentos no 1º trecho Jati / Rio Cariús do Projeto Cinturão das Águas do Ceará – CAC.

2 LEVANTAMENTOS E OBJETIVOS

No presente estudo foram empregadas as seguintes metodologias:

- Levantamento geofísico através da técnica de sísmica de refração; e
- Levantamento geofísico através da técnica de eletrorresistividade.

O primeiro método foi utilizado com o objetivo de identificação da profundidade do substrato rochoso (topo da rocha) e suas camadas superficiais. Enquanto o segundo método foi empregado de forma a verificar a profundidade do nível de água e a presença de falhas/fraturas na região do levantamento.

3 MÉTODOS

Para se atingir os objetivos descritos acima foram empregados os seguintes métodos:

3.1 – SÍSMICA DE REFRAÇÃO

O método sísmico baseia-se na emissão de ondas elásticas artificiais (também chamadas de ondas sísmicas) que viajam com diferentes velocidades em diferentes tipos de rochas. Através da geração de ondas sísmicas, estas são captadas depois de percorrerem determinadas distâncias em subsuperfície, sendo refletidas e refratadas principalmente, nas discontinuidades encontradas no subsolo, retornando posteriormente a superfície terrestre (Dourado, 2002).

Os experimentos de refração sísmica estão baseados nos tempos de chegada (primeiras quebras no sismograma, **Figura 3**) das ondas longitudinais (P), provocadas pelo movimento inicial do solo, o qual é gerado por uma fonte artificial, e registrado pelas estações espalhadas a diferentes distâncias na superfície do terreno.

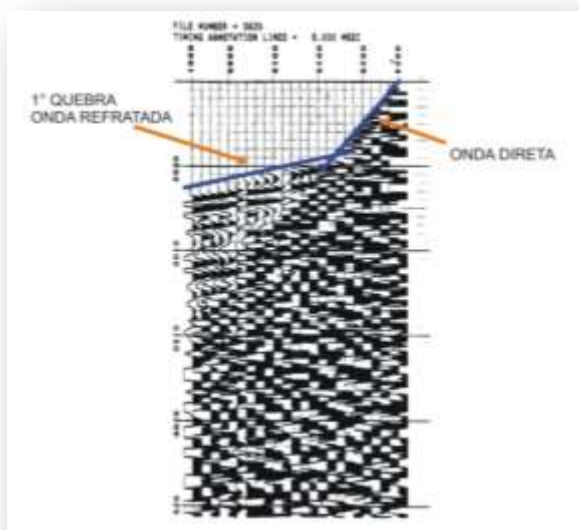


Figura 3 - Sismograma de refração sísmica mostrando a onda direta e a primeira quebra que corresponde ao sinal da refração.

Isto é, os dados obtidos por esta técnica são representados através dos tempos de percurso das ondas versus distancia (**Figura 4**). Estes dados são interpretados em termos das profundidades das interfaces e a velocidade de propagação dentro de cada camada. Estas velocidades são controladas pela constante física denominada de parâmetro elástico (p) o qual caracteriza cada material.

Pela Lei de Snell, um raio sísmico que deixa a fonte com um determinado ângulo, mantém o mesmo parâmetro p ao longo de toda a sua trajetória, até chegar à superfície da terra, depois de ter sofrido sucessivas refrações nas camadas da crosta terrestre.

No gráfico tempo x distância apresentado na **Figura 4**, mostra que as ondas diretas (azul) e refratadas (vermelho) são as primeiras a serem registradas em um sismograma. A hipérbole (verde) representa as ondas refletidas sendo a sua curva o ponto em comum com o início da reta das ondas refratadas. Neste gráfico o T_i refere-se ao tempo em que a reta das ondas refratadas intercepta o eixo do tempo, e o X_c é a distância na qual a onda refratada começa a chegar antes do que a onda direta.

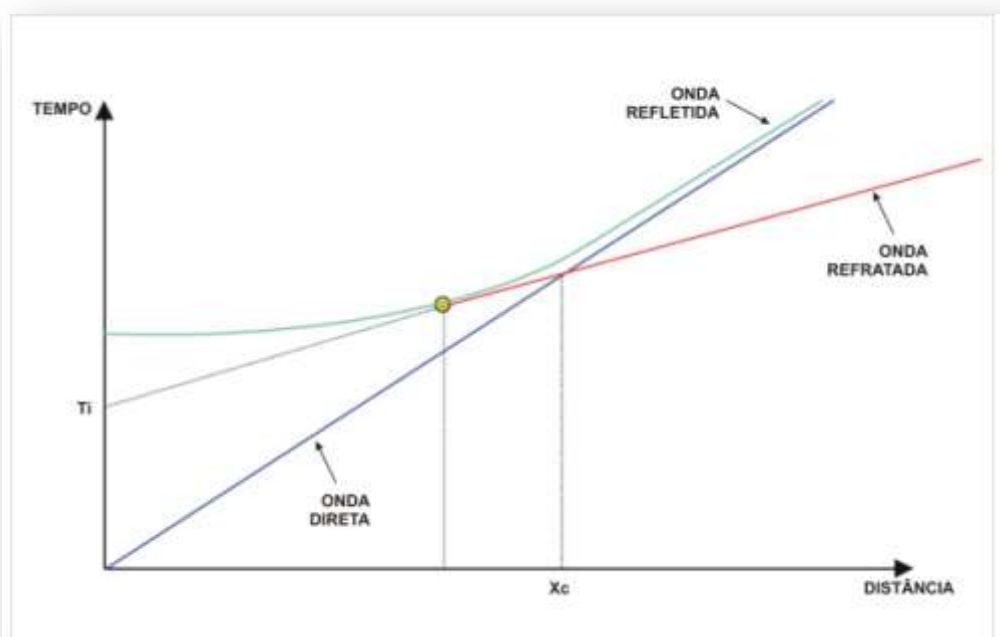


Figura 4– Gráfico de Tempo x Distância das ondas sísmicas diretas, refletidas e refratadas.

Quando um raio sísmico encontra mudanças abruptas nas propriedades elásticas do meio, como uma superfície que separa duas camadas de diferentes composições (meios 1 e 2, **Figura 5**), parte da energia é refletida e permanece na mesma camada que o raio incidente, a outra parte da energia é refratada na interface entre os meios 1 e 2 com a velocidade do meio 2 (V_2), sofrendo mudança na direção da propagação do raio incidente (Berrocal & Fernandes 2004).

Desta maneira as partículas desta interface vão gerar novas frentes de ondas (Princípio de Huygens), cujos raios vão retornar à superfície formando o ângulo crítico (i_c).

Após a ativação das fontes, são obtidas as retas correspondentes das ondas diretas e refratadas, os pontos de detecção das ondas sísmicas (eixo horizontal) e os tempos de chegada nos sismômetros (eixo vertical). As velocidades das camadas são determinadas invertendo o valor de inclinação das retas denominado de coeficiente angular. A inclinação é calculada pela tangente do ângulo que a reta faz com o eixo horizontal, i.e ($1/v_i = \tan \theta_i$), mantendo sempre a relação $V_{n+1} > V_n$.

Portanto, o objetivo da pesquisa de refração é medir a chegada das ondas sísmicas como função da distância fonte - receptor, de forma que possa ser determinada a profundidade para o refrator no qual as ondas se propagaram. Neste caso, a onda refratada se propaga na superfície de separação dos dois (2) meios com velocidade diferente, mantendo sempre a relação de que a camada inferior tem que ser maior que a superior ou ($V_1 < V_2$). Para incidências maiores que o ângulo crítico, não há refração, ocorrendo o fenômeno de reflexão total (GSURS, 2003).

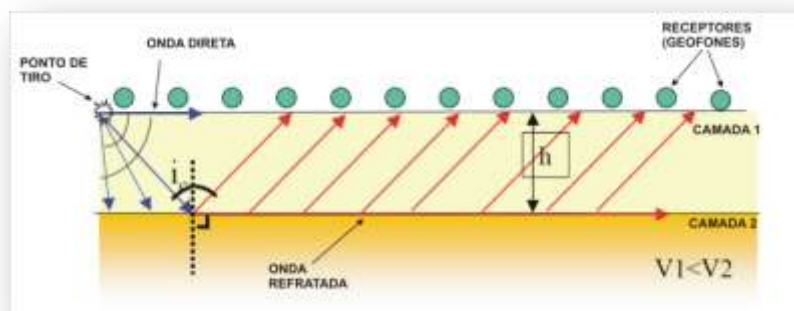


Figura 5– Propagação da onda refratada em relação a um modelo de camadas de velocidades diferentes (modificada de Dourado, 2002).

A capacidade de resolução do método sísmico de refração esta sujeito a vários fatores tais como: o conteúdo de frequências do pulso sísmico e os parâmetros de aquisição. Portanto, um dos fatores que afeta a capacidade de penetração do método é a absorção de parte da energia carregada pela onda sísmica, na medida em que esta se propaga pelos diferentes materiais que formam as camadas geológicas. Esta absorção tende a gerar um decaimento exponencial da amplitude da onda ao longo de sua trajetória de propagação (Sheriff & Geldart, 1982).

A profundidade de investigação a ser estudada na sísmica de refração vai depender do tamanho do arranjo de campo entre os geofones e os pontos de tiros, onde se pode estimar que a profundidade a ser atingida com a sísmica de refração é de 1/3 do tamanho da base sísmica a depender da fonte sísmica a ser utilizada (marreta, bate-estaca, explosivos, etc).

3.2 – ELETORRESISTIVIDADE (ER)

O método da eletorresistividade baseia-se no estudo do potencial elétrico tanto dos campos elétricos naturais, existentes na crosta terrestre, como dos campos artificialmente provocados. A partir de medições do potencial elétrico na superfície pode-se determinar, no subsolo, a existência de corpos minerais e reconhecer estruturas geológicas (TELFORD *et. al.*1990).

No ambiente geológico, os diferentes tipos litológicos existentes, apresentam como uma de suas propriedades fundamentais o parâmetro físico da resistividade elétrica. Um mesmo tipo litológico pode apresentar uma ampla gama de variação nos valores de resistividade, devido inúmeros fatores que interferem no valor da resistividade de um determinado material.

Em um meio homogêneo, a resistividade medida é a resistividade aparente, sendo expressa pela **Equação 01**:

$$\rho_a = K \cdot \frac{\Delta V}{I} \quad (\text{Eq. 01})$$

onde **K** é o fator geométrico que depende do arranjo dos eletrodos.

No método da eletrorresistividade existem várias técnicas de levantamento de campo. Estas são divididas basicamente nas técnicas de sondagem elétrica vertical e caminhamento elétrico. Normalmente, os ensaios de sondagem elétrica são aplicados quando é desejada uma informação pontual com observação da variação vertical da resistividade, e o caminhamento elétrico é aplicado quando o interesse é pelo estudo da variação lateral da resistividade em profundidades teoricamente constantes.

- **Caminhamento Elétrico - CE**

No levantamento de campo do tipo Caminhamento Elétrico podem ser utilizados vários arranjos, a saber: Wenner, Schlumberger, Dipolo-Dipolo e etc. Sua vantagem se deve ao fato de que, o estudo da variação lateral do parâmetro físico pode ser efetuado em vários níveis de profundidade obtendo-se uma caracterização dos materiais, em subsuperfície, tanto horizontalmente quanto verticalmente.

Na técnica de Caminhamento Elétrico de arranjo Dipolo - Dipolo, os eletrodos AB de injeção de corrente e MN de potencial são dispostos em uma linha e o arranjo é definido pelos espaçamentos entre os eletrodos (**Figura 6**).

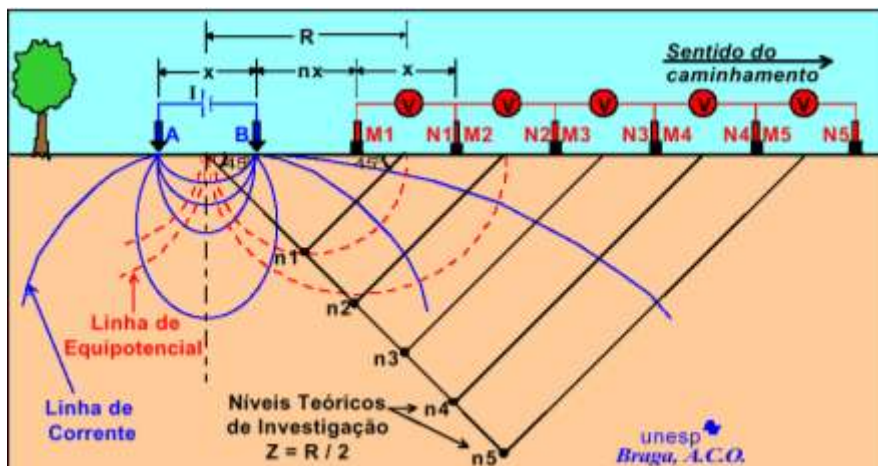


Figura 6 – Esquema para o arranjo Dipolo-Dipolo (Braga, 2003).

Como resultado obtido do caminhamento elétrico tem-se pseudo-seções de resistividade aparente (Figura 7).

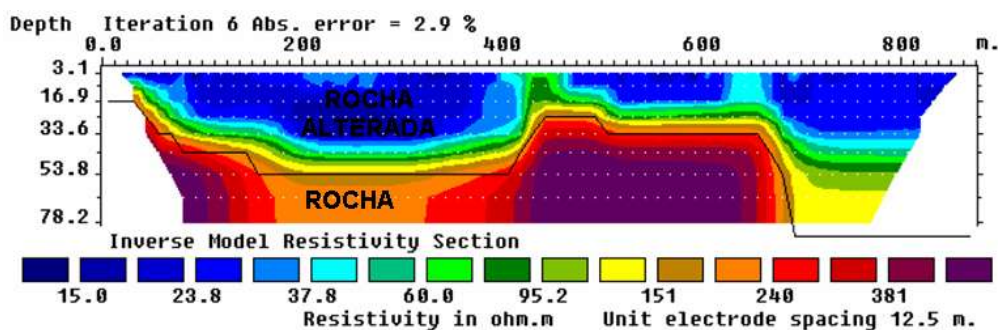


Figura 7 – Pseudo-seção de resistividade aparente.

4 LEVANTAMENTOS DE CAMPO

Os trabalhos de campo foram efetuados no período de 16 a 20 de setembro de 2013.

4.1 - LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

O levantamento topográfico para locação dos levantamentos geofísicos foi fornecido pela contratante.

4.2 - LEVANTAMENTO DE SÍSMICA DE REFRAÇÃO

O equipamento utilizado na aquisição dos dados foi o modelo OYO Geospace Modelo DAS-1 (48 canais), **Foto 1**, e geofones de bobina vertical com frequência natural de 10Hz (**Foto 2**).

O comprimento das bases sísmicas foi de 110 (cento e dez) metros (distância de 10 (dez) metros entre cada geofone), sendo que, uma linha de investigação corresponde a uma ou mais bases sísmicas.

A fonte sísmica utilizada neste levantamento foi uma marreta, sendo que, para cada base sísmica foi registrado em média um total de 20 (vinte) a 25 (vinte e cinco) batidas em uma placa metálica posicionada sobre o solo. A continuidade da aquisição entre as bases sísmicas, de uma mesma linha, foi realizada coincidindo a posição dos dois últimos geofones da base anterior com os dois primeiros da base seguinte.

Os parâmetros utilizados na aquisição foram: *Time Window* 250ms, 20 a 25 batidas por ponto de tiro e 5 pontos de tiro para cada seção sendo estes tiros nas seguintes posições: externo inicial, entre os geofones 1 e 2, no geofone 6, entre os geofones 11 e 12 e externo final.



Foto 1 – Foto do equipamento de Sismica de Refração OYO Geospace DAS1.



Foto 2 – Foto do geofone utilizado no presente levantamento.

A Tabela 1 apresenta as metragens dos perfis adquiridos nas áreas definidas pela contratante. No total foram adquiridas 3 (três) perfis, perfazendo um total de aproximadamente 1330 (hum mil trezentos e trinta) metros.

Tabela 1 – Metragem dos perfis de Sísmica de Refração.

Item	Obra	Metragem (m)
1	Túnel Cruzeiro	410,00
2	Túnel Pai Mané	410,00
3	Túnel Carnaúba	510,00
TOTAL		1330,00

4.3 - LEVANTAMENTO DE ELETORRESISTIVIDADE

Durante a aquisição das seções de eletrorresistividade (caminhamento elétrico), foi utilizado o equipamento ABM AL 48 de fabricação italiana da ABM. O equipamento utilizado é constituído por um sistema de aquisição de dados através de multieletrodos automatizado.

A **Foto 3** apresenta o equipamento utilizado na aquisição dos dados de eletrorresistividade.



Foto 3 – Equipamento de Eletroresistividade ABM.

Para a execução do caminhamento elétrico foi utilizado o arranjo Dipolo - Dipolo (**Figura 8**) com espaçamento entre os eletrodos de 10 (dez) metros.

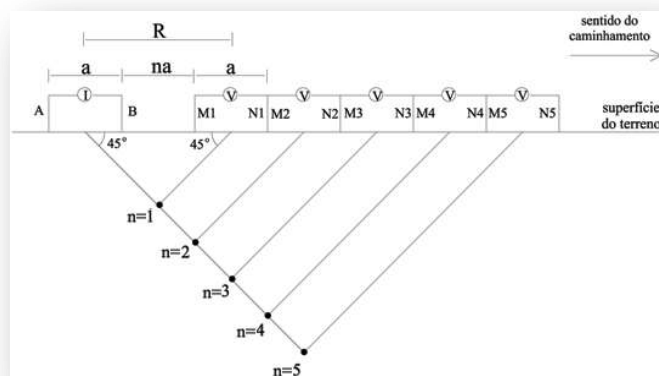


Figura 8 – Esquema de aquisição dos dados utilizando o arranjo Dipolo-Dipolo.

A Tabela 2 apresenta a metragem do perfil adquirido na área definida pela contratante. No total foi adquirido 1 (um) perfil, perfazendo um total de aproximadamente 1330 (hum mil trezentos e trinta) metros.

Tabela 2 – Metragem do perfil de Eletrorresistivade.

Item	Obra	Metragem (m)
1	Túnel Veneza	2540,00
TOTAL		2540,00

5 PROCESSAMENTO DOS DADOS

5.1 - SÍSMICA DE REFRAÇÃO

O processamento de dados de sísmica de refração é mais simples do que aquele aplicado à reflexão. Após uma filtragem simples para retirada de ruídos grosseiros, passa-se à primeira etapa, que consiste na identificação das refrações – chamada “first break picking”, ou “escolha da primeira chegada”. Com os pontos escolhidos pelo operador, é possível criar um gráfico simplificado de tempo de trânsito versus afastamento (**Figura 9**).

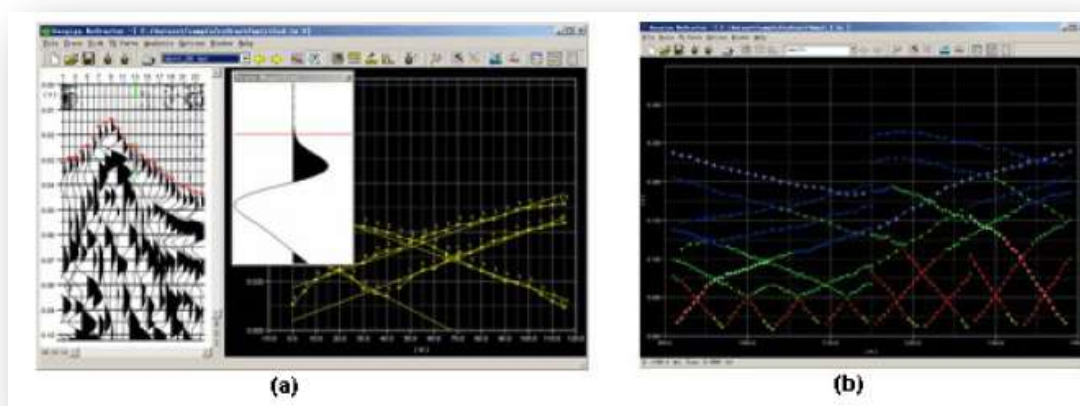


Figura 9 – Processamento (a) First Break Picking e (b) Tempo versus afastamento para diversas fontes.

A velocidade das camadas pode ser calculada diretamente deste gráfico. A velocidade de propagação da onda na primeira camada é o inverso da inclinação da primeira reta, que representa a onda direta. As velocidades e espessuras das camadas subsequentes são calculadas a partir das inclinações e tempos de chegada de cada uma das outras retas.

Quando as camadas não forem horizontais, os gráficos de aquisição adiante e à ré apresentarão inclinações diferentes; nestes casos, é possível calcular a velocidade de propagação da onda e espessura de cada camada utilizando dados de ambos os gráficos. Existem vários métodos para esta determinação, sendo o mais utilizado o GRM (Método Recíproco Generalizado, na sigla em inglês), que consiste em algumas aproximações associadas a uma manipulação algébrica bastante simples. O tiro com a fonte no meio da linha serve para controle de qualidade, permitindo a identificação de dados incongruentes.

Quando uma mesma camada tem propriedades variando no eixo x, o sismograma apresenta vários trechos retos, que podem ser tratados individualmente para identificação de propriedades de cada um. Por exemplo, no caso de haver uma zona de falha em um maciço rochoso, a velocidade de propagação seria diminuída em certo intervalo, mudando a inclinação da reta, mas ainda poderia ser calculada.

5.2 - ELETORRESISTIVIDADE (ER)

No processamento das seções de caminhamento elétrico, visando obter as resistividades elétricas verdadeiras a partir das seções de resistividades aparentes, foi utilizada a inversão Jacobiana recursiva, com filtragens e remoção de resistividades espúrias, objetivando a estabilização do erro na menor faixa possível. Estas inversões Jacobianas apresentaram boa convergência. Erros maiores estão ligados às divergências de resistividades aparentes oriundas dos offsets mais distantes, em função dos desvios de percurso da corrente elétrica, naturais em terrenos heterogêneos.

Na rotina de processamento das seções de caminhamento elétrico podem-se destacar as seguintes operações:

- Eliminação de pontos com valores claramente errôneos de resistividade, devido a um fraco contato entre o eletrodo e o solo; e
- Mudança na localização do primeiro eletrodo, normalmente zero, para que a contagem da distância entre os eletrodos comece de uma mesma origem.

Com objetivo de facilitar a análise e interpretação das variações de caminhamento elétrico, e de se obter *slices* bidimensionais sob diferentes profundidades, utilizou-se o software Res2Dinv, o qual permite a avaliação bidimensional de cada seção geométrica individualmente, seguindo-se os passos supracitados.

6 RESULTADOS

Os resultados serão apresentados primeiro para as áreas de levantamento de sísmica de refração (Túnel Cruzeiro, Túnel Pai Mané e Túnel Carnaúba) e posteriormente para o levantamento de eletrorresistividade (Túnel Veneza).

Importante ressaltar que os resultados apresentados, mostram a boa qualidade dos dados obtidos no levantamento sísmico de refração e eletrorresistividade, permitindo identificar com clareza as superfícies apresentadas.

O **Anexo 1** apresenta os mapas de localização dos túneis estudados no presente estudo. O **Anexo 2** apresenta os perfis de sísmica de refração adquiridos (Túnel Cruzeiro, Túnel Pai Mané e Túnel carnaúba) e o **Anexo 3** o perfil de eletrorresistividade (Túnel Veneza).

Durante a interpretação dos dados adquiridos foram incorporadas as seções as informações de sondagem, disponibilizadas pela contratante, de forma a se fazer uma calibração dos modelos apresentados para cada das áreas estudadas.

6.1 - Túnel Cruzeiro

Os dados desta área foram adquiridos no dia 17/09/2013 e estão compreendidos entre as estacas E125+250 e E125+660.

Observa-se na seção sísmica do Túnel Cruzeiro, **Figura 10**, que a onda refratada encontrou três meios distintos de velocidade, sendo que, o primeiro meio apresenta velocidades de 0,3 e 1,0 km/s, associado ao solo residual/rocha muito alterada a medianamente alterada (A4/A3); o segundo com velocidade de 2,0 km/s, associado com a camada de rocha medianamente alterada a pouco alterada (A3/A2) e o terceiro meio com velocidade acima de 3,0 km/s, associado a rocha pouco alterada/rocha sã (A2/A1).

O terceiro meio com velocidade acima de 3,0 km/s, associado à rocha pouco alterada/rocha sã, pode ser observado por toda a seção e sua superfície apresenta-se praticamente em conformidade a topografia da seção.

O topo da rocha pouco alterada/rocha sã no começo da seção se encontra na cota de 455 (quatrocentos e cinquenta e cinco) metros, menor cota observada, e acompanha o contorno da topografia, na parte inicial, até atingir a sua cota mais alta, 505 (quinhentos e cinco) metros, entre 140,0 (cento e quarenta) e 160 (cento e sessenta) metros do início da seção. Posteriormente, a cota do topo da rocha sã diminuiu suavemente até atingir a cota de 460 (quatrocentos e sessenta) metros no final da seção.

Cabe salientar que, entre 210 (duzentos e dez) e 220 (duzentos e vinte) metros do início da seção, a rocha sã se apresenta muito próximo à superfície.

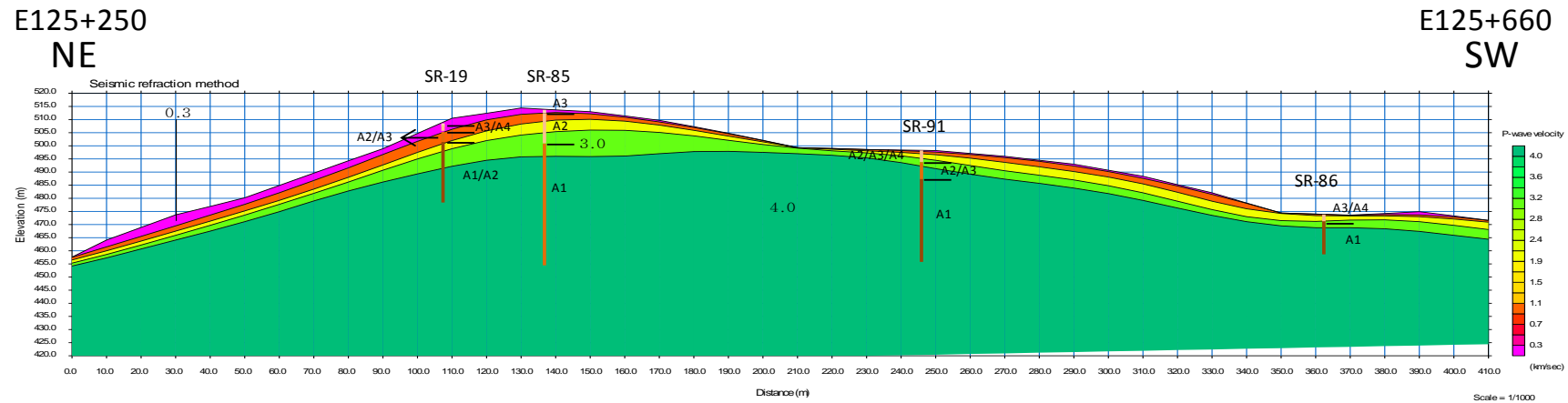






Figura 10 – Seção de sismica de refração do Túnel Cruzeiro.

LEGENDA

- | | |
|--|----------------------------------|
|  Solo Residual | A1 - Rocha Sã |
|  Metassiltito/Filito muito alterado | A2 - Rocha pouco alterada |
|  Metassiltito/Filito alterado | A3 - Rocha alterada dura |
|  Metassiltito/Filito | A4 - Rocha alterada mole |

6.2 - Túnel Pai Mané

Os dados desta área foram adquiridos no dia 18/09/2013 e estão compreendidos entre as E128+670 e E129+080.

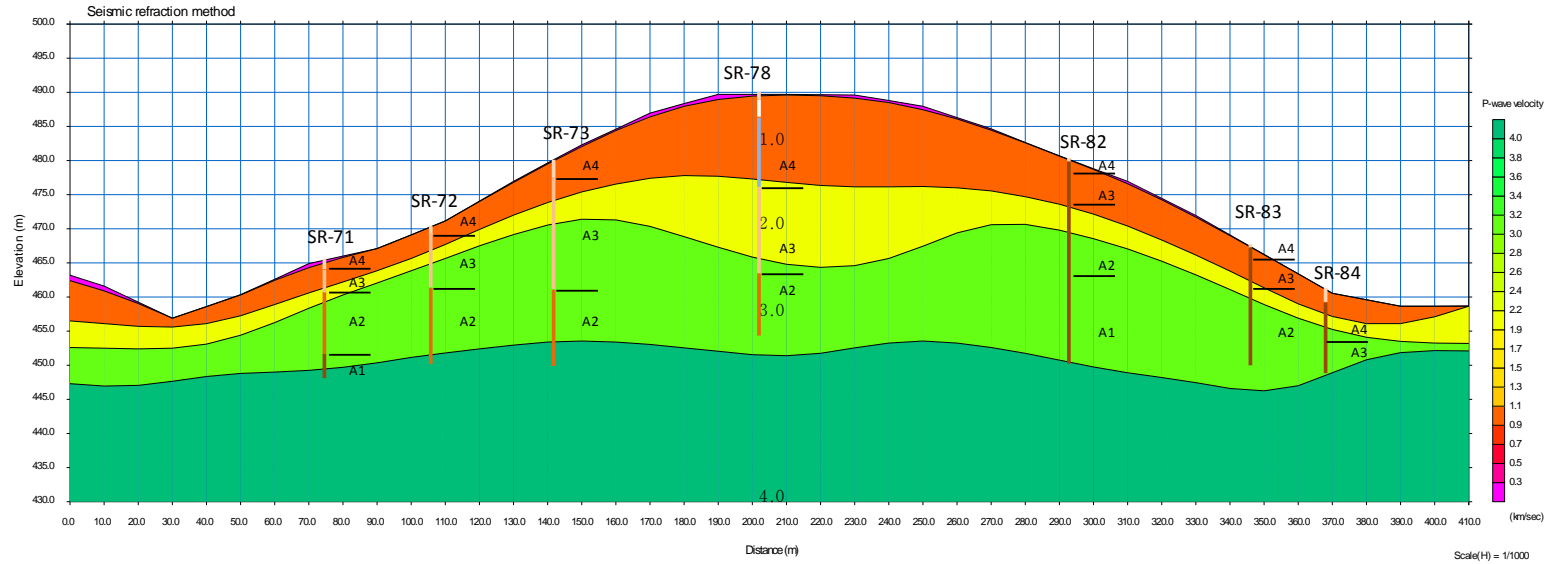
Observa-se na seção sísmica do Túnel Pai Mané, **Figura 11**, que a onda refratada encontrou três meios distintos de velocidade, sendo que, o primeiro meio apresenta velocidades de 0,3 e 1,0 km/s, associado ao solo residual/rocha muito alterada a medianamente alterada (A4/A3); o segundo com velocidade de 2,0 km/s, associado com a camada de rocha medianamente alterada a pouco alterada (A3/A2) e o terceiro meio com velocidade acima de 3,0 km/s, associado a rocha pouco alterada/rocha sã (A2/A1).

O topo da rocha pouco alterada/rocha sã no começo da seção se encontra na cota de 457 (quatrocentos e cinquenta e sete) metros, menor cota observada, e acompanha o contorno da topografia, na parte inicial, até atingir a sua cota mais alta, 473 (quatrocentos e setenta e três) metros, entre 150,0 (cento e cinquenta) e 170 (cento e setenta) metros do início da seção. Posteriormente, a cota do topo da rocha sã diminuiu suavemente até atingir a cota de 464 (quatrocentos e sessenta e quatro) metros a 220 (duzentos e vinte) metros do início da seção e eleva-se novamente até a cota de 470 (quatrocentos e setenta) metros. Em seguida, decai suavemente até a cota de 457 (quatrocentos e cinquenta e sete) metros no final da seção.

Na porção central da seção pode-se observar que o topo da rocha pouco alterada/rocha sã apresenta uma leve inflexão, com diminuição em cota da sua superfície. Esta feição pode estar associada à existência de uma fratura/falha, a qual pela facilidade de percolação de água favoreceu a sua alteração.

E128+670
SE

E129+080
NW



LEGENDA

 Solo Residual	 Veio de Quartzo	A1 - Rocha Sã
 Filito muito alterado	 Arenito	A2 - Rocha pouco alterada
 Filito alterado		A3 - Rocha alterada dura
 Filito		A4 - Rocha alterada mole

Figura 11 – Seção de sísmica de refração do Túnel Pai Mané.

6.3 - Túnel Carnaúba

Os dados desta área foram adquiridos no dia 19/09/2013 e estão compreendidos entre as estacas E135+700 e E136+210.

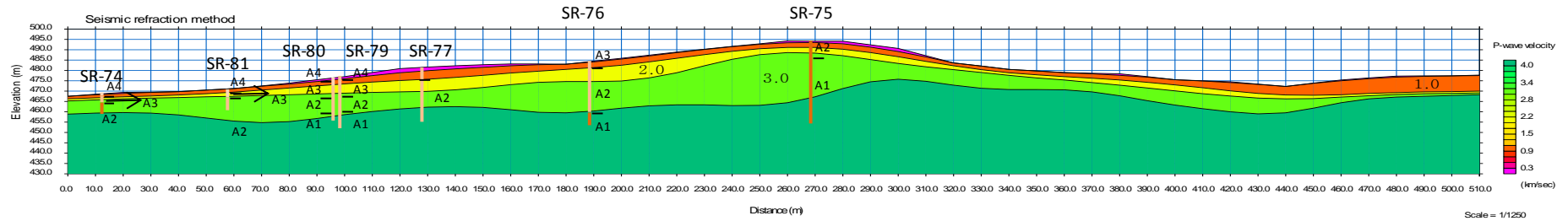
Observa-se na seção sísmica do Túnel Carnaúba, **Figura 12**, que a onda refratada encontrou três meios distintos de velocidade, sendo que, o primeiro meio apresenta velocidades de 0,3 e 1,0 km/s, associado ao solo residual/rocha muito alterada a medianamente alterada (A4/A3); o segundo com velocidade de 2,0 km/s, associado com a camada de rocha medianamente alterada a pouco alterada (A3/A2) e o terceiro meio com velocidade acima de 3,0 km/s, associado a rocha pouco alterada/rocha sã (A2/A1).

O topo da rocha pouco alterada/rocha sã no começo da seção se encontra na cota de 465 (quatrocentos e sessenta e cinco) metros, menor cota observada, e acompanha o contorno da topografia na parte inicial, até atingir a sua cota mais alta, 486 (quatrocentos e oitenta e seis) metros, a 260 (duzentos e sessenta) metros do início da seção. Posteriormente, a cota do topo da rocha sã diminuiu suavemente até atingir a cota de 470 (quatrocentos e setenta) metros no final da seção.

É importante observar que a superfície do topo da rocha pouco alterada/rocha sã não se encontra com uma profundidade grande quando comparado aos outros túneis estudados. No geral a sua profundidade encontra-se entre 2,0 (dois) e 10,0 (dez) metros.

E135+700
NE

E136+210
SW



LEGENDA





	Solo Residual	A1	- Rocha Sã
	Filito muito alterado	A2	- Rocha pouco alterada
	Filito alterado	A3	- Rocha alterada dura
	Filito	A4	- Rocha alterada mole

Figura 12 – Seção de sísmica de refração do Túnel Carnaúba.

6.4 - Túnel Veneza

Os dados desta área foram adquiridos no período de 16 a 20/09/2013 e estão compreendidos entre as estacas E40+940 e E52+480.

Da análise da seção de resistividade do Túnel Veneza, **Figura13**, se pode observar na porção intermediária a final da seção, iniciando em sua parte superior, zonas de baixa resistividade (ZBR), por conseguinte alta condutividade, variando de 0, 1 a 10 ohm.metro. Estas zonas são possivelmente indicativas da presença umidade/água.

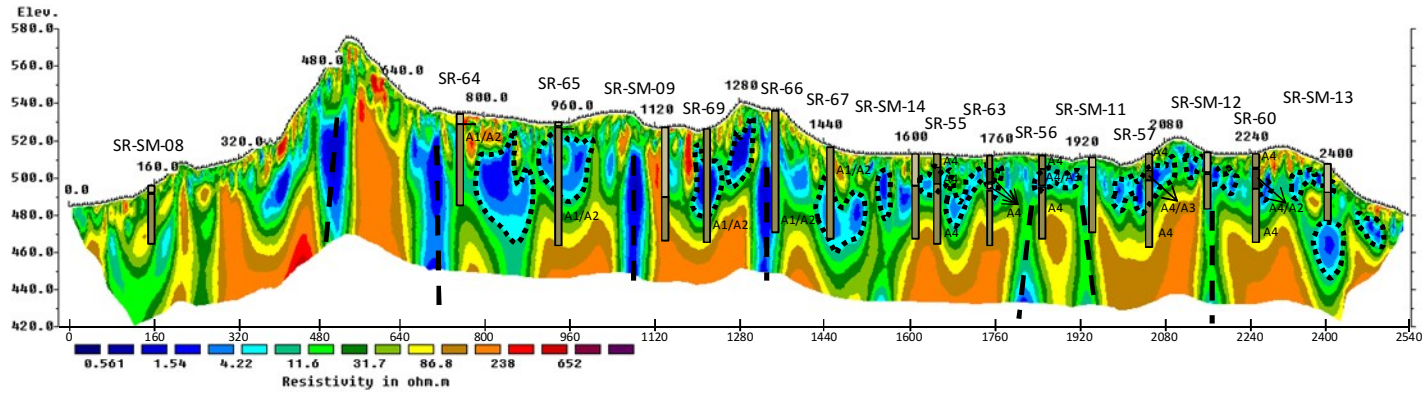
Com base nas sondagens infere-se que estas zonas de resistividade baixa encontram-se no arenito (SR-57, SR-65, SR-66, SR-67, SR-69 e SR-SM-14), no folhelho (SR-55, SR-56, SR-57 e SR-63) e no siltito (SR-SM-12 e SR-SM-13), bem como, em uma zona onde não houve recuperação de material durante a perfuração (SR-66), classificada no perfil com arenito.

Além disso, os valores baixos de resistividade encontrados indicam que a água no local é salobra, visto que segundo Telford (1990), valores médios de resistividade de 0,2 ohm.m estão associados a água salgada, enquanto que valores médios de 1 e 100 ohm.m estão associadas a água doce.

Em algumas partes da seção observa-se que as zonas de baixa resistividade (alta condutividade) apresentam conformação vertical a subvertical indicativa da percolação de água em subsuperfície. Esta conformação em subsuperfície é indicativa da presença de fraturas/falhas, as quais sobre maneira evidenciam a percolação da água em profundidade.

E49+940
SE

E52+480
NW



LEGENDA






- | | | | | | |
|---|----------|---|----------------------------------|-----------|-------------------------------|
|  | Silte |  | FRATURA/FALHA | A1 | - Rocha Sã |
|  | Arenito |  | ZBR- ZONA DE BAIXA RESISTIVIDADE | A2 | - Rocha pouco alterada |
|  | Folhelho | | | A3 | - Rocha medianamente alterada |
| | | | | A4 | - Rocha muito alterada |

Figura 13 – Seção de eletrorresistividade do Túnel Veneza.

7 CONCLUSÕES

Foi verificado nas seções sísmicas que a onda refratada encontrou de três meios distintos de velocidade. O primeiro meio apresenta velocidades de 0,3 e 1,0 km/s, associado ao solo residual/rocha muito alterada a medianamente alterada (A4/A3); o segundo com velocidade de 2,0 km/s, associado com a camada de rocha medianamente alterada a pouco alterada (A3/A2) e o terceiro meio com velocidade acima de 3,0 km/s, associado a rocha pouco alterada/rocha sã (A2/A1).

No Túnel Cruzeiro, a rocha pouco alterada/rocha sã (A2/A1) apresenta sua elevação máxima em 505,0 (quinhentos e cinco) metros entre 140,0 (cento e quarenta) e 160 (cento e sessenta) metros do início da seção, enquanto que a cota mais baixa encontra-se em 455 (quatrocentos e cinquenta e cinco) metros no início da seção. Desta forma, observa-se que a área apresenta uma variação de cota de 50 (cinquenta) metros.

No Túnel Pai Mané, a rocha pouco alterada/rocha sã (A2/A1) apresenta sua elevação máxima em 473,0 (quatrocentos e setenta e três) metros entre 150,0 (cento e cinquenta) e 170 (cento e setenta) metros, enquanto que a cota mais baixa encontra-se em 457 (quatrocentos e cinquenta e sete) metros no início e no final da seção. Desta forma, observa-se que a área apresenta uma variação de cota de 16 (dezesesseis) metros. Cabe salientar que, sua superfície apresenta uma leve inflexão, com diminuição em cota, na parte central da seção. Esta feição pode estar associada à existência de uma fratura/falha, a qual pela facilidade de percolação de água favoreceu a sua alteração.

No Túnel Carnaúba, a rocha pouco alterada/rocha sã (A2/A1) apresenta sua elevação máxima em 486,0 (quatrocentos e oitenta e seis) metros a 260,0 (duzentos e sessenta) do início da seção, enquanto que a cota mais baixa encontra-se em 465 (quatrocentos e sessenta e cinco) metros no início da seção. Desta forma, observa-se que a área apresenta uma variação de cota de 21 (vinte e um) metros. Sua superfície não se encontra com uma profundidade grande quando comparado aos outros túneis estudados. No geral a sua profundidade encontra-se entre 2,0 (dois) e 10,0 (dez) metros.

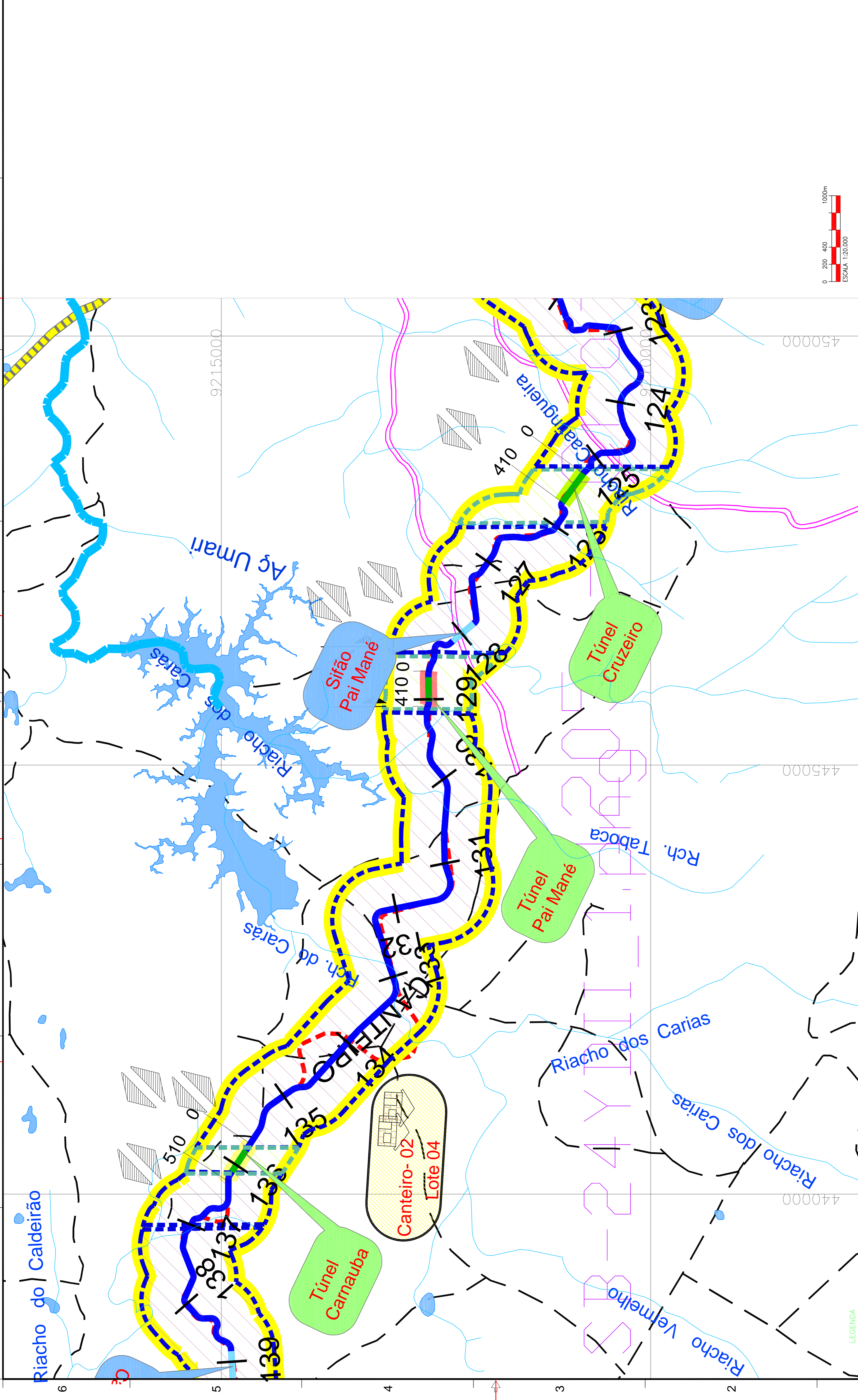
Importante ressaltar que os resultados apresentados, enfatizam a boa qualidade dos dados obtidos no levantamento sísmico de refração, permitindo identificar com clareza as superfícies visualizadas quando correlacionadas as sondagens disponibilizadas.

No Túnel Veneza observar na porção intermediária a final da seção, iniciando em sua parte superior, zonas de baixa resistividade (ZBR), por conseguinte alta condutividade, variando de 0, 1 a 10 ohm.metro. Estas zonas são possivelmente indicativas da presença umidade/água.

Em profundidade estas zonas de baixa resistividade apresentam-se verticais a subverticais, as quais estão possivelmente associadas à fraturas/falhas preenchidas com água, indicativas da percolação de água em subsuperfície.

ANEXO 1 – Mapas de Localização

A



LEGENDA:

- LIMITE ESTADUAL
- LIMITE MUNICIPAL
- ESTRADAS FEDERAIS
- ESTRADAS ESTADUAIS
- ESTRADAS DE SERVIÇO
- ESTRADAS VICINAS
- FERROVIA
- SEDE MUNICIPAL
- CANAL TRECHO IV PE
- CANAL TRECHO II-ALTERNATIVO
- PONTE
- CEARÁ
- PARAIBA
- RIO GRANDE DO NORTE
- LEVANTAMENTO GEOFÍSICO SÍSMICA DE REFRAÇÃO (Túnel Cruzeiro)
- LEVANTAMENTO GEOFÍSICO SÍSMICA DE REFRAÇÃO (Túnel Pai Mané)
- LEVANTAMENTO GEOFÍSICO SÍSMICA DE REFRAÇÃO (Túnel Carnauba)

NOTAS:

- PRANCHA REDUZIDA DO FORMATO A1 PARA O FORMATO A3. ESCALAS DOS DESENHOS TAMBÉM ESTÃO REDUZIDAS A METADE DO VALOR INDICADO.

DESENHOS DE REFERÊNCIA:

Nº	EMISSÃO INICIAL	DATA	EXEC.	VERIF. APROV.
0			XXX	XXX
			XXX	XXX

REVISÕES

Nº	EMISSÃO INICIAL	DATA	EXEC.	VERIF. APROV.
0			XXX	XXX
			XXX	XXX

DESENHOS DE REFERÊNCIA:

1. PRANCHA REDUZIDA DO FORMATO A1 PARA O FORMATO A3. ESCALAS DOS DESENHOS TAMBÉM ESTÃO REDUZIDAS A METADE DO VALOR INDICADO.

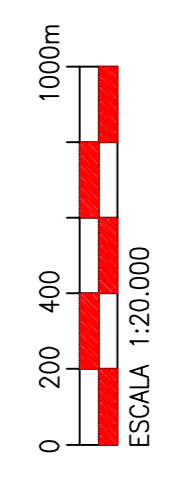
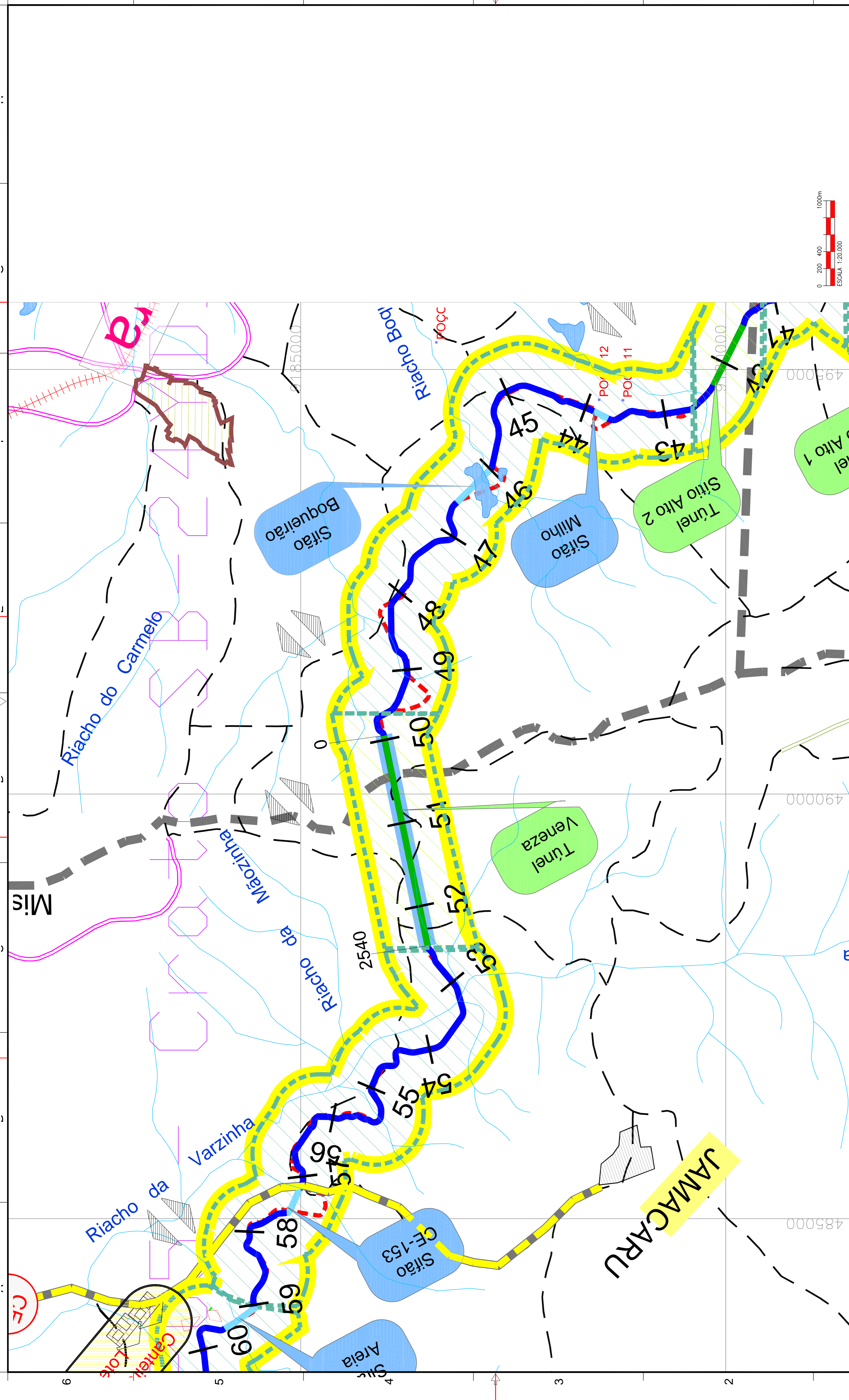
GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
Secretaria dos Recursos Hídricos - SRH
CAC - CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ
PROJETO EXECUTIVO DO 1º TRECHO JATI / RIO CARIUS COM 153,6 KM DO CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ - CAC

Geophysical

DES.: XXX
 INST.: RODRIGO ORTEGA
 APROV.: MARCO CANTISANO
 ESCALA: 1:20.000

LOCAL: MAPA DE LOCALIZAÇÃO
 DATA: JAN/2014
 REV.: 0
 FOLHA: 01/01
 Nº DO DESENHO: 120.000

LEVANTAMENTO GEOFÍSICO SÍSMICA DE REFRAÇÃO (Túnel Pai Mané)
 LEVANTAMENTO GEOFÍSICO SÍSMICA DE REFRAÇÃO (Túnel Carneuba)



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
 Secretaria dos Recursos Hídricos - SRH

Geophysical

PROJETO EXECUTIVO DO 1º TRECHO JATI/ RIO CARIUS COM 153,6 KM DO CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ - CAC

CONTEÚDO: LOCAL: MISSÃO, VEIHA/CE

DATA: MISSÃO, VEIHA/CE

REV.: 0 FOLHA: 01/01

Nº DO DESENHO: 01/01

MAPA DE LOCALIZAÇÃO

LEVANTAMENTO GEOFÍSICO - SISMICA DE REFRAÇÃO

TUNEL VENEZA

REVISÕES		DATA	EXEC.	VERIF.	APROV.
0	EMISSÃO INICIAL		XXX	XXX	XXX

DESENHOS DE REFERÊNCIA :

Nº	DESCRIÇÃO
0	EMISSÃO INICIAL

NOTAS:

- PRANCHA REDUZIDA DO FORMATO A1 PARA O FORMATO A3. ESCALAS DOS DESENHOS TAMBÉM ESTÃO REDUZIDAS A METADE DO VALOR INDICADO.

LEGENDA:

- LIMITE ESTADUAL
- LIMITE MUNICIPAL
- ESTRADAS FEDERAIS
- ESTRADAS ESTADUAIS
- ESTRADAS DE SERVIÇO
- ESTRADAS VICINAIS
- FERROVIA
- SEDE MUNICIPAL
- CANAL TRECHO IV PE
- CANAL TRECHO III-ALTERNATIVO
- PONTE
- CEARÁ
- PARAIBA
- RIO GRANDE DO NORTE
- LEVANTAMENTO GEOFÍSICO ELETRORESISTIVIDADE (Túnel Venezia)

A B C D E F G H

9

5

4

3

2

485000

490000

495000

185000

JAMACARU

Cantelô
Lote

Riacho da
Varzinha

Riacho do Carmelo

Riacho da
Maczinha

Riacho Boqui

Sítio Boqueirão

Sítio Milho

Túnel Alto 2

Túnel Alto 1

Túnel Venezia

Sítio CF-153

Sítio Areia

41

42

43

44

45

47

48

49

50

51

52

53

55

56

57

58

59

60

POC 12

POC 11

2540

**ANEXO 2 – Sísmica de Refração -Túnel
Cruzeiro, Pai Mané e Carnáuba**

B

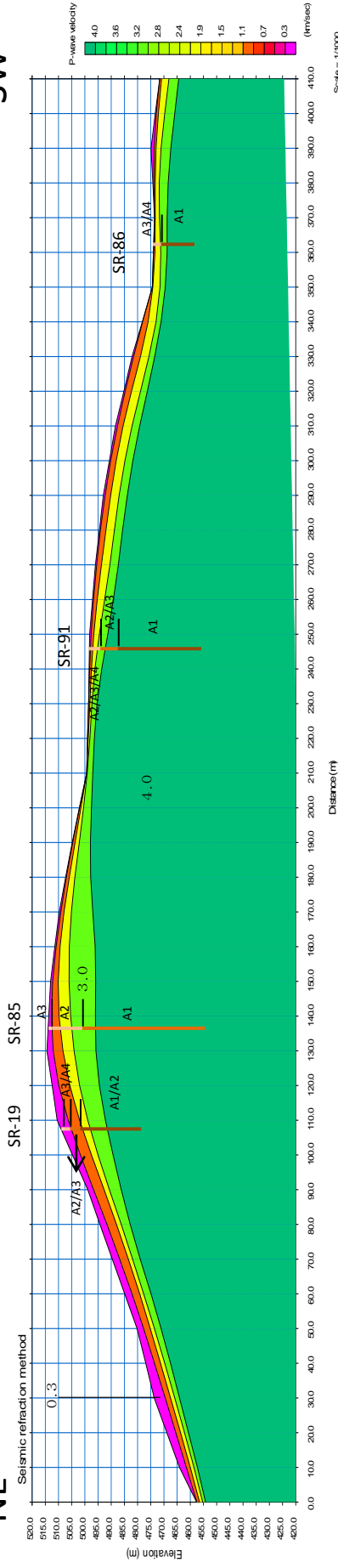
Túnel Cruzeiro

E125+250

NE

E125+660

SW



LEGENDA

Solo Residual

Metassiltito/Filito muito alterado

Metassiltito/Filito alterado

Metassiltito/Filito

A1 - Rocha Sã

A2 - Rocha pouco alterada

A3 - Rocha medianamente alterada

A4 - Rocha muito alterada

Cliente:



Desenho: **Rodrigo A. Ortega**

Aprovado: **Marco Cantisano**

Data: **Janeiro/2014**

ANEXO 2

TÚNEL CRUZEIRO

Projeto:

Projeto Cinturão das Águas do Ceará – CAC

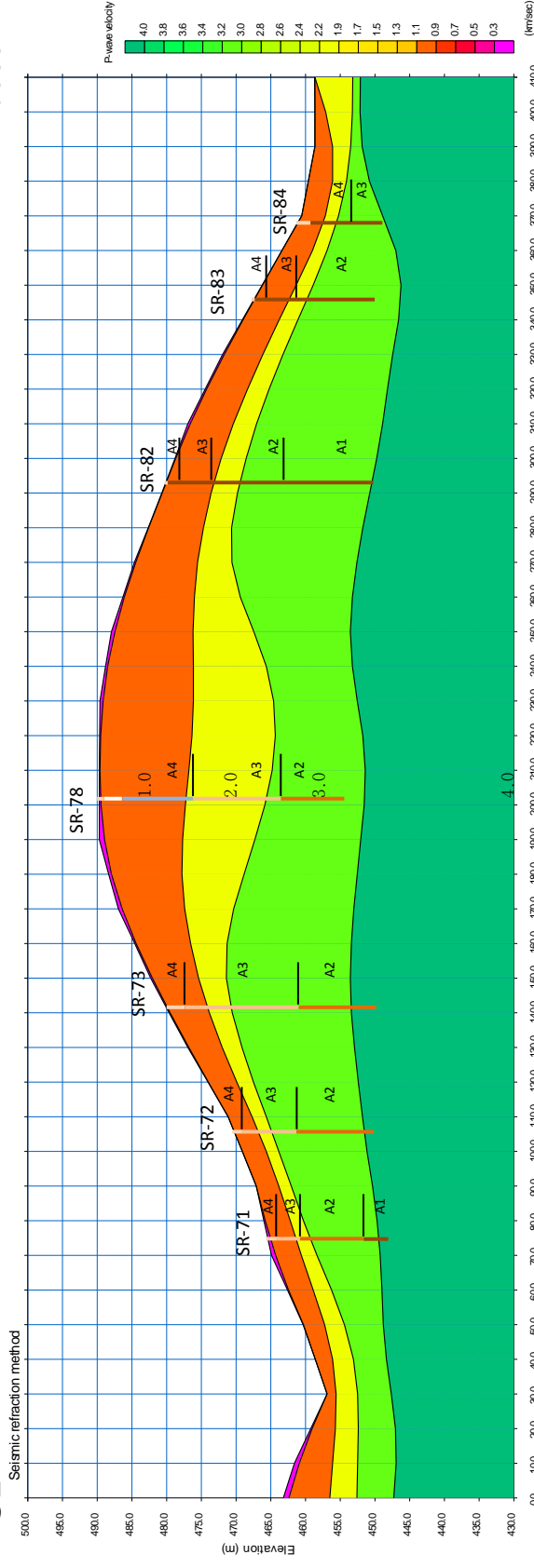
E128+670

Túnel Pai Mané

E129+080

SE

NW



LEGENDA

- Solo Residual
- Veio de Quartzo
- Filito muito alterado
- Filito alterado
- Filito
- A1 - Rocha Sã
- A2 - Rocha pouco alterada
- A3 - Rocha medianamente alterada
- A4 - Rocha muito alterada

 VBA <small>TECNOLOGIA E SERVICIOS</small>	 Geophysical
Cliente:	ANEXO 2
Desenho: Rodrigo A. Ortega	TÚNEL PAI MANÉ
Aprovado: Marco Cantisano	Projeto:
Data: Janeiro/2014	Projeto Cinturão das Águas do Ceará – CAC

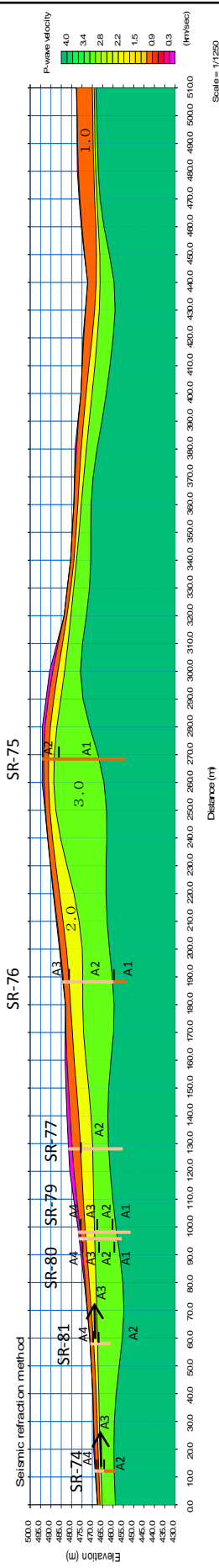
Túnel Carnaúba

E135+700

NE

E136+210



SW



LEGENDA

- Solo Residual
- Filito muito alterado
- Filito alterado
- Filito

- A1** - Rocha Sã
- A2** - Rocha pouco alterada
- A3** - Rocha medianamente alterada
- A4** - Rocha muito alterada

 <p>VBA Tecnologia e Engenharia</p>	 <p>Geophysical</p>
Cliente:	
Desenho: Rodrigo A. Ortega	ANEXO 2 TÚNEL CARNAÚBA
Aprovado: Marco Cantisano	Projeto: Projeto Cinturão das Águas do Ceará – CAC
Data: Janeiro/2014	

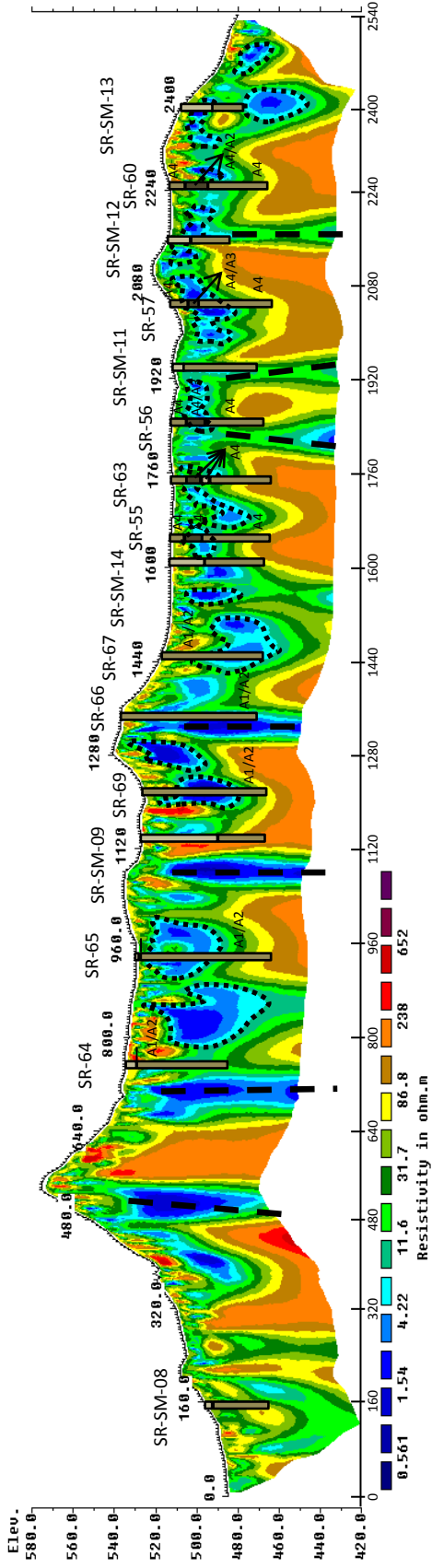
ANEXO 3 – Eletrorresistividade - Túnel Veneza

C

TÚNEL VENEZA

E49+940
SE

E52+480
NW



LEGENDA

-  Silte
-  Arenito
-  Folhelho
-  FRATURA/FALHA
-  ZBR- ZONA DE BAIXA RESISTIVIDADE
-  Rocha pouco alterada
-  Rocha medianamente alterada
-  Rocha muito alterada

VBA
TECNOLOGIA E ENGENHARIA



Desenho:	ANEXO 3
Aprovado:	Rodrigo A. Ortega
	TÚNEL VENEZA
Data:	Marco Cantisano
	Projeto: Projeto Cinturão das Águas do Ceará – CAC
	Outubro/2013

SONDAGENS ROTATIVAS SUBTRECHO 1.1

Código Resumo	Dados de campo							Novo traçado-Projeto executivo			
	GPS Garmin		Data	Estaca de campo	Distancia eixo	Local	Profundidade	Empresa	Estaca PE	Distancia	Cota
	E	N									
<i>km 0+000 a Km 0+800</i>											
1	498620	9148836	27/03/2012	-40	No eixo	Captação	27,00	Geosolo	-40	10	498
2	498633	9148798	13/04/2012	-80	No eixo	Captação	15,00	Geosolo	-80	10	486
3	498606	9148873	20/04/2012	0	No eixo	Captação	21,00	Geosolo	-1	11	492
4	498610	9149002	30/04/2012	140	No eixo	Canal 1	10,00	Geosolo	148	29	487
5	498682	9149086	27/04/2012	260	No eixo	Canal 1	10,00	Geosolo	258	18	488
6	498724	9149227	29/04/2012	410	No eixo	Canal 1	8,00	Geosolo	413	18	490
15	498605	9148831	26/05/2012	-40	Esquerda	Captação	15,00	GeoEcologia A	-40	26	498
16	498620	9148836	12/06/2012	-40	Direita	Captação	15,00	GeoEcologia A	-40	10	498
<i>km 0+800 a Km 1+600</i>											
7	498371	9150181	08/05/2012	1500	No eixo	Canal 2	10,00	Geosolo	1529	20	488
<i>km 1+600 a Km 2+400</i>											
8	498385	9150264	11/05/2012	1580	No eixo	Canal 2	15,00	Geosolo	1610	42	490
9	498395	9150364	14/05/2012	1680	No eixo	Canal 2	12,00	Geosolo	1733	25	493
<i>km 2+400 a Km 6+400</i>											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<i>km 6+400 a Km 7+200</i>											
10	497339	9154329	01/06/2012	6500	No eixo	Canal 4	12,00	Geosolo	6417	3	488
11	497236	9154372	31/05/2012	6610	No eixo	Canal 4	15,00	Geosolo	6530	10	494
12	497150	9154402	29/05/2012	6700	No eixo	Canal 4	15,00	Geosolo	6621	1	493
13	497049	9154435	18/05/2012	6800	No eixo	Canal 4	25,20	Geosolo	6727	8	501
14	496972	9154464	24/05/2012	6890	No eixo	Canal 4	18,00	Geosolo	6809	10	496
20	496958	9154455	22/06/2012	6900	Esquerda	Canal 4	10,00	GeoEcologia A	6819	17	495
21	496973	9154490	21/06/2012	6900	Direita	Canal 4	6,30	GeoEcologia B	6817	22	495
22	497047	9154415	03/07/2012	6800	Esquerda	Canal 4	17,00	GeoEcologia B	6722	24	501
23	497061	9154461	09/07/2012	6800	Direita	Canal 4	17,00	GeoEcologia B	6724	25	501
24	497155	9154424	03/07/2012	6700	Direita	Canal 4	15,00	GeoEcologia A	6623	22	493
25	497144	9154384	28/06/2012	6700	Esquerda	Canal 4	15,00	GeoEcologia A	6620	20	493
<i>km7 +200 a Km 12+000</i>											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<i>km 12+000 a Km 12+800</i>											
17	496005	9159215	06/06/2012	12530	No eixo	Canal 6	17	Geosolo	12362	140	497
<i>km 12+800 a Km 13+600</i>											
18	496188	9159762	13/06/2012	13270	No eixo	Canal 7	11	Geosolo	12989	120	467
19	496151	9160171	29/06/2012	13620	No eixo	Canal 7	18	Geosolo	13358	208	462

Código Resumo	Dados de campo							Novo traçado-Projeto executivo			
	GPS Garmin		Data	Estaca de campo	Distancia eixo	Local	Profundidade	Empresa	Estaca PE	Distancia	Cota
	E	N									
28	496291	9160351	03/07/2012	13930	SR	Canal 7	8	Geosolo	13505	183	462
29	496429	9160395	05/07/2012	14095	No eixo	Canal 7	11	Geosolo	13590	133	470
<i>km 13+600 a Km 14+400</i>											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<i>km 14+400 a Km 15+200</i>											
30	497108	9161194	11/07/2012	15150	Direita	Canal 7	8,00	Geosolo	14774	7	483
31	497084	9161475	13/07/2012	15460	No eixo	Canal 7	9,00	Geosolo	15144	12	484
<i>km 15+200 a Km 16+000</i>											
32	497173	9161884	18/07/2012	16015	No eixo	Canal 7	7,00	Geosolo	15707	7	484
<i>km 16+000 a Km 36+800</i>											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<i>km 36+800 a Km 37+600</i>											
33	495920	9176431	19/06/2012	37860	No eixo	Canal 10	8,00	GeoEcologia A	37174	12	478
<i>km 37+600 a Km 38+750</i>											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Cód. Resumo	Dados de campo								Novo traçado-Projeto executivo		
	GPS Garmin		Data	Estaca de campo	Distância eixo	Local	Profundidade	Empresa	Estaca PE	Distância	Cota
	E	N									
	km 38+750 à km 40+000										
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	km 40+000 à km 41+000										
47	496395	9178390	11/02/2009	km 42+750		Canal	3,50	VBA	40132	354	489
	km 41+000 à km 49+000										
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	km 49+000 à km 50+000										
48	490915	9184090	10/12/2009	km 55+200		Bueiro B-031.6	12,50	VBA	49695	14	471
	km 50+000 à km 51+000										
49	490554	9183990	10/12/2009	km 55+600		T. Veneza	10,50	VBA	50086	7	490
	km 50+000 à km 54+000										
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	km 54+000 à km 55+000										
50	486668	9184192	01/12/2009	km 60+650		Bueiro B-034.1	8,00	VBA	54892	71	468
	km 55+000 à km 56+000										
51	486399	9184184	01/12/2009	km 61+060		Canal	9,00	VBA	55118	66	473
	km 56+000 à km 57+000										
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	km 57+000 à km 58+000										
52	485202	9184876	01/12/2009	km 63+000		Sifão CE-153	1,45	VBA	57236	186	463
	km 58+000 à km 65+000										
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	km 65+000 à km 66+000										
53	479766	9184880	30/11/2009	km 70+870		Jazida 29	11,00	VBA	65136	134	482
	km 66+000 à km 68+000										
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	km 68+000 à km 69+000										
54	476942	9184724	30/11/2009	km 74+300		Canal	8,00	VBA	68524	223	467
	km 69+000 à km 73+000										
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	km 73+000 à km 74+000										
55	472813	9185866	30/11/2009	km 80+420		Canal	9,00	VBA	73426	101	491

SONDAGENS ROTATIVAS SUBTRECHO 1.3

Cód. Resumo	Dados de campo								Novo traçado-Projeto executivo		
	GPS Garmin		Data	Estaca de campo	Distância eixo	Local	Profundidade	Empresa	Estaca PE	Distância	Cota
	E	N									
km 75+140 a km 88+000											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km 88+000 a km 89+000											
70	462162	9189483	28/11/2012	95200	No eixo	T. Cabaceira	30	FAS	88929	10	501
km 89+000 a km 91+000											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km 91+000 a km 92+000											
62	459557	9190695	06/09/2012	94580	No eixo	T. Arajara	10	GeoEcologi	91928	8	477
km 92+000 a km 93+000											
41	459426	9190961		94900	No eixo	T. Arajara	33	FAS	92228	8	495
42	459388	9191053		95000	No eixo	T. Arajara	34	FAS	92327	7	495
43	459347	9191146	24/08/2012	95100	No eixo	T. Arajara	8	FAS	92427	7	470
44	459464	9190868	30/08/2012	94800	No eixo	T. Arajara	25	FAS	92127	7	485
45	459510	9190757	04/09/2012	94680	No eixo	T. Arajara	17	FAS	92007	7	478
km 93+000 a km 11+080											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

CENTRO DE TECNOLOGIA DA UFC
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS E PAVIMENTAÇÃO

RELATÓRIO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO – 056/2013

ASSUNTO: ensaios de granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade, compactação, e resistência ao cisalhamento triaxial em amostras de solos fornecidas pelo interessado.

CLIENTE: VBA

SUMÁRIO

SUMÁRIO	2
1 - INTRODUÇÃO	3
2 - DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS E QUANTIFICAÇÃO DOS ENSAIOS	Erro! Indicador não definido.
3 - METODOLOGIA DOS ENSAIOS EMPREGADA	4
3.1 - Ensaio de Granulometria	4
3.2 - Ensaio de Limite de Liquidez	4
3.3 - Limite de Plasticidade	4
3.4 - Ensaio de Compactação	4
4 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	7
4.1 - Ensaio de caracterização	Erro! Indicador não definido.
4.2 - Ensaio de limite de liquidez e limite de plasticidade	9
4.3 - ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	Erro! Indicador não definido.
4.5 - ENSAIOS DE CISLHAMENTO TRIAXIAL	13
5 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	14

Fortaleza (CE), 27 de novembro de 2013

À VBA

ASSUNTOS: Ensaio de Laboratório Triaxiais – Tipo CU

Prezados Senhores,

1 INTRODUÇÃO

O laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade Federal do Ceará apresenta à VBA este documento que trata da descrição da metodologia dos ensaios realizados na amostra de solo indeformadas do Projeto Cinturão de Águas do Ceará fornecida pelo interessado e da apresentação dos resultados dos seguintes parâmetros geotécnicos:

- Massa específica aparente seca e umidade natural;
- Parâmetros de resistência: coesão e ângulo de atrito efetivos;

2 METODOLOGIA DOS ENSAIOS EMPREGADA

2.1 ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO TRIAXIAL

2.1.1 INTRODUÇÃO

São apresentados neste relatório a metodologia e os resultados dos Ensaio de Caracterização e Resistência ao Cisalhamento Triaxial do solo, tipo CU (Adensado e Não- Drenado), realizados em 02 (duas) amostras indeformadas, fornecidas pelo interessado.

No ensaio CU, após a preparação do corpo de prova e a saturação na célula triaxial, o primeiro estágio do ensaio é o adensamento da amostra de solo, com a permissão da drenagem até que o excesso de poropressão tenha dissipado totalmente. Após o adensamento hidrostático a carga axial é aumentada sob condições não drenadas, sendo que neste estágio é medido o excesso de poropressão gerado durante o cisalhamento. A figura a seguir (Figura 1) mostra um desenho esquemático da célula Triaxial com a indicação de todos os dispositivos.

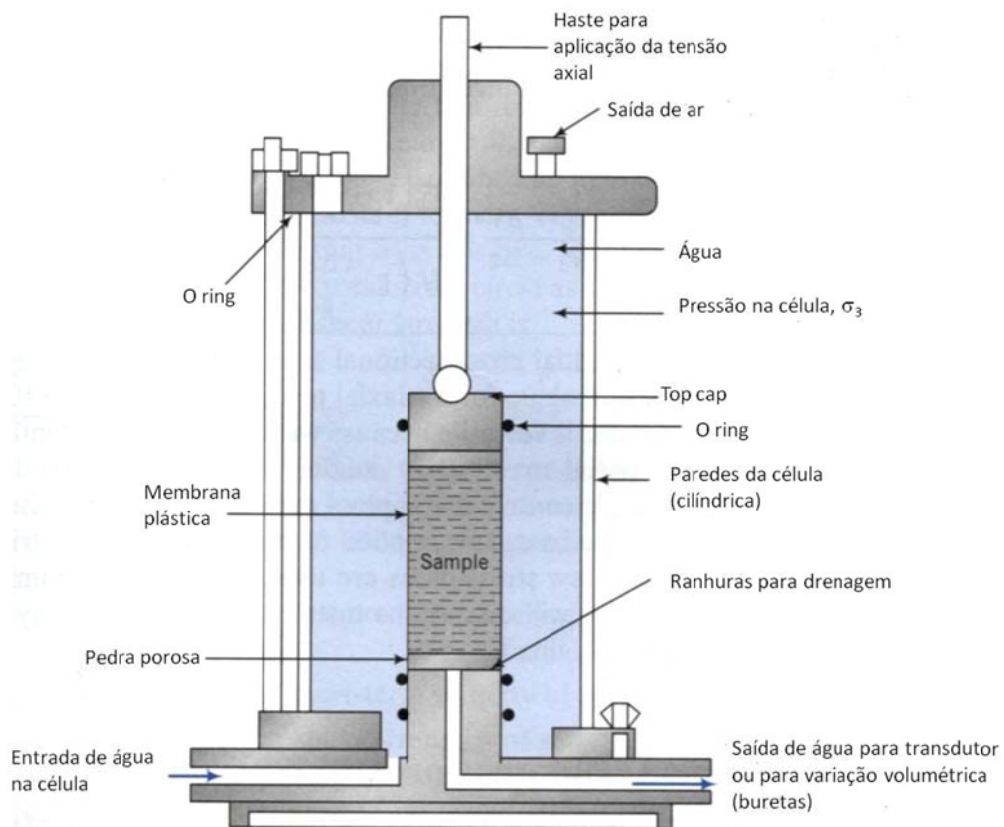


Figura 1 – Esquema da célula triaxial

O ensaio triaxial adensado e não drenado é realizado quando se deseja determinar a resistência não drenada de solos em situações em que ocorre adensamento em função de um carregamento anterior. Ladd (1971) apresenta várias situações em que este ensaio tem aplicação, por exemplo, como se mostra na figura a seguir

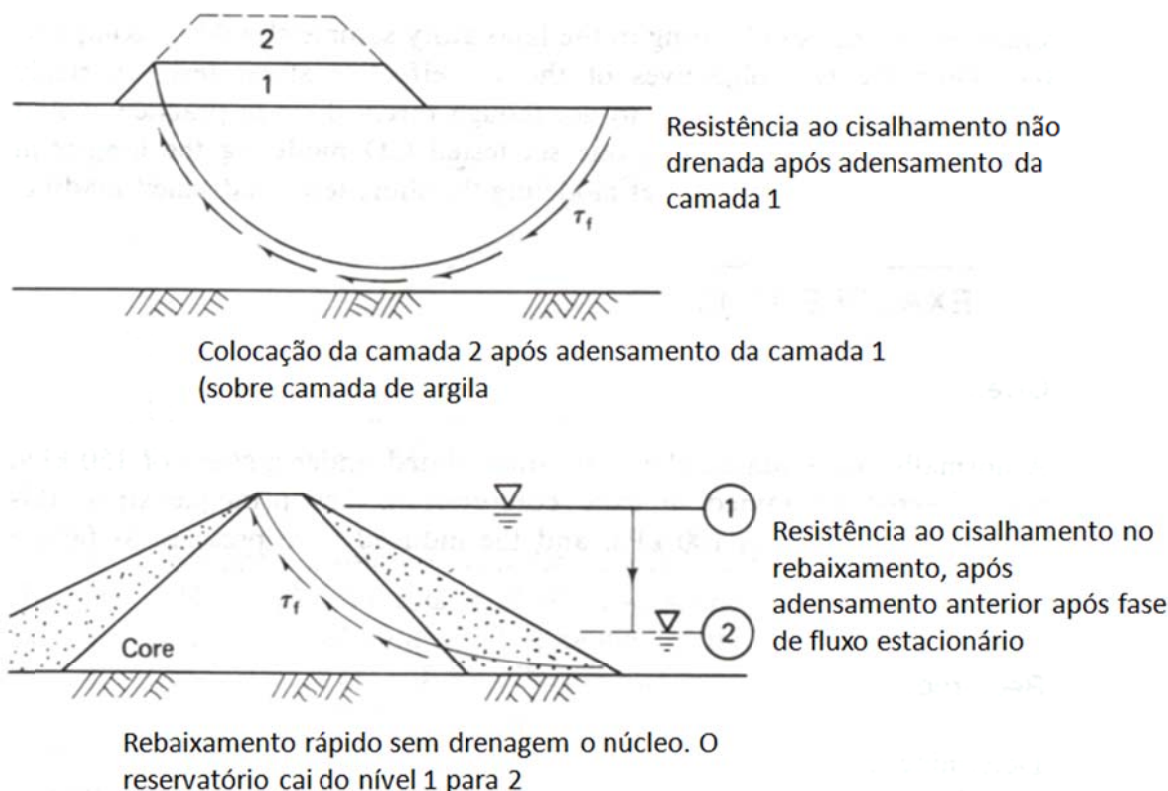


Figura 2 – Exemplos de aplicação do ensaio CU

3.5.2 METODOLOGIA

3.5.2.1 Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova foram obtidos a partir da moldagem da compactação da amostra deformada, utilizando a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima e depois levados para a célula de carga, onde foi realizado o ensaio (ver Figura 1).

3.5.2.2 Saturação

Para realização de ensaios triaxiais tipo CU os corpos de provas deverão estar saturados para que desta forma possa haver controle de variação de volume na fase de adensamento e medidas de poropressões na fase de cisalhamento. A saturação dos corpos de prova foi alcançada, inicialmente, utilizando o sistema “back-pressure”, e logo após com estágios crescentes de pressão menos contra-pressão iguais a 10 kPa, de tal forma a obter-se um valor do parâmetro B igual ou superior a 0,95.

3.5.2.3 Adensamento

Após a saturação inicia-se a fase de adensamento, aplicando-se a tensão confinante desejada com a drenagem aberta para que possa haver a diminuição do

índice de vazios (diminuição de volume do c.p.) até ocorrência de uma estabilização. As leituras de variações volumétricas são realizadas nos corpos de prova para diversos tempos, sendo que se espera que no início as variações sejam maiores, reduzindo-se com o tempo. Assim sendo, uma leitura subsequente é realizada após decorrido um tempo igual ao dobro do intervalo anterior (1/4, 1/2, 1, 2, 4, 8, 16, 32, 64, 120 minutos...). Esse procedimento é realizado até a estabilização das leituras. Por orientação do cliente, foram utilizados quatro valores de tensões efetivas (σ_3') iguais a 50, 100 e 200 kPa para o adensamento de cada corpo de prova.

3.5.2.4 Ruptura

Após o adensamento, aplicou-se a tensão confinante desejada no corpo de prova sem drenagem, já que neste ensaio não se permite a drenagem durante o cisalhamento. Em seguida iniciou-se imediatamente a ruptura dos corpos de prova, aplicando-se uma tensão axial sobre o conjunto carregado. A tensão axial é medida através da deformação de um anel dinamométrico, uma vez que não se conduz o ensaio com carga controlada e sim com velocidade de deformação controlada. O cisalhamento realizado, com velocidade de deformação constante controlada, foi rompido para tensões de 50, 100 e 200 kPa, tensões estas de aplicação na célula triaxial, sem permissão de drenagem. A velocidade utilizada foi de 0,03 mm/min.

A força vertical aplicada, necessária para cálculo da tensão axial, e a deformação do corpo de prova foram medidas através de anel dinamométrico, com capacidades de 250 kg e extensômetros mecânicos com sensibilidade de 0,01 mm.

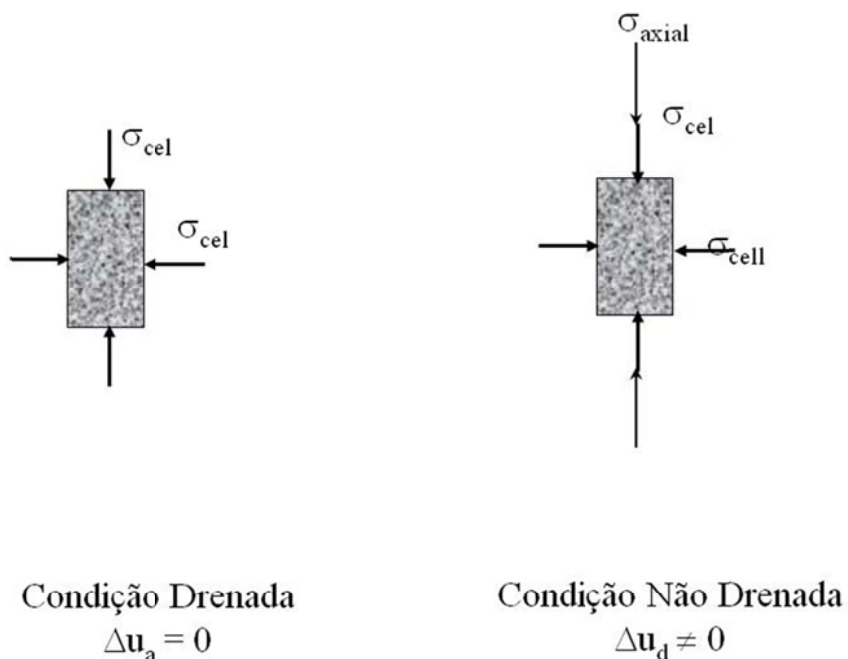


Figura 3 – Fases esquemáticas do ensaio

3 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

3.1 ENSAIOS DE CISALHAMENTO TRIAXIAL – TIPO CU

O Quadro 01 em seguida apresenta os resultados dos ensaios de compressão triaxial. O valor de coesão foi de 200 kPa para a amostra 22 e 50 kPa para a amostra 23. Os ângulos de atrito determinados foram de 35º para a amostra 22 e 45º para a amostra 23.

A resistência ao cisalhamento das amostras identificam materiais com coesão promovida pela consolidação que ocorreu no arenito e os valores de ângulo de atrito refletem a característica compacta dos materiais.

O Quadro 02 apresenta o resumo dos corpos de prova moldados e usados no ensaio de Resistência ao Cisalhamento Triaxial tipo CU.

Quadro 01 – Resumo Dos Ensaio Triaxiais Cu Com Medida De Poropressão

Amostra	LOCAL	TTIPO	COESÃO (kPa)		ÂNGULO DE ATRITO (°)	
			TOTAL	EFETIVA	TOTAL	EFETIVO
22 0,30 m	T. Veneza	CU	250,0	200,0	35,8	35,8
23 0,60 m		CU	100,0	50,0	43,2	45,0

Quadro 02 - Resumo Das Condições Dos Corpos De Prova – Tipo Cu

Amostra	TTIPO	Carga (kPa)	Altura (cm)	Peso úmido (g)	Umidade (%)	B	Volume (cm ³)	Dens. Úmida (g/cm ³)	Dens. Seca (g/cm ³)
22 0,30 m	CU	50	10,0	355,40	6,54	100	196,35	1,810	1,699
		100	10,0	358,00	6,52	100	196,35	1,823	1,711
		200	10,0	354,15	6,48	100	196,35	1,803	1,693
22 0,60 m	CU	50	10	341,34	8,07	100	196,35	1,738	1,608
		100	10	342,31	7,86	100	196,35	1,743	1,616
		200	10	344,56	7,82	100	196,35	1,755	1,628

4 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – Métodos e Normas;
- Bowles, J.E – Engineering Properties of Soil and their Measurement – McGrawHill – USA;
- Head, K.H – Manual of Soil Laboratory Testing – John Wiley & Sons, Inc., New York – USA.

Fortaleza (CE), 27 de novembro de 2013.

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho
Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação/UFC

ANEXOS

Anexo 5 – Ensaio de Cisalhamento Triaxial

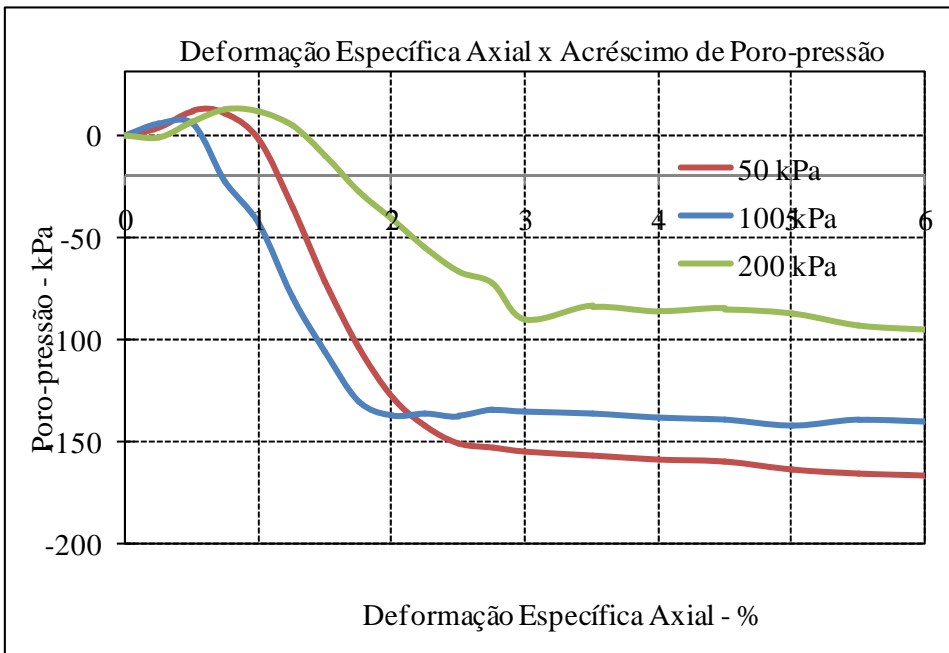
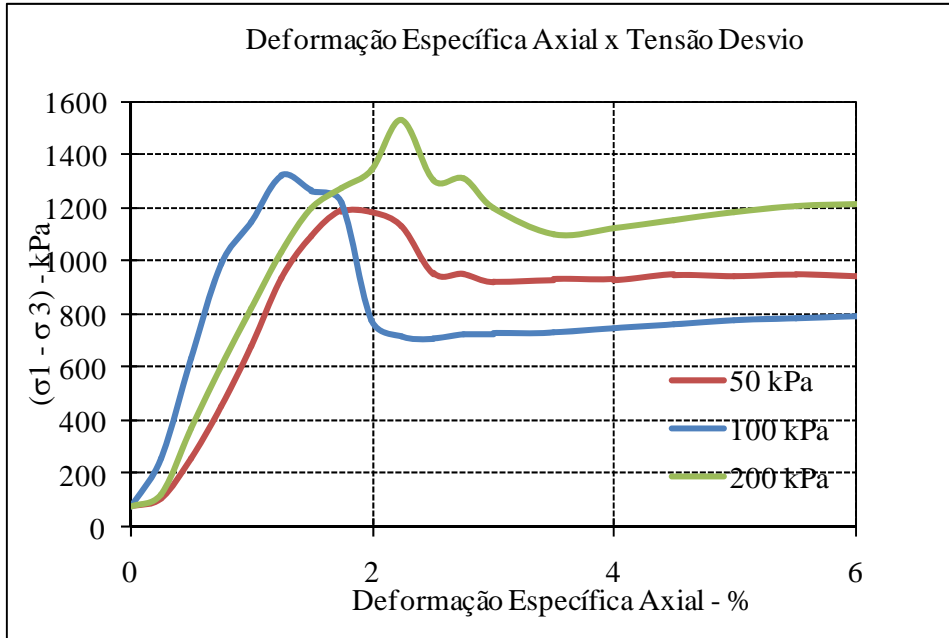
ENSAIO TRIAXIAL				TIPO DO ENSAIO: CU sat											
PROJETO: VBA - BARRAGEM				C.P. No.: 1											
AMOSTRA: 22 - T. VENEZA - 0,30 m				PRESSÃO CONS.: 50 kPa											
ALTURA INICIAL		10,0 cm		CONST. ANEL:		ÁREA INICIAL: 19,63 cm ²		PESO INICIAL: 355,40 g							
LEITURA DA VARIÇÃO DA ALTURA mm	LEITURA DA CELULA DE CARGA kN	LEITURA TRANSDU TOR kgf/cm ²	DEFORM. ESPECÍF. AXIAL (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	Δu kPa	σ_3 kPa	σ_1 kPa	σ_1 / σ_3 kPa	p' kPa	q' kPa	σ_3' kPa	σ_1' kPa	p kPa	q kPa	
0,00	-0,013	2,92	0,000	76,33	0,00	50	126,33	2,5	88,2	38,2	50,0	126,3	88,2	38,2	
0,25	0,045	2,95	0,250	106,30	3,20	50	156,30	3,1	99,9	53,2	46,8	153,1	103,2	53,2	
0,50	0,345	3,03	0,500	261,65	11,75	50	311,65	6,2	169,1	130,8	38,3	299,9	180,8	130,8	
0,75	0,715	3,02	0,750	452,44	10,68	50	502,44	10,0	265,5	226,2	39,3	491,8	276,2	226,2	
1,00	1,157	2,90	1,000	679,43	-2,13	50	729,43	14,6	391,8	339,7	52,1	731,6	389,7	339,7	
1,25	1,658	2,59	1,250	935,64	-35,16	50	985,64	19,7	553,0	467,8	85,2	1020,8	517,8	467,8	
1,50	1,977	2,25	1,500	1097,08	-71,20	50	1147,08	22,9	669,7	548,5	121,2	1218,3	598,5	548,5	
1,75	2,160	1,94	1,750	1188,03	-103,66	50	1238,03	24,8	747,7	594,0	153,7	1341,7	644,0	594,0	
2,00	2,162	1,70	2,000	1186,03	-128,36	50	1236,03	24,7	771,4	593,0	178,4	1364,4	643,0	593,0	
2,25	2,062	1,56	2,250	1132,04	-142,58	50	1182,04	23,6	758,6	566,0	192,6	1324,6	616,0	566,0	
2,50	1,717	1,48	2,500	953,78	-150,65	50	1003,78	20,1	677,5	476,9	200,7	1154,4	526,9	476,9	
2,75	1,715	1,46	2,750	950,32	-152,67	50	1000,32	20,0	677,8	475,2	202,7	1153,0	525,2	475,2	
3,00	1,663	1,44	3,000	921,58	-154,68	50	971,58	19,4	665,5	460,8	204,7	1126,3	510,8	460,8	
3,50	1,692	1,42	3,500	931,42	-156,69	50	981,42	19,6	672,4	465,7	206,7	1138,1	515,7	465,7	
4,00	1,702	1,40	4,000	931,60	-158,69	50	981,60	19,6	674,5	465,8	208,7	1140,3	515,8	465,8	
4,50	1,747	1,39	4,500	949,15	-159,70	50	999,15	20,0	684,3	474,6	209,7	1158,9	524,6	474,6	
5,00	1,752	1,35	5,000	946,66	-163,71	50	996,66	19,9	687,0	473,3	213,7	1160,4	523,3	473,3	
5,50	1,766	1,33	5,500	948,57	-165,71	50	998,57	20,0	690,0	474,3	215,7	1164,3	524,3	474,3	
6,00	1,765	1,32	6,000	943,07	-166,72	50	993,07	19,9	688,2	471,5	216,7	1159,8	521,5	471,5	
6,50	1,763	1,30	6,500	937,07	-168,72	50	987,07	19,7	687,3	468,5	218,7	1155,8	518,5	468,5	
7,00	1,780	1,28	7,000	940,31	-170,73	51	991,31	19,4	691,9	470,2	221,7	1162,0	521,2	470,2	
7,50	1,788	1,28	7,500	939,11	-170,73	52	991,11	19,1	692,3	469,6	222,7	1161,8	521,6	469,6	
8,00	1,796	1,26	8,000	937,87	-172,73	53	990,87	18,7	694,7	468,9	225,7	1163,6	521,9	468,9	

ENSAIO TRIAXIAL				TIPO DO ENSAIO: CU sat										
PROJETO: VBA - BARRAGEM				C.P. No.: 2										
AMOSTRA: 22 - T. VENEZA - 0,30 m				PRESSÃO CONS.: 100 kPa										
ALTURA INICIA 10,0		CONST. ANEL:		ÁREA INICIAL: 19,63 cm ²		PESO INICIAL: 358,00 g								
LEITURA DA VARIÇÃO DA ALTURA mm	LEITURA DA CELULA DE CARGA kN	LEITURA TRANSDU TOR kgf/cm ²	DEFORM. ESPECÍF. AXIAL (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	Δu kPa	σ_3 kPa	σ_1 kPa	σ_1 / σ_3 kPa	p' kPa	q' kPa	σ_3' kPa	σ_1' kPa	p kPa	q kPa
0,00	0,050	2,94	0,000	76,33	0,00	100	176,3	1,8	138,2	38,2	100,0	176,3	138,2	38,2
0,25	0,400	2,99	0,250	258,15	5,34	100	358,2	3,6	223,7	129,1	94,7	352,8	229,1	129,1
0,50	1,128	2,99	0,500	635,14	5,34	100	735,1	7,4	412,2	317,6	94,7	729,8	417,6	317,6
0,75	1,820	2,73	0,750	991,60	-22,39	100	1091,6	10,9	618,2	495,8	122,4	1114,0	595,8	495,8
1,00	2,130	2,53	1,000	1149,10	-43,67	100	1249,1	12,5	718,2	574,5	143,7	1292,8	674,5	574,5
1,25	2,470	2,19	1,250	1321,23	-79,65	100	1421,2	14,2	840,3	660,6	179,7	1500,9	760,6	660,6
1,50	2,367	1,94	1,500	1265,00	-105,79	100	1365,0	13,6	838,3	632,5	205,8	1470,8	732,5	632,5
1,75	2,290	1,70	1,750	1222,35	-130,49	100	1322,3	13,2	841,7	611,2	230,5	1452,8	711,2	611,2
2,00	1,430	1,63	2,000	779,86	-137,62	100	879,9	8,8	627,5	389,9	237,6	1017,5	489,9	389,9
2,25	1,312	1,64	2,250	717,73	-136,60	100	817,7	8,2	595,5	358,9	236,6	954,3	458,9	358,9
2,50	1,301	1,63	2,500	710,31	-137,62	100	810,3	8,1	592,8	355,2	237,6	947,9	455,2	355,2
2,75	1,333	1,66	2,750	724,71	-134,57	100	824,7	8,2	596,9	362,4	234,6	959,3	462,4	362,4
3,00	1,344	1,65	3,000	728,41	-135,59	100	828,4	8,3	599,8	364,2	235,6	964,0	464,2	364,2
3,50	1,354	1,64	3,500	729,68	-136,60	100	829,7	8,3	601,4	364,8	236,6	966,3	464,8	364,8
4,00	1,400	1,62	4,000	748,93	-138,64	100	848,9	8,5	613,1	374,5	238,6	987,6	474,5	374,5
4,50	1,430	1,61	4,500	759,96	-139,65	100	860,0	8,6	619,6	380,0	239,7	999,6	480,0	380,0
5,00	1,473	1,59	5,000	777,28	-141,68	100	877,3	8,8	630,3	388,6	241,7	1019,0	488,6	388,6
5,50	1,493	1,61	5,500	783,04	-139,65	100	883,0	8,8	631,2	391,5	239,7	1022,7	491,5	391,5
6,00	1,517	1,60	6,000	790,66	-140,66	100	890,7	8,9	636,0	395,3	240,7	1031,3	495,3	395,3
6,50	1,537	1,58	6,500	796,20	-142,69	100	896,2	9,0	640,8	398,1	242,7	1038,9	498,1	398,1
7,00	1,564	1,56	7,000	805,04	-144,71	100	905,0	9,1	647,2	402,5	244,7	1049,8	502,5	402,5
7,50	1,569	1,56	7,500	803,12	-144,71	100	903,1	9,0	646,3	401,6	244,7	1047,8	501,6	401,6
8,00	1,575	1,56	8,000	801,65	-144,71	100	901,7	9,0	645,5	400,8	244,7	1046,4	500,8	400,8

ENSAIO TRIAXIAL				TIPO DO ENSAIO: CU_SAT										
PROJETO: VBA - BARRAGEM				C.P. No.: 3										
AMOSTRA: 22 - T. VENEZA - 0,30 m				PRESSÃO CONS.: 200 kPa										
ALTURA INICIA		10,0		CONST. ANEL:			ÁREA INICIAL: 19,63 cm ²			PESO INICIAL: 354,15 g				
LEITURA DA VARIÇÃO DA ALTURA mm	LEITURA DA CELULA DE CARGA kN	LEITURA TRANSDU TOR kgf/cm ²	DEFORM. ESPECÍF. AXIAL (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	Δu kPa	σ_3 kPa	σ_1 kPa	σ_1 / σ_3 kPa	p' kPa	q' kPa	σ_3' kPa	σ_1' kPa	p kPa	q kPa
0,00	0,103	2,96	0,000	76,33	0,000	200	276,33	1,38	238,17	38,17	200,00	276,33	238,17	38,17
0,25	0,200	2,95	0,250	126,58	-1,068	200	326,58	1,63	264,36	63,29	201,07	327,65	263,29	63,29
0,50	0,673	3,02	0,500	371,62	6,410	200	571,62	2,86	379,40	185,81	193,59	565,21	385,81	185,81
0,75	1,130	3,08	0,750	607,15	12,828	200	807,15	4,04	490,75	303,58	187,17	794,32	503,58	303,58
1,00	1,546	3,07	1,000	820,33	11,757	200	1020,33	5,10	598,41	410,16	188,24	1008,57	610,16	410,16
1,25	1,971	3,00	1,250	1037,05	4,273	200	1237,05	6,19	714,25	518,53	195,73	1232,78	718,53	518,53
1,50	2,291	2,87	1,500	1198,75	-9,604	200	1398,75	6,99	808,98	599,38	209,60	1408,36	799,38	599,38
1,75	2,450	2,70	1,750	1277,15	-27,721	200	1477,15	7,39	866,30	638,58	227,72	1504,87	838,58	638,58
2,00	2,590	2,57	2,000	1345,43	-41,555	200	1545,43	7,73	914,27	672,71	241,56	1586,98	872,71	672,71
2,25	2,965	2,44	2,250	1533,10	-55,364	200	1733,10	8,67	1021,91	766,55	255,36	1788,46	966,55	766,55
2,50	2,518	2,33	2,500	1301,97	-67,018	200	1501,97	7,51	918,00	650,98	267,02	1568,98	850,98	650,98
2,75	2,539	2,28	2,750	1309,28	-72,303	200	1509,28	7,55	926,94	654,64	272,30	1581,58	854,64	654,64
3,00	2,333	2,11	3,000	1201,74	-90,192	200	1401,74	7,01	891,06	600,87	290,19	1491,93	800,87	600,87
3,50	2,143	2,17	3,500	1099,96	-83,894	200	1299,96	6,50	833,87	549,98	283,89	1383,85	749,98	549,98
4,00	2,196	2,15	4,000	1120,78	-85,995	200	1320,78	6,60	846,39	560,39	286,00	1406,78	760,39	560,39
4,50	2,279	2,16	4,500	1156,27	-84,945	200	1356,27	6,78	863,08	578,13	284,94	1441,21	778,13	578,13
5,00	2,351	2,14	5,000	1185,87	-87,045	200	1385,87	6,93	879,98	592,94	287,05	1472,92	792,94	592,94
5,50	2,411	2,08	5,500	1209,19	-93,334	200	1409,19	7,05	897,93	604,60	293,33	1502,53	804,60	604,60
6,00	2,437	2,06	6,000	1215,54	-95,426	200	1415,54	7,08	903,19	607,77	295,43	1510,96	807,77	607,77

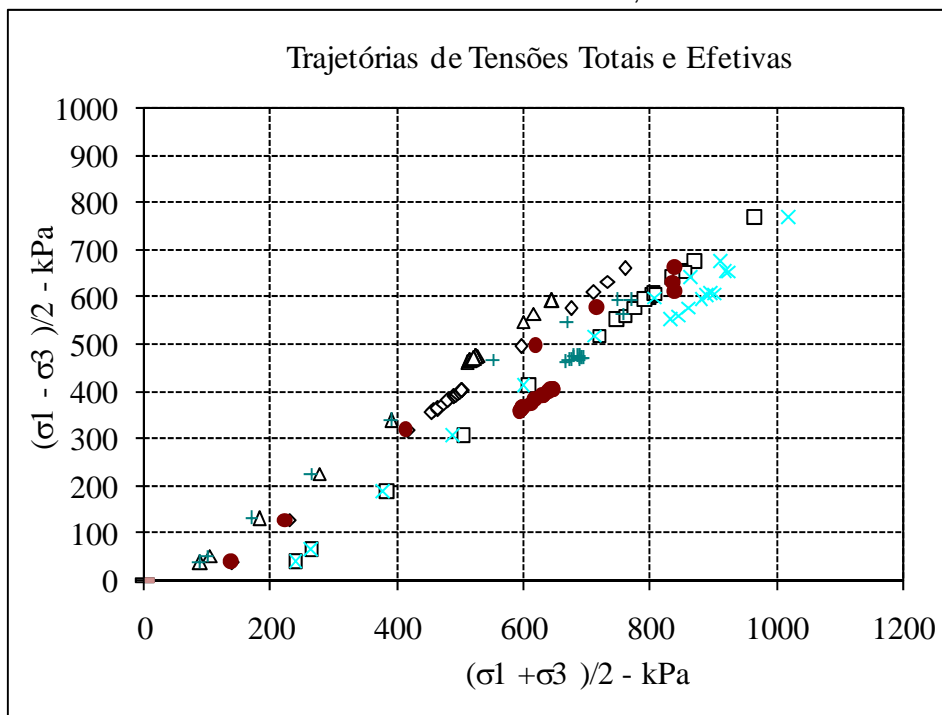
ENSAIO TRIAXIAL CU sat

AMOSTRA: 22 - T. VENEZA - 0,30 m



ENSAIO TRIAXIAL CU sat

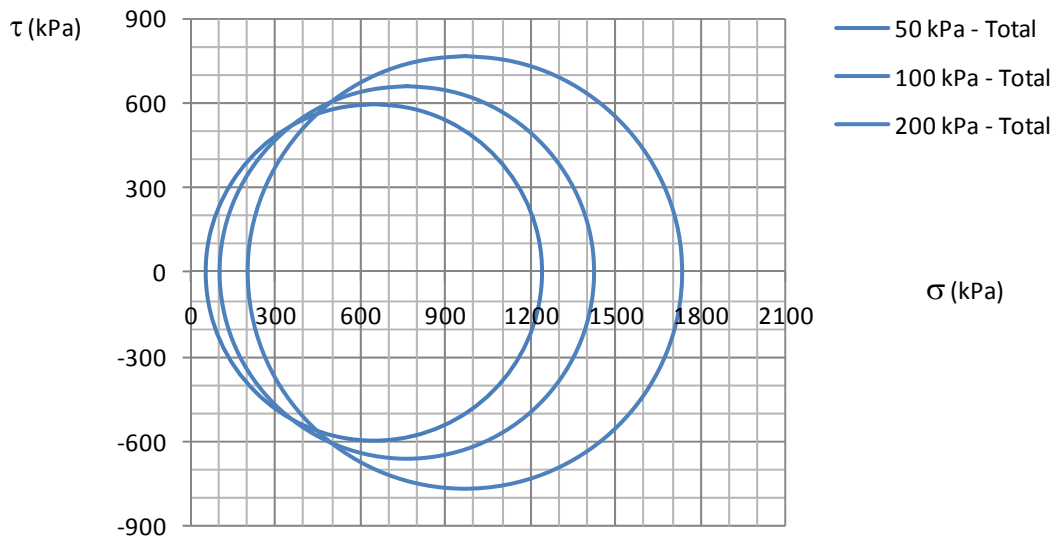
AMOSTRA: 22 - T. VENEZA - 0,30 m



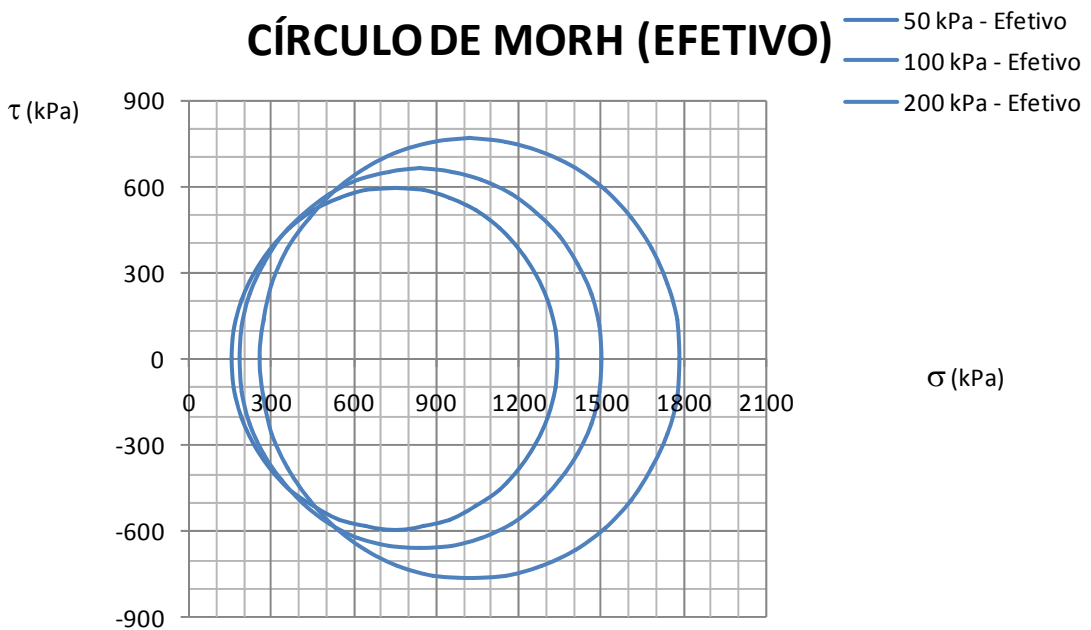
RESULTADOS

PARÂMETROS TOTAIS		PARÂMETROS EFETIVOS	
Coesão (kPa)	250,0	Coesão (kPa)	200,0
Ângulo de Atrito	35,8	Ângulo de Atrito	35,8

CÍRCULO DE MORH (TOTAL)



CÍRCULO DE MORH (EFETIVO)



ENSAIO TRIAXIAL										TIPO DO ENSAIO: CU sat				
PROJETO: CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ										C.P. No.: 1				
AMOSTRA: 23 T. VENEZA - 0,60 m										PRESSÃO CONS.: 50 kPa				
ALTURA INICIAL: 10,0 cm			CONST. ANEL:			ÁREA INICIAL: 19,63 cm ²			PESO INICIAL: 341,34 g					
LEITURA DA VARIÇÃO DA ALTURA mm	LEITURA DA CELULA DE CARGA kN	LEITURA TRANSDU TOR kgf/cm ²	DEFORM. ESPECÍF. AXIAL (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	Δu kPa	σ_3 kPa	σ_1 kPa	σ_1 / σ_3 kPa	p' kPa	q' kPa	σ_3' kPa	σ_1' kPa	p kPa	q kPa
0,00	-0,012	3,02	0,000	76,33	0,00	50	126,33	2,5	88,2	38,2	50,0	126,3	88,2	38,2
0,25	0,222	3,20	0,250	197,83	19,29	50	247,83	5,0	129,6	98,9	30,7	228,5	148,9	98,9
0,50	0,385	3,22	0,500	281,88	21,44	50	331,88	6,6	169,5	140,9	28,6	310,4	190,9	140,9
0,75	0,564	3,18	0,750	373,79	17,14	50	423,79	8,5	219,8	186,9	32,9	406,7	236,9	186,9
1,00	0,753	3,05	1,000	470,40	3,21	50	520,40	10,4	282,0	235,2	46,8	517,2	285,2	235,2
1,25	1,000	2,84	1,250	596,37	-19,21	50	646,37	12,9	367,4	298,2	69,2	665,6	348,2	298,2
1,50	1,140	2,70	1,500	666,75	-34,13	50	716,75	14,3	417,5	333,4	84,1	750,9	383,4	333,4
1,75	1,245	2,51	1,750	718,84	-54,34	50	768,84	15,4	463,8	359,4	104,3	823,2	409,4	359,4
2,00	1,270	2,40	2,000	729,79	-66,02	50	779,79	15,6	480,9	364,9	116,0	845,8	414,9	364,9
2,25	1,050	2,28	2,250	615,81	-78,71	50	665,81	13,3	436,6	307,9	128,7	744,5	357,9	307,9
2,50	0,931	2,27	2,500	553,75	-79,77	50	603,75	12,1	406,6	276,9	129,8	683,5	326,9	276,9
2,75	0,878	2,29	2,750	525,46	-77,66	50	575,46	11,5	390,4	262,7	127,7	653,1	312,7	262,7
3,00	0,882	2,28	3,000	526,13	-78,71	50	576,13	11,5	391,8	263,1	128,7	654,8	313,1	263,1
3,50	0,910	2,27	3,500	537,50	-79,77	50	587,50	11,8	398,5	268,8	129,8	667,3	318,8	268,8
4,00	0,925	2,26	4,000	542,23	-80,82	50	592,23	11,8	401,9	271,1	130,8	673,1	321,1	271,1
4,50	0,946	2,25	4,500	549,86	-81,88	50	599,86	12,0	406,8	274,9	131,9	681,7	324,9	274,9
5,00	0,950	2,25	5,000	548,96	-81,88	50	598,96	12,0	406,4	274,5	131,9	680,8	324,5	274,5
5,50	0,955	2,23	5,500	548,53	-83,99	50	598,53	12,0	408,3	274,3	134,0	682,5	324,3	274,3
6,00	0,959	2,22	6,000	547,59	-85,04	50	597,59	12,0	408,8	273,8	135,0	682,6	323,8	273,8
6,50	0,979	2,20	6,500	554,43	-87,15	50	604,43	12,1	414,4	277,2	137,1	691,6	327,2	277,2
7,00	0,975	2,19	7,000	549,52	-88,20	51	600,52	11,8	414,0	274,8	139,2	688,7	325,8	274,8
7,50	0,969	2,18	7,500	543,68	-89,25	52	595,68	11,5	413,1	271,8	141,3	684,9	323,8	271,8
8,00	0,961	2,18	8,000	536,90	-89,25	53	589,90	11,1	410,7	268,5	142,3	679,2	321,5	268,5

ENSAIO TRIAXIAL TIPO DO ENSAIO: CU sat
 PROJETO: CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ C.P. No.: 2
 AMOSTRA: 23 T. VENEZA - 0,60 m PRESSÃO CONS.: 100 kPa

ALTURA INICIA 10,0 CONST. ANEL: ÁREA INICIAL: 19,63 cm² PESO INICIAL: 342,31 g

LEITURA DA VARIÇÃO DA ALTURA mm	LEITURA DA CELULA DE CARGA kN	LEITURA TRANSDU TOR kgf/cm ²	DEFORM. ESPECÍF. AXIAL (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	Δu kPa	σ_3 kPa	σ_1 kPa	σ_1 / σ_3 kPa	p' kPa	q' kPa	σ_3' kPa	σ_1' kPa	p kPa	q kPa
0,00	0,019	2,92	0,000	76,33	0,00	100	176,3	1,8	138,2	38,2	100,0	176,3	138,2	38,2
0,25	0,201	3,01	0,250	170,79	9,61	100	270,8	2,7	175,8	85,4	90,4	261,2	185,4	85,4
0,50	0,405	3,09	0,500	276,18	18,17	100	376,2	3,8	219,9	138,1	81,8	358,0	238,1	138,1
0,75	0,746	3,15	0,750	451,92	24,60	100	551,9	5,5	301,4	226,0	75,4	527,3	326,0	226,0
1,00	1,068	3,06	1,000	616,98	14,96	100	717,0	7,2	393,5	308,5	85,0	702,0	408,5	308,5
1,25	1,381	2,87	1,250	776,56	-5,33	100	876,6	8,8	493,6	388,3	105,3	881,9	488,3	388,3
1,50	1,634	2,53	1,500	904,51	-41,54	100	1004,5	10,0	593,8	452,3	141,5	1046,0	552,3	452,3
1,75	1,484	2,38	1,750	825,38	-57,46	100	925,4	9,3	570,1	412,7	157,5	982,8	512,7	412,7
2,00	1,364	2,48	2,000	761,97	-46,85	100	862,0	8,6	527,8	381,0	146,8	908,8	481,0	381,0
2,25	1,385	2,39	2,250	770,73	-56,40	100	870,7	8,7	541,8	385,4	156,4	927,1	485,4	385,4
2,50	1,399	2,29	2,500	775,88	-66,98	100	875,9	8,8	554,9	387,9	167,0	942,9	487,9	387,9
2,75	1,394	2,26	2,750	771,35	-70,14	100	871,4	8,7	555,8	385,7	170,1	941,5	485,7	385,7
3,00	1,353	2,24	3,000	748,64	-72,25	100	848,6	8,5	546,6	374,3	172,3	920,9	474,3	374,3
3,50	1,430	2,19	3,500	783,51	-77,52	100	883,5	8,8	569,3	391,8	177,5	961,0	491,8	391,8
4,00	1,438	2,16	4,000	783,46	-80,67	100	883,5	8,8	572,4	391,7	180,7	964,1	491,7	391,7
4,50	1,442	2,10	4,500	781,37	-86,97	100	881,4	8,8	577,7	390,7	187,0	968,3	490,7	390,7
5,00	1,443	2,08	5,000	777,77	-89,06	100	877,8	8,8	578,0	388,9	189,1	966,8	488,9	388,9
5,50	1,430	2,04	5,500	767,28	-93,25	100	867,3	8,7	576,9	383,6	193,2	960,5	483,6	383,6
6,00	1,401	2,01	6,000	749,00	-96,38	100	849,0	8,5	570,9	374,5	196,4	945,4	474,5	374,5
6,50	1,373	2,00	6,500	731,37	-97,42	100	831,4	8,3	563,1	365,7	197,4	928,8	465,7	365,7
7,00	1,359	2,02	7,000	720,67	-95,33	100	820,7	8,2	555,7	360,3	195,3	916,0	460,3	360,3
7,50	1,365	2,01	7,500	719,69	-96,38	100	819,7	8,2	556,2	359,8	196,4	916,1	459,8	359,8
8,00	1,370	2,00	8,000	718,20	-97,42	100	818,2	8,2	556,5	359,1	197,4	915,6	459,1	359,1

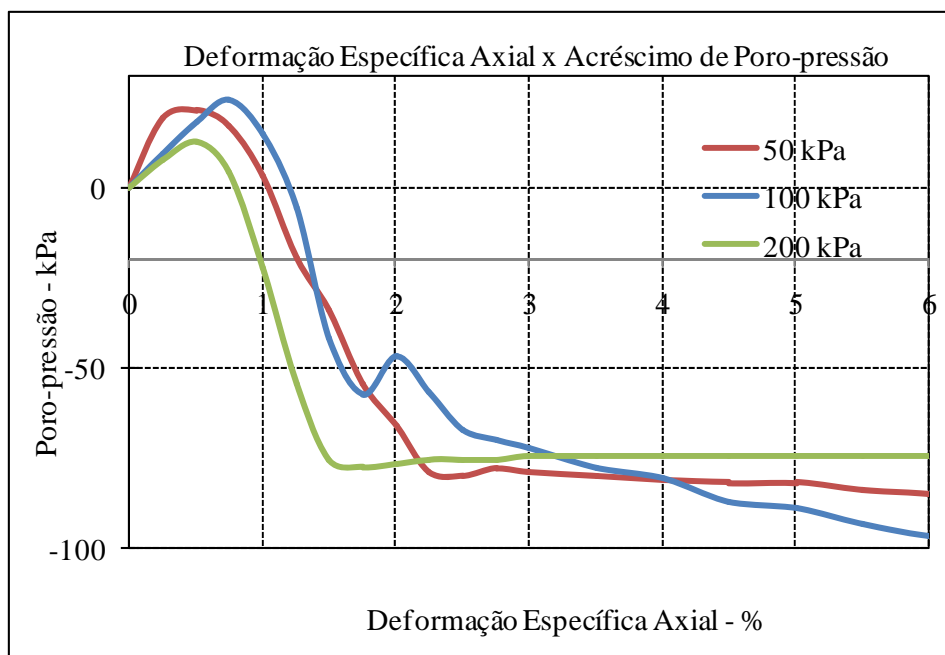
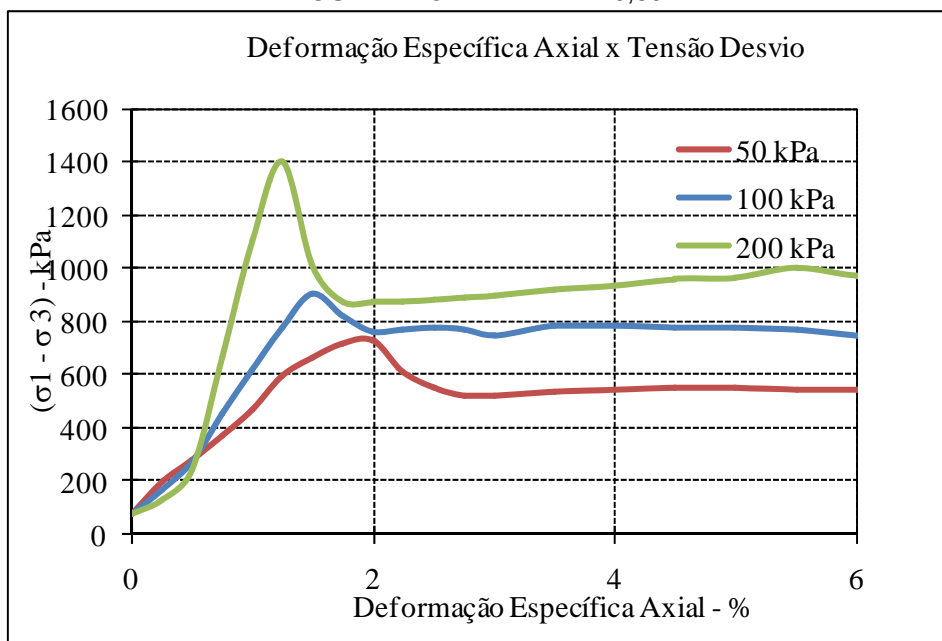
ENSAIO TRIAXIAL TIPO DO ENSAIO: CU_SAT
PROJETO: CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ C.P. No.: 3
AMOSTRA: 23 T. VENEZA - 0,60 m PRESSÃO CONS.: 200 kPa

ALTURA INICIA 10,0 CONST. ANEL: ÁREA INICIAL: 19,63 cm² PESO INICIAL: 344,56 g

LEITURA DA VARIÇÃO DA ALTURA mm	LEITURA DA CELULA DE CARGA kN	LEITURA TRANSDU TOR kgf/cm ²	DEFORM. ESPECÍF. AXIAL (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	Δu kPa	σ_3 kPa	σ_1 kPa	σ_1 / σ_3 kPa	p' kPa	q' kPa	σ_3' kPa	σ_1' kPa	p kPa	q kPa
0,00	0,100	2,90	0,000	76,33	0,000	200	276,33	1,38	238,17	38,17	200,00	276,33	238,17	38,17
0,25	0,200	2,97	0,250	128,14	7,472	200	328,14	1,64	256,60	64,07	192,53	320,67	264,07	64,07
0,50	0,425	3,02	0,500	244,54	12,814	200	444,54	2,22	309,45	122,27	187,19	431,72	322,27	122,27
0,75	1,245	2,94	0,750	668,21	4,269	200	868,21	4,34	529,84	334,10	195,73	863,94	534,10	334,10
1,00	2,089	2,69	1,000	1102,13	-22,382	200	1302,13	6,51	773,45	551,06	222,38	1324,51	751,06	551,06
1,25	2,670	2,39	1,250	1398,46	-54,262	200	1598,46	7,99	953,49	699,23	254,26	1652,72	899,23	699,23
1,50	1,920	2,19	1,500	1009,78	-75,386	200	1209,78	6,05	780,28	504,89	275,39	1285,17	704,89	504,89
1,75	1,664	2,17	1,750	876,09	-77,490	200	1076,09	5,38	715,54	438,05	277,49	1153,58	638,05	438,05
2,00	1,663	2,18	2,000	873,35	-76,438	200	1073,35	5,37	713,11	436,68	276,44	1149,79	636,68	436,68
2,25	1,679	2,19	2,250	879,28	-75,386	200	1079,28	5,40	715,02	439,64	275,39	1154,66	639,64	439,64
2,50	1,690	2,19	2,500	882,62	-75,386	200	1082,62	5,41	716,70	441,31	275,39	1158,01	641,31	441,31
2,75	1,716	2,19	2,750	893,54	-75,386	200	1093,54	5,47	722,16	446,77	275,39	1168,92	646,77	446,77
3,00	1,730	2,20	3,000	898,32	-74,334	200	1098,32	5,49	723,49	449,16	274,33	1172,65	649,16	449,16
3,50	1,783	2,20	3,500	920,35	-74,334	200	1120,35	5,60	734,51	460,18	274,33	1194,69	660,18	460,18
4,00	1,818	2,20	4,000	933,10	-74,334	200	1133,10	5,67	740,88	466,55	274,33	1207,44	666,55	466,55
4,50	1,883	2,20	4,500	960,60	-74,334	200	1160,60	5,80	754,64	480,30	274,33	1234,94	680,30	480,30
5,00	1,899	2,20	5,000	963,50	-74,334	200	1163,50	5,82	756,08	481,75	274,33	1237,83	681,75	481,75
5,50	1,991	2,20	5,500	1003,75	-74,334	200	1203,75	6,02	776,21	501,88	274,33	1278,09	701,88	501,88
6,00	1,940	2,20	6,000	973,45	-74,334	200	1173,45	5,87	761,06	486,72	274,33	1247,78	686,72	486,72
6,50	1,965	2,19	6,500	980,46	-75,386	201	1181,46	5,88	766,61	490,23	276,39	1256,84	691,23	490,23
7,00	1,990	2,18	7,000	987,34	-76,438	202	1189,34	5,89	772,11	493,67	278,44	1265,77	695,67	493,67

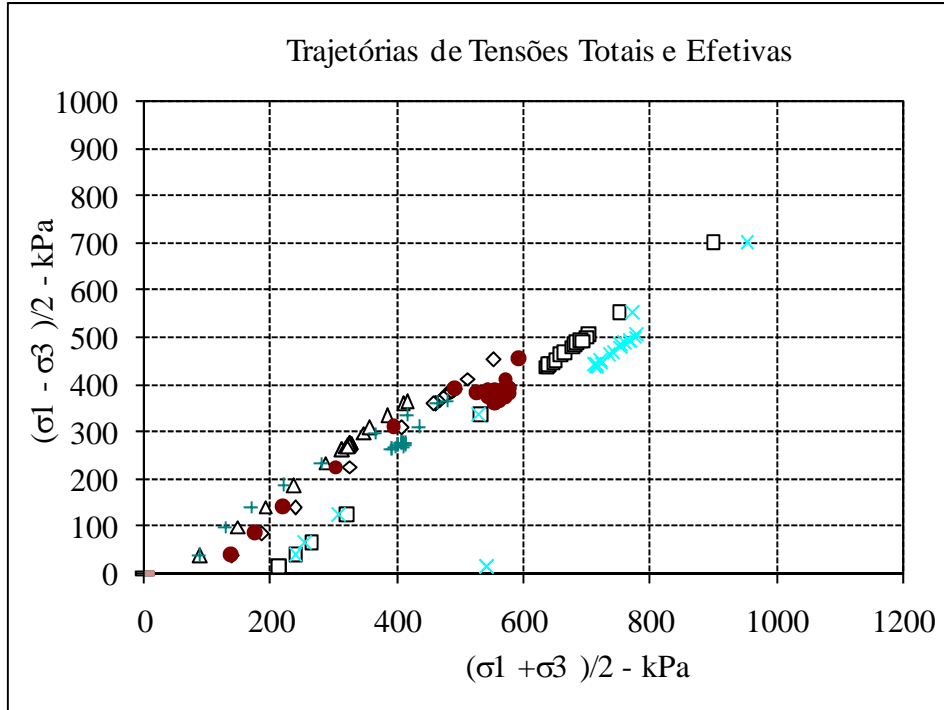
ENSAIO TRIAXIAL CU sat

AMOSTRA: 23 T. VENEZA - 0,60 m



ENSAIO TRIAXIAL CU sat

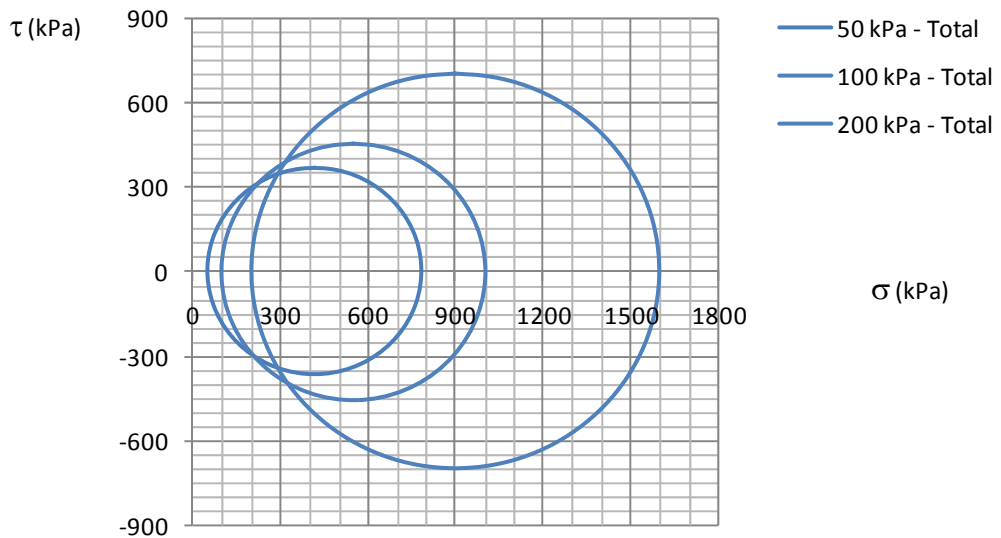
AMOSTRA: 23 T. VENEZA - 0,60 m



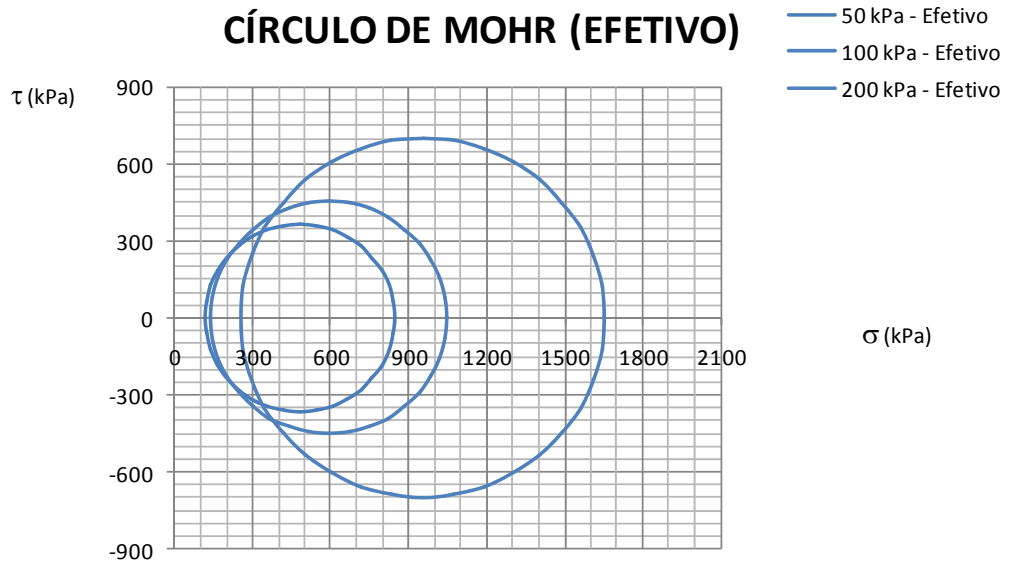
RESULTADOS

PARÂMETROS TOTAIS		PARÂMETROS EFETIVOS	
Coesão (kPa)	100,0	Coesão (kPa)	50,0
Ângulo de Atrito	43,2	Ângulo de Atrito	45,0

CIRCULO DE MOHR (EFETIVO)



CÍRCULO DE MOHR (EFETIVO)



ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

DNER-IE
004/94



LOCAL: TUNEL VENEZA	ESTACA: 50+173 70M D	PROFUNDIDADE: -
SONDAGEM: BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA: 1	DATA EXECUÇÃO: 29/10/2013
COORDENADA: 490404-9184107		

PESO DO CORPO-DE-PROVA (g): 253,72	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²): 18,10
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm): 4,8 2,40	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³): 144,76
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm): 8,00	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³): 1,753

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

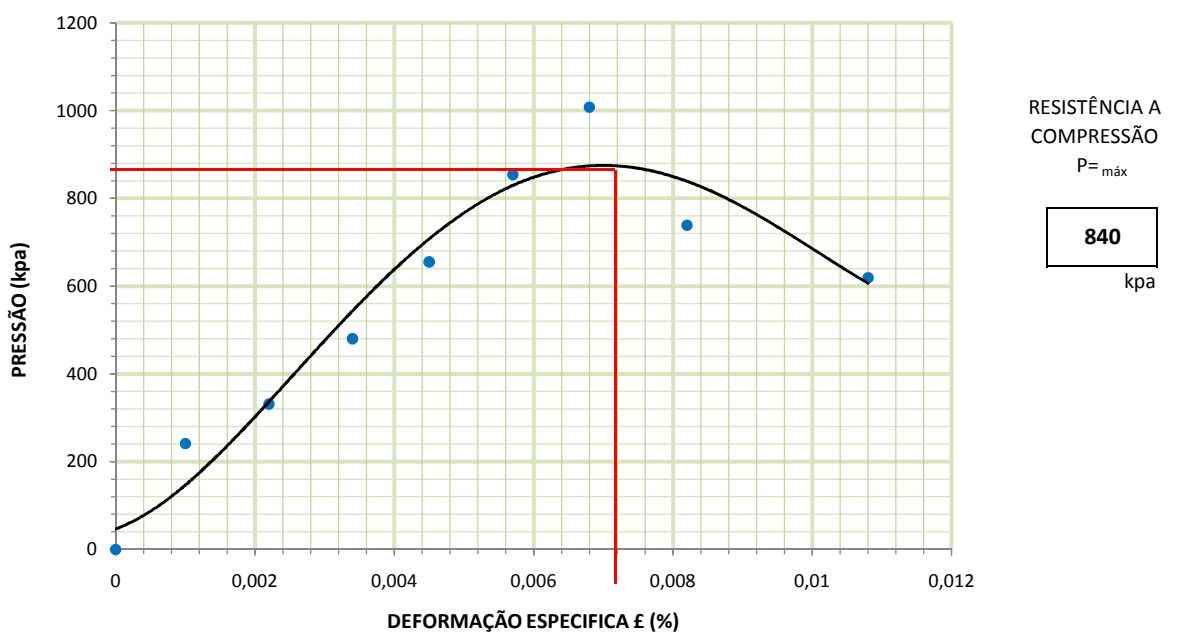
CÁPSULA Nº	119	132	105
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	37,32	36,06	26,78
AMOSTRA SECA + TARA (g)	36,65	35,48	26,50
PESO DA TARA (g)	9,05	8,08	8,89
PESO DA ÁGUA (g)	0,67	0,58	0,28
PESO DO SOLO SECO (g)	27,6	27,4	17,61
UMIDADE (%)	2,43%	2,12%	1,59%
UMIDADE MÉDIA (%)	2,04%		

CROQUIS:



ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO MINUTOS	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL (mm)		LEITURA DA GARGA (um / g)		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (ε / ε % / 1-ε)			ÁREA CORRIGIDA (cm ²)	PRESSÃO (Kgf/cm ² ou (10 ⁻¹ kpa))
	mm	mm	um	g	ε	ε %	1-ε	cm ²	Kgf/cm ² ou (10 ⁻¹ kpa)
0,06	10	0,100	6	44,2	0,012500	0,10%	0,9875	18,32	2,41
0,12	22	0,220	15	61,7	0,027500	0,22%	0,9725	18,61	3,31
0,18	34	0,340	30	90,7	0,042500	0,34%	0,9575	18,90	4,80
0,24	45	0,450	48	125,6	0,056250	0,45%	0,94375	19,17	6,55
0,30	57	0,570	69	166,3	0,071250	0,57%	0,92875	19,48	8,54
0,36	68	0,680	86	199,3	0,085000	0,68%	0,915	19,78	10,08
0,42	82	0,820	60	148,9	0,102500	0,82%	0,8975	20,16	7,38
0,48	108	1,080	50	129,5	0,135000	1,08%	0,865	20,92	6,19



Obs:
OPERADOR: _____ VISTO: _____

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

DNER-IE
004/94



LOCAL:	TUNEL VENEZA	ESTACA:	50+173 70M D	PROFUNDIDADE:	-
SONDAGEM:	BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA:	2	DATA EXECUÇÃO:	29/10/2013
COORDENADA:	490404-9184107				

PESO DO CORPO-DE-PROVA (g):	259,32	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²):	18,10
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm):	4,8 2,40	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³):	152,00
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm):	8,40	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,706

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

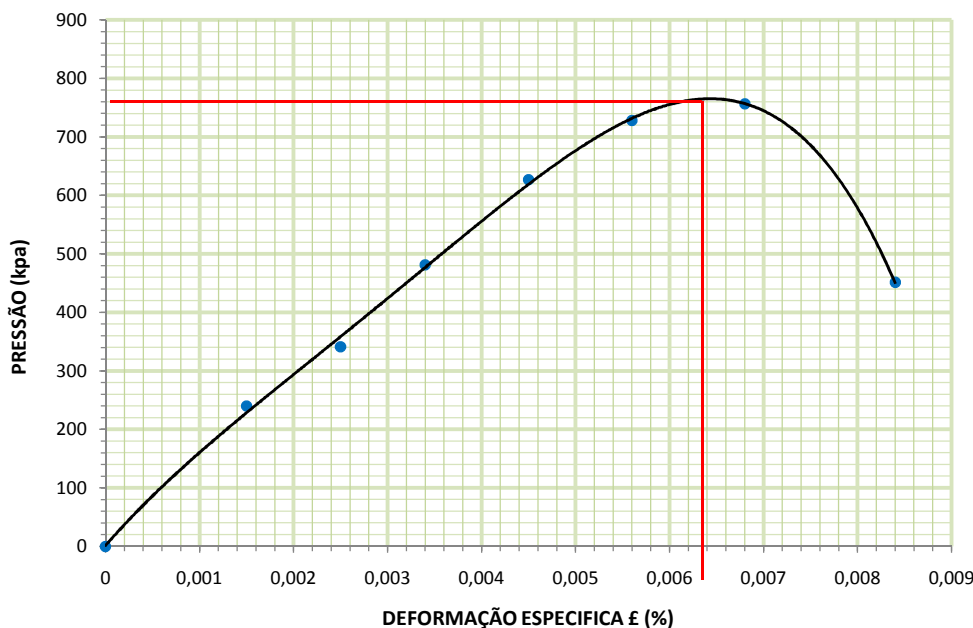
CROQUIS:

CÁPSULA Nº	142	113	102
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	38,38	35,79	35,56
AMOSTRA SECA + TARA (g)	37,91	35,17	34,90
PESO DA TARA (g)	8,18	8,59	8,23
PESO DA ÁGUA (g)	0,47	0,62	0,66
PESO DO SOLO SECO (g)	29,73	26,58	26,67
UMIDADE (%)	1,58%	2,33%	2,47%
UMIDADE MÉDIA (%)	2,13%		



ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO MINUTOS	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL		LEITURA DA GARGA		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA			ÁREA CORRIGIDA cm ²	PRESSÃO Kgf/cm ² ou (10 ⁻¹ kpa)
	mm	mm	um	g	ε	ε %	1-ε		
0,06	15	0,150	6	44,2	0,017857	0,15%	0,982143	18,42	2,40
0,12	25	0,250	16	63,6	0,029762	0,25%	0,970238	18,65	3,41
0,18	34	0,340	30	90,7	0,040476	0,34%	0,959524	18,86	4,81
0,24	45	0,450	45	119,8	0,053571	0,45%	0,946429	19,12	6,27
0,30	56	0,560	56	141,1	0,066667	0,56%	0,933333	19,39	7,28
0,36	68	0,680	60	148,9	0,080952	0,68%	0,919048	19,69	7,56
0,42	84	0,840	30	90,7	0,100000	0,84%	0,9	20,11	4,51



RESISTÊNCIA A
COMPRESSÃO
P= máx

760
kpa

Obs:
OPERADOR:

VISTO:

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

**DNER-IE
004/94**



LOCAL: TUNEL VENEZA	ESTACA: 50+173 70M D	PROFUNDIDADE: -
SONDAGEM: BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA: 3	DATA EXECUÇÃO: 29/10/2013
COORDENADA: 490404-9184107		

PESO DO CORPO-DE-PROVA (g): 274,52	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²): 18,10	
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm): 4,8	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³): 155,62	
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm): 8,60	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³): 1,764	

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

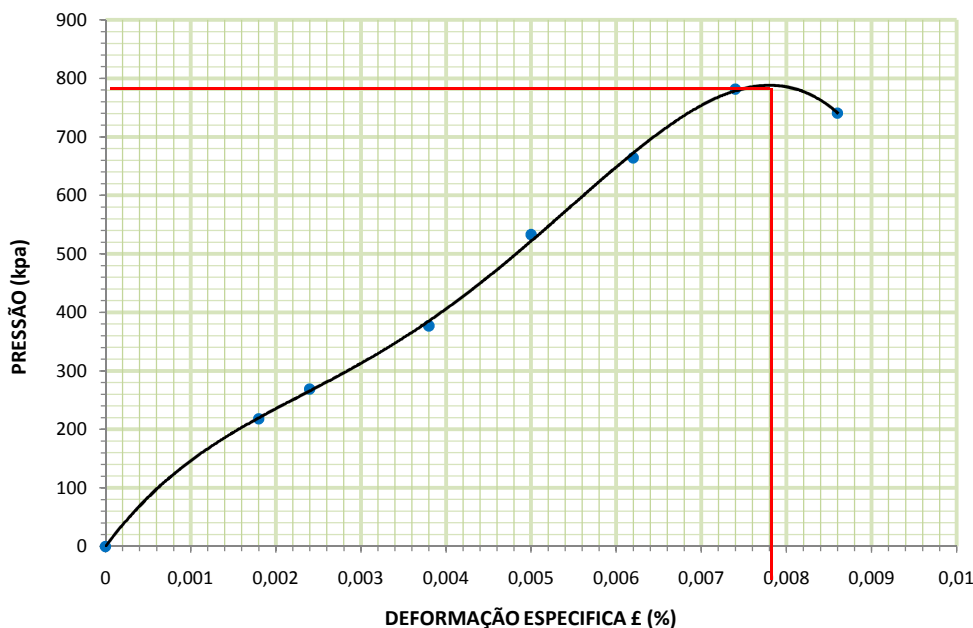
CROQUIS:

CÁPSULA Nº	92	121	104
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	36,06	35,21	40,38
AMOSTRA SECA + TARA (g)	35,34	34,49	39,47
PESO DA TARA (g)	6,3	7,54	8,28
PESO DA ÁGUA (g)	0,72	0,72	0,91
PESO DO SOLO SECO (g)	29,04	26,95	31,19
UMIDADE (%)	2,48%	2,67%	2,92%
UMIDADE MÉDIA (%)	2,69%		



ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO (MINUTOS)	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL (mm)		LEITURA DA GARGA (um / g)		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (ε)			ÁREA CORRIGIDA (cm ²)	PRESSÃO (Kg/cm ² ou 10 ⁻¹ kpa)
	mm	mm	um	g	ε	ε %	1-ε		
0,06	18	0,180	4	40,4	0,020930	0,18%	0,97907	18,48	2,18
0,12	24	0,240	9	50,0	0,027907	0,24%	0,972093	18,62	2,69
0,18	38	0,380	20	71,4	0,044186	0,38%	0,955814	18,93	3,77
0,24	50	0,500	36	102,4	0,058140	0,50%	0,94186	19,21	5,33
0,30	62	0,620	50	129,5	0,072093	0,62%	0,92791	19,50	6,64
0,36	74	0,740	63	154,7	0,086047	0,74%	0,913953	19,80	7,81
0,42	86	0,860	60	148,9	0,100000	0,86%	0,9	20,11	7,41



RESISTÊNCIA A
COMPRESSÃO
P= máx

781

kpa

Obs: OPERADOR: _____ VISTO: _____

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

DNER-IE
004/94



LOCAL:	TUNEL VENEZA	ESTACA:	50+173	70M D	PROFUNDIDADE:	-
SONDAGEM:	BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA:	4		DATA EXECUÇÃO:	29/10/2013
COORDENADA:	490404-9184107					
PESO DO CORPO-DE-PROVA (g):	264,02	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²):	18,10			
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm):	4,8	2,40	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³):	153,81		
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm):	8,50		MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,717		

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

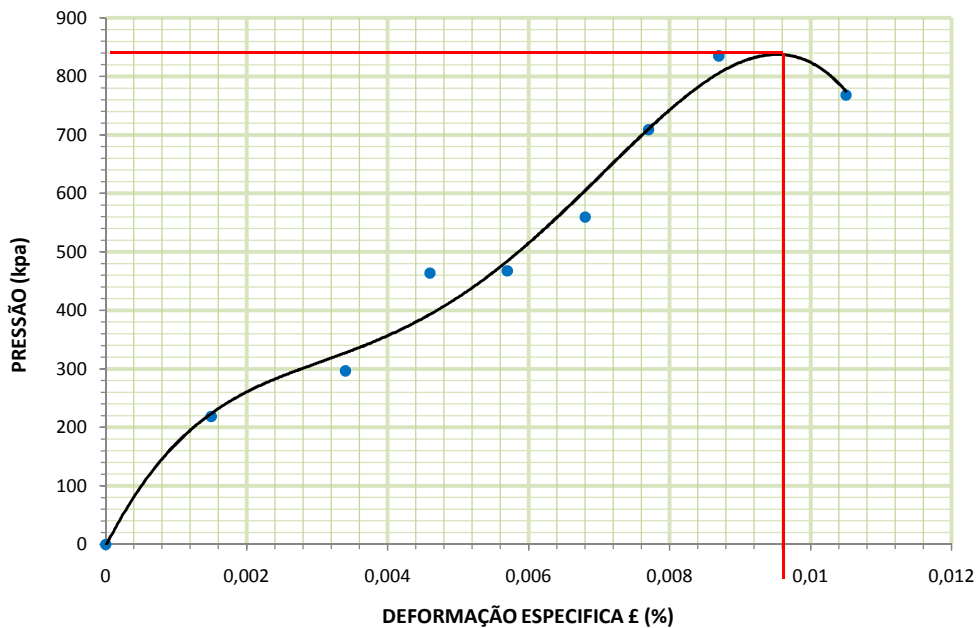
CÁPSULA Nº	110	141	127
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	35,4	43,77	39,08
AMOSTRA SECA + TARA (g)	35,19	43,37	38,72
PESO DA TARA (g)	8,63	9,24	8,82
PESO DA ÁGUA (g)	0,21	0,4	0,36
PESO DO SOLO SECO (g)	26,56	34,13	29,9
UMIDADE (%)	0,79%	1,17%	1,20%
UMIDADE MÉDIA (%)	1,06%		

CROQUIS:



ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO MINUTOS	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL		LEITURA DA GARGA		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA		1-ε	ÁREA CORRIGIDA cm ²	PRESSÃO Kg/cm ² ou (10 ⁻¹ kpa)
	mm	mm	um	g	ε	ε %			
0,06	15	0,150	4	40,4	0,017647	0,15%	0,982353	18,42	2,19
0,12	34	0,340	12	55,9	0,040000	0,34%	0,96	18,85	2,96
0,18	46	0,460	29	88,8	0,054118	0,46%	0,945882	19,13	4,64
0,24	57	0,570	30	90,7	0,067059	0,57%	0,932941	19,40	4,68
0,30	68	0,680	40	110,1	0,080000	0,68%	0,92000	19,67	5,60
0,36	77	0,770	56	141,1	0,090588	0,77%	0,909412	19,90	7,09
0,42	87	0,870	70	168,3	0,102353	0,87%	0,897647	20,16	8,35
0,48	105	1,050	65	158,6	0,123529	1,05%	0,876471	20,65	7,68



RESISTÊNCIA A
COMPRESSÃO
P= máx

840

kpa

Obs:

OPERADOR:

VISTO:

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

DNER-IE
004/94



LOCAL:	TUNEL VENEZA	ESTACA: 50+173 70M D	PROFUNDIDADE:	-	
SONDAGEM:	BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA:	5	DATA EXECUÇÃO:	29/10/2013
COORDENADA:	490404-9184107				
PESO DO CORPO-DE-PROVA (g):	266,04	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²):	18,10		
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm):	4,8	2,40	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³):	162,86	
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm):	9,00	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,634		

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

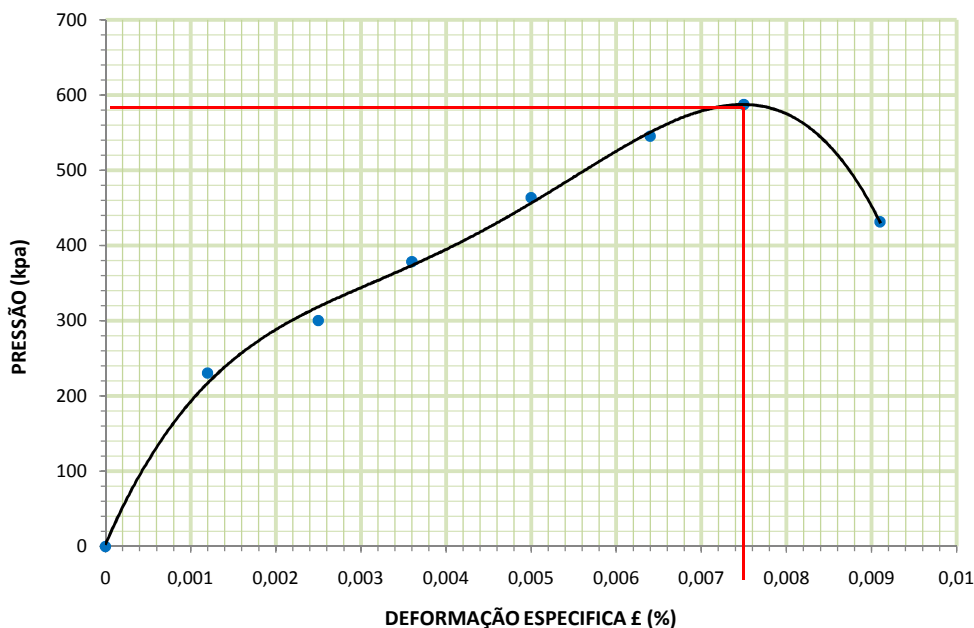
CÁPSULA Nº	108	134	144
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	38,36	31,5	39
AMOSTRA SECA + TARA (g)	38,18	31,34	38,76
PESO DA TARA (g)	7,65	9,47	9,11
PESO DA ÁGUA (g)	0,18	0,16	0,24
PESO DO SOLO SECO (g)	30,53	21,87	29,65
UMIDADE (%)	0,59%	0,73%	0,81%
UMIDADE MÉDIA (%)	0,71%		

CROQUIS:



ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL		LEITURA DA GARGA		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA			ÁREA CORRIGIDA	PRESSÃO
	MINUTOS	mm	mm	um	g	ε	ε %		
0,06	12	0,120	5	42,3	0,013333	0,12%	0,986667	18,34	2,31
0,12	25	0,250	12	55,9	0,027778	0,25%	0,972222	18,61	3,00
0,18	36	0,360	20	71,4	0,040000	0,36%	0,96	18,85	3,79
0,24	50	0,500	29	88,8	0,055556	0,50%	0,944444	19,16	4,64
0,30	64	0,640	38	106,3	0,071111	0,64%	0,92889	19,48	5,45
0,36	75	0,750	43	115,9	0,083333	0,75%	0,916667	19,74	5,87
0,42	91	0,910	28	86,9	0,101111	0,91%	0,898889	20,13	4,32



RESISTÊNCIA A
COMPRESSÃO
P= máx

581

kpa

Obs:
OPERADOR:

VISTO:

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

DNER-IE
004/94



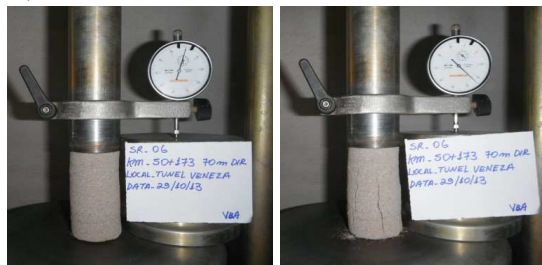
LOCAL:	TUNEL VENEZA	ESTACA:	50+173	70M D	PROFUNDIDADE:	-
SONDAGEM:	BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA:	6		DATA EXECUÇÃO:	29/10/2013
COORDENADA:	490404-9184107					

PESO DO CORPO-DE-PROVA (g):	284,10	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²):	18,10	
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm):	4,8	2,40	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³):	162,86
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm):	9,00	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,744	

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

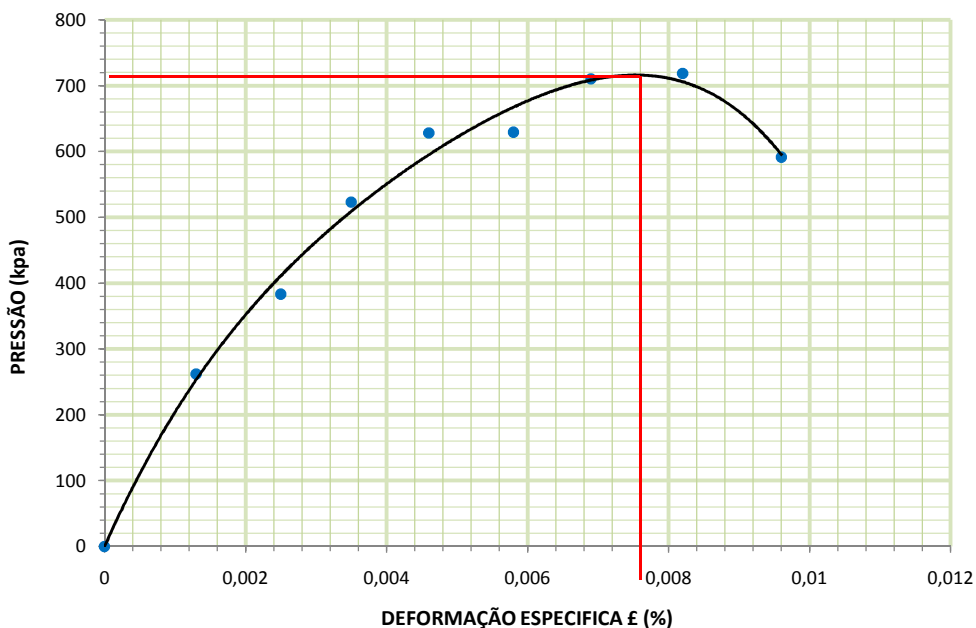
CÁPSULA Nº	8	7	17
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	54,58	69,35	53,25
AMOSTRA SECA + TARA (g)	54,16	68,69	52,81
PESO DA TARA (g)	18,32	18,16	18,45
PESO DA ÁGUA (g)	0,42	0,66	0,44
PESO DO SOLO SECO (g)	35,84	50,53	34,36
UMIDADE (%)	1,17%	1,31%	1,28%
UMIDADE MÉDIA (%)	1,25%		

CROQUIS:



ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL		LEITURA DA GARGA		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA		ÁREA CORRIGIDA	PRESSÃO	
	MINUTOS	mm	mm	um	g	£			£ %
0,06	13	0,130	8	48,1	0,014444	0,13%	0,985556	18,36	2,62
0,12	25	0,250	20	71,4	0,027778	0,25%	0,972222	18,61	3,83
0,18	35	0,350	34	98,5	0,038889	0,35%	0,961111	18,83	5,23
0,24	46	0,460	45	119,8	0,051111	0,46%	0,948889	19,07	6,28
0,30	58	0,580	46	121,8	0,064444	0,58%	0,935556	19,34	6,30
0,36	69	0,690	55	139,2	0,076667	0,69%	0,923333	19,60	7,10
0,42	82	0,820	57	143,1	0,091111	0,82%	0,908889	19,91	7,19
0,48	96	0,960	45	119,8	0,106667	0,96%	0,893333	20,26	5,92



RESISTÊNCIA A
COMPRESSÃO
P= máx

720
kpa

Obs:
OPERADOR:

VISTO:

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

DNER-IE
004/94



LOCAL: TUNEL VENEZA	ESTACA: 50+173 70M D	PROFUNDIDADE: -
SONDAGEM: BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA: 7	DATA EXECUÇÃO: 29/10/2013
COORDENADA: 490404-9184107		

PESO DO CORPO-DE-PROVA (g): 270,17	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²): 16,98	
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm): 4,65 2,33	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³): 152,84	
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm): 9,00	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³): 1,768	

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

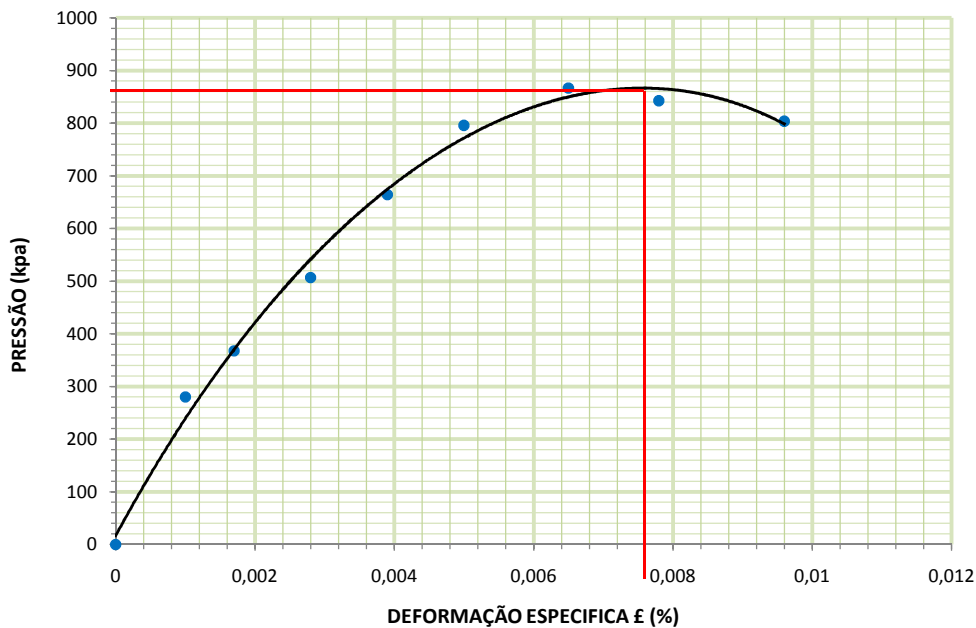
CROQUIS:



CÁPSULA Nº	11	3	4
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	64,25	49,03	59,7
AMOSTRA SECA + TARA (g)	63,69	48,67	59,17
PESO DA TARA (g)	19,54	17,28	18,97
PESO DA ÁGUA (g)	0,56	0,36	0,53
PESO DO SOLO SECO (g)	44,15	31,39	40,2
UMIDADE (%)	1,27%	1,15%	1,32%
UMIDADE MÉDIA (%)	1,24%		

ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO (MINUTOS)	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL (mm)		LEITURA DA GARGA (um / g)		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (ε / ε %)		ÁREA CORRIGIDA (cm ²)	PRESSÃO (Kg/cm ² ou 10 ⁻¹ kpa)	
	mm	mm	um	g	ε	ε %			
0,06	10	0,100	8	48,1	0,011111	0,10%	0,988889	17,17	2,80
0,12	17	0,170	16	63,6	0,018889	0,17%	0,981111	17,31	3,68
0,18	28	0,280	29	88,8	0,031111	0,28%	0,968889	17,53	5,07
0,24	39	0,390	44	117,9	0,043333	0,39%	0,956667	17,75	6,64
0,30	50	0,500	57	143,1	0,055556	0,50%	0,944444	17,98	7,96
0,36	65	0,650	65	158,6	0,072222	0,65%	0,927778	18,30	8,66
0,42	78	0,780	64	156,6	0,086667	0,78%	0,913333	18,59	8,42
0,48	96	0,960	62	152,8	0,106667	0,96%	0,893333	19,01	8,04



**RESISTÊNCIA A
COMPRESSÃO**
P= máx

863

kpa

Obs:
OPERADOR:

VISTO:

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

DNER-IE
004/94

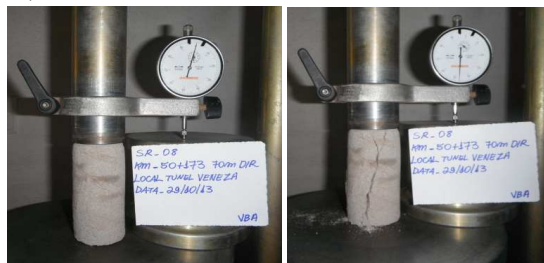


LOCAL:	TUNEL VENEZA	ESTACA:	50+173 70M D	PROFUNDIDADE:	-
SONDAGEM:	BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA:	8	DATA EXECUÇÃO:	29/10/2013
COORDENADA:	490404-9184107				
PESO DO CORPO-DE-PROVA (g):	327,00	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²):	18,86		
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm):	4,9	2,45	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³):	184,80	
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm):	9,80	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,769		

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

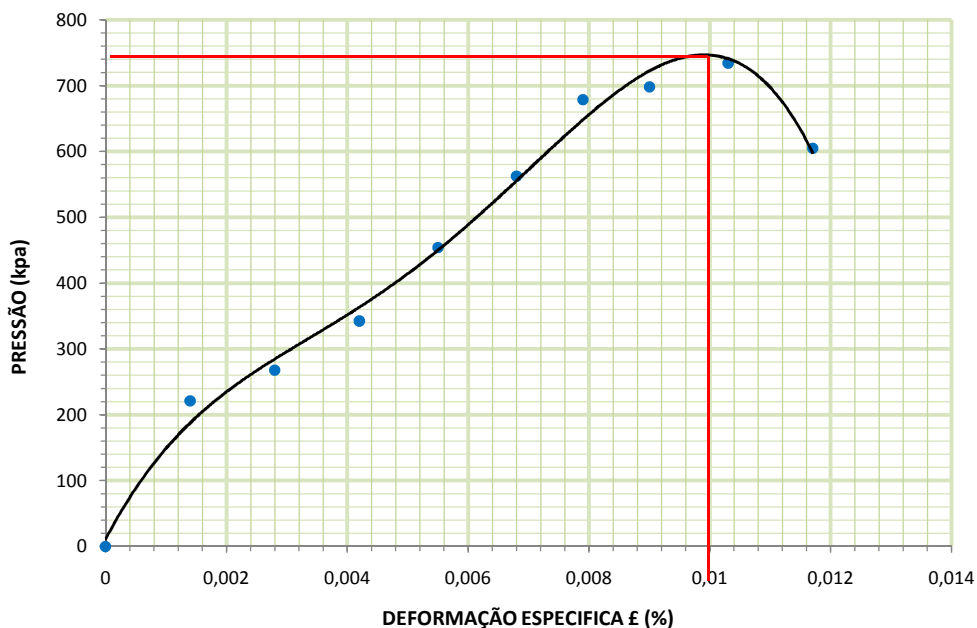
CROQUIS:

CÁPSULA Nº	14	15	13
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	71,61	73,21	58,81
AMOSTRA SECA + TARA (g)	70,65	72,42	58,33
PESO DA TARA (g)	18,56	19,4	18,81
PESO DA ÁGUA (g)	0,96	0,79	0,48
PESO DO SOLO SECO (g)	52,09	53,02	39,52
UMIDADE (%)	1,84%	1,49%	1,21%
UMIDADE MÉDIA (%)	1,52%		



ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL		LEITURA DA GARGA		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA			ÁREA CORRIGIDA	PRESSÃO
	MINUTOS	mm	mm	um	g	ε	ε %		
0,06	14	0,140	5	42,3	0,014286	0,14%	0,985714	19,13	2,21
0,12	28	0,280	10	52,0	0,028571	0,28%	0,971429	19,41	2,68
0,18	42	0,420	18	67,5	0,042857	0,42%	0,957143	19,70	3,43
0,24	55	0,550	30	90,7	0,056122	0,55%	0,943878	19,98	4,54
0,30	68	0,680	42	114,0	0,069388	0,68%	0,93061	20,26	5,63
0,36	79	0,790	55	139,2	0,080612	0,79%	0,919388	20,51	6,79
0,42	90	0,900	58	145,0	0,091837	0,90%	0,908163	20,76	6,98
0,48	103	1,030	63	154,7	0,105102	1,03%	0,894898	21,07	7,34
0,54	117	1,170	50	129,5	0,119388	1,17%	0,880612	21,41	6,05



RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO
P = máx

742
kpa

Obs:
OPERADOR: _____ VISTO: _____

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

DNER-IE
004/94



LOCAL:	TUNEL VENEZA	ESTACA:	50+173	70M D	PROFUNDIDADE:	-	
SONDAGEM:	BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA:	9	DATA EXECUÇÃO:			29/10/2013
COORDENADA:	490404-9184107						

PESO DO CORPO-DE-PROVA (g):	282,33	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²):	18,10
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm):	4,8	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³):	168,29
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm):	9,30	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,678

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

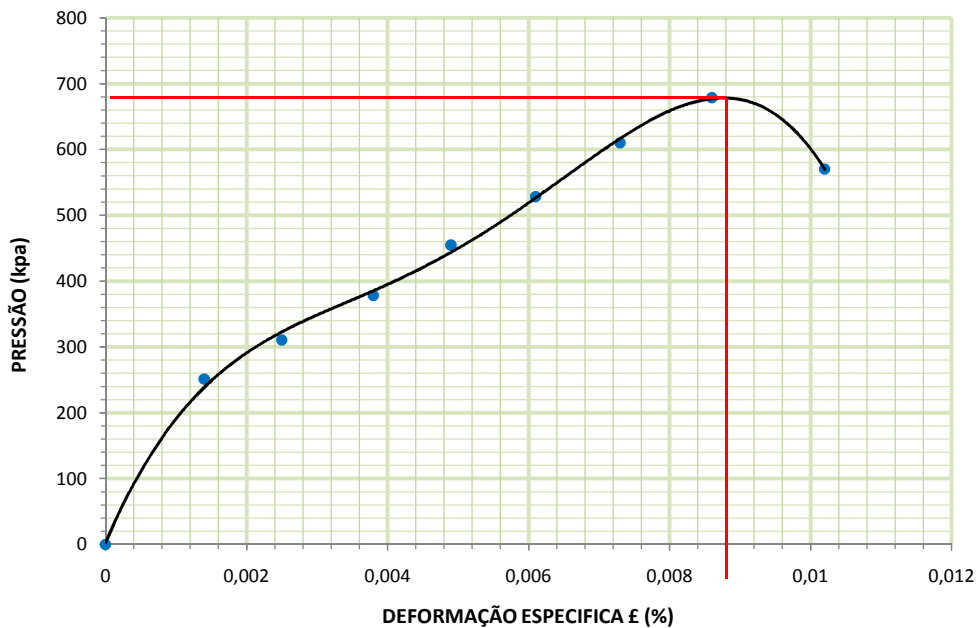
CÁPSULA Nº	101	117	140
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	29,34	35,84	32,86
AMOSTRA SECA + TARA (g)	29,12	35,46	32,58
PESO DA TARA (g)	8,02	8,2	8,12
PESO DA ÁGUA (g)	0,22	0,38	0,28
PESO DO SOLO SECO (g)	21,1	27,26	24,46
UMIDADE (%)	1,04%	1,39%	1,14%
UMIDADE MÉDIA (%)	1,19%		

CROQUIS:



ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO MINUTOS	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL mm		LEITURA DA GARGA um / g		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA ε / ε %		1-ε	ÁREA CORRIGIDA cm ²	PRESSÃO Kgf/cm ² ou (10 ⁻¹ kpa)
	mm	mm	um	g	ε	ε %			
0,06	14	0,140	7	46,2	0,015054	0,14%	0,984946	18,37	2,51
0,12	25	0,250	13	57,8	0,026882	0,25%	0,973118	18,60	3,11
0,18	38	0,380	20	71,4	0,040860	0,38%	0,95914	18,87	3,78
0,24	49	0,490	28	86,9	0,052688	0,49%	0,947312	19,10	4,55
0,30	61	0,610	36	102,4	0,065591	0,61%	0,93441	19,37	5,29
0,36	73	0,730	45	119,8	0,078495	0,73%	0,921505	19,64	6,10
0,42	86	0,860	53	135,3	0,092473	0,86%	0,907527	19,94	6,79
0,48	102	1,020	43	115,9	0,109677	1,02%	0,890323	20,32	5,70



Obs:

OPERADOR:

VISTO:

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

DNER-IE
004/94



LOCAL:	TUNEL VENEZA	ESTACA:	50+173 70M D	PROFUNDIDADE:	-
SONDAGEM:	BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA:	18	DATA EXECUÇÃO:	29/10/2013
COORDENADA:	490404-9184107				
PESO DO CORPO-DE-PROVA (g):	327,64	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²):	18,10		
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm):	4,8	2,40	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³):	180,96	
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm):	10,00	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,811		

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

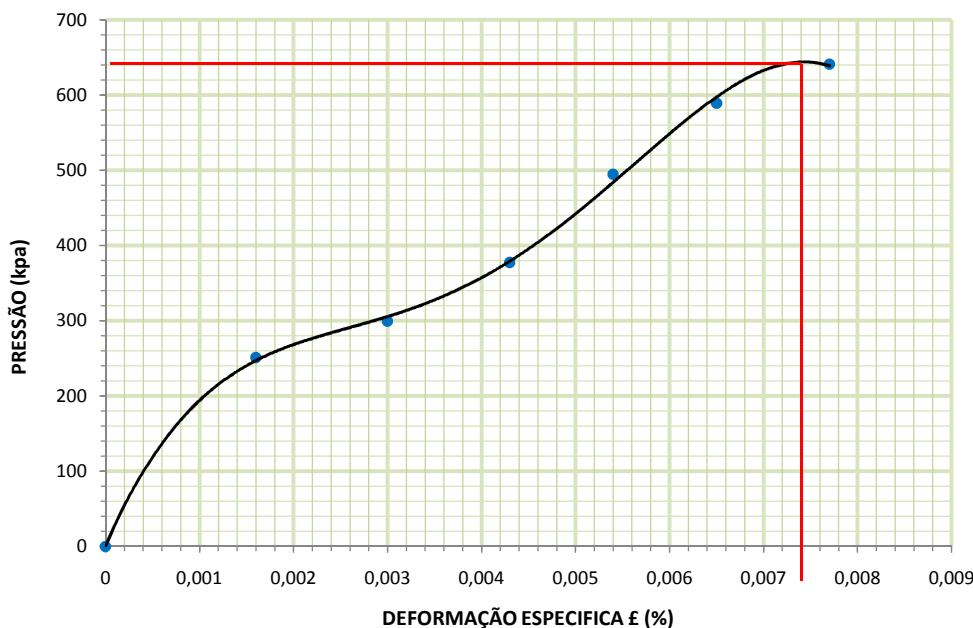
CROQUIS:

CÁPSULA Nº	116	111	120
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	32,81	38,84	39,78
AMOSTRA SECA + TARA (g)	32,27	38,04	38,67
PESO DA TARA (g)	8,91	8,58	7,47
PESO DA ÁGUA (g)	0,54	0,8	1,11
PESO DO SOLO SECO (g)	23,36	29,46	31,2
UMIDADE (%)	2,31%	2,72%	3,56%
UMIDADE MÉDIA (%)	2,86%		



ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO MINUTOS	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL		LEITURA DA GARGA		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA			ÁREA CORRIGIDA cm ²	PRESSÃO Kg/cm ² ou (10 ⁻¹ kpa)
	mm	mm	um	g	ε	ε %	1-ε		
0,06	16	0,160	7	46,2	0,016000	0,16%	0,984	18,39	2,51
0,12	30	0,300	12	55,9	0,030000	0,30%	0,97	18,66	2,99
0,18	43	0,430	20	71,4	0,043000	0,43%	0,957	18,91	3,77
0,24	54	0,540	32	94,6	0,054000	0,54%	0,946	19,13	4,95
0,30	65	0,650	42	114,0	0,065000	0,65%	0,93500	19,35	5,89
0,36	77	0,770	48	125,6	0,077000	0,77%	0,923	19,61	6,41



RESISTÊNCIA A
COMPRESSÃO
P= máx
640
kpa

Obs:
OPERADOR: _____ VISTO: _____

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

DNER-IE
004/94



LOCAL:	TUNEL VENEZA	ESTACA:	50+173 70M D	PROFUNDIDADE:	-
SONDAGEM:	BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA:	19	DATA EXECUÇÃO:	29/10/2013
COORDENADA:	490404-9184107				

PESO DO CORPO-DE-PROVA (g):	316,50	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²):	18,86
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm):	4,9 2,45	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³):	182,92
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm):	9,70	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,730

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

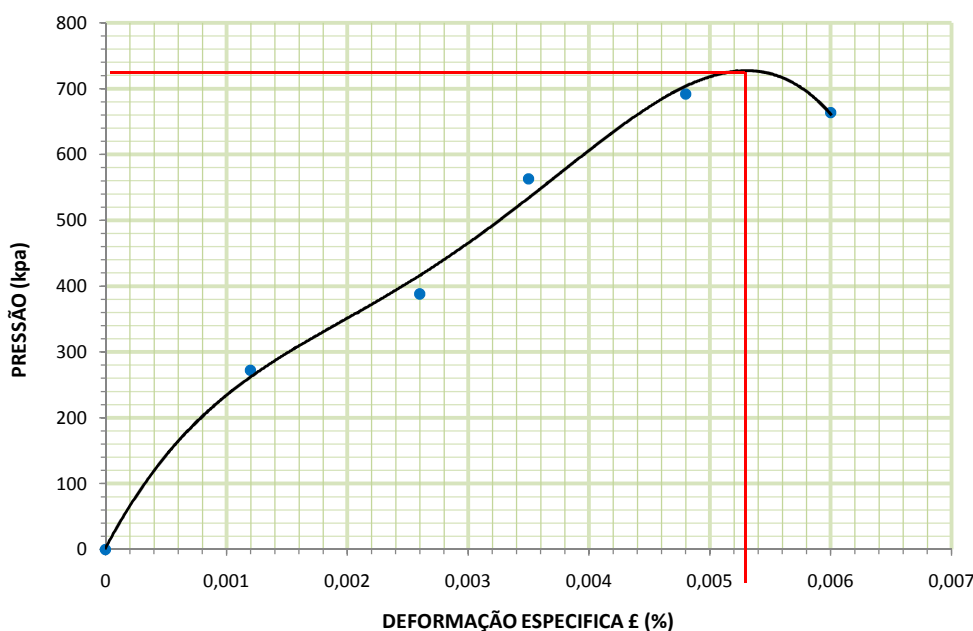
CÁPSULA Nº	112	133	138
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	38,46	35,44	30,02
AMOSTRA SECA + TARA (g)	37,98	35,05	29,72
PESO DA TARA (g)	9,35	8,48	8,43
PESO DA ÁGUA (g)	0,48	0,39	0,3
PESO DO SOLO SECO (g)	28,63	26,57	21,29
UMIDADE (%)	1,68%	1,47%	1,41%
UMIDADE MÉDIA (%)	1,52%		

CROQUIS:



ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO MINUTOS	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL		LEITURA DA GARGA		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA			ÁREA CORRIGIDA	PRESSÃO
	mm	mm	um	g	ε	ε %	1-ε	cm ²	Kgf/cm ² ou (10 ⁻¹ kpa)
0,06	12	0,120	10	52,0	0,012371	0,12%	0,987629	19,09	2,72
0,12	26	0,260	22	75,2	0,026804	0,26%	0,973196	19,38	3,88
0,18	35	0,350	40	110,1	0,036082	0,35%	0,963918	19,56	5,63
0,24	48	0,480	54	137,3	0,049485	0,48%	0,950515	19,84	6,92
0,30	60	0,600	52	133,4	0,061856	0,60%	0,93814	20,10	6,64



RESISTÊNCIA A
COMPRESSÃO
P= máx

724

kpa

Obs:
OPERADOR: _____ VISTO: _____

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

DNER-IE
004/94



LOCAL:	TUNEL VENEZA	ESTACA:	50+173	70M D	PROFUNDIDADE:	-
SONDAGEM:	BLOCO INDEFORMADO	AMOSTRA:	20		DATA EXECUÇÃO:	29/10/2013
COORDENADA:	490404-9184107					

PESO DO CORPO-DE-PROVA (g):	323,15	ÁREA DO CORPO-DE-PROVA (cm ²):	18,10
DIÂMETRO DO CORPO-DE-PROVA (cm):	4,8	VOLUME DO CORPO-DE-PROVA (cm ³):	180,96
ALTURA DO CORPO-DE-PROVA (cm):	10,00	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,786

DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

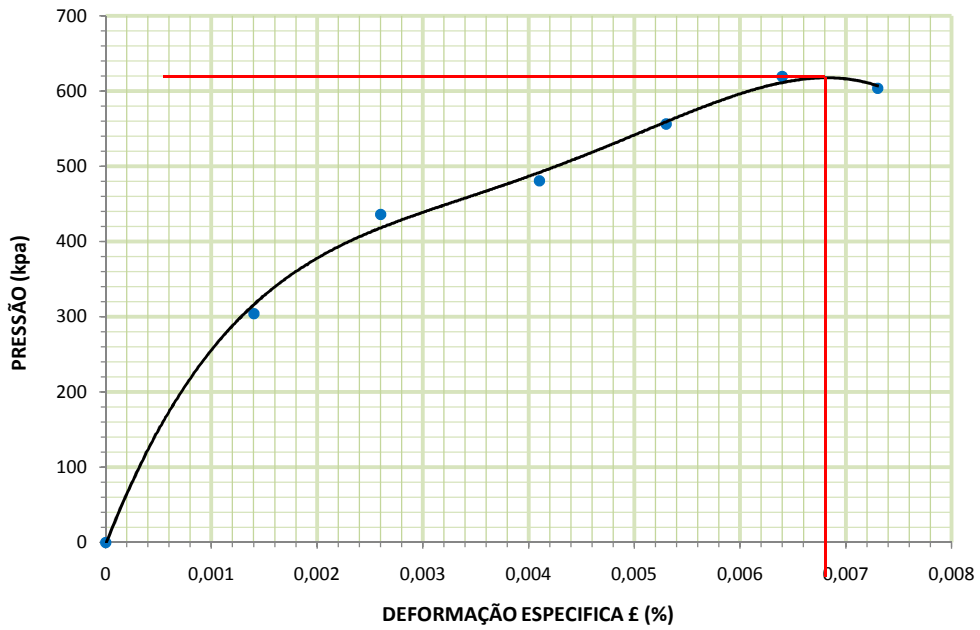
CÁPSULA Nº	129	114	122
AMOSTRA ÚMIDA + TARA (g)	34,4	30,85	30,17
AMOSTRA SECA + TARA (g)	33,88	30,32	29,41
PESO DA TARA (g)	9,08	8,52	8,14
PESO DA ÁGUA (g)	0,52	0,53	0,76
PESO DO SOLO SECO (g)	24,8	21,8	21,27
UMIDADE (%)	2,10%	2,43%	3,57%
UMIDADE MÉDIA (%)	2,70%		

CROQUIS:



ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO CONTROLADA

TEMPO DE ENSAIO MINUTOS	LEITURA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL mm		LEITURA DA GARGA um g		DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA ε ε % 1-ε			ÁREA CORRIGIDA cm ²	PRESSÃO Kg/cm ² ou (10 ⁻¹ kpa)
	mm	mm	um	g	ε	ε %	1-ε	cm ²	Kg/cm ² ou (10 ⁻¹ kpa)
0,06	14	0,140	12	55,9	0,014000	0,14%	0,986	18,35	3,04
0,12	26	0,260	25	81,1	0,026000	0,26%	0,974	18,58	4,36
0,18	41	0,410	30	90,7	0,041000	0,41%	0,959	18,87	4,81
0,24	53	0,530	38	106,3	0,053000	0,53%	0,947	19,11	5,56
0,30	64	0,640	45	119,8	0,064000	0,64%	0,93600	19,33	6,20
0,36	73	0,730	44	117,9	0,073000	0,73%	0,927	19,52	6,04



RESISTÊNCIA A
COMPRESSÃO
P= máx

620

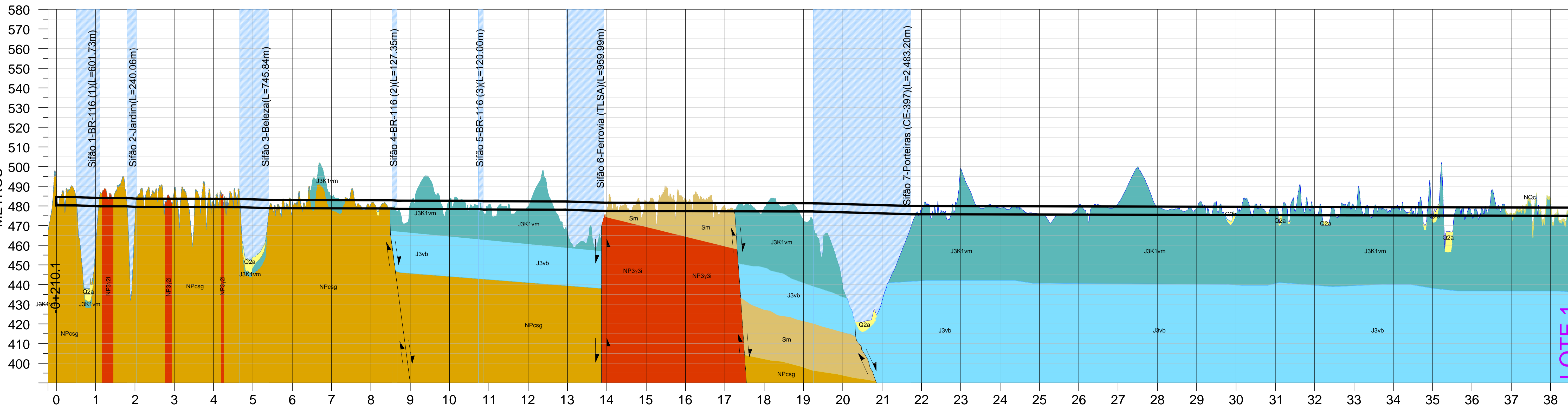
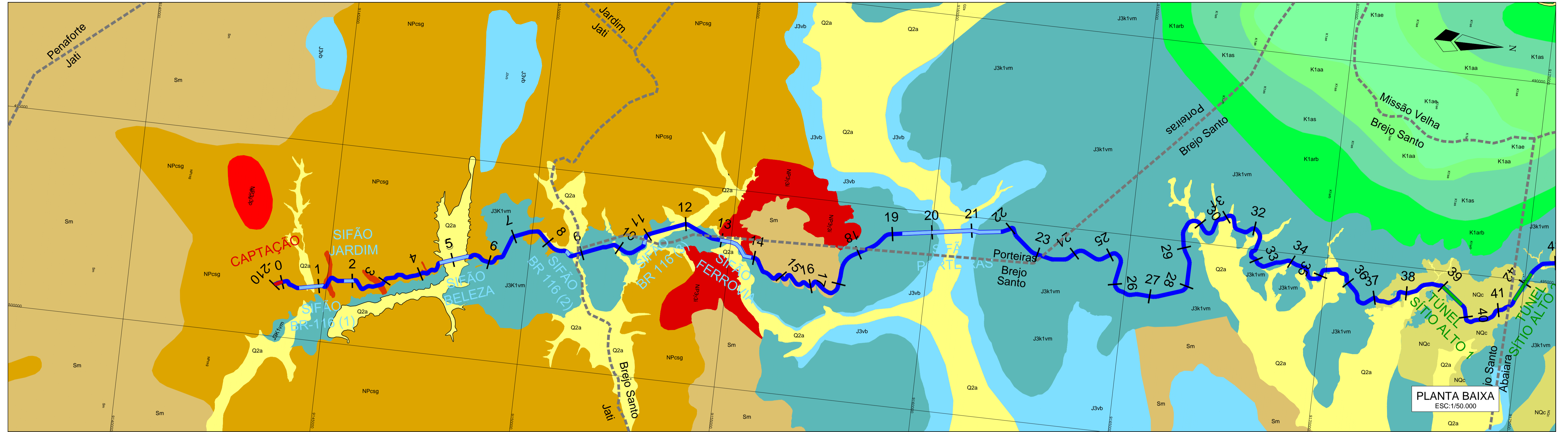
kpa

Obs:
OPERADOR: _____ VISTO: _____

SONDAGENS ROTATIVAS SUBTRECHO 1.4

Cód. Resumo	Dados de campo								Novo traçado-Projeto executivo		
	GPS Garmin		Data	Estaca de campo	Distância eixo	Local	Profundidade	Empresa	Estaca PE	Distância	Cota
	E	N									
km 111+080 a km 112+000											
26	454487	9206843	03/06/2012	118100	No eixo	T. Boa Vista	36	FAS	111384	30	493
27	454578	9206823	06/07/2012	118010	No eixo	T. Boa Vista	27	FAS	111292	15	492
34	454661	9206801	17/07/2012	117928	No eixo	T. Boa Vista	9	FAS	111207	7	467
35	454388	9206916	15/07/2012	118220	No eixo	T. Boa Vista	28	FAS	111503	3	484
36	454314	9206946	25/07/2012	118300	No eixo	T. Boa Vista	11	FAS	111583	3	469
58	454622	9206813	26/10/2012	117955	No eixo	T. Boa Vista	31	FAS	111248	10	482
59	454481	9206877	06/10/2012	118100	No eixo	T. Boa Vista	35	FAS	111403	3	494
km 112+000 a km 113+000											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km 113+000 a km 114+000											
94	454064	9208375	28/05/2013	113560	No eixo	Canal	16	Geosolo	113597	34	471
96	454029	9208381	31/05/2013	113580	No eixo	Canal	18	GeoEcologia	113616	6	471
114	453907	9208688	11/10/2013	113946	Direita	Canal	14	Geosolo	113946	14	472
km 114+000 a km 115+000											
112	453828	9208996	01/10/2013	114276	Esquerda	Canal	28	Geosolo	114276	28	474
113	453874	9209014	04/10/13	114278	Direita	Canal	28	Geosolo	114278	22	474
km 115+000 a km 116+000											
110	453051	9209750	18/09/2013	115952	Esquerda	Canal	34	Geosolo	115952	27	480
111	453095	9209782	21/09/2013	115973	Direita	Canal	28	Geosolo	115973	26	481
km 114+000 a km 119+000											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km 119+000 a km 120+000											
102	452456	9212345	28/06/2013	119326	No eixo	Canal	30	GeoEcologia	119383	18	495
103	452431	9212309	02/07/2013	119326	No eixo	Canal	34	GeoEcologia	119375	26	495
km 120+000 a km 123+000											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km 123+000 a km 124+000											
89	449405	9210253	16/05/2013	127260	No eixo	Canal 29	8	FAS	123795	16	513
km 124+000 a km 125+000											
88	448646	9210477	14/05/2013	128100	No eixo	Canal 28	8	FAS	124823	6	517
km 125+000 a km 126+000											
85	448290	9210862	27/04/2013	128630	No eixo	T. Cruzeiro	59	FAS	125386	6	520
86	448108	9210996	03/05/2013	128656	No eixo	T. Cruzeiro	16	FAS	125612	8	520
87	448065	9211028	08/05/2013	128910	No eixo	T. Cruzeiro	15	FAS	125666	6	521
91	448202	9210928	23/05/2013	128740	No eixo	T. Cruzeiro	42	GeoEcologia	125496	4	520
92	448545	9210711	24/05/2013	128560	No eixo	Canal	20	FAS	125081	18	518
km 126+000 a km 127+000											
90	447388	9211878	22/05/2013	130180	No eixo	Canal	30	Geosolo	126973	7	526
93	447392	9211917	24/05/2013	130200	No eixo	Canal	25	Geosolo	126993	35	526
95	447358	9211851	29/05/2013	130200	No eixo	Canal	20	Geosolo	126982	40	526
km 127+000 a km 128+000											
97	447037	9212054	07/06/2013	127420	No eixo	Canal	12	Geosolo	127421	16	528
km 128+000 a km 129+000											
71	446022	9212588	21/12/2012	131932	No eixo	T.Pai Mané	17	FAS	128744	0	534
72	445990	9212587	11/01/2013	131964	No eixo	T.Pai Mané	20	FAS	128776	4	534
73	445954	9212587	23/01/2013	132000	No eixo	T.Pai Mané	30	FAS	128812	8	534
78	445894	9212586	02/02/2013	132060	No eixo	T.Pai Mané	36	FAS	128872	8	534
82	445804	9212584	09/03/2013	123150	No eixo	T.Pai Mané	31	FAS	128962	2	534
km 129+000 a km 130+000											
83	445750	9212583	15/04/2013	132204	No eixo	T.Pai Mané	18	FAS	129016	4	535
84	445728	9212583	17/04/2013	132220	No eixo	T.Pai Mané	12	FAS	129038	2	535
108	445089	9212571	10/09/2013	129700	No eixo	Canal	10	Geosolo	129700	1	537
109	445032	9212553	11/09/2013	129760	No eixo	Canal	9	Geosolo	129760	0	538
km 130+000 a km 135+000											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km 135+000 a km 136+000											
74	440580	9214666	17/01/2013	140200	No eixo	T. Carnauba	10	GeoEcologia	135712	8	562
75	440365	9214807	04/02/2013	140240	No eixo	T. Carnauba	40	GeoEcologia	135969	9	563
76	440432	9214763	09/02/2013	140160	No eixo	T. Carnauba	30	GeoEcologia	135889	9	563
77	440482	9214730	27/02/2013	140100	No eixo	T. Carnauba	26	GeoEcologia	135829	9	563
79	440508	9214714	12/03/2013	140070	No eixo	T. Carnauba	25	GeoEcologia	135798	2	563
80	440526	9214738	19/03/2013	140070	Direita	T. Carnauba	20	GeoEcologia	135796	30	563
81	440541	9214692	22/03/2013	140030	No eixo	T. Carnauba	11	GeoEcologia	135759	1	563
km 136+000 a km 137+000											
98	440305	9214846	09/06/2013	136040	No eixo	T. Carnauba	32	FAS	136040	1	564
104	440298	9214887	17/08/2013	136068	Direita	T. Carnauba	35	Geosolo	136069	31	564
105	440265	9214836	27/08/2013	136068	Esquerda	T. Carnauba	35	Geosolo	136068	32	564
km 137+000 a km 140+000											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km 140+000 a km 141+000											
99	436801	9214985	10/06/2013	140380	No eixo	Canal	16	GeoEcologia	140353	27	582
100	436751	9214996	11/06/2013	140280	No eixo	Canal	14	GeoEcologia	140383	20	582
101	436783	9214917	14/06/2013	140470	No eixo	Canal	19	GeoEcologia	140455	28	582

MAPA GEOLÓGICO DO ESTADO DO CEARÁ - (CPRM- 2003- MODIFICAÇÕES DE CAMPO)



LEGENDA GEOLÓGICA

Q2a	Depósitos aluviais (L=6.5km / 8.73%)	NQ1	Depósitos de tálus (L=1.9 km / 2.54%)	NQc	Coberturas sedimentares (L=12.81km / 17.04%)	K1arb	Arenitos: Siltitos e folhelhos (L=17.15km / 22.81%)	J3K1vm	Arenitos (L=26.34km / 35.04%)	J3vb	Folhelhos e Siltitos (L=0.59km / 0.79%)	Sm	Arenitos e conglomerados (L=3.35km / 4.46%)
NP3g2i	Suite Granitóide Itaporanga (L=0.51km / 0.68%)	NP3g3i	Indiferenciada: Granitoides (L=0.10km / 0.14%)	NP3g4i	Filtos, micaxitos, metasiltitos e metarenitos (L=5.89km / 7.80%)								

LEGENDA:

—	CANAL - TRECHO 01
—	SIFÃO
—	TÚNEL
—	ESTRADA
—	RODOVIAS FEDERAIS
—	RODOVIAS ESTADUAIS

NOTAS:

1. PRANCHA REDUZIDA DO FORMATO A1 PARA O FORMATO A3. ESCALAS DOS DESENHOS TAMBÉM ESTÃO REDUZIDAS À METADE DO VALOR INDICADO.

REVISÕES

N°	DESCRIÇÃO	DATA	EXEC.	VERIF.	APROV.
0	EMISSÃO INICIAL	JUN/2013	BKL	SNT	SNT

GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
Secretaria dos Recursos Hídricos - SRH
CAC - CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ
PROJETO EXECUTIVO DO 1º TRECHO JATI / RIO CARIUS COM 153,6 KM DO CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ - CAC
Projeto Executivo Subtrecho 1.1

VBA

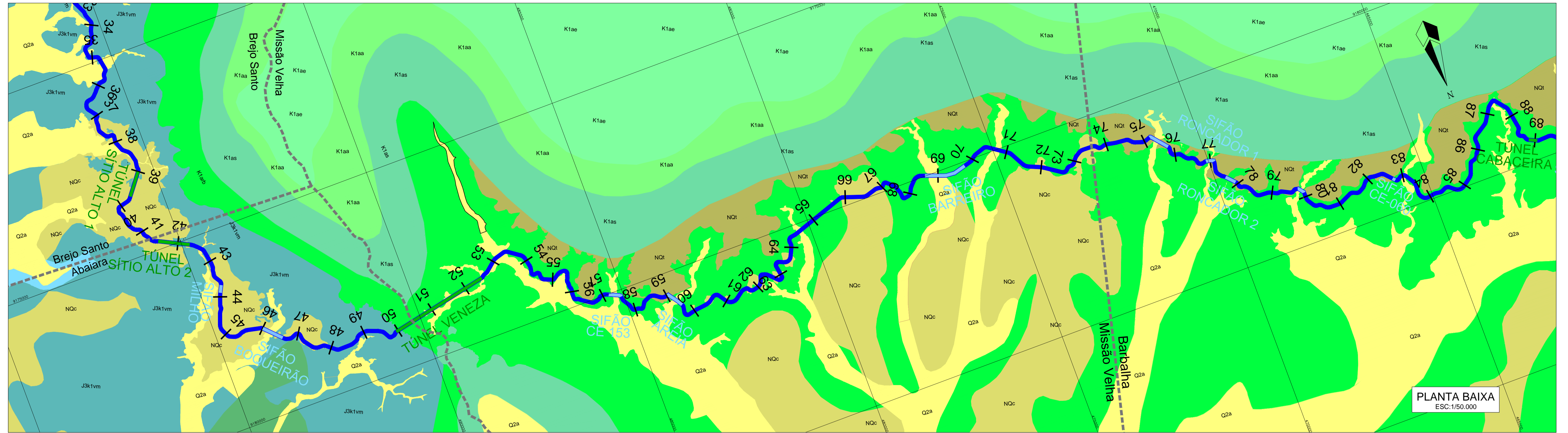
DES.: BKL
VISTO: SNT
APROV.: SNT
ESCALA: INDICADA

CONTEGDO:

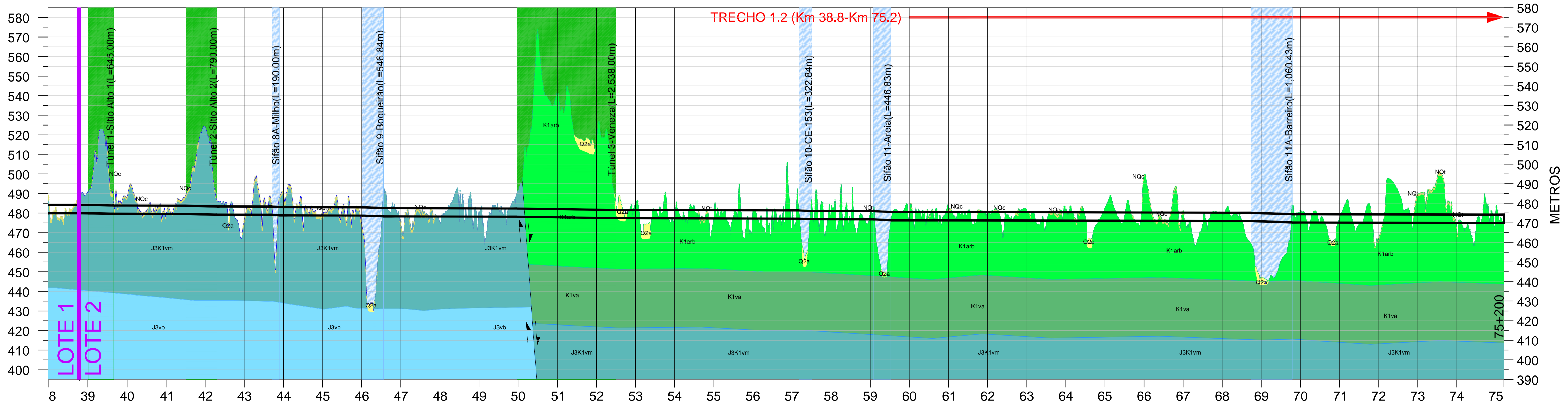
LOCAL: FORTALEZA/CE
DATA: JUN/2013
REV.: 001/001
FOLHA: 0
N° DO DESENHO: DAC-PE-11-11-05-011-C199-GW-005

Planta e Perfil Geológico

MAPA GEOLÓGICO DO ESTADO DO CEARÁ - (CPRM- 2003- MODIFICAÇÕES DE CAMPO)



PLANTA BAIXA
ESC:1/50.000



PERFIL
ESC:1/50.000

LEGENDA GEOLÓGICA

Q2a	Depósitos aluviais (L=6.5km / 8.73%)	NQt	Depósitos de tálias (L=1.9 km / 2.54%)	NQc	Coberturas sedimentares (L=12.81km / 17.04%)	K1arb	Arenitos- Siltitos e folhelhos (L=17.15km / 22.81%)	J3K1vm	Arenitos (L=26.34km / 35.04%)	J3vb	Folhelhos e Siltitos (L=0.59km / 0.79%)	Sm	Arenitos e conglomerados (L=3.35km / 4.46%)
NP32i	Suite Granitóide Itaporanga (L=0.51km / 0.68%)	NP32a	Indiferenciada: Granitoides (L=0.10km / 0.14%)	NPcsg	Filitos, micaxistos, metasiltitos e metarenitos (L=5.89km / 7.80%)								

LEGENDA:

	CANAL - TRECHO 01
	SIFÃO
	TUNEL
	ESTRADA
	RODOVIAS FEDERAIS
	RODOVIAS ESTADUAIS

NOTAS :

1. PRANCHA REDUZIDA DO FORMATO A1 PARA O FORMATO A3. ESCALAS DOS DESENHOS TAMBÉM ESTÃO REDUZIDAS À METADE DO VALOR INDICADO.

REVISÕES				
Nº	DESCRIÇÃO	DATA	EXEC.	VERIF. APROV.
0	EMISSÃO INICIAL	JUN/2013	BKL	SNT SNT

GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
Secretaria dos Recursos Hídricos - SRH

CAC - CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ
PROJETO EXECUTIVO DO 1º TRECHO JATI / RIO CARIUS COM 153,8 KM DO CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ - CAC

Projeto Executivo Subtrecho 1.2

CONTEÚDO: Planta e Perfil Geológico

LOCAL: FORTALEZA/CE

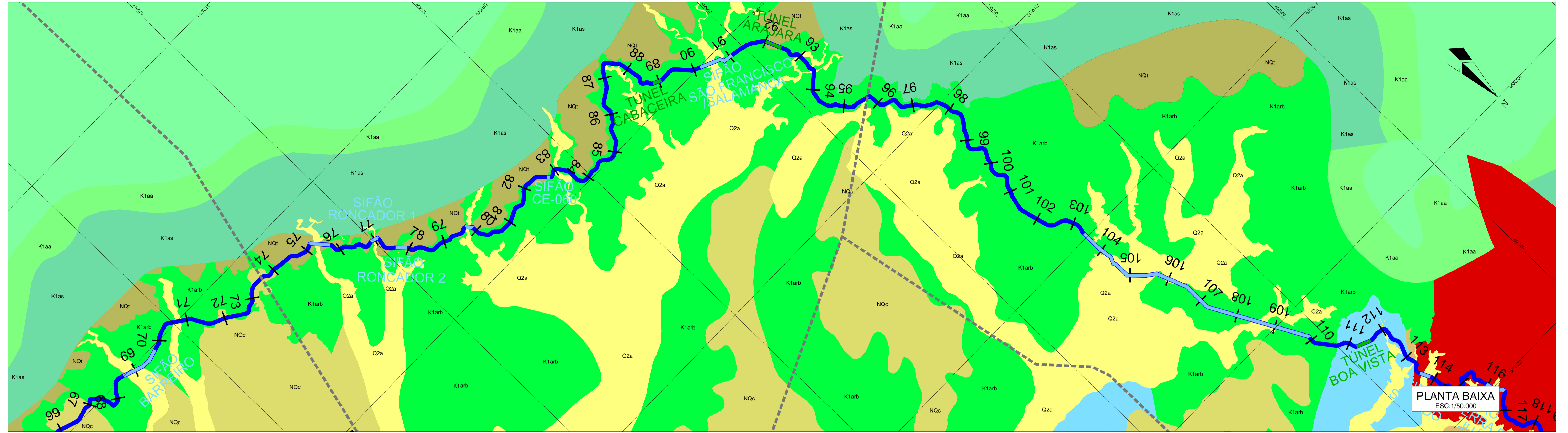
DATA: JUN/2013

FOLHA: 001/001

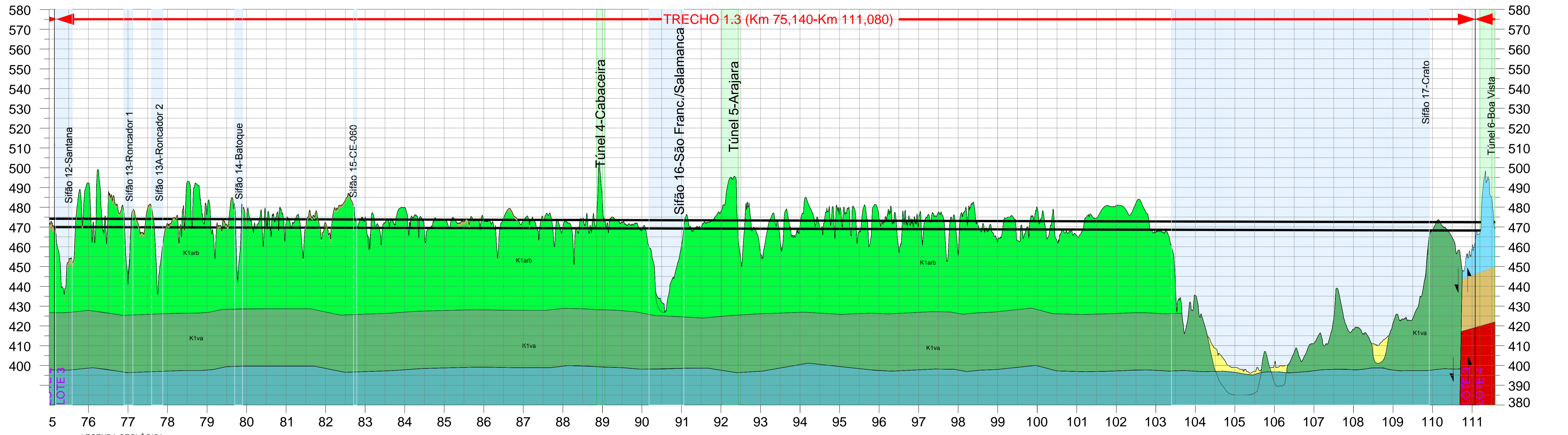
Nº DO DESENHO: 001-11-03-011-C1P2-REV-00

ESCALA: INDICADA

MAPA GEOLÓGICO DO ESTADO DO CEARÁ - (CPRM- 2003- MODIFICAÇÕES DE CAMPO)



PLANTA BAIXA
ESC:1/50.000



PERFIL
ESC:1/50.000

LEGENDA GEOLÓGICA

Q2a	Depósitos aluviais (L=6.5km / 8.73%)	NQt	Depósitos de tálus (L=12.81km / 17.04%)	NQc	Coberturas sedimentares (L=12.81km / 17.04%)	K1arb	Arenitos: Siltitos e folhelhos (L=17.15km / 22.81%)	J3K1vm	Arenitos (L=26.34km / 35.04%)	J3vb	Folhelhos e Siltitos (L=0.59km / 0.79%)	Sm	Arenitos e conglomerados (L=3.35km / 4.46%)
NP3a	Suíte Granítica Itaporanga (L=0.51km / 0.68%)	NP3b	Indiferenciada: Granitoides (L=0.10km / 0.14%)	NP3c	Filtos, micaxitos, metassiltitos e metarenitos (L=5.89km / 7.80%)								

LEGENDA:

—	CANAL - TRECHO 01
—	SIFÃO
—	TÚNEL
—	ESTRADA
---	RODOVIAS FEDERAIS
---	RODOVIAS ESTADUAIS

NOTAS:

1. PRANCHA REDUZIDA DO FORMATO A1 PARA O FORMATO A3. ESCALAS DOS DESENHOS TAMBÉM ESTÃO REDUZIDAS À METADE DO VALOR INDICADO.

REVISÕES

Nº	DESCRIÇÃO	DATA	EXEC.	VERIF.	APROV.
0	EMISSÃO INICIAL	JUN/2013	BKL	SNT	SNT

GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
Secretaria dos Recursos Hídricos - SRH

CAC - CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ
PROJETO EXECUTIVO DO 1º TRECHO JATI / RIO CARIUS COM 153,6 KM DO CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ - CAC

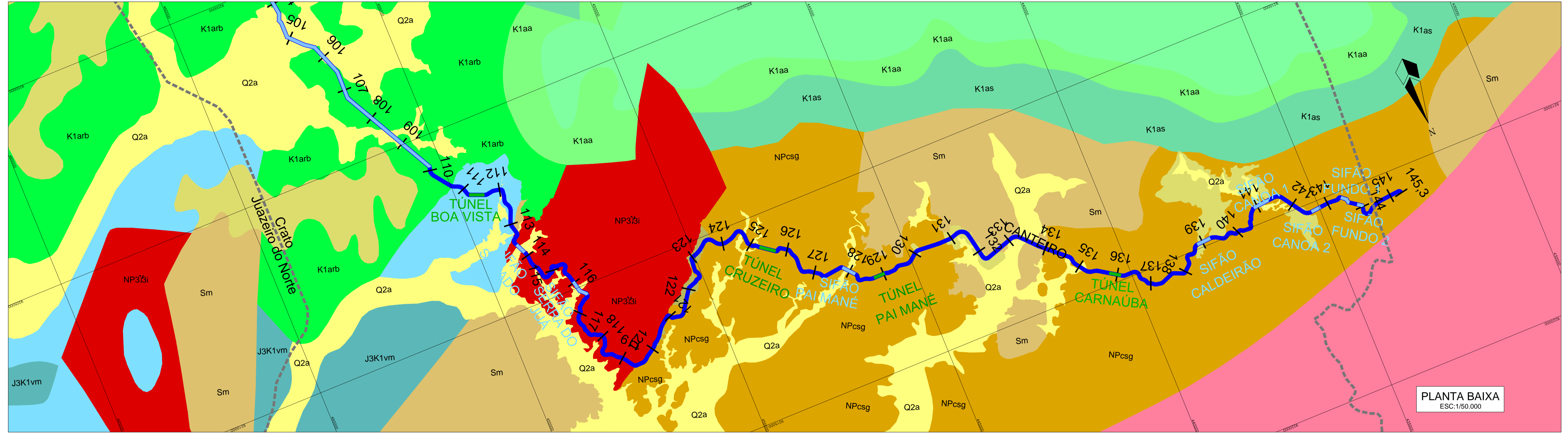
Projeto Executivo Subtrecho 1.3

Planta e Perfil Geológico

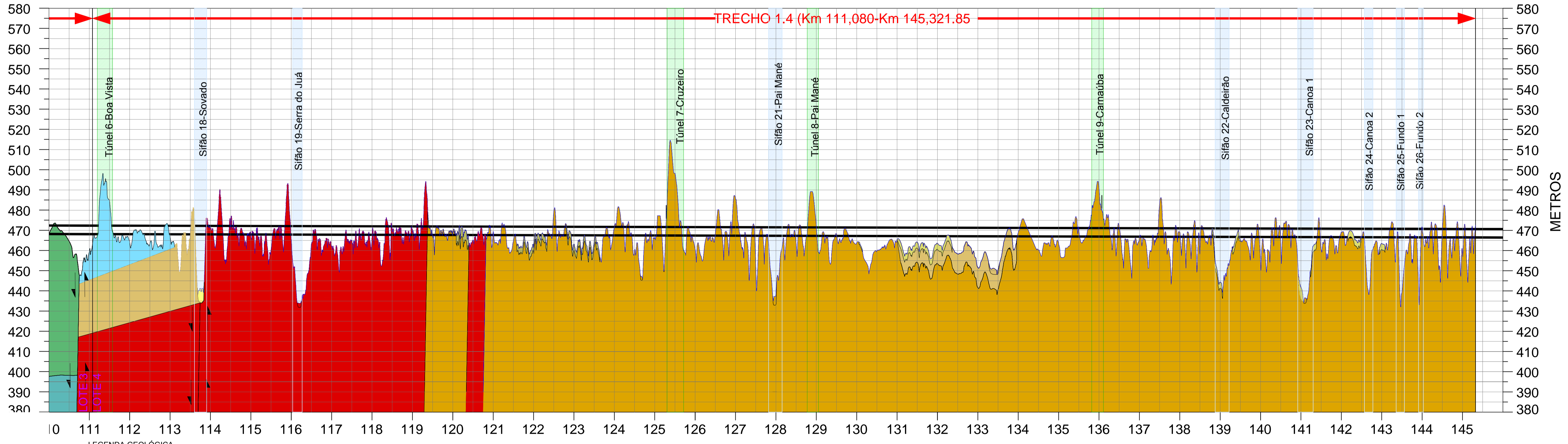
CONTEGDO: BKL
VISTO: SNT
APROV.: SNT
ESCALA: INDICADA

LOCAL: FORTALEZA/CE
DATA: JUN/2013
REV.: 001/001
FOLHA: 001/001
Nº DO DESENHO: 001/001
OC-PE-111-03-011-C1PP-GEV-005

MAPA GEOLÓGICO DO ESTADO DO CEARÁ - (CPRM- 2003- MODIFICAÇÕES DE CAMPO)



PLANTA BAIXA
ESC:1/50.000



METROS

PERFIL
ESC:1/50.000

LEGENDA GEOLÓGICA

Q2a	Depósitos aluviais (L=6,5km / 8,73%)	NQt	Depósitos de tálus (L=1,9 km / 2,54%)	NQc	Coberturas sedimentares (L=12,81km / 17,04%)	K1arb	Arenitos- Siltitos e folhelhos (L=17,15km / 22,81%)	J3K1vm	Arenitos (L=26,34km / 35,04%)	J3vb	Folhelhos e Siltitos (L=0,59km / 0,79%)	Sm	Arenitos e conglomerados (L=3,35km / 4,46%)
NP3/3i	Suíte Granítica Itapora (L=0,51km / 0,68%)	NP3/3a	Indiferenciada: Granitoides (L=0,10km / 0,14%)	NPcsg	Filitos, micaxitos, metassiltitos e metarenitos (L=5,89km / 7,80%)								

LEGENDA:

- CANAL - TRECHO 01
- SIFÃO
- TUNEL
- ESTRADA
- RODOVIAS FEDERAIS
- RODOVIAS ESTADUAIS

NOTAS:

- PRANCHA REDUZIDA DO FORMATO A1 PARA O FORMATO A3. ESCALAS DOS DESENHOS TAMBÉM ESTÃO REDUZIDAS À METADE DO VALOR INDICADO.

REVISÕES

Nº	DESCRIÇÃO	DATA	EXEC.	VERIF.	APROV.
0	EMISSÃO INICIAL	JUN/2013	BKL	SNT	SNT

GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
Secretaria dos Recursos Hídricos - SRH

CAC - CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ
PROJETO EXECUTIVO DO 1º TRECHO JATI / RIO CARIUS COM 153,8 KM DO CINTURÃO DE ÁGUAS DO CEARÁ - CAC

Projeto Executivo Subtrecho 1.4

Planta e Perfil Geológico

LOCAL: FORTALEZA/CE
DATA: JUN/2013
FOLHA: 001/001
Nº DO DESENHO: CAC-PE-111-003-011-1-01-PE-PLA-00