

TÉCNICAS CONSTRUTIVAS DE TÚNEIS DE TRAVESSIA

VINÍCIUS RESENDE DOMINGUES

ORIENTADOR: PROF. ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD
CO-ORIENTADORA: NEUSA MARIA BEZERRA MOTA, DSc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

Abril 2016

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

TÉCNICAS CONSTRUTIVAS DE TÚNEIS DE TRAVESSIA

VINÍCIUS RESENDE DOMINGUES

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD
CO-ORIENTADORA: NEUSA MARIA BEZERRA MOTA, DSc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM 269/2016

BRASÍLIA-DF: ABRIL DE 2016

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

TÉCNICAS CONSTRUTIVAS DE TÚNEIS DE TRAVESSIA

VINÍCIUS RESENDE DOMINGUES

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM GEOTECNIA.

APROVADA POR:

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**NEUSA MARIA BEZERRA MOTA, DSc (UnB)
(CO-ORIENTADORA)**

**JUAN FELIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**PAULO ANDRÉ CHARBEL, DSc (IFG)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 08 de ABRIL de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

DOMINGUES, VINÍCIUS RESENDE

Técnicas Construtivas de Túneis de Travessia. [Distrito Federal] 2016.

xix, 168 p. (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2016)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Túneis de Travessia

2. Técnicas Construtivas

3. Abordagem Numérica

4. Túneis Rasos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

DOMINGUES, V. R. (2016). Técnicas Construtivas de Túneis de Travessia. Dissertação de Mestrado, Publicação G-DM-269/2016, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Vinícius Resende Domingues

TÍTULO: Técnicas Construtivas de Túneis de Travessia.

GRAU: MESTRE ANO: 2016

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Vinícius Resende Domingues

SHIS QI 15 Conjunto 10 Casa 16, Lago Sul.

CEP: 71635-300, Lago Sul-DF-Brasil

A Deus, minha família e amigos. Estes são os que sempre me impulsionam em direção às vitórias dos meus desafios.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus por me dar força nos momentos difíceis e por estar sempre ao meu lado;

Aos meus pais José Renato Domingues de Souza e Ghislaine da Conceição Resende de Souza por estarem sempre presentes;

Ao eterno amigo e irmão João Paulo Resende Domingues pela amizade e por me acompanhar nos mais diversos caminhos da vida;

A minha noiva Patrícia Silveira de Freitas por sua maravilhosa companhia e apoio nos momentos mais difíceis. Muitíssimo obrigado por alegrar todos os meus dias com sua presença;

Ao Professor André Pacheco de Assis pela orientação, paciência e incentivo. Levarei a honra de ter sido seu aluno e a felicidade de ter convivido e aprendido tantas coisas contigo. Sou eternamente grato por toda confiança depositada e o tenho como um grande exemplo de professor, engenheiro e ser humano;

A Professora Neusa Maria Bezerra Mota pela orientação, pelos anos de aprendizado, incentivo e amizade;

Aos meus amigos que contribuíram das mais diversas formas para a realização deste trabalho;

Aos meus professores de graduação que foram peças chaves na minha formação, em menção especial a Jairo Furtado e Maruska Bueno;

Ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília e todos os seus professores, pela oportunidade de participar deste incrível programa e por compartilharem seus conhecimentos.

“Nenhuma grande vitória é possível sem que tenha sido precedida de pequenas vitórias sobre nós mesmos.”

L. M. Lenov

TÉCNICAS CONSTRUTIVAS DE TÚNEIS DE TRAVESSIA

RESUMO

O crescimento populacional e a concentração nos grandes centros urbanos aumentaram os desafios referentes à compreensão da interação ideal entre a população e as cidades. Para atender as necessidades emergenciais, as construções em superfície foram predominantes, acarretando em segregação de importantes áreas anteriormente habitadas pela população. Para ilustrar estas intervenções, tem-se como exemplo a substituição de praças por viadutos e estacionamentos. Neste contexto, a necessidade de obras subterrâneas, com intuito de revitalizar os grandes centros, tem crescimento exponencial quando se depara com um cenário urbano poluído por elementos segregadores e pela falta de espaço na superfície. Os desafios impostos à construção destes túneis em centros urbanos estão associados às condições do maciço e as interferências com estruturas existentes. Nestes casos, a relação da obra subterrânea com o maciço costuma ser problemática, pois em áreas urbanas os túneis tendem a ter baixa cobertura para facilitar a acessibilidade. Com relação às interferências com obras existentes, os métodos construtivos propostos não devem levar em conta apenas a estabilidade da escavação, pois também se deve valer os recalques admissíveis das estruturas dispostas no raio de influência da construção do túnel. O conhecimento obtido através de casos anteriores é fundamental para continuidade do aprendizado, aprimoramento das técnicas utilizadas e adequação aos tratamentos do maciço ao contexto local. É com este intuito que este trabalho acopla casos históricos que adotaram tratamentos diversos para superar os desafios impostos à construção de obras subterrâneas em ambientes urbanos. A abordagem numérica consistiu no estudo de técnicas construtivas distintas para viabilizar a escavação de um túnel de travessia, contextualizado em um perfil geotécnico típico da região de Brasília/DF. Neste estudo de caso apresentam-se três soluções distintas para construção de um túnel de travessia sobreposto ao Eixo Monumental, sem interrupção do funcionamento padrão das estruturas superficiais. O modelo desenvolvido se mostrou competente para simular a construção de túneis, sendo capaz de considerar as técnicas construtivas adotadas e as metodologias de tratamentos e melhorias do maciço. Além disso, comparou-se a metodologia abordada para o pórtico com uma técnica simplista de escavação em NATM. Os resultados obtidos permitem concluir que os túneis executados abaixo de um sistema rígido de pré-suporte podem apresentar vantagens nos casos que necessitam de uma cobertura menor que um diâmetro. Ressalta-se ainda que as técnicas construtivas abordadas neste trabalho, em especial nos casos históricos, podem ser combinadas de diferentes formas para se adequarem as particularidades locais.

CONSTRUCTION TECHNIQUES OF UNDERCROSSING TUNNELS

ABSTRACT

Population growth and concentration in large urban centers increased challenges related to comprehension of the ideal interaction between the population and cities. To address the emergency needs, the surface constructions were predominant, resulting in the segregation of important areas previously inhabited by the population. To illustrate these interventions, it is possible to set as an example the replacement of squares by viaducts and parking lots. In this context, the necessity for underground constructions, in order to revitalize the urban centers, has exponential growth when confronted with an urban setting polluted by segregating elements and lack of space on the surface. The challenges to the construction of these tunnels in urban centers are associated with soil conditions and interference with existing structures. In these cases, the relation between underground construction and the soil massif tends to be problematic, since the tunnels in urban areas tend to be shallow in order to facilitate accessibility. Regarding the interference with existing constructions, construction techniques should not only take into account the stability of the excavation, the admissible settlements of structures arranged in the area of influence of tunnel construction must also be evaluated. The knowledge obtained through previous cases is essential for continuity of learning, the improvement in the techniques and adaptation to the massive treatments to the local context. This work takes this experience into account and engages historical cases that have adopted various treatments to overcome challenges to the construction of underground constructions in urban areas. The numerical approach concerned the study of different construction techniques in order to enable the excavation of a undercrossing tunnel, contextualized in a typical geotechnical profile of Brasilia/DF. In this case study it was presented three different solutions for the construction of undercrossing tunnels superimposed on the Eixo Monumental, without interrupt the standard operation of surface structures. The numerical model is revealed as appropriate to simulate the construction of tunnels, allowing to consider the construction techniques besides the methodologies and treatments for massif improvements. Furthermore, it was compared the methodology discussed with a simplistic technique NATM. The results indicate that the tunnels built underneath a rigid pre-supporting system may have advantages in cases that require less coverage than one diameter. It is noteworthy that the construction techniques discussed in this work, especially in historical cases, can be combined in different ways to suit local conditions.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1.MOTIVAÇÃO DA PESQUISA.....	3
1.2.OBJETIVOS.....	3
1.3.METODOLOGIA	4
1.4.ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	5
2. TÚNEIS URBANOS DE BAIXA COBERTURA.....	6
2.1.TÚNEIS URBANOS.....	6
2.2.TÉCNICAS CONSTRUTIVAS ESPECIAIS DE TRAVESSIA	7
2.2.1.PÓRTICOS DE TUBOS JUSTAPOSTOS CRAVADOS	7
2.2.2.PÓRTICOS COMPOSTOS DE COLUNAS HORIZONTAIS DE <i>JET GROUTING</i>	10
2.2.3.NOVO MÉTODO AUSTRIACO PARA ABERTURA DE TÚNEIS (NATM).....	11
2.2.4.ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO	13
2.3.TÉCNICAS DE REFORÇO E MELHORIA DE MACIÇOS	14
2.3.1.MELHORIA DO MACIÇO COM APLICAÇÃO DE <i>JET GROUTING</i>	14
2.3.2.MELHORIA DO MACIÇO COM APLICAÇÃO DE ENFILAGENS TUBULARES INJETADAS	18
2.3.3.MELHORIA DO MACIÇO COM APLICAÇÃO DE CONCRETO PROJETADO.....	20
2.3.4.ESTABILIZAÇÃO DO MACIÇO COM APLICAÇÃO DA TÉCNICA CALOTA-BANCADA	21
2.3.5.ESTABILIZAÇÃO DO MACIÇO COM APLICAÇÃO DA TÉCNICA <i>SIDE DRIFT</i>	22
2.4.CASOS HISTÓRICOS DE TÚNEIS URBANOS	23
2.4.1.TÚNEIS DE TRAVESSIA NO MUNDO.....	24
2.4.1.1.TÚNEL DE TRAVESSIA DA ZONA DO CARENQUE - PORTUGAL.....	25
2.4.1.2.TÚNEL DE TRAVESSIA SOB FERROVIA – OBERRIEDEN, ALEMANHA.....	26
2.4.1.3.TÚNEL DE TRAVESSIA – AEROPORTO INTERNACIONAL DE DULLES.....	29
2.4.1.4.TÚNEL SOB FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS – ESTADOS UNIDOS	30
2.4.1.5.TÚNEL SOB RODOVIA – MITO CITY, JAPÃO.....	32
2.4.2.TÚNEIS DE TRAVESSIA NO BRASIL.....	36
2.4.2.1.TÚNEL RODOVIÁRIO DE CAMPINAS.....	37
2.4.2.2.TÚNEL EM COPACABANA – METRÔ/RJ	39
2.4.2.3.TÚNEL SOB A RODOVIA PRESIDENTE DUTRA	41
2.4.2.4.TÚNEL DE PASSAGEM DE PEDESTRES: PRESIDENTE ALTINO	45
2.4.2.5.TÚNEL DE TRAVESSIA ESPECIAL: ACESSO A ESTAÇÃO CONSOLAÇÃO, SOB AVENIDA PAULISTA	46
2.5.MÉTODOS NUMÉRICOS	47

3	CARACTERIZAÇÃO DA OBRA EM ESTUDO	49
4	AVALIAÇÃO DA PROBLEMÁTICA CONTEXTUALIZADA NO ESTUDO DE CASO	55
	4.1.SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA UM PÓRTICO COMPOSTO POR TUBOS JUSTAPOSTOS CRAVADOS	57
	4.1.1.SEÇÃO TRANSVERSAL	59
	4.1.2.SEÇÃO LONGITUDINAL.....	60
	4.1.3.FUNDAÇÃO.....	62
	4.2.SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	64
	4.2.1.SOLUÇÃO NUMÉRICA PARA UM PÓRTICO COMPOSTO POR TUBOS JUSTAPOSTOS CRAVADOS	64
	4.2.1.1. GEOMETRIA DO PROBLEMA	65
	4.2.1.2. ORIENTAÇÃO	67
	4.2.1.3. CONDIÇÕES INICIAIS	68
	4.2.1.4. METODOLOGIA DE ESCAVAÇÃO.....	69
	4.2.1.5. CONFIGURAÇÃO DA MALHA.....	71
	4.2.1.6. RESULTADOS OBTIDOS DE TENSÃO-DESLOCAMENTO.....	73
	4.2.1.7. ANÁLISE DO CONCRETO PROJETADO.....	85
	4.2.2.SOLUÇÃO NUMÉRICA PARA A EXECUÇÃO DO TÚNEL EM NATM COM EMPREGO DE TRATAMENTO E MELHORIA DO MACIÇO	88
	4.2.2.1.GEOMETRIA E PARÂMETROS ADOTADOS	88
	4.2.2.2. CONDIÇÕES INICIAIS	90
	4.2.2.3. CONFIGURAÇÃO DA MALHA.....	91
	4.2.2.4. RESULTADOS OBTIDOS DE TENSÃO-DESLOCAMENTO.....	92
	4.2.2.5. ANÁLISE DO CONCRETO PROJETADO.....	96
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	99
6	CONCLUSÕES.....	101
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103
A.	ENSAIOS GEOTÉCNICOS: ESTUDO DE CASO.....	107
B.	SOLUÇÃO ANALÍTICA DO PÓRTICO COMPOSTO POR TUBOS JUSTAPOSTOS CRAVADOS	148
	B.1. SEÇÃO LONGITUDINAL.....	150
	B.2. SEÇÃO TRANSVERSAL.....	159
	B.3. FUNDAÇÃO	163
C.	FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS ADOTADAS NA PESQUISA	167
	C.1. ABAQUS ®.....	167
	C.2. MATHEMATICA ®	167
	C.3. FTOOL ®	168

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Diâmetro de coluna para cada sistema de <i>jet grouting</i> (Carletto, 2009).....	16
Tabela 2.2. Casos históricos de túneis urbanos de baixa cobertura no mundo.....	24
Tabela 2.3. Casos históricos de túneis urbanos de baixa cobertura no Brasil.	36
Tabela 3.1. Campanha de ensaios para o empreendimento.....	51
Tabela 4.1. Carregamentos impostos ao sistema estrutural.....	57
Tabela 4.2. Perfil utilizado nos pilares (Perfil CVS – Série CVS para Vigas e Colunas).....	59
Tabela 4.3. Perfil utilizado nas vigas (Perfis Soldados – Série VS para Vigas).....	59
Tabela 4.4. Tensões admissíveis para a fundação proposta.	63
Tabela 4.5. Perfil geotécnico utilizado na simulação numérica.	65
Tabela 5.1. Comparação entre os deslocamentos encontrados nas soluções aplicadas a técnica denominada pórtico composto por tubos justapostos cravados.....	99
Tabela 5.2. Comparação entre os resultados obtidos nas análises numéricas.	100
Tabela A.1. Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de Limites de Atterberg.	115
Tabela A.2. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 01 do poço PI-03.	115
Tabela A.3. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 02 do poço PI-03.	116
Tabela A.4. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 03 do poço PI-03.	117
Tabela A.5. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 01 do poço PI-04.	117
Tabela A.6. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 02 do poço PI-04.	118
Tabela A.7. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 03 do poço PI-04.	119
Tabela A.8. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-03, inundado com 100 kPa.	120
Tabela A.9. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-03, inundado com 25 kPa.	121
Tabela A.10. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-03, inundado com 50 kPa.	122
Tabela A.11. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-03.....	123
Tabela A.12. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-03, inundado com 50 kPa.	124
Tabela A.13. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-03, inundado com 200 kPa.	125
Tabela A.14. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-03.....	126
Tabela A.15. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-03, inundado com 200 kPa.	127
Tabela A.16. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-03, inundado com 400 kPa.	128
Tabela A.17. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-04.....	129
Tabela A.18. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-04, inundado com 25 kPa.	131
Tabela A.19. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-04, inundado com 50 kPa.	132
Tabela A.20. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-04.....	133
Tabela A.21. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-04, inundado com 50 kPa.	134
Tabela A.22. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-04, inundado com 200 kPa.	135
Tabela A.23. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-04.....	136

Tabela A.24. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-04, inundado com 200 kPa.	138
Tabela A.25. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-04, inundado com 400 kPa.	139
Tabela A.26. Resumo dos resultados obtidos na primeira campanha de ensaios laboratoriais.	140
Tabela A.27. Resumo dos resultados de cisalhamento direto (segunda campanha de ensaios).	144
Tabela B.1. Veículo adotado na classificação do DNIT e utilizado nas análises.	148
Tabela B.2. Detalhamento do perfil VS 1500 x 707.	161
Tabela B.3. Detalhamento do perfil VS 650 x 797.	162
Tabela B.4. Valores calculados e utilizados na verificação estrutural.	162

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Perspectiva da estrutura em conjunto com a escavação.....	8
Figura 2.2. Concepção esquemática do pórtico que provê estabilidade à escavação.	9
Figura 2.3. Processo executivo do pórtico abaixo de uma avenida. (a) cravação dos tubos; (b) limpeza para posterior concretagem (Assis, 2014).	9
Figura 2.4. Tubos justapostos cravados executados abaixo de linhas ferroviárias (TunnelCorp, 2015).	9
Figura 2.5. Intervenção nas extremidades das linhas ferroviárias (TunnelCorp, 2015).	10
Figura 2.6. Proposta genérica da seção transversal (Sauer, 2004).	11
Figura 2.7. Proposta genérica da seção longitudinal (Sauer, 2004).	11
Figura 2.8. Exemplos de parcialização de seção (SOLOTRAT, 2015a).	12
Figura 2.9. Processo executivo do jet grouting em condições horizontais (Koshima, 2013).	16
Figura 2.10. Sistemas de aplicação do jet grouting (modificado de Vergara, 2013).	16
Figura 2.11. Curva de reação do maciço com e sem aplicação de melhoria (Oreste & Peila, 2001). ...	17
Figura 2.12. Detalhe do encontro do desemoque com o poço: túnel sob o Eixo Monumental de Brasília/DF (a) planta; (b) seção transversal (estudo de caso).	18
Figura 2.13. Detalhe genérico do tratamento por meio da inserção de enfilagens (Solotrat, 2015).	19
Figura 2.14. Processo executivo das enfilagens. (a) cravação dos tubos no emboque; (b) trabalho da perfuratriz na seção transversal de escavação (PINI, 2015).	20
Figura 2.15. Seções típicas para solução com enfilagem: túnel sob o Eixo Monumental de Brasília/DF. (a) seção transversal; (b) seção longitudinal (estudo de caso).	20
Figura 2.16. Seções típicas para solução de calota-bancada: túnel sob o Eixo Monumental de Brasília/DF. (a) seção transversal; (b) seção longitudinal (estudo de caso).	22
Figura 2.17. Seções típicas para solução de acordo com a técnica “side-drift”: túnel sob o Eixo Monumental de Brasília/DF. (a) seção transversal; (b) planta (estudo de caso).	23
Figura 2.18. Execução da técnica “side-drift”. (a) avanço da escavação “piloto”; (b) instalação do sistema de suporte parcial (Sauer, 1992).	23
Figura 2.19. Túnel de Carenque. (a) vista frontal dos túneis; (b) esquema da seção transversal (Celestino <i>et al.</i> , 2006).	25
Figura 2.20. Esquema construtivo adotado na construção dos túneis (modificado de Celestino <i>et al.</i> , 2006).	26
Figura 2.21. Método construtivo denominado túnel invertido. (a) vista da execução da escavação em Oberrieden; (b) esquema construtivo (Sauer, 2004).	28
Figura 2.22. Método construtivo denominado enfilagem estrutural passante. (a) ilustração da instalação sob aterro da ferrovia; (b) vista da execução da obra (modificado de Sauer, 2004).	28
Figura 2.23. Subdivisão da escavação da seção transversal (modificado de Gall, 2008).	29
Figura 2.24. Processo executivo do túnel. (a) Tubo de congelamento vertical; (b) escavação com intervenção de estaca do edifício (Sauer, 2004).	31
Figura 2.25. Processo executivo do túnel. (a) seção transversal esquemática; (b) seção transversal em execução (modificado de Sauer, 2004).	31
Figura 2.26. Seção transversal genérica (modificado de Kimura, 2005).	33
Figura 2.27. Perfil geológico da seção transversal escavada (modificado de Kimura, 2005).	33
Figura 2.28. Estrutura proposta para a seção transversal (modificado de Kimura, 2005).	34
Figura 2.29. Seção transversal projetada para solucionar os desafios impostos pela presença da água (modificado de Kimura, 2005).	35
Figura 2.30. Seção transversal projetada para solucionar os desafios impostos pela presença da água (modificado de Kimura, 2005).	35

Figura 2.31. <i>Jet grouting</i> horizontal. (a) <i>jet grouting</i> a frente da face; (b) escavação; (c) <i>jet grouting</i> no estágio seguinte; (d) esquema geométrico do tratamento (Dugnani <i>et al.</i> , 1989).	37
Figura 2.32. Seção transversal proposta com reforço no pé do arco (modificado de Dugnani <i>et al.</i> , 1989).....	38
Figura 2.33. Emboque dos túneis sob a ferrovia (Koshima e Guatteri, 2006).	39
Figura 2.34. Seção transversal com projeto de protensão da abóbada e laterais (Guatteri <i>et al.</i> , 2002).	40
Figura 2.35. Soluções adotadas para construção do túnel. (a) câmaras cilíndricas ilustradas na seção transversal; (b) septo horizontal exposto na seção longitudinal (Guatteri <i>et al.</i> , 2002).	40
Figura 2.36. Núcleo composto por colunas de CCPH. (a) Seção longitudinal; (b) Seção transversal (Guatteri <i>et al.</i> , 2004).	43
Figura 2.37. Envoltória com <i>schedule</i> . (a) seção longitudinal de forma esquemática; (b) perfuratriz horizontal durante processo executivo (Guatteri <i>et al.</i> , 2004).....	43
Figura 2.38. Envoltória <i>schedule</i> e pregagem de frente (Guatteri <i>et al.</i> , 2004).....	44
Figura 2.39. Frente de escavação (Guatteri <i>et al.</i> , 2004).....	44
Figura 2.40. Túnel de travessia na Presidente Altino. (a) seção transversal do túnel; (b) vista da linha ferroviária (SOLOTRAT, 2015b).....	45
Figura 3.1. Acesso ao túnel pelo Centro de Convenções Ulysses Guimarães (SINAENCO, 2015)....	49
Figura 3.2. Acesso ao túnel pelo Estádio Nacional (SINAENCO, 2015).	49
Figura 3.3. Seção longitudinal do túnel.....	51
Figura 3.4. Vista superior do traçado do túnel.	51
Figura 3.5. Perfil longitudinal: Poço ENB - Eixo Monumental.	52
Figura 3.6. Perfil longitudinal: Eixo Monumental - Poço CCUG.	52
Figura 3.7. Perfil longitudinal da estratigrafia local. (a) estratigrafia local; (b) destaque ao perfil longitudinal do túnel.....	53
Figura 3.8. Interpolação dos valores de N_{SPT} obtidos nas sondagens. (a) perfil longitudinal com os valores obtidos; (b) destaque ao perfil longitudinal do túnel	53
Figura 3.9. Seção transversal com indicativo da localização dos poços PI-03 e PI-04.	54
Figura 4.1. Perfil longitudinal. (a) estratigrafia local; (b) estratigrafia com localização do Túnel 01; (c) estratigrafia com localização do Túnel 02; (d) estratigrafia com localização do Túnel 03.	56
Figura 4.2. Perfil longitudinal. (a) N_{SPT} do maciço; (b) N_{SPT} com localização do Túnel 01; (c) N_{SPT} com localização do Túnel 02; (d) N_{SPT} com localização do Túnel 03.....	56
Figura 4.3. Esquema da rotina de pré dimensionamento estrutural.....	58
Figura 4.4. Especificações dos perfis metálicos.	59
Figura 4.5. Seção transversal. (a) concepção estrutural do pórtico; (b) deslocamentos; (c) esforços axiais; (d) esforços cortantes; (e) momentos fletores.	60
Figura 4.6. Esforços solicitantes na viga de aço preenchida com concreto.....	61
Figura 4.7. Separação dos tubos em regiões que apresentam comportamentos similares.....	61
Figura 4.8. Detalhes estruturais da sapata. (a) locação do pilar e dimensões em planta; (b) dimensões em corte e detalhe da ligação pilar-sapata; (c) detalhe estrutural da armadura.	63
Figura 4.9. Geometria proposta para a problemática analisada no estudo de caso.	66
Figura 4.10. Seção transversal atribuída com base no perfil geotécnico adotado.	67
Figura 4.11. Orientação adotada para o modelo.....	67
Figura 4.12. Condições de deslocamentos adotadas.	68
Figura 4.13. Condições de contorno.....	69
Figura 4.14. Metodologia construtiva. (a) Avanço da calota com aplicação de concreto projetado; (b) Avanço da calota e do núcleo com aplicação de concreto projetado.	70

Figura 4.15. Metodologia construtiva. (a) Encontro das frentes de escavação; (b) Escavação completa do núcleo.	71
Figura 4.16. Fim do processo construtivo.	71
Figura 4.17. Configuração da malha para a escavação em Pórtico.	72
Figura 4.18. Magnitude dos deslocamentos encontrados na estrutura sem a presença do maciço circundante. (a) estrutura completa; (b) deslocamento da fundação; (c) deslocamento da viga somada ao da sapata; (d) deslocamentos totais acumulados na estrutura.	73
Figura 4.19. Condição geoestática do maciço antes das intervenções propostas. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	74
Figura 4.20. Primeiro passo de escavação da calota com aplicação de concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	75
Figura 4.21. Avanço da calota e do núcleo com aplicação de concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	76
Figura 4.22. Encontro das frentes de escavação. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	77
Figura 4.23. Escavação completa do núcleo. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	78
Figura 4.24. Escavação completa. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	79
Figura 4.25. Tensões atuantes ao longo da alma inferior da viga.	80
Figura 4.26. Tensões atuantes ao longo da alma superior da viga.	81
Figura 4.27. Apresentação da viga com e sem os novos limites (+70 MPa e -65 MPa) estabelecidos. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	82
Figura 4.28. Tensões atuantes ao longo da Alma 01.	83
Figura 4.29. Tensões atuantes ao longo da Alma 02.	83
Figura 4.30. Magnitude dos deslocamentos encontrados na estrutura com a presença do maciço circundante. (a) estrutura completa; (b) deslocamento da fundação; (c) deslocamento da viga somada ao da sapata; (d) deslocamentos totais acumulados na estrutura.	84
Figura 4.31. Perfil da magnitude de deslocamento ao longo da rodovia.	85
Figura 4.32. Visualização do comportamento do concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões cisalhantes; (c) tensões horizontais; (d) tensões cisalhantes; (e) tensões verticais; (f) tensões cisalhantes; (g) tensões máximas principais; (h) descolamentos.	86
Figura 4.33. Tensões atuantes ao longo do piso.	87
Figura 4.34. Tensões atuantes ao longo da parede.	87
Figura 4.35. Tensões atuantes ao longo do teto.	87
Figura 4.36. Geometria proposta para o túnel em NATM no caso em estudo.	89
Figura 4.37. Seção transversal atribuída com base no perfil geotécnico adotado.	90
Figura 4.38. Condições de deslocamentos adotadas.	90
Figura 4.39. Condições de contorno.	91
Figura 4.40. Configuração da malha para a escavação em NATM.	91

Figura 4.41. Condição geoestática do maciço antes das intervenções propostas. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	92
Figura 4.42. Primeiro passo de escavação da calota com aplicação de concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	93
Figura 4.43. Avanço da calota e do núcleo com aplicação de concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	93
Figura 4.44. Encontro das frentes de escavação. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	94
Figura 4.45. Escavação completa do núcleo. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	94
Figura 4.46. Escavação completa. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.	95
Figura 4.47. Perfil da magnitude de deslocamento ao longo da rodovia.	95
Figura 4.48. Visualização do comportamento do concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões cisalhantes; (c) tensões horizontais; (d) tensões cisalhantes; (e) tensões verticais; (f) tensões cisalhantes; (g) tensões máximas principais; (h) deslocamentos.	96
Figura 4.49. Tensões atuantes ao longo do piso.	97
Figura 4.50. Tensões atuantes ao longo da parede.	97
Figura 4.51. Tensões atuantes ao longo do teto.	97
Figura A.1. Gráfico da análise granulométrica conjunta para a amostra 01 do poço PI-03, coletada na profundidade de 3,50 m.	109
Figura A.2. Gráfico da análise granulométrica conjunta para a amostra 02 do poço PI-03, coletada na profundidade de 7,00 m.	110
Figura A.3. Gráfico da análise granulométrica conjunta para a amostra 03 do poço PI-03, coletada na profundidade de 11,00 m.	111
Figura A.4. Gráfico da análise granulométrica conjunta para a amostra 01 do poço PI-04, coletada na profundidade de 3,50 m.	112
Figura A.5. Gráfico da análise granulométrica conjunta para a amostra 02 do poço PI-04, coletada na profundidade de 7,00 m.	113
Figura A.6. Gráfico da análise granulométrica conjunta para a amostra 03 do poço PI-04, coletada na profundidade de 11,00 m.	114
Figura A.7. Curva de compactação (<i>proctor</i> normal) para a amostra 01 do poço PI-03.	116
Figura A.8. Curva de compactação (<i>proctor</i> normal) para a amostra 02 do poço PI-03.	116
Figura A.9. Curva de compactação (<i>proctor</i> normal) para a amostra 03 do poço PI-03.	117
Figura A.10. Curva de compactação (<i>proctor</i> normal) para a amostra 01 do poço PI-04.	118
Figura A.11. Curva de compactação (<i>proctor</i> normal) para a amostra 02 do poço PI-04.	118
Figura A.12. Curva de compactação (<i>proctor</i> normal) para a amostra 03 do poço PI-04.	119
Figura A.13. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	120
Figura A.14. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.	120
Figura A.15. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	121
Figura A.16. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	122

Figura A.17. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	123
Figura A.18. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.	123
Figura A.19. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	124
Figura A.20. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	125
Figura A.21. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	126
Figura A.22. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.	127
Figura A.23. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	128
Figura A.24. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	129
Figura A.25. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	130
Figura A.26. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.	130
Figura A.27. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	131
Figura A.28. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	132
Figura A.29. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	133
Figura A.30. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.	134
Figura A.31. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	135
Figura A.32. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	136
Figura A.33. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	137
Figura A.34. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.	137
Figura A.35. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	138
Figura A.36. Resultados de Pressão x Índice de vazios.	139
Figura A.37. Resultados obtidos para a amostra de 2,5 m em condição natural.	141
Figura A.38. Tensão normal x Tensão Cisalhante (2,5 m – Natural).	141
Figura A.39. Resultados obtidos para a amostra de 5 m em condição natural.	142
Figura A.40. Tensão normal x Tensão Cisalhante (5 m – Natural).	142
Figura A.41. Resultados obtidos para a amostra de 7 m em condição natural.	143
Figura A.42. Resultados obtidos para a amostra de 7 m em condição saturada.	143
Figura A.43. Tensão normal x Tensão Cisalhante (7 m – Condições natural e saturada).	144
Figura A.44. Localização dos pontos de investigação.	145
Figura A.45. Sondagem SPT01 realizada em 24/02/2012.	145
Figura A.46. Sondagem SPT02 realizada em 26/02/2012.	146
Figura A.47. Sondagem SPT03 realizada em 25/02/2012.	146
Figura A.48. Sondagem SPT04 realizada em 27/02/2012.	147
Figura A.49. Sondagem SPT05 realizada em 27/02/2012.	147
Figura B.1. Dimensões propostas para o pórtico composto por tubos justapostos cravados.	149
Figura B.2. Modelo constitutivo do concreto proposto pela norma ABNT NBR 6118:2003.	152
Figura B.3. Modelo de parábola-retângulo proposto para o concreto, com resistência a tração.	153
Figura B.4. Modelo constitutivo do aço proposto pela norma ABNT NBR 6118:2003.	154
Figura B.5. Modelo elástico-perfeitamente plástico proposto para o aço, com resistência a tração. ..	154
Figura B.6. Proposta geométrica para obtenção dos parâmetros da seção circular.	155

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIATURAS

Ø – Diâmetro;
2D – Duas dimensões;
3D – Três dimensões;
CCP – *Cement Churning Pile*;
CCPH – *Cement Churning Pile Horizontal*;
CCUG – Centro de Convenções Ulysses Guimarães;
cm – centímetro;
CPTM – Companhia Paulista de Trens Metropolitanos;
CRM – Curva de Reação do Maciço;
Dext – Diâmetro externo;
DF – Distrito Federal;
DHP – Dreno horizontal profundo;
DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes;
ENB – Estádio Nacional de Brasília;
Ix – Momento de inércia em relação ao eixo X-X;
JET1 – Jato Simples;
JET2 – Jato Duplo;
JET3 – Jato Triplo;
JG – *Jumbo Grout*;
kg – quilograma;
m – metro;
m² - metro quadrado;
MBTA - *Massachusetts Bay Transit Authority's*;
NATM – *New Austrian Tunnel Method*;
NOVACAP – Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil;
N_{SPT} – Índice de resistência a penetração;
SINAENCO – Sindicato da Arquitetura e da Engenharia;
SPT – *Standard Penetration Test*;
S_{XY} – Tensão nas direções X e Y;
U_{XY} – Deslocamento nas direções X e Y;
W_X – Módulo de resistência elástico da seção em relação ao eixo X-X;
Z_X – Módulo de resistência plástico, relativo ao eixo X-X.

1. INTRODUÇÃO

O espaço subterrâneo tem ganhado importância em todo o mundo e este fato é impulsionado pela crescente relevância que a humanidade vem atribuindo ao meio ambiente. A dita Era Ambiental é marcada pela substituição de elementos segregadores, como por exemplo, estradas e viadutos, por estruturas subterrâneas. A tendência de revitalizar os grandes centros remete a utilização da superfície, em grande maioria, para trabalho e moradia. No caso das atividades cotidianas que não se atribuem estes conceitos, com ênfase no tráfego, devem ocorrer na maior parte dos casos em estruturas subterrâneas. Esta nova concepção ambiental e de uso do espaço subterrâneo acarreta na revitalização dos grandes centros e consequente melhoria na qualidade de vida da população.

De acordo com Assis (2014), as obras subterrâneas envolvem todas as estruturas construídas abaixo da linha de superfície e podem ser subdivididas em quatro grandes categorias, sendo elas: túneis, galerias, cavernas e poços. Os túneis, objeto de estudo desta pesquisa, podem ser definidos como escavações abaixo da linha de superfície, geralmente com tendência horizontalizada, com a existência de dois portais e área de escavação mínima de 2 m². Para obras subterrâneas, análogas àquelas supracitadas, entretanto, com área escavada menor que 2 m², tem-se a definição de micro túneis com o adendo de que essas estruturas devem ser escavadas por tecnologia não tripulada. Com base nas definições prescritas, a pesquisa atribui ênfase aos túneis, em especial aos túneis de travessia que são estruturas de curta extensão, escavadas em maciços de baixa competência, muito rasas e normalmente abaixo de vias de tráfego de grande demanda.

Os túneis de travessia são cada vez mais comuns em centros urbanos como alternativas viárias ou como acesso a obras subterrâneas de grandes dimensões (estações e estacionamentos). As condições geomecânicas do maciço, nem sempre favoráveis, e a baixa cobertura destes túneis requerem tratamento intenso do maciço e a execução de um sistema de suporte rígido. A responsabilidade acerca da via imediatamente acima dos túneis de travessia ressalta a necessidade de um sistema de monitoramento extremamente competente, pois as estruturas existentes requerem deslocamentos admissíveis mínimos e não permitem a interrupção das condições de tráfego.

Os maciços que são escavados para a construção dos túneis de travessia são compostos, na maioria dos casos, por camadas de aterro e/ou solos moles ou rochas muito fracas com problemas de estabilidade quando submetidos a intervenções dessa natureza. A combinação de pequena cobertura e maciços de baixa competência é solucionada por meio de técnicas de

melhoria e reforço da seção escavada e posterior avanço por meio do denominado Novo Método Austríaco de Túneis (NATM). De outra forma, pode ser viável a construção de pórticos estruturais que exercem a função pré-suporte rígido e provém sustentação a superfície com a ausência do maciço escavado.

Nesta pesquisa é proposto o estudo das técnicas construtivas consagradas no meio tuneleiro, para construção de túneis de travessia, com um comparativo em que se defini quais particularidades favorecem cada método. As soluções estudadas embasaram-se no contexto de um estudo de caso, com perfil estratigráfico típico da região de Brasília/DF, retratado no Capítulo 3. Esta obra consiste na construção subterrânea de uma passagem de pedestres por baixo do Eixo Monumental. É importante ressaltar que todos os contextos e situações estudadas consideraram a necessidade de manter o funcionamento padrão das estruturas superficiais, ressaltando a necessidade de provocar recalques minimizados a escalas desprezíveis. Com esta abordagem, realizaram-se análises numéricas em que são levadas em conta as condições de contorno do problema, o carácter tridimensional, um modelo constitutivo elasto-plástico para o solo, os elementos estruturais (pórtico), as etapas construtivas e o estado de tensões iniciais.

Para atender aos pré-requisitos da obra, contextualizada em um cenário genérico atribuído aos túneis de travessia, pórticos feitos de tubos justapostos cravados ou de colunas horizontais de *jet grouting* tem sido utilizados êxito e boa relação custo-benefício. No caso de túneis de travessia escavados com emprego da técnica NATM, para estabilizar a escavação e minimizar os recalques, deve-se combinar diversas soluções, como por exemplo: parcialização da seção de escavação, inclusão de sistema de pré-suporte (como exemplo têm-se as colunas de CCPH), redução dos balanços etc. (Celestino et al., 2006).

A execução dos túneis de travessia pode ser iniciada a partir de um dos portais, ou a partir de ambos, devendo-se neste caso atentar-se ao encontro das frentes de escavação, pois essa é a situação crítica no que diz respeito à estabilidade. No caso de escavações paralelas deve-se precaver para não sobrecarregar uma das frentes devido a um avanço desarmônico durante a execução. Com relação à produtividade, em condições normais, escavações com emprego de NATM podem variar de 0,5 m/dia a 1,5 m/dia, enquanto as escavações por *tunnel liner* e tubos cravados podem apresentar produtividades melhores a depender do empenho e da competência do maciço (Celestino et al., 2006).

As dificuldades encontradas na execução dos túneis de travessias refletem a necessidade de atribuir, principalmente a este tipo de obra, um sistema de instrumentação que tenha acompanhamento técnico rotineiro. A etapa de instrumentação tem como princípio um bom projeto que contemple os instrumentos adequados à realidade da obra e relate os parâmetros de normalidade e alarme para cada leitura. É importante que, mesmo em caso de normalidade, os parâmetros sejam repassados aos responsáveis técnicos pela obra para que sejam realizadas retro análises com intuito de aperfeiçoar o projeto e a execução, além de possibilitar a verificação da acurácia dos parâmetros utilizados com a realidade encontrada em campo.

1.1. MOTIVAÇÃO DA PESQUISA

A motivação para o desenvolvimento desta dissertação remete a crescente demanda de obras subterrâneas nos centros urbanos e, em especial, os túneis de travessia. O Engenheiro Geotécnico ao considerar a responsabilidade acerca da estrutura sobreposta aos túneis de travessia e a necessidade de ultrapassar fronteiras urbanas, independentes da qualidade do maciço, deve avançar na linha do conhecimento para garantir a população estruturas projetadas e executadas com precisão, segurança e economia.

O meio técnico-científico retrata, embasado na problemática atribuída às obras de túneis de travessia, as técnicas de execução de pórticos justapostos cravados ou colunas horizontais de *jet grouting* como soluções eficientes e com boa relação custo-benefício. Além disso, é relevante o conhecimento das técnicas de execução das fundações que irão prover suporte a estas estruturas. O propósito dessas intervenções é garantir a estabilidade prévia da estrutura, redistribuindo os esforços existentes.

Estas particularidades relacionadas às obras de túneis de travessia motivaram o estudo a transparecer as incertezas técnicas relacionadas ao processo executivo dessas estruturas. O estudo será retratado por meio da utilização de ferramentas numéricas e analíticas que deverão simular um estudo de caso de um túnel de travessia a ser executado em Brasília/DF.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo geral da pesquisa é estudar as técnicas construtivas de túneis urbanos e avaliar a aplicação das mesmas no contexto de um estudo de caso em Brasília. Neste cenário, os objetivos específicos podem ser ditos como: revisar os métodos construtivos, utilizados em

obras de túneis de travessia, consagrados no meio técnico; caracterização geológico-geotécnica da obra tratada como estudo de caso, em Brasília; realizar análises numéricas com os parâmetros geotécnicos determinados por meio de ensaios de laboratório e campo; propor análises numéricas em que seja possível considerar a influência da técnica construtiva adotada; analisar de forma comparativa os processos executivos retratados na pesquisa e definir quais particularidades devem ser analisadas previamente para proposta do método mais adequado à realidade local.

1.3. METODOLOGIA

A fim de alcançar os objetivos propostos, inicialmente apresentou-se uma fundamentação teórica com um breve histórico dos trabalhos desenvolvidos na área. Destacaram-se as técnicas construtivas especiais de travessia, técnicas de reforço e melhoria do maciço e disserta-se sobre casos históricos de túneis de travessia executados no Brasil e no mundo.

Com base no cenário proposto como estudo de caso, detalhado no Capítulo 3, foram sugeridas duas concepções estruturais para este túnel de travessia. As análises numéricas destas estruturas foram realizadas pelo método de elementos finitos, com a utilização do programa ABAQUS ®, e contemplam estruturas tridimensionais. Além disso, as simulações retrataram o processo construtivo do túnel, atribuindo ênfase a escavação e a aplicação do revestimento. As investigações geotécnicas que serviram como base teórica para os modelos numéricos são apresentadas no Apêndice A desta pesquisa.

Para dimensionar as proporções dos elementos estruturais, antes das análises numéricas, buscou-se efetuar soluções analíticas. Para esta função, utilizaram-se os programas Mathematica ® e FTOOL ®. Estas análises apresentaram simplificações, retratadas na pesquisa, que não comprometeram o entendimento e as proposições das técnicas construtivas estudadas. A partir destes resultados analíticos, com valor de pré-dimensionamento, utilizaram-se os elementos estruturais adequados para simular numericamente a construção dos túneis sobrepostos ao sistema de pórtico, que exerça função de pré-suporte. Com o intuito de esclarecer as variações estratigráficas do perfil proposto no estudo de caso, utilizou-se o programa RockWorks ® para retratar as características deste subsolo.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Para melhor entendimento dos assuntos abordados, essa dissertação foi organizada da seguinte forma: introdução, fundamentação teórica, caracterização da obra em estudo, avaliação da problemática contextualizada no estudo de caso, análise dos dados, conclusões e apêndices.

No Capítulo 1 (introdução), apresenta-se a temática estudada, a relevância e a motivação da pesquisa, bem como os objetivos almejados no presente trabalho.

No Capítulo 2 (fundamentação teórica), apresenta-se um breve histórico dos trabalhos desenvolvidos na área. Descrevem-se os conceitos, terminologias, métodos numéricos e experimentais acerca do tema. Destacam-se as técnicas construtivas especiais de travessia, técnicas de reforço e melhoria do maciço e o uso de métodos numéricos como ferramenta de projeto. Além disso, disserta-se sobre casos históricos de túneis de travessia executados no Brasil e no mundo.

No Capítulo 3 (caracterização da obra em estudo), apresentam-se as características gerais da obra proposta com estudo de caso.

No Capítulo 4 (avaliação da problemática contextualizada no Estudo de Caso), apresentam-se os resultados obtidos nas resoluções analíticas e numéricas do estudo de caso.

No Capítulo 5 (análise dos dados), apresenta-se uma análise crítica dos resultados obtidos no Capítulo 4.

No Capítulo 6 (Conclusões), apresentam-se as principais conclusões das análises realizadas, com enfoque nos objetivos propostos para este trabalho, e as sugestões para pesquisas futuras.

No Apêndice A apresentam-se as características geotécnicas do perfil proposto no estudo de caso, enquanto no Apêndice B expõem-se, de forma detalhada, as etapas e considerações propostas na resolução analítica do pórtico composto por tubos justapostos cravados. Por fim, no Apêndice C, apresentam-se as ferramentas computacionais adotadas na pesquisa que foram utilizadas para a resolução das análises propostas no estudo de caso.

2. TÚNEIS URBANOS DE BAIXA COBERTURA

A crescente demanda por túneis urbanos, em especial aqueles ditos de travessia, torna relevante o conhecimento das técnicas construtivas adequadas a estas escavações. Com isso, este capítulo visa propor a fundamentação teórica envolvida nesta pesquisa. Nesta etapa são abordados os conceitos relevantes, apresentam-se as técnicas construtivas consagradas no meio tuneleiro e expõem-se casos históricos de escavações em ambientes urbanos.

2.1. TÚNEIS URBANOS

O crescimento populacional e a concentração nos grandes centros urbanos aumentaram os desafios referentes à compressão da interação ideal entre a população e as cidades. Considerando ainda a necessidade de atrelar-se o crescimento urbano à importância do meio ambiente, surge o conceito de Era Ambiental. Este conceito aparece a partir dos anos 60 com a ideia de que o desenvolvimento não pode comprometer os recursos que deverão ser utilizados pelas próximas gerações. Neste contexto, deve-se destacar que, para um funcionamento adequado das cidades, é preciso obter êxito nos critérios de mobilidade urbana (pessoas, carros, água, esgoto, mercadoria, luz etc.) e armazenamento.

Para prover mobilidade urbana e armazenamento são necessárias intervenções humanas para construção de obras civis. Em primeira instância, para atender essas necessidades com emergência, predominou-se a construção de obras que acarretaram em segregação de importantes áreas anteriormente habitadas pela população. Para ilustrar estas intervenções, tem-se como exemplo a substituição de praças por viadutos e estacionamentos. Dessa forma, a necessidade de obras subterrâneas tem crescimento exponencial quando se depara com um cenário urbano poluído por elementos segregadores e falta de espaço na superfície. Portanto, as estruturas subterrâneas atendem aos pré-requisitos da atual Era Ambiental, revitalizando os centros urbanos e provendo qualidade de vida à população.

Os desafios impostos à construção de túneis, em centros urbanos, estão associados às condições do maciço e interferências com estruturas existentes. Nestes casos, a relação da obra subterrânea com o maciço, em geral, é problemática, pois em áreas urbanas os túneis tendem a ter baixa cobertura. A justificativa para esta tendência é a necessidade de prover acessibilidade a estas obras e o malefício está relacionado ao colapso. Isso porque, de acordo com Moreira (2012) *apud* Vergara (2013) qualquer ruptura que aconteça em um túnel de baixa cobertura é um caso de ruptura global e não local. É importante orientar o conceito de

túnel de baixa cobertura como uma estrutura cuja distância entre o topo da escavação e a superfície é menor ou igual a dois diâmetros da abertura proposta. Com relação às interferências com obras existentes, os métodos construtivos propostos não devem levar em conta apenas a estabilidade da escavação, pois também há a necessidade de avaliar os recalques admissíveis das estruturas dispostas no raio de influência da construção do túnel.

Os impactos da construção de túneis, em ambientes urbanos, nas infraestruturas localizadas na vizinhança, devem ser acompanhados por um sistema de monitoramento para que seja possível controlar os riscos oriundos ao processo de escavação. Neste contexto, cita-se a relevante contribuição de Mair *et al.* (1996) que propõe uma metodologia para classificação dos riscos em que as estruturas vizinhas eventualmente estejam expostas. Com base nesta proposta é possível adotar medidas de prevenção que acarretam em uma maior segurança e probabilidade de êxito na construção de túneis urbanos. Como contribuição posterior, o trabalho publicado por Ghorbani *et al.* (2012) reafirma a metodologia citada anteriormente e ressalta a importância do monitoramento em escavações urbanas. Com base em um estudo de caso, este trabalho demonstra que os resultados de instrumentação possibilitam a adoção de medidas de prevenção e otimizações no planejamento da obra.

2.2. TÉCNICAS CONSTRUTIVAS ESPECIAIS DE TRAVESSIA

A definição do método que será adotado para a concepção de uma estrutura subterrânea deve ser correlacionada ao maciço que será escavado, ao recalque admissível nas estruturas sobrepostas, ao orçamento da obra e deve estar de acordo com o prazo proposto. Portanto, a determinação do método construtivo deve fazer parte do plano de viabilidade da obra.

Os túneis de travessia geralmente demandam maior cuidado no processo executivo e apresentam estruturas atípicas quando comparadas a outras obras subterrâneas, pois atrela maciços de baixa competência geomecânica, baixa cobertura e recalques mínimos. Em linhas gerais, a solução para viabilizar este tipo de obra é a execução de um sistema de suporte rígido e/ou um tratamento intenso do maciço. Neste contexto, os itens subsequentes apresentam soluções adotadas no meio tuneleiro para vencer os obstáculos prescritos.

2.2.1. PÓRTICOS DE TUBOS JUSTAPOSTOS CRAVADOS

Com o intuito de reduzir os recalques superficiais, gerados pela escavação do túnel, à escala imperceptível pelas estruturas dispostas na superfície, tem-se como possível solução a

execução de pórticos compostos por tubos justapostos cravados que possibilitam a redistribuição das tensões de forma segura.

O método consiste na intervenção das duas extremidades, que representam o emboque e o desemboque, para executar um sistema de fundação tão profundo quanto necessário. A intervenção pode ser realizada por meio da execução de poços ou trincheiras, a depender das particularidades locais. A subestrutura, por sua vez, dará sustentação ao pórtico e irá retransmitir as tensões superficiais para horizontes mais profundos e resistentes. Em sequência, após a execução da fundação e do pórtico, pouco abaixo da linha de superfície, são cravados, com auxílio de macacos hidráulicos apoiados em lajes de concreto, tubos abertos de aço que exercem a função correspondente às vigas do pórtico. Estes tubos comunicam-se com os elementos de fundação através do pórtico que é executado com propriedades físicas e geométricas capazes de retransmitir os esforços superficiais, sem acarretar em danos à estrutura. Após ajuste destes tubos no sistema estrutural, o solo que preenche o vazio é retirado de forma manual e substituído por concreto com competência prescrita em projeto. Após este procedimento, o sistema estrutural que irá suportar a carga superficial, sem o auxílio do maciço, estará concluído.

O recalque da superfície será correspondente ao deslocamento da fundação, portanto, a subestrutura tem relevância neste sistema estrutural por determinar os valores admissíveis. Em uma ocasião padrão, dentro dos critérios de normalidade para este tipo de estrutura, a flexão das vigas de concreto tem contribuição insignificante na magnitude dos recalques finais.

Nas Figuras 2.1 a 2.5 apresentam-se as etapas construtivas da estrutura executada para suportar os esforços superficiais.



Figura 2.1. Perspectiva da estrutura em conjunto com a escavação.



Figura 2.2. Conceção esquemática do pórtico que provê estabilidade à escavação.

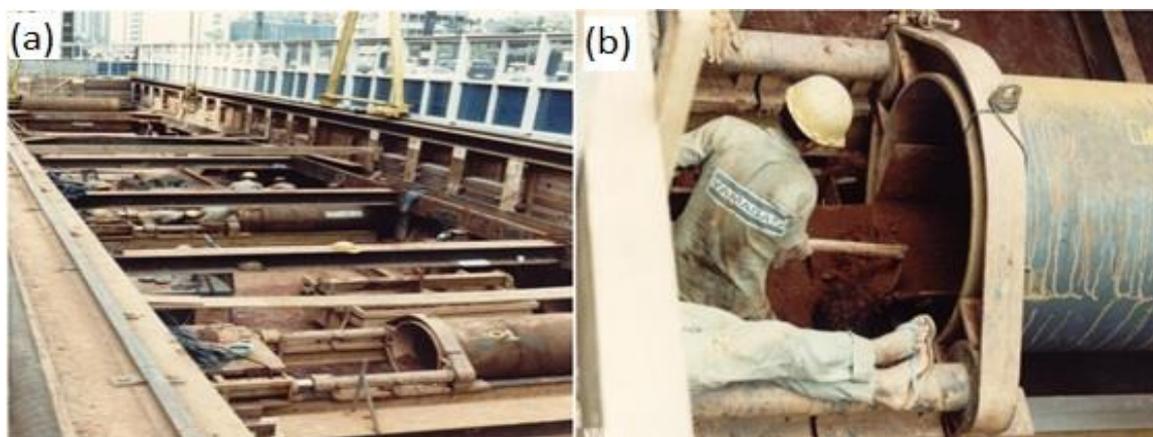


Figura 2.3. Processo executivo do pórtico abaixo de uma avenida. (a) cravação dos tubos; (b) limpeza para posterior concretagem (Assis, 2014).



Figura 2.4. Tubos justapostos cravados executados abaixo de linhas ferroviárias (TunnelCorp, 2015).



Figura 2.5. Intervenção nas extremidades das linhas ferroviárias (TunnelCorp, 2015).

2.2.2. PÓRTICOS COMPOSTOS DE COLUNAS HORIZONTAIS DE *JET GROUTING*

O pórtico composto por colunas horizontais de *jet grouting* trabalha de maneira análoga ao sistema composto por tubos justapostos cravados. Isso porque, com a execução do pórtico precedendo a escavação, é possível escavar o túnel abaixo de um guarda-chuva de rigidez. Este método remete a uma solução consagrada no meio geotécnico para a problemática de túneis com baixa cobertura e executados em maciço de pouca competência.

A execução deste sistema estrutural, quando comparado ao pórtico de tubos justapostos cravados, apresenta mudança apenas no que diz respeito às vigas do pórtico. Isso porque neste sistema são as colunas horizontais de *jet grouting* que fazem esta função. Dessa forma, são determinadas em projeto as especificações técnicas do fluido cimentante, assim como a geometria global dos elementos responsáveis por resistir e transmitir os esforços superficiais. Ao final da construção, a execução de colunas intercaladas de *jet grouting* formam um sistema de casca que está apoiada nos pórticos localizados nos dois extremos da estrutura proposta. Portanto, desde que as colunas resistam às cargas superficiais, na flexão correspondente aos esforços de campo, a estrutura está segura para descarregar os esforços através do pórtico. As colunas de *jet grouting*, executadas pouco abaixo da linha de superfície, comumente apresentam formato de arco e isto colabora na redistribuição das tensões. Na Figura 2.6 e na Figura 2.7 apresentam-se seções esquemáticas, longitudinais e transversais, deste sistema estrutural.

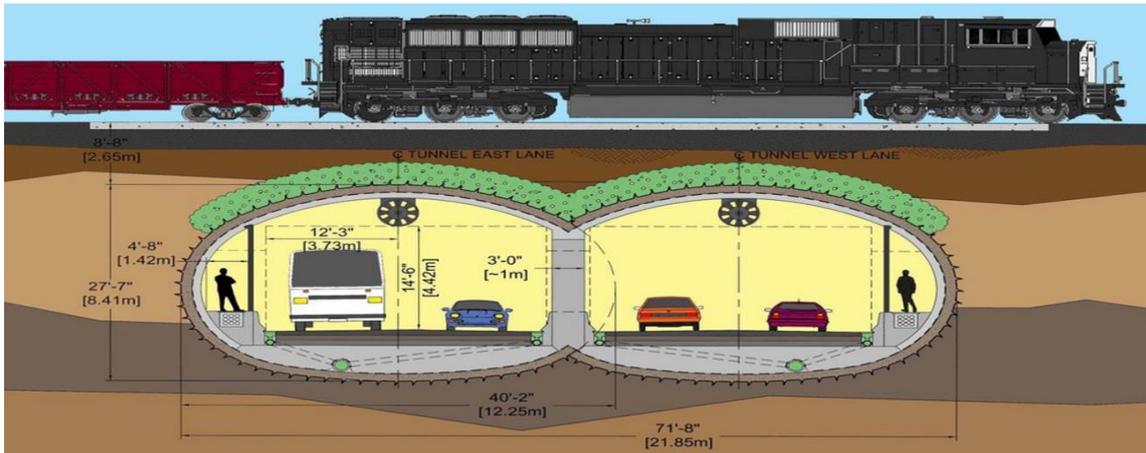


Figura 2.6. Proposta genérica da seção transversal (Sauer, 2004).

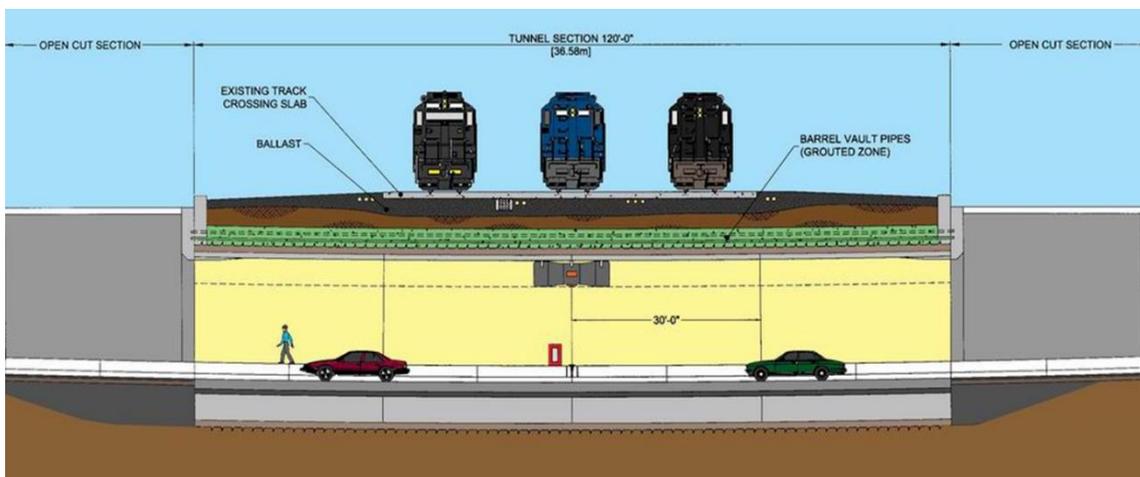


Figura 2.7. Proposta genérica da seção longitudinal (Sauer, 2004).

2.2.3. NOVO MÉTODO AUSTRIACO PARA ABERTURA DE TÚNEIS (NATM)

O novo método Austríaco para Abertura de Túneis (NATM) foi inicialmente citado pelo Professor Rabcewicz em uma série de três artigos publicados nos anos de 1964 e 1965, na revista *Water Power*. Nestas publicações, foram expostos princípios fundamentais da mecânica dos solos e da interação do maciço com o revestimento do túnel. A primeira utilização deste método é datada de 1968 referente a construção do metro de Frankfurt, na Alemanha. Em linhas gerais, há várias divergências no conceito denominado NATM visto que este é utilizado para descrever uma variedade de técnicas similares, designadas a construção de túneis, com origem na Áustria (HSE, 1996).

De acordo com a sociedade austríaca de engenheiros e arquitetos, apud HSE (1996), o NATM pode ser definido como um método em que as formações de rocha ou solo ao redor de um túnel são integrados em uma estrutura global de apoio em forma de anel. Ou seja, o maciço em si constitui parte da estrutura de suporte. É importante ressaltar neste conceito que o maciço faz parte do sistema de suporte mas não o compõe por completo, isso porque nem todos os maciços tem a capacidade de manter a estabilidade quando submetidos a escavações. Dessa forma, uma seção genérica de escavação NATM deve indicar à forma de parcialização da seção, além do tratamento do maciço que se apresentar conveniente a realidade local.

No caso de túneis urbanos, a técnica NATM é usualmente empregada a partir da construção de um poço vertical que provém acesso ao emboque do túnel. Este poço exerce função de abrigo às instalações comerciais e permite o acesso de pessoas, enquanto que na construção é utilizado para remoção do material escavado. A execução de túneis nesta metodologia pode ser empregada com escavações parcializadas para que o maciço sirva de apoio enquanto a estrutura de suporte definitivo (concreto projetado e/ou cambotas metálicas) está sendo empregada. Na Figura 2.8 apresentam-se exemplos de parcialização da seção segundo esta metodologia.

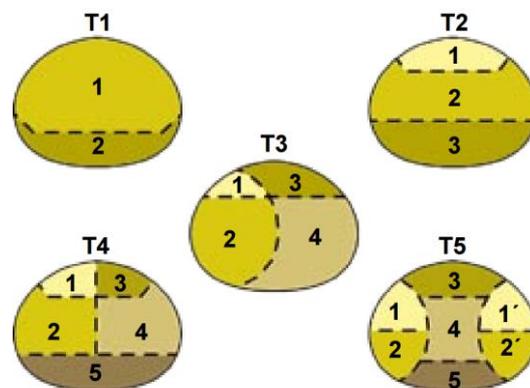


Figura 2.8. Exemplos de parcialização de seção (SOLOTRAT, 2015a).

De acordo com Karakus e Fowell (2000), o emprego da técnica NATM pode apresentar diversas vantagens, tais como: menor investimento na construção, flexibilidade para executar geometrias complexas e o método é adaptável a diferentes condições do maciço. Como consequência, há o ônus desta concepção de escavação requerer maior controle e acompanhamento do processo executivo. No caso de túneis urbanos, em especial aqueles que

apresentam baixa cobertura do maciço, esta metodologia requer monitoramento sistemático dos equipamentos de instrumentação para que os deslocamentos e deformações não acarretem em danos as estruturas superficiais, além de garantir a estabilidade à escavação.

2.2.4. ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO

As estruturas de fundação que irão transmitir as cargas superficiais para horizontes com melhor competência mecânica no maciço devem atender as condições de deslocamentos admissíveis previstas no projeto. Ou seja, sendo o sistema de pórtico a estrutura competente a transmitir os esforços superficiais a camadas resistentes, para que a escavação do túnel não comprometa as estruturas existentes, é o sistema de fundação que dará os indicativos dos deslocamentos finais da estrutura instalada.

De maneira análoga as estruturas convencionais de fundação, é importante que o sistema a ser executado esteja condizente com as características do maciço e, no caso de túneis de travessia, deve ser possível a execução no espaço disponível. Este fato é relevante, pois é comum na construção de túneis de travessia que o canteiro de obras ocupe um espaço reduzido. Portanto, as estruturas de fundação mais consagradas no meio tuneleiro, para execução deste tipo de intervenção, são: estaca raiz, sapata e tubulão.

A estaca raiz diz respeito a elementos de fundação, moldadas in-loco, com elevada tensão de trabalho no fuste, e é composta por argamassa de areia e cimento. Estas estruturas são inteiramente armadas e são normalmente utilizadas em terrenos de alta compacidade. Além disso, podem ser executadas inclinadas e em subsolos com presença do nível d'água (DER, 2006). Este tipo de fundação é comumente utilizado no contexto em estudo, pois há a possibilidade das máquinas trabalharem em um pequeno espaço;

As sapatas, de acordo com a NBR 6122/10, são elementos de fundação executadas em concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração não sejam resistidas pelo concreto, mas sim pelo emprego da armadura. Estes elementos trabalham com a carga suportada pela sua base que é normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal. Este tipo de estrutura pode ser executado manualmente, permitindo a mobilização de frentes de trabalho sem que haja problemas com a área disponibilizada;

O tubulão, por sua vez, de acordo com a NBR 6122/10, são definidos como elementos cilíndricos, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de operário. Estas subestruturas costumam ser condizentes com as obras de túneis de travessia, pois podem ser executadas

manualmente. No caso da estrutura alcançar um horizonte de elevada resistência, tem-se a possibilidade de escavar uma base para que este elemento trabalhe com maiores tensões.

2.3. TÉCNICAS DE REFORÇO E MELHORIA DE MACIÇOS

Dentre os diversos métodos para escavação e estabilização de maciços, é rotineira a adoção de técnicas de reforço e melhoria do material que sofrerá a intervenção. No caso de túneis urbanos, em especial aqueles ditos túneis de travessia, a utilização destas técnicas é ainda mais comum. Isso porque, nestes casos a melhoria das características mecânicas do material é essencial para que se mantenha estabilidade da escavação e a integridade das estruturas superficiais. Portanto, caso seja conveniente às realidades locais, além das técnicas de melhoria provisória e/ou permanente do maciço, podem ser adotadas técnicas de reforço que serão exploradas nesta pesquisa.

Ressalta-se ainda que os sistemas formados por pórticos remetem a uma concepção estrutural peculiar e, portanto, estão retratadas separadamente destas técnicas supracitadas. De qualquer forma, são expostas todas as técnicas abordadas na pesquisa e utilizadas no estudo de caso proposto.

2.3.1. MELHORIA DO MACIÇO COM APLICAÇÃO DE *JET GROUTING*

Os primeiros indícios de utilização de jatos de água pressurizados foram nos Estados Unidos, na década de 60, e obtinham como objetivo desagregar os terrenos das minas de carvão. Entretanto, os primeiros sistemas de *jet grouting* são relatados no Japão na tentativa de desenvolver técnicas de melhoria de terrenos por injeção. Atualmente, a técnica é difundida em todo mundo e é atribuído aos japoneses o título de desenvolvedor da metodologia empregada. Este método de tratamento tem como objetivo melhorar as propriedades mecânicas do solo, ou seja, aumentar os parâmetros de resistência, diminuir a deformabilidade e a sua permeabilidade (Roberto, 2012).

A técnica denominada *jet grouting* consiste no jateamento de um fluido composto por calda de cimento, a alta velocidade, por meio de bicos de pequeno diâmetro dispostos lateralmente na extremidade de uma composição de hastes. Devido à elevada pressão que o processo é submetido, o fluido é capaz de afastar o solo e formar colunas cimentantes que apresentam propriedades mecânicas melhores que as do maciço antes de sofrer a intervenção. A forma geométrica de uma coluna cilíndrica é justificada pelo movimento das hastes de

maneira rotacional, a velocidade constante, que origina corpos de prova de solo-cimento. Dessa forma, denomina-se *jet grouting* as novas estruturas que passam a compor o maciço (Carletto, 2009).

O tratamento do maciço pela aplicação do *jet grouting* pode ser executado em diversas inclinações, incluindo as injeções verticais e horizontais. Este método não apresenta restrições com relação à granulometria e, nem tão pouco, às condições hidráulicas do maciço. Portanto, além de ser uma técnica consagrada no segmento tuneleiro, o *jet grouting* apresenta uma relevante versatilidade e é utilizado em diversas áreas da geotecnia.

De acordo com Roberto (2012), de forma genérica, o processo executivo pode ser subdividido nas seguintes fases: corte, mistura e substituição parcial e cimentação. Em um contexto generalizado, a técnica de *jet grouting* levou ao desenvolvimento de três sistemas que diferem-se, essencialmente, nos elementos e parâmetros utilizados para desagregação do solo e mistura deste com a calda de cimento. A particularidade da obra irá definir o sistema que será utilizado, sendo eles: jato simples (JET1), jato duplo (JET2) e jato triplo (JET3).

O sistema de jato simples (JET1) é executado com a ação de um ou mais injetores horizontais que bombeiam a calda de cimenta a altas velocidades (200m/s) para desagregar e misturar o solo com a calda. Esse tratamento é indicado para solos com baixa resistência a penetração do amostrador, em linhas gerais com NSPT menor que 10, pois o desempenho pode ser prejudicado na ocorrência de materiais densos.

O sistema de jato duplo (JET2) difere-se do sistema de jato simples devido à utilização de ar comprimido ou água juntamente a calda de cimento. Essa combinação pode proporcionar colunas com maiores dimensões e pode ser empregado em qualquer tipo de solo (NSPT < 50), sendo a sua utilização em solos coesivos restringida a valores de NSPT inferiores a 10.

Com relação ao sistema denominado JET3 (jato triplo), este pode ser tido como o mais complexo dos três e é capaz de separar o processo de erosão do terreno do processo de preenchimento e mistura da calda com o solo desagregado. São utilizadas três varas coaxiais diferentes por onde circulam separadamente a água, o ar e a calda e os dois bicos de injeção a níveis diferentes. A aplicabilidade deste sistema é condizente com solos não coesivos ou coesivos de baixa resistência à penetração (NSPT < 15).

Na Figura 2.9 apresenta-se, de maneira global e generalizada, o processo executivo do tratamento do maciço com emprego de *jet grouting*. Na Figura 2.10, por sua vez, apresentam-se de forma esquemática, os sistemas denominados JET1, JET2 e JET3.

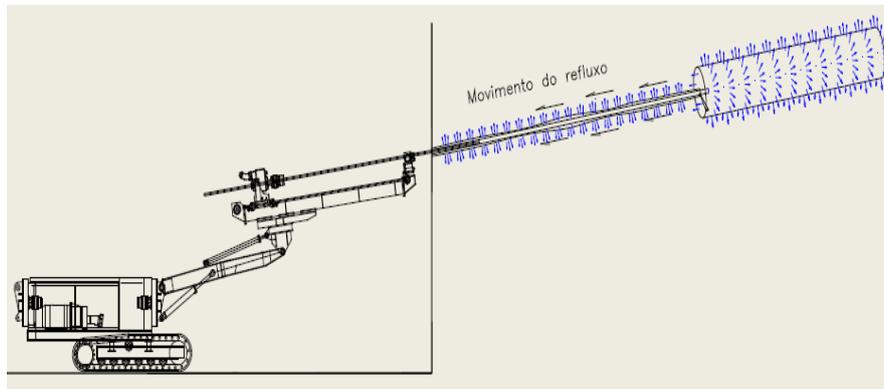


Figura 2.9. Processo executivo do jet grouting em condições horizontais (Koshima, 2013).

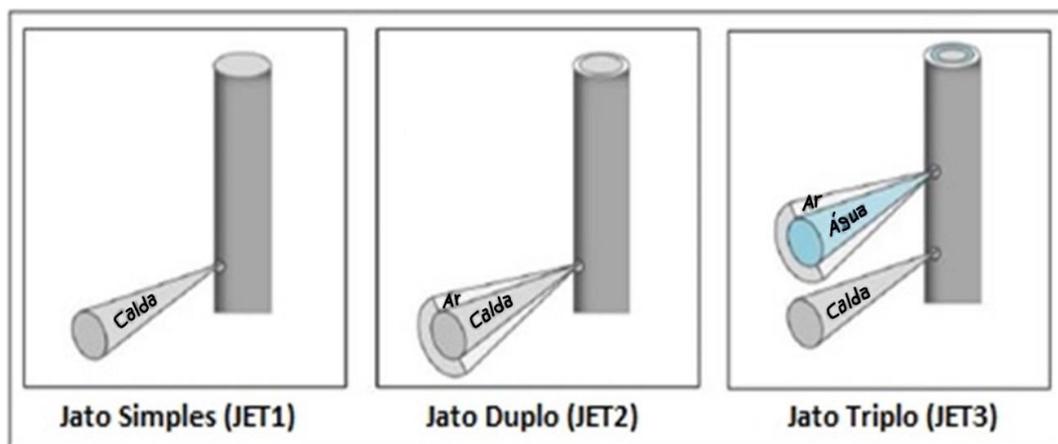


Figura 2.10. Sistemas de aplicação do jet grouting (modificado de Vergara, 2013).

Na Tabela 2.1 apresenta-se o diâmetro de coluna que pode ser obtido com os diferentes sistemas de *jet grouting*.

Tabela 2.1. Diâmetro de coluna para cada sistema de *jet grouting* (Carletto, 2009).

Sistema de	Jato Simples (JET1)	Jato Duplo (JET2)	Jato Triplo (JET3)
<i>Jet Grouting</i>	0,4 – 0,8 m	0,9 – 1,8 m	1,9 – 3,0 m

Ao compreender a finalidade do *jet grouting* atribuir melhorias às propriedades mecânicas do maciço, é importante incluir o entendimento da maneira que esta interferência se relaciona com a curva de reação do maciço (CRM). É importante citar que a CRM está relacionada aos parâmetros físicos e mecânicos do maciço, ao nível de tensões na profundidade de escavação e ao raio do túnel. Portanto, é possível inferir na Figura 2.11 que a aplicação de *jet grouting* influencia na CRM, diminuindo os deslocamentos na zona reforçada (Vergara, 2013).

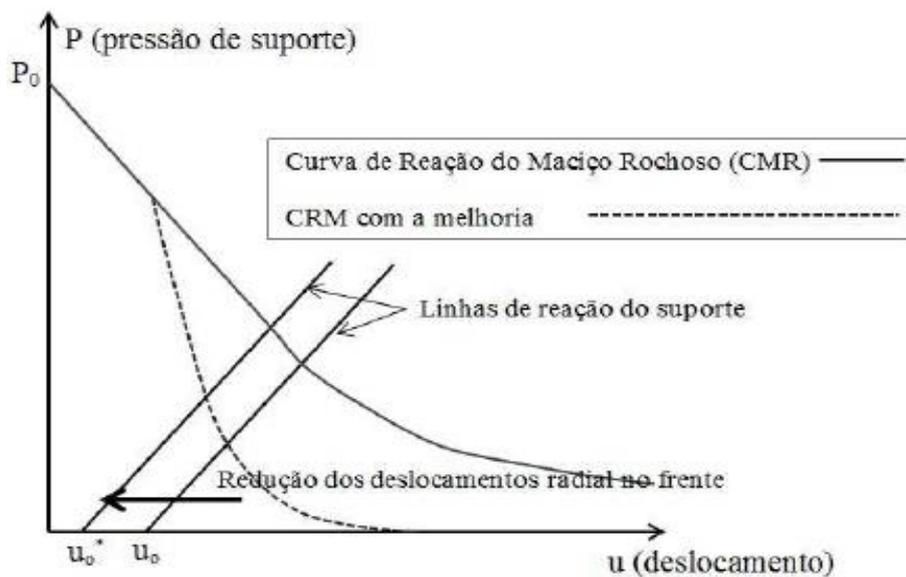


Figura 2.11. Curva de reação do maciço com e sem aplicação de melhoria (Oreste & Peila, 2001).

A ocorrência desta técnica no estudo de caso proposto nesta pesquisa remete ao emprego de uma massificação com utilização de *jet grouting* para a estabilização do maciço na região do desemboque. A aplicação neste caso é justificada pelo fato do poço de desemboque apresentar um encontro assimétrico com o túnel, acarretando em carregamentos concentrados e dificuldades de estabilização do maciço nessa região. Na Figura 2.12 apresenta-se o esquema de estabilização proposto no estudo de caso.

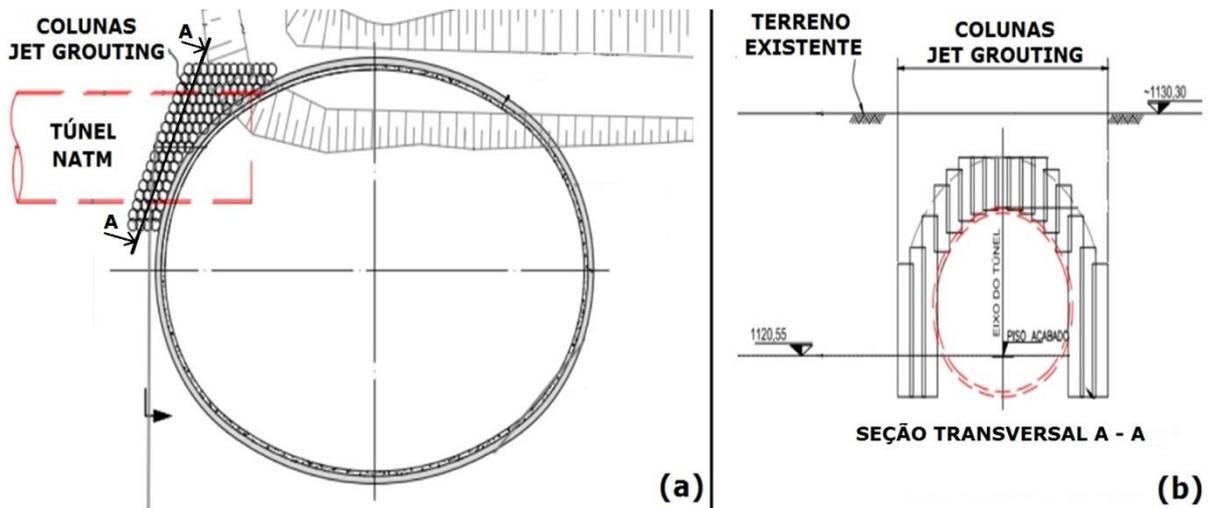


Figura 2.12. Detalhe do encontro do desemboque com o poço: túnel sob o Eixo Monumental de Brasília/DF (a) planta; (b) seção transversal (estudo de caso).

2.3.2. MELHORIA DO MACIÇO COM APLICAÇÃO DE ENFILAGENS TUBULARES INJETADAS

A técnica de melhoria do maciço, por meio da inserção de enfilagens tubulares injetadas, consiste em um sistema de pré-suporte para as zonas do maciço que apresentam resistência mecânica aquém da que foi designada em projetado. Este tratamento é comumente utilizado em áreas de emboque de túneis, pois é consenso no meio técnico que emboques devem sempre ser objetos de atenção especial e projetos específicos. A peculiaridade destas regiões, basicamente, é decorrente do inevitável desconfinamento promovido pelas escavações anteriores (acessos) e devido a baixa cobertura, que resultam em carregamentos assimétricos e/ou concentrados. Além disso, acrescenta-se o fato natural e inevitável de que, no início da obra, as equipes não se encontram plenamente preparadas e, sobretudo, familiarizadas com o comportamento do maciço.

As enfilagens são compostas por perfurações sub-horizontais de tubos preenchidos por calda de cimento. Estas perfurações são executadas acima da abóbada do túnel e acarretam em uma redistribuição das cargas na direção longitudinal, diminuindo as deformações induzidas pela escavação. No caso do emprego desta técnica em escavações em NATM é possível executar uma sobreposição sucessiva de enfilagens, ou seja, cada etapa de escavação pode ser precedida pela inserção de enfilagens caso o maciço requeira este tratamento. De acordo com Peila e Pelizza (2005) *apud* Vergara (2013), a enfilagem trabalha combatendo,

principalmente, os esforços de flexão e cortante. Na Figura 2.13 apresenta-se a aplicação de enfilagens em perspectiva e em uma seção longitudinal.

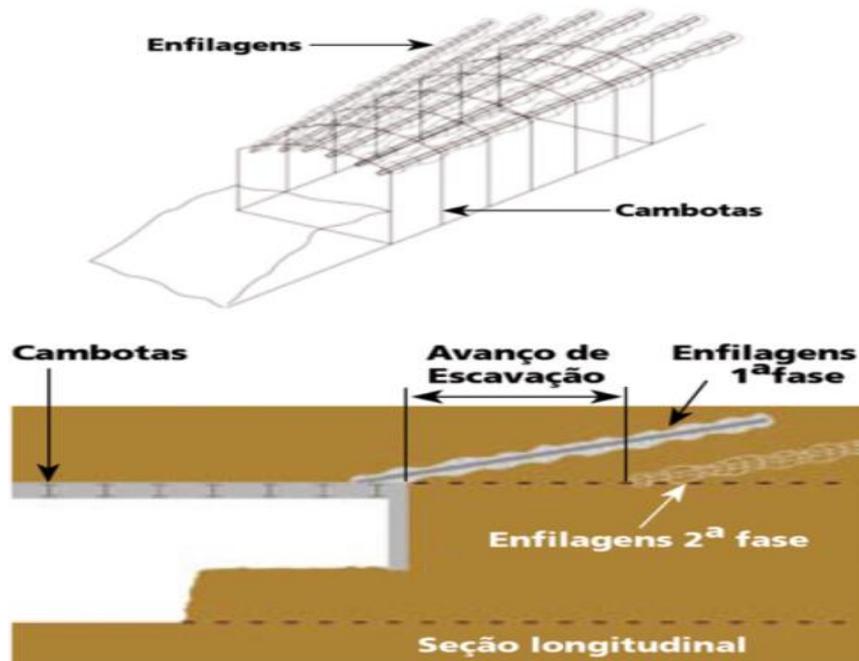


Figura 2.13. Detalhe genérico do tratamento por meio da inserção de enfilagens (Solotrat, 2015).

A perfuração é executada por perfuratriz hidráulica ou pneumática capaz de executar estruturas sub-horizontais, em diversas direções, com força de avanço suficiente para penetrar o maciço. Após a execução do furo, a abertura é limpa por meio da inserção de água ou ar comprimido. Logo após, a enfilagem é cravada manualmente e o operador deve-se atentar para evitar flexão excessiva, atrito ou quaisquer outras intervenções que venham a danificar a enfilagem. Com este procedimento concluído é realizada a injeção da calda de cimento que interage com o maciço através de válvulas no tubo que permitem o transporte da calda até o maciço circundante. Portanto, obtém-se como estrutura final uma enfilagem preenchida por calda de cimento, que interage com o material circundante, com melhores condições mecânicas que o maciço escavado.

Na Figura 2.14 apresenta-se o processo executivo da perfuração, enquanto na Figura 2.15 apresenta-se a solução de enfilagem proposta para o estudo de caso.

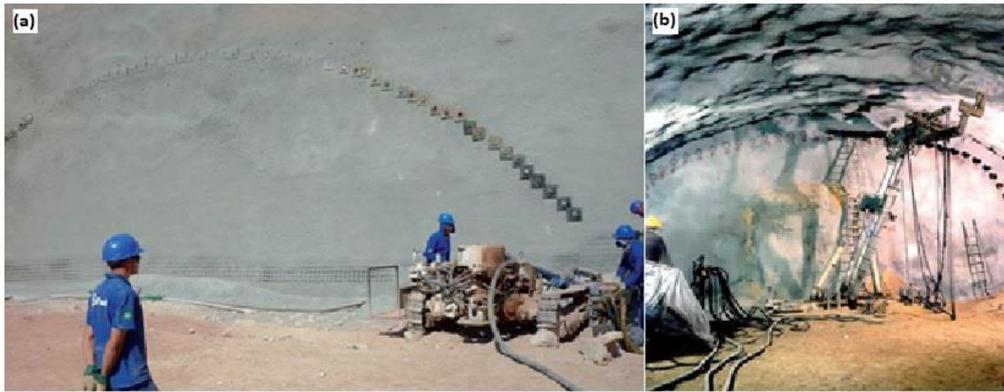


Figura 2.14. Processo executivo das enfilagens. (a) cravação dos tubos no emboque; (b) trabalho da perfuratriz na seção transversal de escavação (PINI, 2015).

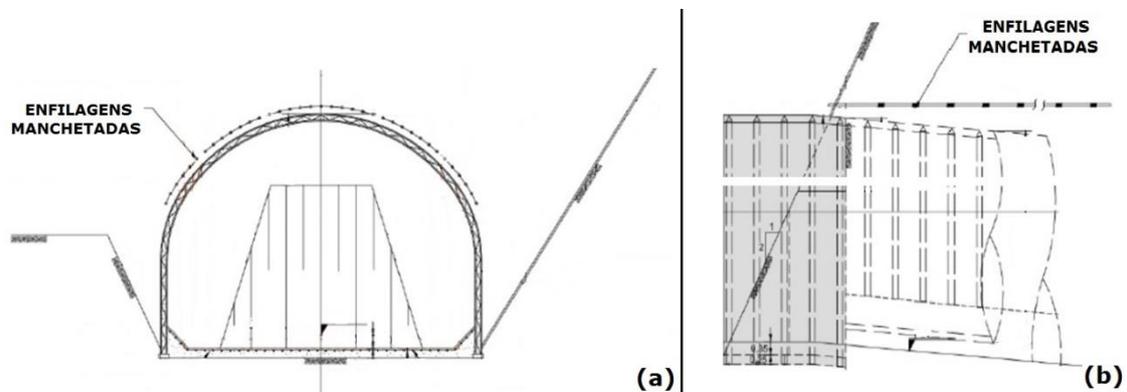


Figura 2.15. Seções típicas para solução com enfilagem: túnel sob o Eixo Monumental de Brasília/DF. (a) seção transversal; (b) seção longitudinal (estudo de caso).

2.3.3. MELHORIA DO MACIÇO COM APLICAÇÃO DE CONCRETO PROJETADO

A aplicação de concreto projetado em túneis é um método consagrado no meio tuneleiro e têm como característica relevante à facilidade de fabricação e aplicação. O concreto projetado é dito como um concreto que é transportado por um mangote e, por meio de ar comprimido, é projetado contra uma superfície. Este método abrange dois sistemas distintos de projeção, que são: o processo via seca e o via úmida. No processo via seca têm-se uma mistura, com pouca umidade, de cimento e agregados que é transportada até o bico de projeção, onde é acrescentada a água e os aditivos. Com relação ao processo via úmida, a mistura é previamente acrescida de água e, no bico de projeção, acrescenta-se o aditivo acelerador de pega líquido (Silva, 1997).

O concreto projetado pode ser utilizado como uma rápida solução para o suporte do maciço. Este material pode exercer a função de revestimento primário e/ou definitivo de túneis. Com relação à escolha do método a ser aplicado (via seca ou úmida), ambos apresentam vantagens e desvantagens, entretanto, pode-se dizer de forma genérica e resumida que o método de aplicação por via seca é adequado à aplicação de pequenos volumes, enquanto por via úmida é preferível à utilização em necessidades de aplicação de médios a grandes volumes. Em geral, como armação convencional do concreto projetado pode ser empregada à utilização de telas eletrossoldadas ou a adição de fibras metálicas de aço.

O emprego desta técnica no país deve ser embasado na norma NBR 14026/2012 cujo título é: “Concreto Projetado – Especificação”. Dentre outros itens, a norma designa as responsabilidades atribuídas ao projeto, à execução e ao controle de qualidade, além de atribuir requisitos de aceitabilidade e rejeição do material empregado na obra. Por fim, dentre as etapas de fiscalização do serviço, ressalta-se a importância do reconhecimento da resistência do concreto aplicado (fck), verificado de acordo com a norma, a fim de obterem-se valores que atendam aos requisitos de projeto.

2.3.4. ESTABILIZAÇÃO DO MACIÇO COM APLICAÇÃO DA TÉCNICA CALOTA-BANCADA

Em condições de escavação cujo maciço apresenta comportamento mecânico desfavorável àquele requerido em projeto, diversas são as soluções plausíveis para viabilizar a construção de túneis. O avanço e parcialização da seção de escavação, além do fechamento provisório e da utilização do suporte adequado no momento oportuno, são tidos como mecanismos padrões para enfrentar este tipo de situação. De qualquer forma, a definição da concepção a ser adotada depende dos equipamentos disponíveis, prazo e custo da obra.

A subdivisão da seção de escavação pode ser realizada de acordo com as particularidades da obra, desde que o maciço esteja sempre possibilitado a redistribuir os esforços a camadas competentes. No caso em análise, trata-se de uma subdivisão consagrada no meio tuneleiro que é dita como escavação em calota e bancada. Esta técnica consiste na utilização da sequência de escavação de acordo com o apresentado na Figura 2.16. Isto é, escava-se primeiramente a zona subjacente a abóbada do túnel (calota) e estabiliza-se a escavação parcialmente pela bancada. Esta estrutura proverá sustentação do maciço até que as

demais técnicas (concreto projetado, cambota etc.) se encarreguem do suporte permanente. Por fim, logo após, é liberada a escavação da bancada e se inicia outro passo de escavação.

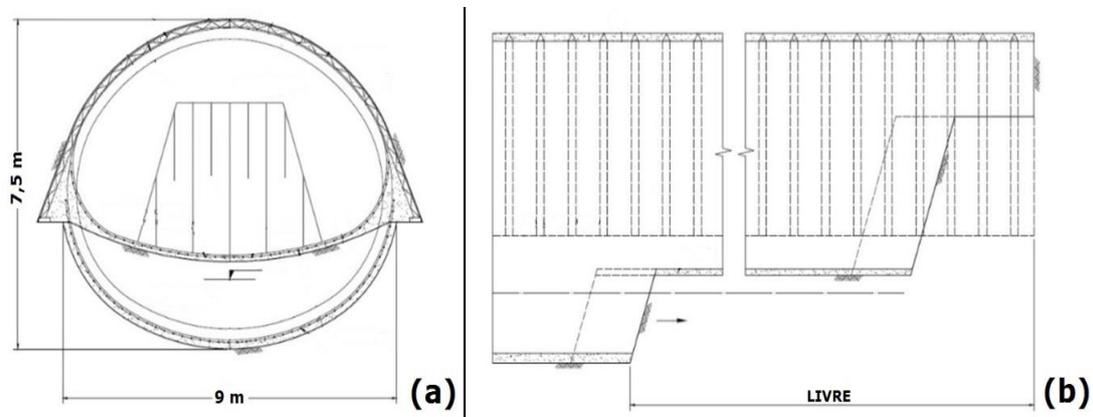


Figura 2.16. Seções típicas para solução de calota-bancada: túnel sob o Eixo Monumental de Brasília/DF. (a) seção transversal; (b) seção longitudinal (estudo de caso).

2.3.5. ESTABILIZAÇÃO DO MACIÇO COM APLICAÇÃO DA TÉCNICA *SIDE DRIFT*

A técnica denominada *side drift* consiste em uma metodologia de parcialização da seção com intuito de estabilizar a escavação e obter maior controle sob a relaxação do maciço. Devido aos preceitos da técnica, que busca reconhecer o real comportamento do maciço, é comum que este tipo de parcialização seja executado nas regiões de emboque. Após os primeiros avanços na escavação e conseqüente reconhecimento do subsolo, o túnel poderá ser executado em seção plena com as melhorias solicitadas.

O método proposto incide na utilização de uma escavação menor que a seção proposta em projeto para que esta abertura exerça função de “piloto”. Esta técnica pode ser aplicada por meio da inserção de galerias, localizadas nas laterais da seção plena projetada, ou pela execução de uma única seção em menor proporção (Figura 2.17). O avanço destas frentes de escavação pode ser realizado de forma alternada no terreno, ou seja, primeiro escava-se uma seção e depois se executa a segunda abertura. Nesta técnica, o maciço deve receber tratamento análogo aos procedimentos que serão realizados na seção plena, portanto, as seções escavadas de acordo com a técnica “*side drift*” geralmente são estabilizadas com concreto projetado e cambotas metálicas.

Na Figura 2.18 apresenta-se o processo executivo da parcialização da seção de acordo com a técnica *side drift*.

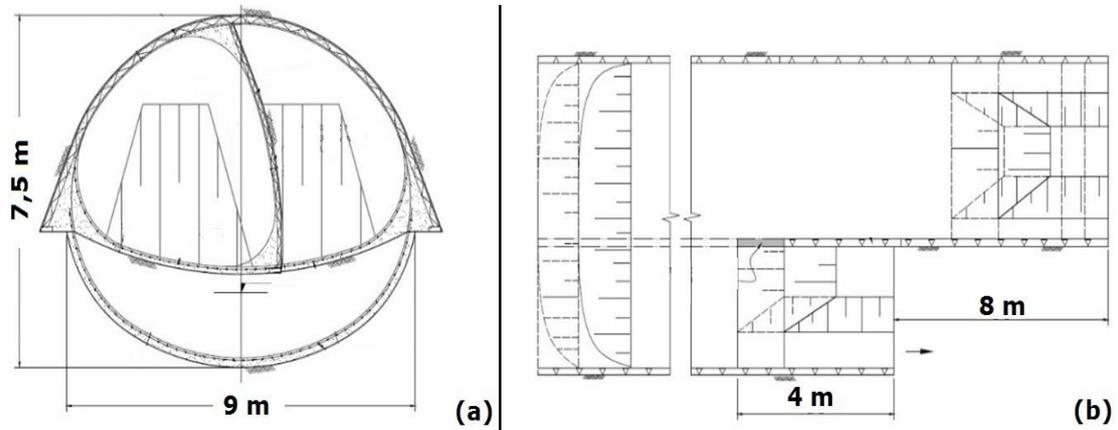


Figura 2.17. Seções típicas para solução de acordo com a técnica “side-drift”: túnel sob o Eixo Monumental de Brasília/DF. (a) seção transversal; (b) planta (estudo de caso).

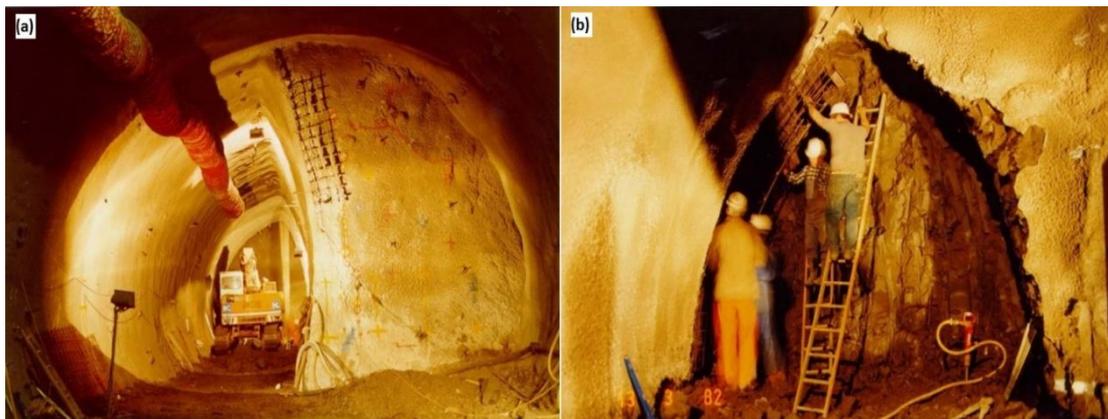


Figura 2.18. Execução da técnica “side-drift”. (a) avanço da escavação “piloto”; (b) instalação do sistema de suporte parcial (Sauer, 1992).

2.4. CASOS HISTÓRICOS DE TÚNEIS URBANOS

Nesta etapa da pesquisa, propõe-se a exposição de um apanhado geral de obras já executadas com êxito que adotaram concepções estruturais análogas às previstas para construção de túneis de travessia.

2.4.1. TÚNEIS DE TRAVESSIA NO MUNDO

As concepções estruturais abordadas em casos históricos de túneis urbanos de baixa cobertura, executados no mundo, são sintetizados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2. Casos históricos de túneis urbanos de baixa cobertura no mundo.

Nome do Projeto / Status	Geologia	Cobertura / % da largura do túnel	Pré-Suporte	Escavação e Suporte	Solução de drenagem
Túnel de travessia da zona do carenque – Portugal / Concluído em 1995	Maciço composto por calcários e margas do período Cretáceo (inclinadas 10-20º sul).	2 m / 15%	Pregagens na abóbada superior.	Escavação em método convencional NATM. Revestimento final de concreto armado (0,50 m), executado após a instalação da manta de drenagem sobre o revestimento primário (0,20 m).	Manta de drenagem sobre o revestimento primário.
Túnel de travessia sob ferrovia – Alemanha / Concluído em 1992	Aterro com 40% de porosidade.	4,5 m / 40%	Enfilagem estrutural passante (Barrel Vault Method – BVM).	Escavação em método convencional NATM com aplicação de concreto projetado.	Impermeabilização com uma membrana plástica de 2 mm e geotêxtil não tecido instalado entre os revestimentos.
Túnel de travessia – Estados Unidos / Concluído em 2004	Maciço escavado é composto por siltito. O material de cobertura, por sua vez, é composto por solos residuais (silte, argila e areia argilosa).	4,6 m / 35%	Enfilagem tubular com injeção de argamassa.	Escavação em método convencional NATM com aplicação de 200 mm de concreto projetado.	Não há influência do lençol freático
Túnel sob fundações de edifícios históricos – Estados Unidos / Concluído em 2000	Horizonte superficial composto por depósitos orgânicos recentes. Subjacente a esta camada, têm-se uma argila mais rígida (“Boston Blue Clay”).	0,5 m-3 m / 5% a 25%	Congelamento do maciço.	Escavação em método convencional NATM com aplicação de concreto projetado.	Sistema de drenagem compostos por membranas instaladas no perímetro da escavação.
Túnel sob rodovia – Japão / Concluído em 2004	Maciço escavado é composto de uma camada de cascalho, com permeabilidade e espessura não uniforme, acima da abóbada do túnel e atravessa camadas de argila, areia e cascalho.	6,5 m-12 m / 50% a 90%	Grampos injetados (<i>forepiling</i>) compostos por longos tubos de aço de elevada rigidez e emprego de jet grouting para estabilizar a frente de escavação.	Escavação em método convencional NATM com aplicação de concreto projetado conjuntamente a execução das colunas laterais (X-jet).	Sistema de drenos horizontais, com diâmetro de 139,8mm e comprimento de 12,5 m. Além disso, há o preenchimento dos vazios entre os tubos com agentes cimentantes de endurecimento.

2.4.1.1. TÚNEL DE TRAVESSIA DA ZONA DO CARENQUE - PORTUGAL

O estudo de caso desta obra é apresentado na publicação de Celestino *et al.* (2006) e, nesta pesquisa, são expostos os pontos-chaves desta escavação no que diz respeito aos desafios impostos e as soluções adotadas para construção deste túnel de travessia. O contexto geral desta obra é tido como a construção de dois túneis de travessia, entre os anos 1993 e 1995, localizados em Lisboa, que foram concebidos sem que houvesse intervenção nas propriedades do maciço subjacente. Neste caso, em especial, a problemática de intervenção no maciço não se trata da interação com uma obra instalada na linha de superfície que pode ser afetada pelos recalques da construção, mas sim de uma região histórica que abriga um sítio arqueológico de grande interesse científico. Esta área representa uma das maiores trilhas de pegadas de dinossauros da Europa, além de expor sítios de fósseis.

A técnica NATM foi adotada como proposta construtiva para vencer os desafios impostos a esta obra. A escavação das duas frentes ocorreu de forma simultânea com a utilização de fresadoras de 85 toneladas e martelos hidráulicos de 1.500 kg, instalados em duas escavadeiras hidráulicas e três retroescavadeiras. Estes equipamentos foram mobilizados para ultrapassar a região do maciço composta por calcários e margas do período Cretáceo (inclinadas 10-20° sul).

Os dois túneis (Figura 2.19) com extensão de 285 m, seção transversal de 172 m² e cobertura de 2 m, foram concebidos com intuito de solucionar um grave problema de tráfego interurbano no país.

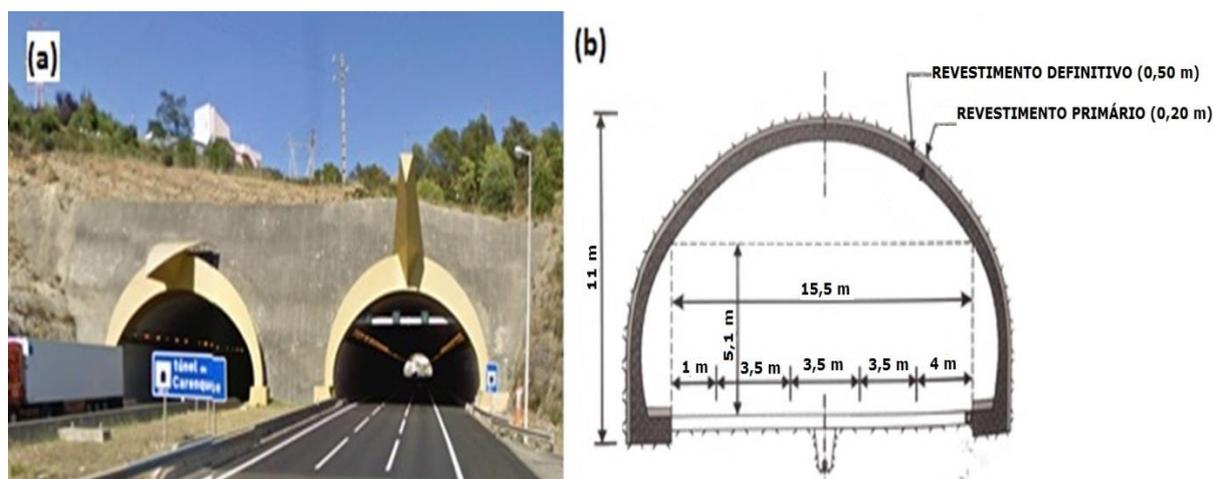


Figura 2.19. Túnel de Carenque. (a) vista frontal dos túneis; (b) esquema da seção transversal (Celestino *et al.*, 2006).

A sequência executiva do túnel iniciou-se por meio de uma galeria piloto, localizada no topo da abóbada, que foi escavada em cinco fases com avanços de 0,8 m a 1,6 m. Estes passos foram seguidos da instalação de cambotas de aço TH 36, malha eletrossoldada de 100 mm x 100 mm x 5 mm, chumbadores e concreto projetado de 20 cm de espessura. O revestimento final foi concebido em concreto armado, executado em três etapas (base do arco, abóbada e arco invertido), após a colocação da manta de drenagem sobre o revestimento primário. Com relação às fôrmas, estas foram suportadas por roletes que corriam sobre trilhos. Na Figura 2.20 expõe-se o processo executivo proposto para esta escavação.

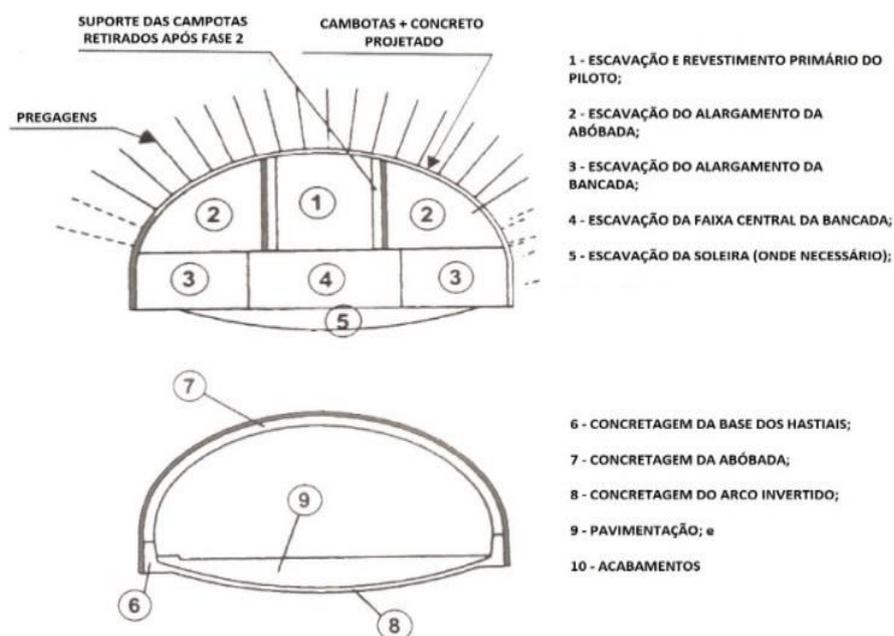


Figura 2.20. Esquema construtivo adotado na construção dos túneis (modificado de Celestino *et al.*, 2006).

2.4.1.2. TÚNEL DE TRAVESSIA SOB FERROVIA – OBERRIEDEN, ALEMANHA

O estudo de caso desta obra é apresentado na publicação de Sauer *et al.* (1993) e, nesta pesquisa, são apresentados os pontos chaves desta escavação no que diz respeito aos desafios impostos e as soluções adotadas para construção deste túnel de travessia. Neste caso em estudo, foram adotadas as metodologias construtivas denominadas: túnel invertido (acopla as técnicas de *cut-and-cover* e túnel – *Doorframe Slab Method*), enfilagem estrutural passante (*Barrel Vault Method* – BVM) e o método convencional NATM (no caso, subdividindo a escavação em quatro etapas). Entretanto, o enfoque deve ser na enfilagem estrutural passante

(*Barrel Vault Method* – BVM), pois esta metodologia pode ser amplamente utilizada na construção de túneis de travessia. Além disso, justifica-se a falta de foco nos demais métodos visto que a técnica de túnel invertido foi executada em região em que tem-se a liberdade de intervir na superfície e a técnica NATM é adotada de maneira análoga àquela prescrita no Item 2.2.3. desta dissertação.

O contexto geral desta obra é tido como a construção de dois túneis de travessia, entre os anos 1990 e 1992, localizados na pequena cidade de Oberrieden, próximo a Göttingen, na Alemanha, que foram concebidos sem que houvesse intervenção no funcionamento da ferrovia sobreposta a esta escavação. A funcionalidade desta construção é aliviar o congestionamento diário e prover mobilidade entre estados, anteriormente separados, que foram reaproximados durante o processo de reunificação alemã.

O maciço escavado trata-se de um aterro, com 40% de porosidade, construído há mais de 100 anos antes do início da escavação do túnel. As investigações em campo identificaram a presença de água a aproximadamente 6 metros abaixo do túnel invertido e este fato justifica a necessidade de prover um sistema de drenagem para esta obra subterrânea.

A escavação apresenta um comprimento de 520 m, área de 100 m² na seção transversal e cobertura de 4,5 m. O túnel foi concebido como uma estrutura dupla, compreendendo um forro reforçado de projeção inicial e um revestimento final de concreto moldado *in loco*. A impermeabilização da escavação foi concebida pela instalação de uma membrana de plástico e geotêxtil não técnico, instalados entre as camadas de revestimentos iniciais e finais.

A metodologia construtiva do denominado túnel invertido (Figura 2.21) consiste em uma maneira de estabilizar o teto antes da escavação, ou seja, escava-se até a altura da laje, concreta e recobre para depois se trabalhar no espaço subterrâneo. Por sua vez, a técnica denominada enfilagem estrutura passante (Figura 2.22) consiste em um conjunto de furos horizontais, de 18 a 36 m de comprimento, nos quais se injeta argamassa no solo, sob pressão equivalente a tensão inicial do maciço. Este processo forma uma abóbada pré-tensionada, que irá permitir o início da escavação, sem que ocorram danos à estrutura superficial.

A técnica construtiva que utiliza o sistema de enfilagem estrutural passante pode ser concebida em diversos casos de túneis de travessia, incluindo a concepção de pórtico proposta no Item 2.2.2 desta dissertação. Durante a fase de concepção preliminar deste projeto, levantou-se a hipótese de utilizar *jet grouting*, entretanto, o método tornou-se inviável porque notou-se que a argamassa injetada a alta pressão iria drenar nos vazios do aterro.

A instalação e acompanhamento dos equipamentos de instrumentação foram realizados com sucesso. Este fator é dito como determinante para garantir o êxito na estabilidade da escavação e no correto funcionamento das estruturas superficiais.

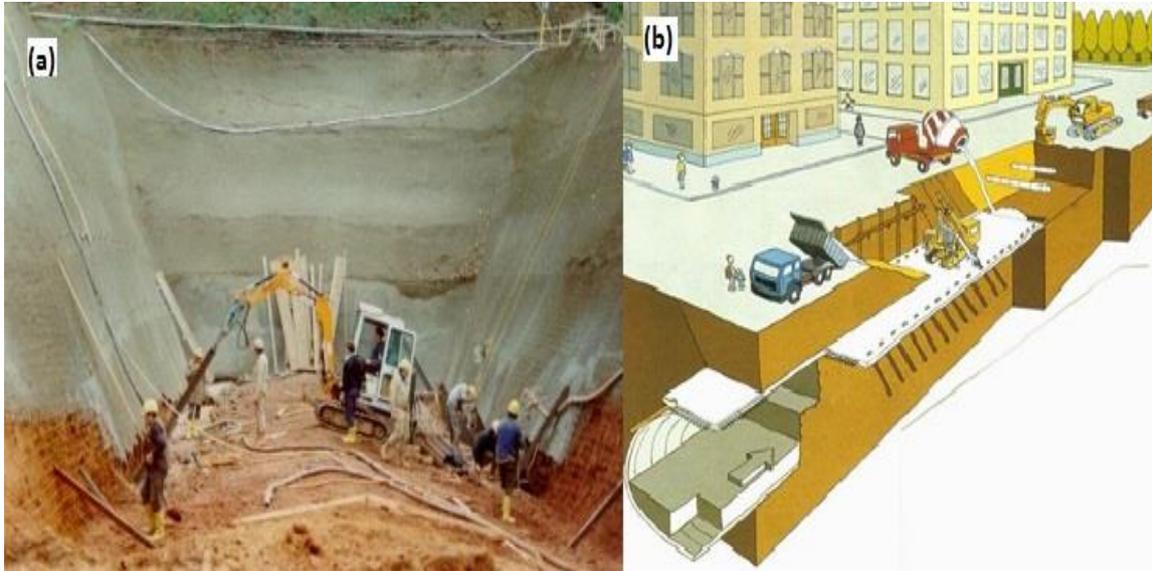


Figura 2.21. Método construtivo denominado túnel invertido. (a) vista da execução da escavação em Oberrieden; (b) esquema construtivo (Sauer, 2004).

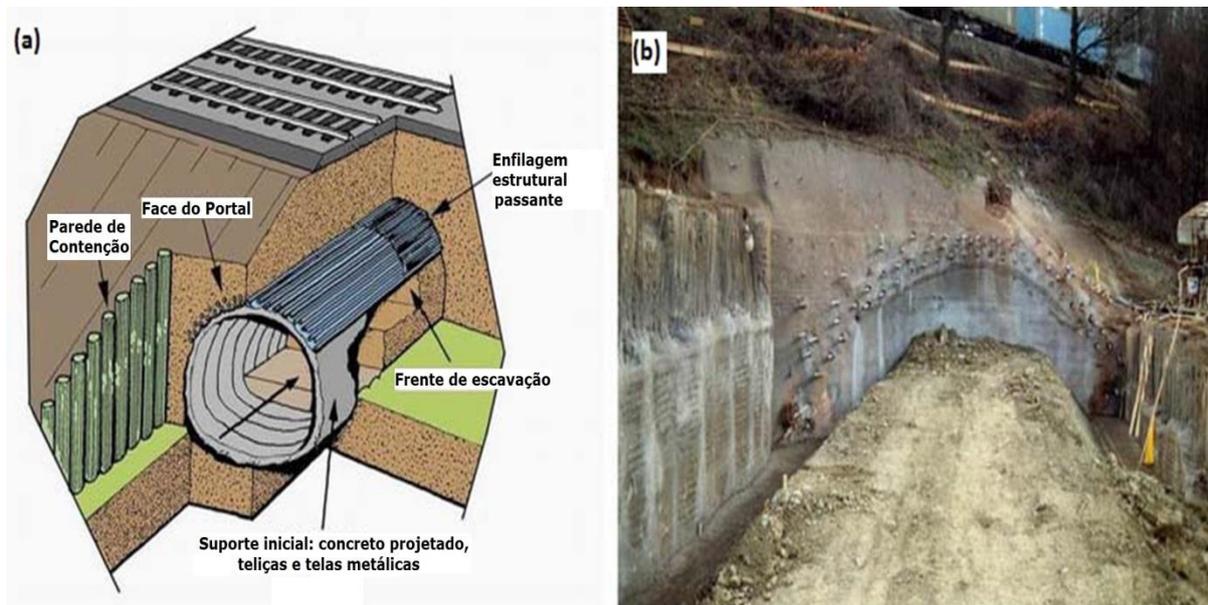


Figura 2.22. Método construtivo denominado enfilagem estrutural passante. (a) ilustração da instalação sob aterro da ferrovia; (b) vista da execução da obra (modificado de Sauer, 2004).

2.4.1.3. TÚNEL DE TRAVESSIA – AEROPORTO INTERNACIONAL DE DULLES

O estudo de caso desta obra é apresentado na publicação de Gall (2008) e, nesta pesquisa, são expostos os pontos-chaves desta escavação no que diz respeito aos desafios impostos e as soluções adotadas para construção deste túnel de travessia. O contexto geral desta obra é tido como a construção de um túnel que interliga os terminais do Aeroporto Internacional de Dulles, localizado em Washington, Distrito de Colúmbia. A obra foi implantada entre os anos 2000 e 2004. Neste caso, há a necessidade de prover acessibilidade a estas escavações, fato este que resulta na execução de rampas menores e, conseqüentemente, baixas coberturas.

A seção transversal de escavação apresenta dimensões aproximadas de 12,5 m de largura, altura de 8,3 m e cobertura de 4,6 m. A maior parte desta seção atravessa um maciço composto por siltito que é facilmente escavado com auxílio de um escarificador. O maciço de cobertura, por sua vez, é composto por solos residuais (silte, argila e areia argilosa) e nota-se a presença do lençol freático acima da superfície da rocha.

A escavação, além de apresentar baixa cobertura, está submetida a uma elevada carga superficial que é imposta pelas aeronaves. Com isso, a intervenção neste espaço subterrâneo é viável desde que não seja evidenciada nenhuma alteração nas estruturas superficiais. Portanto, determinou-se que a técnica construtiva designada a cumprir os requisitos da obra fosse a NATM. Esta técnica foi aplicada após a execução de um pré-suporte de enfilagem tubular, com injeção de argamassa, e incidiu na subdivisão da seção de escavação (Figura 2.23) com emprego de 20 cm de concreto projetado.

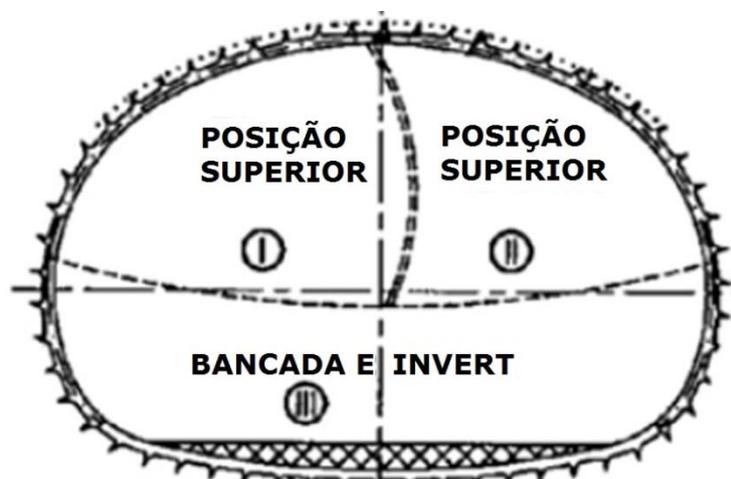


Figura 2.23. Subdivisão da escavação da seção transversal (modificado de Gall, 2008).

2.4.1.4. TÚNEL SOB FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS – ESTADOS UNIDOS

O estudo de caso desta obra é apresentado na publicação de Urschitz *et al.* (2000) e, nesta pesquisa, são expostos os pontos-chaves desta escavação no que diz respeito aos desafios impostos e as soluções adotadas para construção deste túnel de travessia. O contexto geral desta obra é tido como a construção de um túnel localizado abaixo do histórico complexo de Rússia Wharf, em Boston, nos Estados Unidos, para viabilizar o traçado do MBTA (*Massachusetts Bay Transit Authority's*). A relevante complexidade desta obra trata-se, além da baixa cobertura, da integração dos elementos de fundação (estacas de madeira) a estrutura de suporte global da escavação. Portanto, todo sistema construtivo deve ser adequado para permitir a construção do túnel dentro das deformações admissíveis e é preciso garantir que o edifício não seja danificado em nenhuma etapa, garantindo o funcionamento padrão da estrutura e seu valor histórico.

De acordo com Zeidler (2007), a seção de escavação está localizada em uma zona de depósitos orgânicos recentes, de consistência muito mole, e apresenta uma baixa cobertura que varia entre 0,5 a 3 m. Subjacente a esta camada de depósito orgânico, têm-se uma camada de argila mais rígida (*Boston Blue Clay*). No topo desta camada de argila, encontra-se um horizonte de argila dessecada que corresponde a um material de resistência adequada para prover suporte dos elementos de fundação. A geometria proposta para o túnel é binocular com largura de 12 m e altura de 8 m.

Para atender a este complexo cenário construtivo, optou-se pela execução de uma técnica inovadora de congelamento do maciço combinada à metodologia NATM. Esta técnica de congelamento, com função de sustentação prévia dos elementos de fundação, é condizente com a necessidade de prover suporte temporário às estacas de madeira, que são desfeitas nas zonas de interferência com o túnel. Os elementos de fundação foram removidos, ainda que estivessem em carga, nas zonas de interferência com a escavação e foram integrados ao sistema de suporte global do túnel. Para que esta ação não danificasse a estrutura superficial e não comprometesse a estabilidade da escavação, surgiu a necessidade de prover suporte temporário aos elementos de fundação, função esta que é exercida com êxito pelo maciço congelado. Esta técnica apresentou-se como eficiente, pois o tempo de congelamento e descongelamento do solo é suficiente para que as estacas estejam apoiadas hora no maciço congelado e, em condição final, no revestimento do túnel que é projetado para suportar esta carga.

Para atender a necessidade de isolar a escavação da interferência da água, proveniente do descongelamento do maciço, adotou-se um sistema de drenagem compostos por membranas. Na Figura 2.24 e na Figura 2.25 ilustram-se as etapas construtivas desta obra.



Figura 2.24. Processo executivo do túnel. (a) Tubo de congelamento vertical; (b) escavação com intervenção de estaca do edifício (Sauer, 2004).

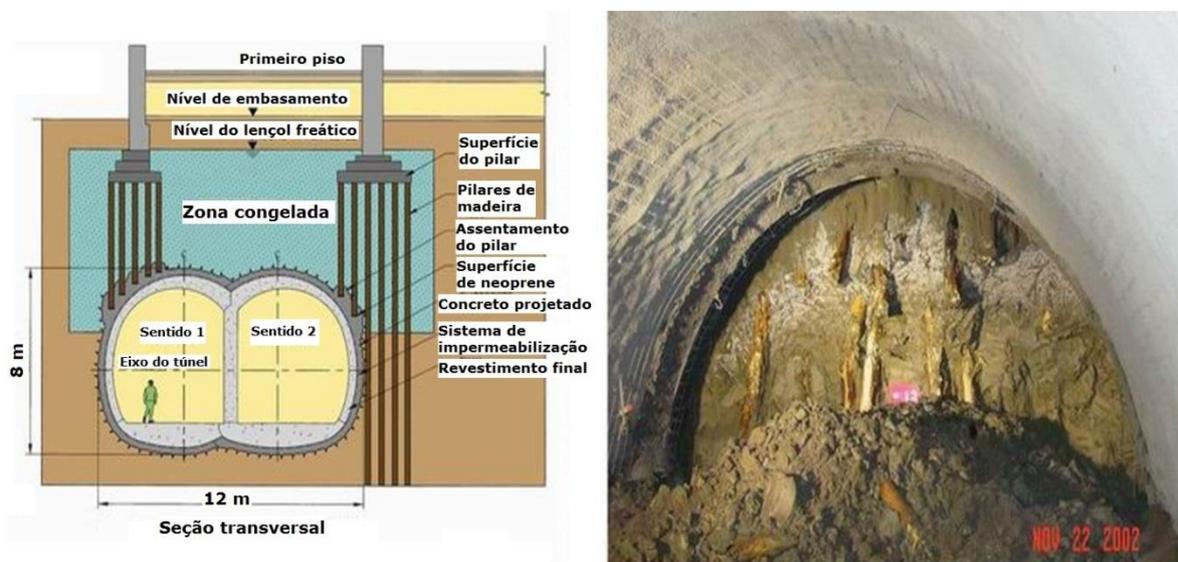


Figura 2.25. Processo executivo do túnel. (a) seção transversal esquemática; (b) seção transversal em execução (modificado de Sauer, 2004).

A técnica construtiva de congelamento do maciço, aplicada à construção de túneis urbanos, apresenta outros casos de sucesso que foram publicados nas pesquisas de Semprich (2005) e Pimentel *et al.* (2011). Nestes trabalhos são apresentadas cinco situações-problemas, com abordagens numéricas, em que a solução construtiva incluiu o tratamento do maciço com a técnica de congelamento. Ressalta-se ainda que esta tecnologia comumente apresenta um elevado custo, entretanto, em casos especiais, pode ser aquela que viabiliza a construção do túnel.

Para o caso de análises particulares, com semelhanças construtivas a este estudo de caso, destaca-se a existência de pesquisas que preveem significativas mudanças de comportamento do maciço. Feng & Xinag (2013) concluem, através de soluções analíticas e numéricas, que a interação das fundações com os túneis em solo podem alterar significativamente o potencial de plastificação da escavação. Portanto, as construções de túneis nestas condições devem, eventualmente, utilizar combinações com outras soluções construtivas para viabilizar a segurança da escavação e das estruturas vizinhas.

2.4.1.5. TÚNEL SOB RODOVIA – MITO CITY, JAPÃO

O estudo em questão é apresentado na publicação de Kimura *et al.* (2005) e, nesta pesquisa, são expostos os pontos-chaves desta escavação no que diz respeito aos desafios impostos e as soluções adotadas para construção deste túnel de travessia. O contexto geral desta obra é tido como a construção de um túnel localizado imediatamente abaixo de uma área de tráfego intenso e próximo a muitas estruturas superficiais, incluindo prédios e casas residenciais. Além disso, o processo de escavação teve que assegurar a integridade de diversas utilidades públicas (tubulações e cabeamentos).

O túnel denominado Baikoh tem um comprimento total de 607 m e permite a interferência com as estruturas superficiais apenas nos 139 m iniciais, trecho este que foi executado em *cut-and-cover*. Para avançar os demais 468 m, adotou-se uma metodologia compatível com os cenários impostos a túneis de travessia. A seção transversal do túnel apresenta dimensões aproximadas de 13 m de largura, 8 m de altura e cobertura entre 6,6 m e 11,8 m (Figura 2.26). Com relação ao lençol freático, este encontra-se de 2 a 4 m de distância do teto da seção escavada.

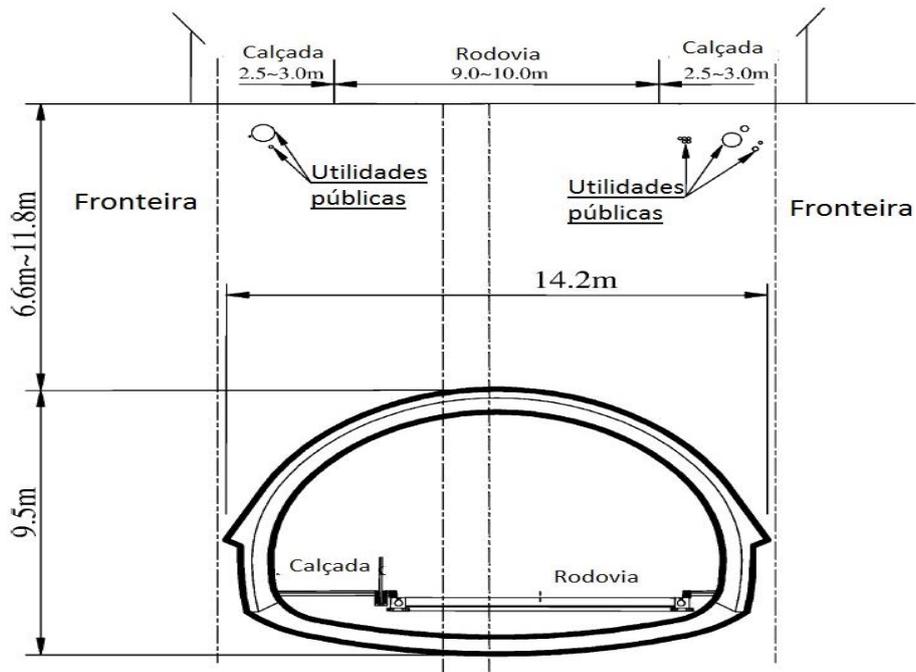


Figura 2.26. Seção transversal genérica (modificado de Kimura, 2005).

A seção escavada (Figura 2.27) apresenta uma camada de cascalho, com permeabilidade e espessura não uniforme, acima da abóbada do túnel e atravessa camadas de argila, areia e cascalho. A camada de argila (Dc2) é uma camada mole, sobreadensada, com resistência a penetração do amostrador inferior a 10 golpes, enquanto a areia e o cascalho (Dg2) apresentam as características de um material muito denso.

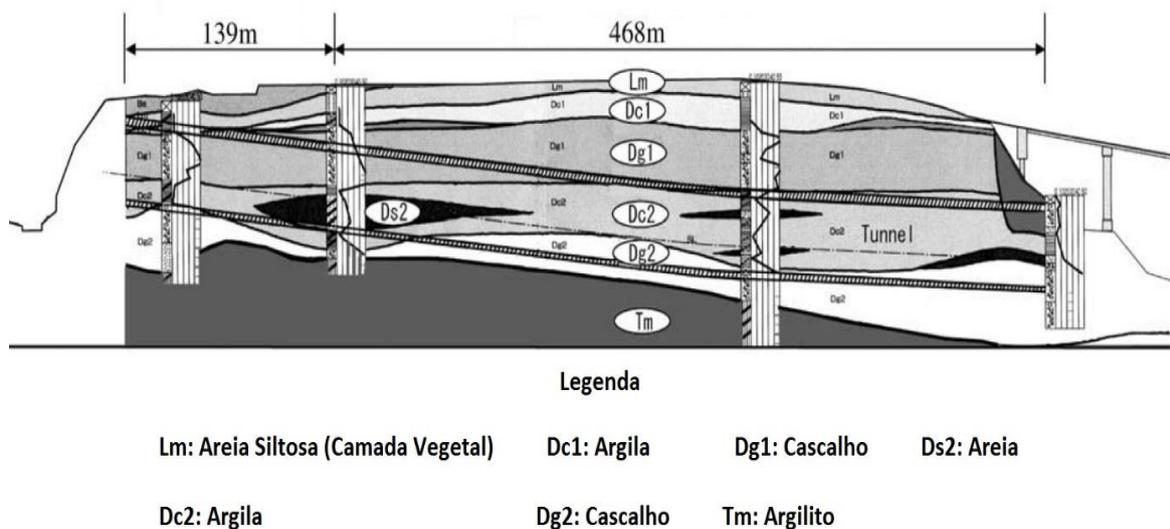


Figura 2.27. Perfil geológico da seção transversal escavada (modificado de Kimura, 2005).

Para garantir a segurança do túnel e das estruturas superficiais que encontram-se na zona de influência da escavação, sem interferir no funcionamento de quaisquer instalações superficiais, foram adotados os seguintes procedimentos: execução de grampos injetados (*forepiling*) compostos por longos tubos de aço de elevada rigidez, aplicação de concreto projetado, emprego de *jet grouting* para estabilizar a frente de escavação e construção de colunas de grande diâmetro, compostas por *jet grouting* especial (X-jet), que exercem a função de transferência de cargas do teto do túnel para um perfil de solo com melhores condições geomecânicas. A sequência executiva, referente a construção da seção ilustrada na Figura 2.28, consiste na execução das colunas laterais (X-jet), seguida da instalação dos tubos de aço, escavação do topo da seção, escavação da bancada e posterior aplicação do concreto projetado.

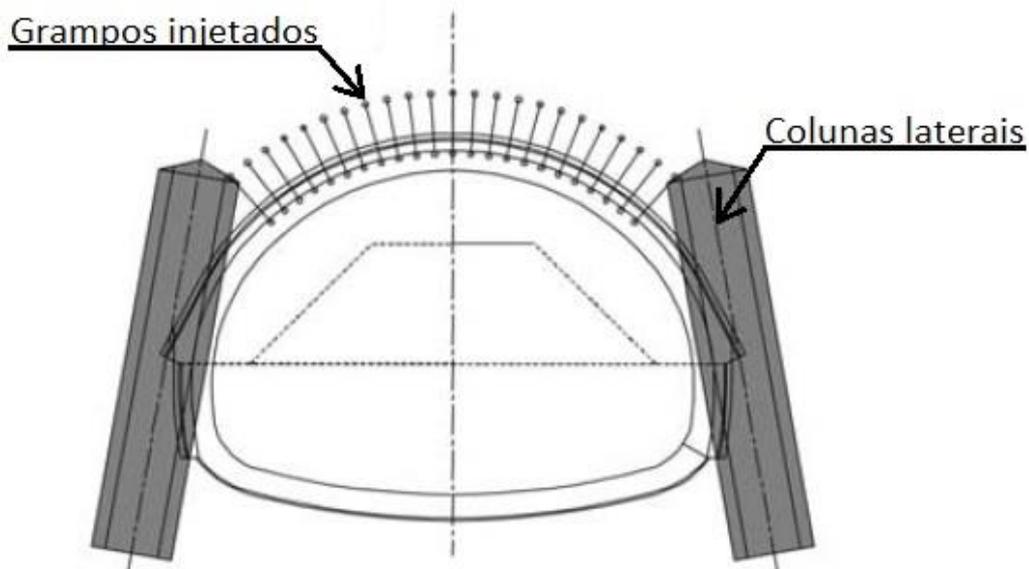


Figura 2.28. Estrutura proposta para a seção transversal (modificado de Kimura, 2005).

As medidas adotadas para controle do lençol freático consistiram-se na execução de drenos horizontais, com diâmetro de 139,8 mm e tendo o mesmo comprimento dos grampos injetados (12,5 m), além de preenchimento dos vazios entre os tubos com agentes cimentantes de endurecimento. Na Figura 2.29 apresenta-se a seção transversal projetada.

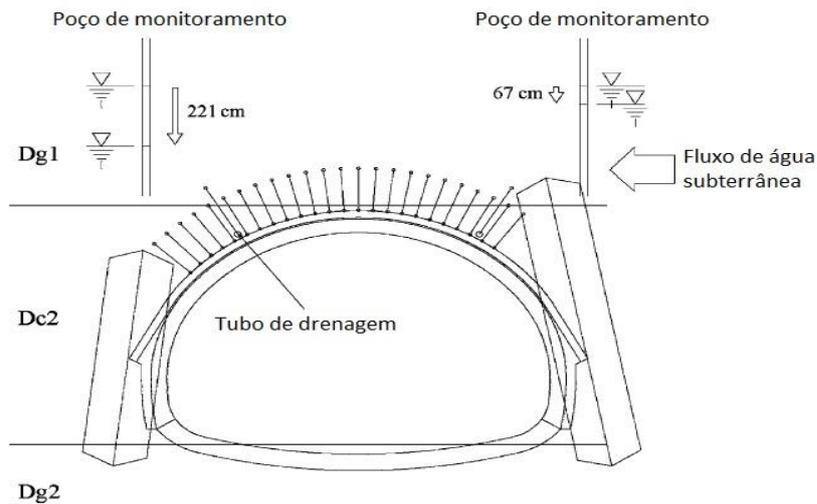


Figura 2.29. Seção transversal projetada para solucionar os desafios impostos pela presença da água (modificado de Kimura, 2005).

O cenário proposto para a construção do túnel Baikoh consiste em uma escavação urbana, de curta extensão, com estruturas dispostas na superfície e maciço de baixa competência geomecânica, que necessita de tratamentos especiais análogos àqueles retratados para os ditos túneis de travessia. Com isso, o êxito obtido nesta construção valida a eficiência dos métodos adotadas e, portanto, possibilita a utilização de estruturas semelhantes em futuras escavações. Dessa forma, têm-se exposto, na Figura 2.30, a concepção final proposta para a seção transversal deste túnel.

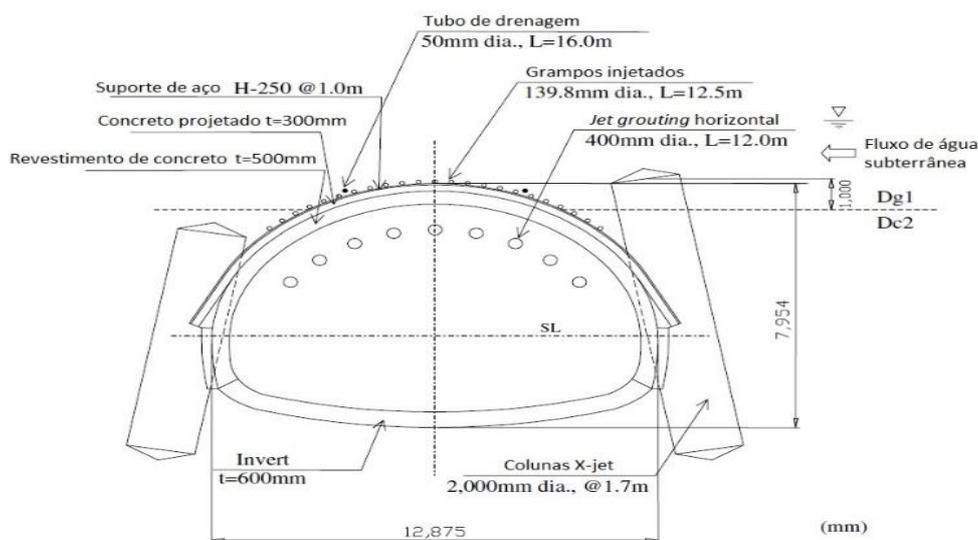


Figura 2.30. Seção transversal projetada para solucionar os desafios impostos pela presença da água (modificado de Kimura, 2005).

2.4.2. TÚNEIS DE TRAVESSIA NO BRASIL

As concepções estruturais abordadas em casos históricos de túneis urbanos de baixa cobertura, executados no Brasil, são sintetizados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Casos históricos de túneis urbanos de baixa cobertura no Brasil.

Nome do Projeto / Status	Geologia	Cobertura / % da largura do túnel	Pré-Suporte	Escavação e Suporte	Solução de drenagem
Túnel rodoviário de Campinas / Concluído em 1987	Maciço sedimentar da formação Tubarão e Itararé. A escavação foi realizada em colúvio poroso de baixa resistência, em areia e silte arenoso.	5,5 m / 40%	Colunas horizontais de <i>jet grouting</i> (CCPH) na abóbada superior.	NATM com aplicação de concreto projetado de 250 mm de espessura. Revestimento definitivo em concreto moldado <i>in loco</i> e concreto projetado de 350 mm de espessura.	Rebaixamento do lençol freático através do uso de poços injetores.
Mêtro em Copacabana / Concluído em 2002	Maciço composto por rochas e solo arenoso de grande complexidade hidrogeológica.	6 m / 100%	Colunas horizontais de <i>jet grouting</i> (CCPH), em 360°, em torno da seção de escavação.	NATM com emprego da técnica calota-bancada e posterior aplicação de concreto projetado.	Drenagem subhorizontal com drenos do tipo microranhurados, em conjunto com uma bomba de vácuo.
Túnel sob a Rodovia Presidente Dutra / Concluído em 2004	Maciço escavado é composto por aterro de solo silto-argiloso. Há a presença de um horizonte de solo mole, com 2 metros de espessura, abaixo da seção do túnel.	3 m / 30%	Colunas horizontais de <i>jet grouting</i> (CCPH) no núcleo, enfilagens na abóbada superior e pregagens na frente de escavação.	NATM com emprego da técnica calota-bancada e posterior aplicação de concreto projetado.	Não há influência do lençol freático
Túnel de passagem de pedestres: Presidente Altino / Concluído em 2003	Maciço escavado é composto por aterro compactado. Há a presença de um horizonte de argila orgânica abaixo da seção do túnel.	2,1 m / 60%	Enfilagens verticais e subhorizontais.	NATM com emprego da técnica calota-bancada. Contenção com chumbadores, telas e concreto projetado.	Não há influência do lençol freático
Túnel de acesso a Estação Consolação / Concluído em 1991	Maciço escavado é composto por aterro compactado.	-	Tubos justapostos cravados	-	Não há influência do lençol freático

2.4.2.1. TÚNEL RODOVIÁRIO DE CAMPINAS

O estudo de caso desta obra é apresentado com detalhes na publicação de Dugnani *et al.* (1989) e, nesta pesquisa, são expostos os pontos-chaves desta escavação no que diz respeito aos desafios impostos e as soluções adotadas para construção deste túnel urbano. Esta construção apresenta relevante contribuição para engenharia de túneis no Brasil, pois se apresentou como pioneira na utilização de *jet grouting*, tipo CCPH (Figura 2.31), no país. Essa técnica permite o tratamento do maciço pela frente de escavação do túnel, sem que haja interferência na superfície. Após a utilização deste método construtivo nesta escavação, a utilização de CCPH difundiu-se no país como solução consagrada para execução de túneis de travessia.

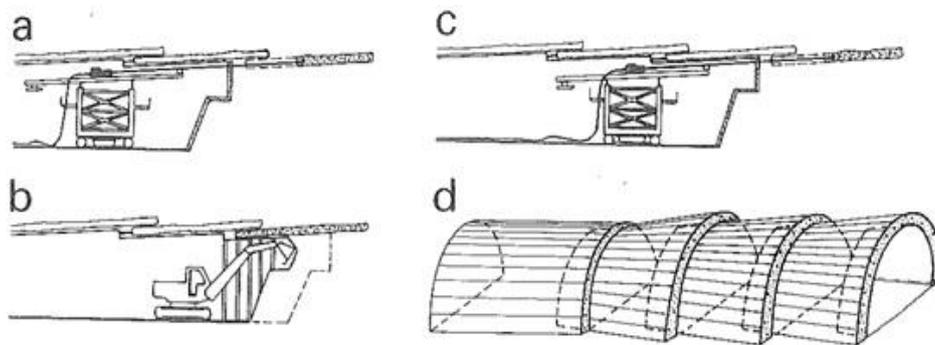


Figura 2.31. *Jet grouting* horizontal. (a) *jet grouting* a frente da face; (b) escavação; (c) *jet grouting* no estágio seguinte; (d) esquema geométrico do tratamento (Dugnani *et al.*, 1989).

O túnel rodoviário de Campinas consiste em duas escavações gêmeas, paralelas, com extensão de 300 m cada e seção transversal de 125 m² (policêntrica). A escavação é caracterizada por uma seção de 14 m de largura e 11 m de altura com cobertura média de 5,5 m. A função deste túnel é interligar o centro da cidade com o complexo viário construído na mesma época, denominado Piçarrão.

O solo contido nesta construção consiste em um maciço sedimentar da Formação Tubarão e Itararé. A escavação atravessa colúvio poroso de baixa resistência, areia e silte arenoso, com nível freático acima da calota do túnel. Devido a geologia desfavorável e a baixa cobertura, adotou-se uma solução inédita de tratamento do maciço terroso por meio do uso da tecnologia do *jet grouting*.

O tratamento do maciço forma um arco consolidado de colunas justapostas de solo-cimento previamente a escavação. Esta intervenção possibilita minimizar os recalques e evitar

a perda de solo por deformações do maciço, deslocamento e carreamento, mormente em solos arenosos, pouco coesivos e de baixas resistências imersas no lençol freático. Além disso, associou-se à solução do CCPH da abóbada no emboque norte um engrossamento prévio do pé do arco (pata de elefante) com colunas tipo CCP (jato simples) inclinadas devido ao solo de apoio ser poroso e de baixa resistência geomecânica. Para garantir a estabilidade do maciço no rebaixo foram executadas colunas tipo JG (jato duplo) inclinadas a partir da meia seção, interligadas através de sapata corrida de concreto projetado no apoio da calota ou na pata de elefante (Figura 2.32).

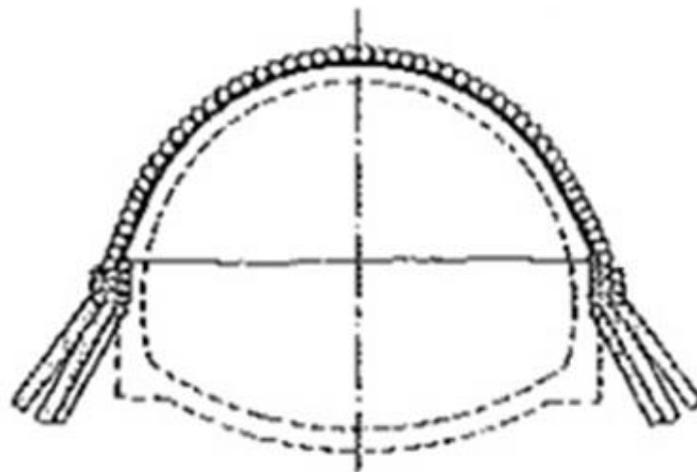


Figura 2.32. Seção transversal proposta com reforço no pé do arco (modificado de Dugnani *et al.*, 1989).

Para o tratamento do maciço em regiões em que eram possíveis as intervenções pela superfície, adotou-se a técnica *Jumbo Grout* (jato duplo) também de forma pioneira. Esta técnica permitiu a execução de colunas com diâmetro nominal de 1,60m, para o tratamento do maciço com colunas verticais justapostas em torno da seção escavada.

A escavação (Figura 2.33) concebeu-se por meio de avanços de 0,8 m com uso de cambotas e com concreto projetado de 25 cm de espessura, sendo o revestimento definitivo em concreto moldado *in loco* de 35 cm de espessura nos emboque e em concreto projetado nos demais trechos. Com relação ao sistema de drenagem, a solução se consistiu no rebaixamento do lençol freático através do uso de poços injetores.



Figura 2.33. Emboque dos túneis sob a ferrovia (Koshima e Guatteri, 2006).

A experiência nacional na aplicação desta técnica, designada à construção de túneis urbanos, é exposta na publicação de Koshima & Guatteri (2006). Este trabalho expõe o histórico da aplicação do *jet grouting* no Brasil, além de exemplificar as condições que são favoráveis ao tratamento e os casos de sucesso no país. Conclui-se nesta análise que a utilização desta técnica, ao criar um sistema de pré-suporte sobre a abóbada do túnel, é uma das técnicas mais recomendadas para construção de túneis urbanos em maciços de condições geomecânicas adversas.

2.4.2.2. TÚNEL EM COPACABANA – METRÔ/RJ

O estudo de caso desta obra é apresentado com detalhes na publicação de Guatteri *et al.* (2002) e, nesta pesquisa, são expostos os pontos-chaves desta escavação no que diz respeito aos desafios impostos e as soluções adotadas para construção deste túnel urbano. O contexto geral desta obra é tido como a ampliação da Linha 1 do metrô do Rio de Janeiro, em 2002, em 750 m, da Estação Cardeal Arcoverde, em Copacabana, por meio da construção da Estação Siqueira Campos e Zonas de Manobras.

A construção de dois túneis independentes, justapostos, com diâmetro de seis metros, no metrô do Rio de Janeiro, em Copacabana, apresentou relevantes desafios à engenharia de túneis. Esta escavação atravessa um maciço composto por rochas e solo arenoso de grande complexidade hidro geológica, além de estar situado em área densamente povoada. O contexto da obra, executada de acordo com a metodologia NATM, apresenta dificuldades em minimizar, à escala irrelevante, os recalques superficiais provocados pela escavação. O principal desafio é a passagem do túnel sob um edifício de sete pavimentos, executado em

fundação direta, apoiado em sedimento arenoso, que apresenta distância de seis metros da base do elemento de fundação até o teto do túnel (cobertura).

O maciço sofreu uma intervenção prévia a escavação, com intuito de melhorar as propriedades mecânicas do material a ser escavado, por meio da aplicação de *jet grouting* horizontal (CCPH). Estes elementos foram executados em forma de câmara cônica, em 360°, em torno da seção de escavação, com um septo horizontal em cada modulo de avanço. A concepção deste tratamento visa proteger a abóbada e as laterais da escavação (Figura 2.34) e beneficiar o solo em toda sua envoltória formando câmaras cilíndricas vedadas, com septos a frente (Figura 2.35). É importante citar que os cuidados operacionais durante a execução do CCPH são fundamentais para assegurar a integridade das estruturas superficiais, pois a execução inadequada pode induzir tensões que provoquem elevações ou recalques indesejados e consequente ruína de estruturas superficiais.

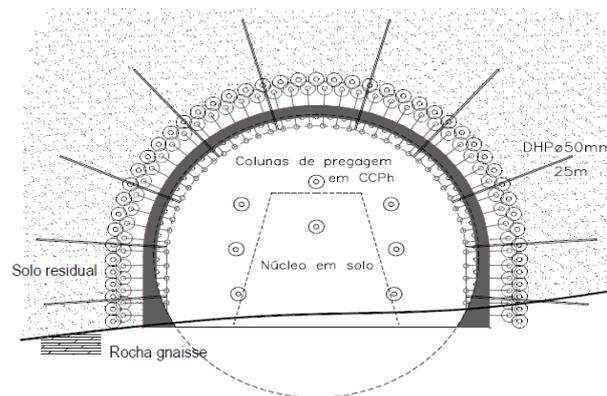


Figura 2.34. Seção transversal com projeto de proteção da abóbada e laterais (Gutteri *et al.*, 2002).

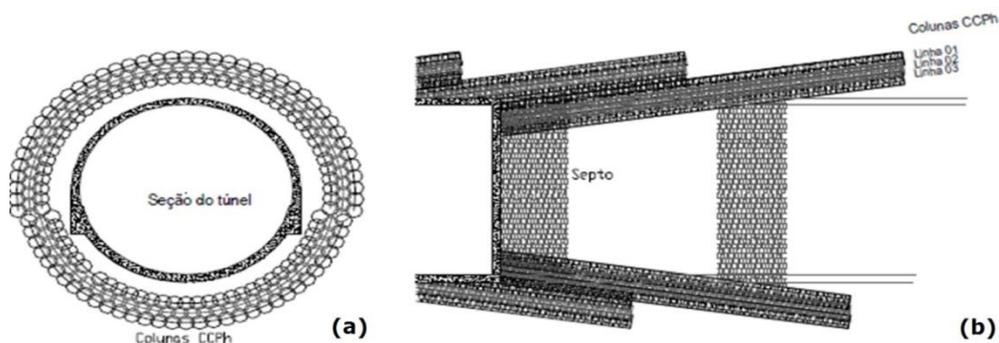


Figura 2.35. Soluções adotadas para construção do túnel. (a) câmaras cilíndricas ilustradas na seção transversal; (b) septo horizontal exposto na seção longitudinal (Gutteri *et al.*, 2002).

A região escavada apresentou presença de água no maciço e a solução proposta impõe a execução de uma drenagem sub-horizontal. Os drenos empregados correspondem ao tipo micro-ranhurado, elementos estes que obtiveram melhor eficiência com a conexão e instalação de uma bomba de vácuo. Nos solos residuais com tratamento apenas na envoltória, foram executados drenos exteriores a seção que estão apresentados na Figura 2.34. No caso do tratamento em câmara fechada, foram executados drenos curtos que não ultrapassaram o septo.

Para o monitoramento dos recalques e para garantir a integridade das estruturas dispostas na superfície, foram utilizadas as seguintes instrumentações: marcos superficiais, pinos e tassômetros. A obra dispôs de uma equipe responsável pelo acompanhamento destes equipamentos *pari passu* à execução da escavação e em outros momentos que se apresentaram convenientes.

Com emprego destas técnicas, por hora de maneira conjugada e, em outros momentos, de forma separada, a obra foi concluída com êxito. Este caso apresenta um histórico de uma metodologia construtiva que obteve sucesso na construção de túneis urbanos no Brasil e expõe um emprego inovador da técnica CCPH. Com base nos resultados obtidos, pôde-se credenciar a utilização da técnica em empreendimentos que venham a apresentar barreiras semelhantes às aquelas vencidas na construção deste túnel.

2.4.2.3. TÚNEL SOB A RODOVIA PRESIDENTE DUTRA

O estudo de caso desta obra é apresentado com detalhes na publicação de Guatterri *et al.* (2004) e, nesta pesquisa, são expostos os pontos-chaves desta escavação no que diz respeito aos desafios impostos e as soluções adotadas para construção deste túnel urbano. O contexto geral desta obra é tido como a construção de um túnel sob a Rodovia Presidente Dutra, uma das vias de maior tráfego do país e a principal ligação entre São Paulo (e os Estados do Sul) e Rio de Janeiro (e os Estados do Norte), com extensão de 48 m, seção de 66 m² (altura de 7,54 m e largura de 11,2 m) e cobertura de 2,3 (emboque Norte) a 3,3 m (emboque Sul). Esta escavação apresenta esconsidade em relação à rodovia de 30° e espessura de concreto de 30 cm.

O intuito de executar esta escavação, parte integrante do pacote de obras de melhorias do sistema viário da cidade de Taubaté, é a necessidade de ligação de dois bairros de periferia que necessitam de melhorias viárias para expansão e desenvolvimento. Este contexto é muito

comum na construção dos túneis de travessia que geralmente são executados para interligar zonas urbanas que foram segregadas por obras civis ou que expandiram, incluindo o elemento segregador ao seu contexto.

O maciço escavado é constituído por um aterro de solo silto-argiloso caracterizado por cerca de 7 golpes de SPT. O ponto crítico da escavação é uma camada de solo mole (argila orgânica preta) com espessura de até 2 metros e profundidade variando de 1,7 a 2,1 m abaixo da geratriz inferior. Nesta zona, o greide foi ajustado para que a seção escavada pudesse ficar em cota superior ao solo mole. Com relação a presença do lençol freático, este permaneceu durante toda construção em cota inferior à da escavação do invert.

A alternativa proposta, para solucionar a problemática apresentada neste contexto, destacou-se pela necessidade de apenas duas etapas de serviços geotécnicos, cada uma delas com 25 metros (inclusive sobreposição) e executadas pelos emboques Sul e Norte. Este tipo de intervenção foi possibilitado pela utilização de um posicionador hidráulico dotado de um mastro horizontal com comprimento de 18 m.

O método construtivo incidiu na execução de um núcleo, composto por colunas CCPH (Figura 2.36), executados em duas etapas (emboque Norte e Sul), que designou ao maciço características geomecânicas que permitiram a escavação com total segurança e minimização dos recalques. Os cuidados operacionais durante a execução do CCPH são fundamentais para assegurar a integridade das estruturas superficiais, pois a execução inadequada pode induzir tensões que provoquem elevações ou recalques indesejados e consequentes danos às estruturas superficiais. O acompanhamento *pari passu* da instrumentação determinou as condições ótimas de execução destes elementos de reforço empregados no maciço. Além disso, foram executadas em duas etapas (emboques Norte e Sul) as envoltórias em *schedule* (Figura 2.37) e empregou-se as pregagens de frente (Figura 2.38) no interior da seção de escavação, constituídas de barras de aço CA50 e preenchidas o espaço anelar com calda de cimento bombeada.

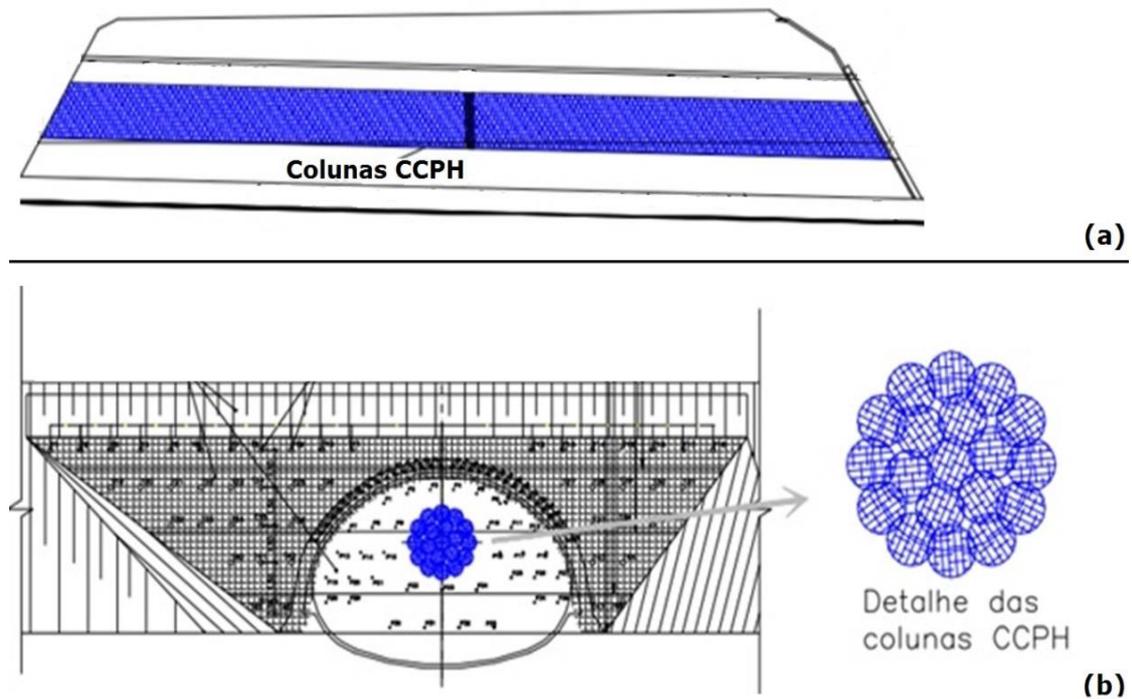


Figura 2.36. Núcleo composto por colunas de CCPH. (a) Seção longitudinal; (b) Seção transversal (Guatteri *et al.*, 2004).

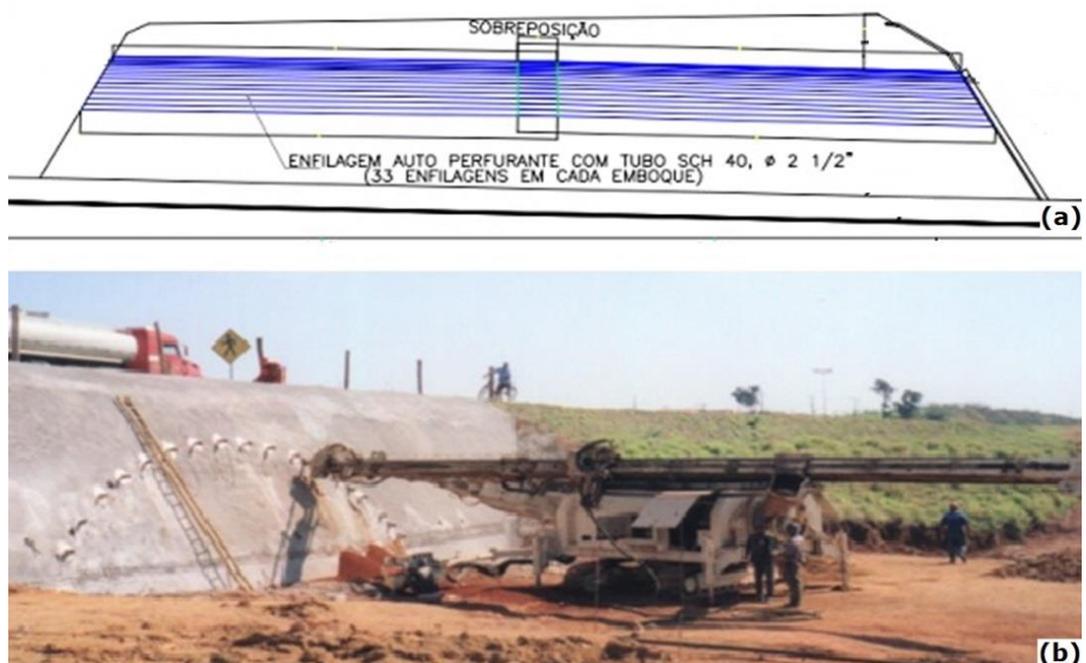


Figura 2.37. Envoltória com *schedule*. (a) seção longitudinal de forma esquemática; (b) perfuratriz horizontal durante processo executivo (Guatteri *et al.*, 2004).

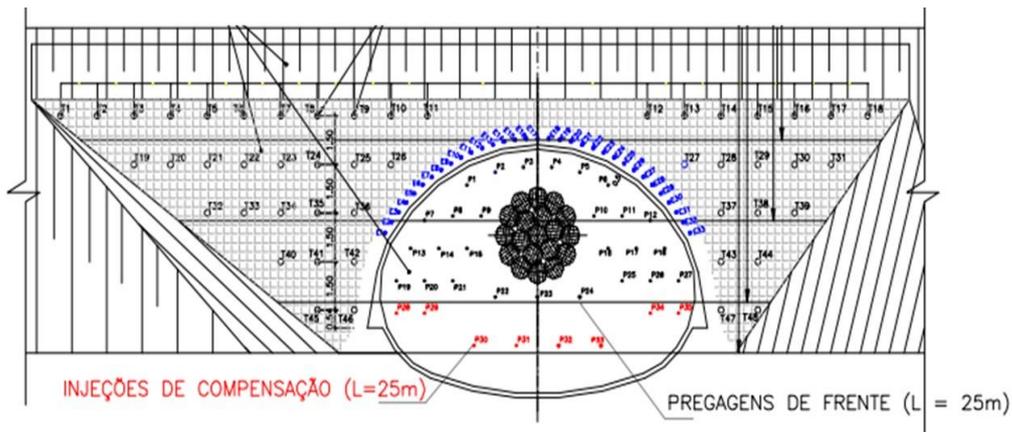


Figura 2.38. Envoltória *schedule* e pregagem de frente (Guatteri *et al.*, 2004).

Os serviços de geotecnia e a experiência da equipe permitiram que a execução do túnel transcorresse dentro da normalidade, sem que o usuário da rodovia sequer notasse o andamento dos trabalhos. Para possibilitar estes acontecimentos necessitou-se o monitoramento dos recalques por meio da utilização das seguintes instrumentações: marcos superficiais, marcos refletivos superficiais e pinos de convergência. A frequência da leitura era dinâmica, em função do tipo de atividade em execução, com um mínimo de duas leituras diárias.

Com emprego deste método construtivo a obra foi concluída com êxito. Esta técnica apresentou-se de forma inovadora e atribuiu uma nova alternativa construtiva na engenharia de túneis, com emprego de CCPH. Na Figura 2.39 apresenta-se a frente de escavação com a exibição do núcleo em CCPH e detalhe da pregagem de frente.

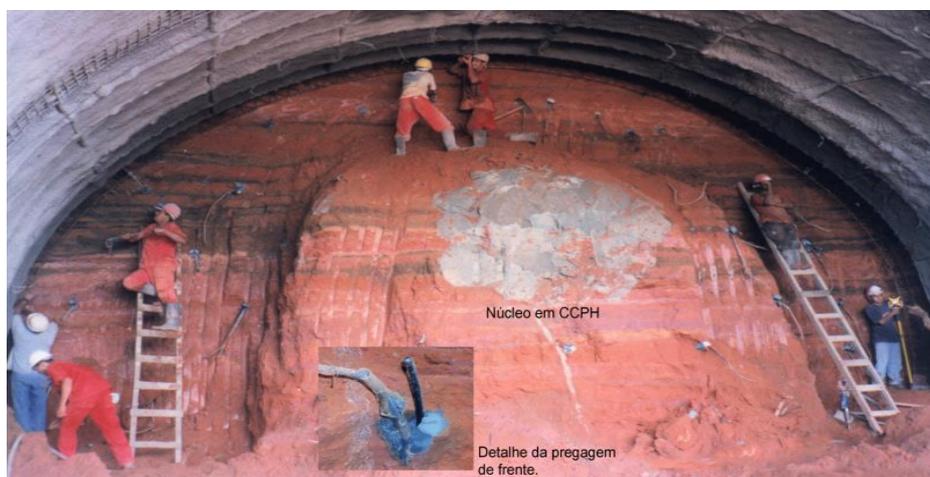


Figura 2.39. Frente de escavação (Guatteri *et al.*, 2004).

2.4.2.4. TÚNEL DE PASSAGEM DE PEDESTRES: PRESIDENTE ALTINO

O estudo de caso desta obra é apresentado na publicação de Celestino *et al.* (2006) e, nesta pesquisa, são expostos os pontos-chaves desta escavação no que diz respeito aos desafios impostos e as soluções adotadas para construção deste túnel de travessia. O contexto geral desta obra é tido como a construção de um túnel, localizado em Osasco/SP, sob a linha ferroviária da CPTM (Companhia Paulista de Trens Metropolitanos), sem que houvesse quaisquer intervenções no funcionamento deste sistema de transporte (Figura 2.40). Portanto, além de garantir a estabilidade da escavação deve-se atentar para a necessidade de minimizar os recalques superficiais a escala desprezível. Outro desafio, comum na construção de túneis urbanos e enfrentado nesta obra, trata-se da necessidade de prover acessibilidade a estas escavações o que resulta na execução de rampas menores e, conseqüentemente, baixas coberturas.

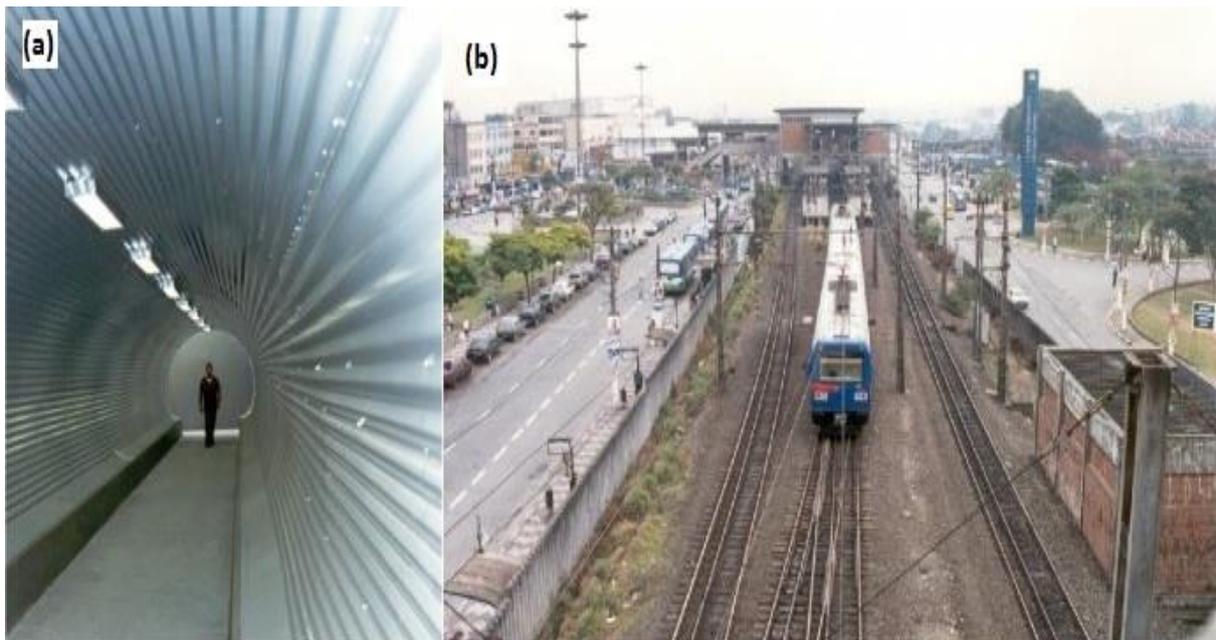


Figura 2.40. Túnel de travessia na Presidente Altino. (a) seção transversal do túnel; (b) vista da linha ferroviária (SOLOTRAT, 2015b).

A escavação, executada no ano de 2003, trata-se de uma construção com 28 m de extensão, cobertura de 2,10 m e diâmetro de 3,4 m (circular) na seção transversal. O maciço escavado trata-se de material de aterro sobreposto a uma argila orgânica, portanto, a insuficiente capacidade geomecânica do material acarretou na necessidade de observar todo

processo construtivo (tratamento, escavação e revestimento) para obtenção do resultado satisfatório pretendido em projeto. De qualquer forma, perante a este ônus, há o benefício da seção proposta não intervir na camada orgânica o que acarretaria na necessidade de um tratamento mais intenso do maciço já que esta camada apresenta elevada sensibilidade.

Para atender as necessidades de recalques minimizados a escala desprezível, em escavações com pequena cobertura e maciço de baixa de competência geomecânica, optou-se por um método construtivo com pré-consolidação do terreno por meio de injeções, seguida de escavação e aplicação de concreto projetado das paredes da cavidade. Dessa forma, os tratamentos prévios do terreno com enfilagens verticais e sub-horizontais e o critério adotado de pequenos avanços da frente de escavação com imediata aplicação do concreto com adição de fibras de aço, foram determinantes para o sucesso da obra.

2.4.2.5. TÚNEL DE TRAVESSIA ESPECIAL: ACESSO A ESTAÇÃO CONSOLAÇÃO, SOB AVENIDA PAULISTA

O contexto geral desta obra é tido como a construção de um túnel de travessia especial, localizado em São Paulo e executado sob a Avenida Paulista, com o intuito de conceber acesso a Estação Consolação. Para esta construção não foi permitido à utilização de quaisquer técnicas construtivas que intervissem no funcionamento adequado da Avenida sobreposta a escavação. Além disso, nesta região, na época da construção, não havia terrenos disponíveis para construção de um poço de acesso e posterior execução dos túneis. Portanto, a alternativa para viabilizar a escavação foi à intervenção das calçadas que, no caso em estudo, apresentavam largura de 5 m.

O método construtivo adotado para esta escavação está apresentado no Item 2.2.1 desta pesquisa. A solução adotada obteve êxito na escavação deste túnel de acesso e possibilitou o funcionamento padrão da estrutura sobreposta. Isso porque, após a cravação dos tubos e a execução dos devidos ajustes no sistema estrutural do pórtico, etapas estas que precederam a escavação, é possível executar o túnel abaixo de um guarda-chuva de rigidez.

2.5. MÉTODOS NUMÉRICOS

A utilização de ferramentas numéricas para solucionar problemas da engenharia está cada vez mais difundida na prática da profissão, ultrapassando as barreiras acadêmicas. Este fato é justificado pelo aprimoramento nas tecnologias de processamento de dados e devido a evolução dos programas, possibilitando soluções de maneira simplificada e com desvios padrões aceitáveis (Farias et al., 2004).

É importante ter em mente que um bom modelo numérico não está simplesmente relacionado ao número de incógnitas impostas e a discretização dos elementos estudados. De fato estes dois fatores influenciam na solução proposta pelo programa, entretanto, o fator chave de uma análise numérica é impor ao material um modelo constitutivo que represente de maneira adequada seu comportamento nos limites estudados.

As simulações numéricas, designadas ao estudo de obras subterrâneas, podem ser utilizadas em projetos e/ou retroanálises com intuito de atribuir valores as consequências físicas conferidas ao maciço devido à escavação e implantação da obra. Dessa forma, o engenheiro deve trabalhar com essas informações para garantir a estabilidade da obra e a integridade das estruturas afetadas por esta intervenção.

O Método dos Elementos Finitos, inicialmente desenvolvido na indústria aeronáutica, na década de 1940, foi utilizado como ferramenta para solucionar problemas contínuos calculados pelo arranjo de simples barras elásticas. Os créditos pela popularização do método nos meios científicos são atribuídos a Zienkiewicz, em 1967. A análise de um problema por este método requer o desenvolvimento de quatro etapas distintas, são elas: elaboração do modelo físico, discretização do domínio, cálculo das variáveis do problema e interpretação dos resultados (Luna, 1997).

O estudo numérico de obras subterrâneas, em projetos e/ou retroanálises, usualmente é realizado em formato de modelos bidimensionais. Estes modelos levam em conta o estado de deformação plana, apesar de ser evidenciado o efeito tridimensional na frente de escavação. Portanto, durante a construção de obras subterrâneas, é possível notar a ocorrência de relevantes mobilizações de zonas que estão à frente da dita frente de escavação e, neste contexto, este fato justifica a necessidade de se avaliar o efeito tridimensional nestas obras (Farias *et al.*, 2004).

Os modelos tridimensionais, em especial em obras subterrâneas, apresentam vantagens relevantes quando comparadas as análises bidimensionais. Isso porque, conforme exposto, em

modelos tridimensionais, é possível levar em conta os efeitos da escavação em diversas outras seções. Entretanto, este fato requer a atenção, pois o tempo de solução aumenta de maneira exponencial quando correlacionada ao aumento do número de incógnitas. Dessa forma, para aperfeiçoar as análises, sem comprometer o modelo, deve-se fazer valer das simetrias e da divisão do domínio em sub-regiões que devem ser discretizadas de acordo com a relevância de cada local.

3 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA EM ESTUDO

O empreendimento em estudo consiste em um túnel de pedestres para ligar o Estádio Nacional de Brasília, Mané Garrincha, ao Centro de Convenções Ulysses Guimarães. De acordo com a NOVACAP, a obra faz parte do pacote de requalificação da área do entorno do Estádio Nacional de Brasília e áreas centrais da capital. Durante a presente pesquisa, os projetos executivos já se encontram finalizados enquanto as obras não têm uma previsão definida para iniciar. A premissa da obra é possibilitar a circulação de pedestres/ciclistas vindo do Parque da Cidade até o futuro Parque Burle Marx, sem interferências de automóveis e/ou semáforos. O Sindicato da Arquitetura e da Engenharia (SINAENCO) publicou documento do Governo do Distrito Federal, em conjunto com a NOVACAP, que retrata as idealizações do projeto. A idealização do projeto está retratada nas Figuras 3.1 e 3.2.



Figura 3.1. Acesso ao túnel pelo Centro de Convenções Ulysses Guimarães (SINAENCO, 2015).



Figura 3.2. Acesso ao túnel pelo Estádio Nacional (SINAENCO, 2015).

A metodologia empregada para execução desta obra pode ser subdividida em três partes, são elas: poço do Estádio Nacional de Brasília (ENB), poço do Centro de Convenções Ulysses Guimarães e túnel de ligação ENB-CCUG.

Com relação ao poço do Estádio Nacional de Brasília (ENB), optou-se pela execução de estacas justapostas e, com uma geometria retangular, construir um tipo de edificação subterrânea. Esta estrutura terá as dimensões aproximadas de 10 m de altura, 30 m de largura e 75 m de comprimento, além de estar localizada a 30 m do eixo monumental. A partir desta construção será executado o emboque do túnel.

O poço do Centro de Convenções Ulysses Guimarães (CCUG) apresenta uma restrição de área imposta nesta região em que acarretou soluções atípicas e que requerem maior atenção durante o processo executivo. Isso porque, este poço é executado com uma geometria helicoidal (em planta), contida por 162 linhas de *jet grouting* verticais ($\varnothing = 1,0$ m), e o desemboque encontra-se em uma espécie de túnel falso, em zona de maciço reforçado. As dimensões da estrutura são ditas como, aproximadamente, 46 m no eixo maior e 34 no eixo menor e profundidade de 13 m.

A construção do túnel de ligação ENB-CCUG, em NATM, partirá do poço ENB e terá avanço, em área verde, de aproximadamente 30 m até chegar na Via N1 (Eixo Monumental). Este trecho de observação se prestará à definição das curvas características do maciço, fornecendo subsídios à aferição dos modelos e soluções adotadas. É importante ressaltar que, mesmo não estando abaixo da via, a face de escavação poderá sofrer influências de deformações promovidas pela sobrecarga de seções à frente da escavação. Dessa forma, após a determinação dos balanços admissíveis e do real comportamento do maciço, será determinada a seção típica de escavação para os próximos passos. A critério de projeto, foram previstas três soluções distintas (calota-bancada, *side-drift* ou enfilagens) que serão adotadas a depender dos dados obtidos no início da escavação. Na Figura 3.3 apresenta-se a seção longitudinal do túnel. Com relação às dimensões transversais, conforme ilustrado na Figura 2.16, o túnel apresenta 7,5 m de altura e 9 m de largura. Além destas ilustrações, nas Figuras 2.12, 2.15 e 2.17 expõem-se as técnicas construtivas relacionadas à construção deste túnel.

Na seção longitudinal do túnel apresenta-se uma cobertura de aproximadamente 4 m quando a escavação estiver atravessando a área verde, na superfície, enquanto abaixo do eixo monumental a cobertura é de 7 m. A vista superior deste traçado está apresentada na Figura 3.4.

Para subsidiar os cálculos e previsões de projeto foram realizadas investigações em campo e em laboratório. Na Tabela 3.1 demonstra-se o quantitativo da campanha de ensaios, enquanto nas Figuras 3.5 e 3.6 ilustram-se, de forma esquemática, as três sondagens a percussão executadas no traçado do túnel. No Apêndice A apresentam-se os resultados obtidos em laboratório que subsidiaram as análises presentes nesta pesquisa.

Tabela 3.1. Campanha de ensaios para o empreendimento.

Ensaio	Quantidade
Limites de Atterberg (LL/LP)	06
Granulometria por peneiramento e sedimentação	06
Compactação – Proctor normal	06
Adensamento unidimensional – inundado	06
Ensaio para avaliação do potencial de colapso	12
Cisalhamento Direto - Natural	03
Cisalhamento Direto - Saturado	01

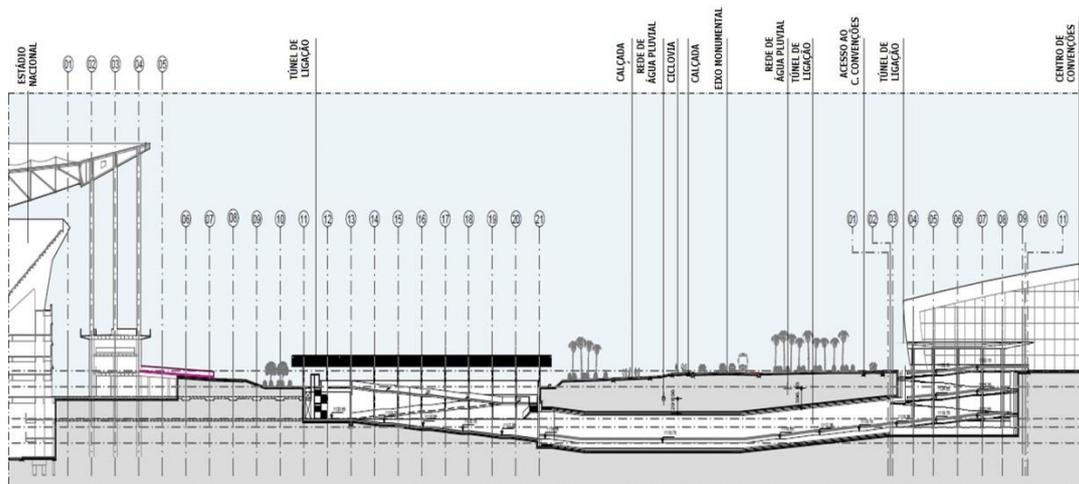


Figura 3.3. Seção longitudinal do túnel.

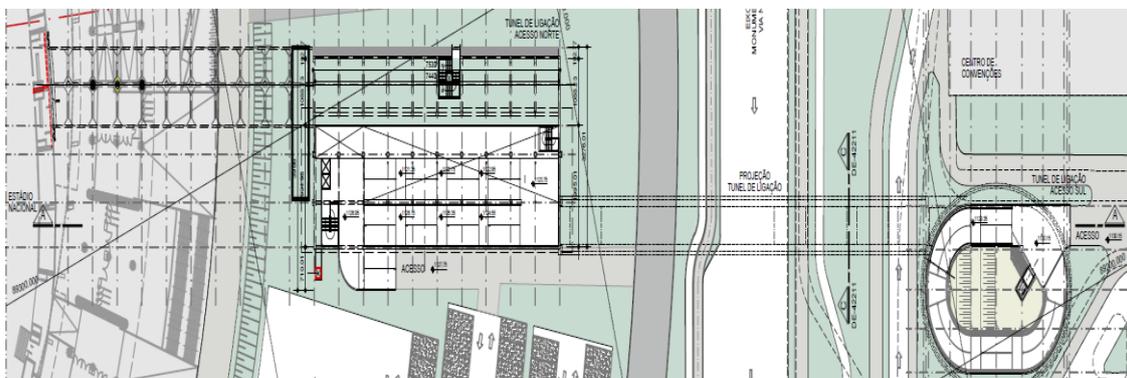


Figura 3.4. Vista superior do traçado do túnel.

POÇO ENB

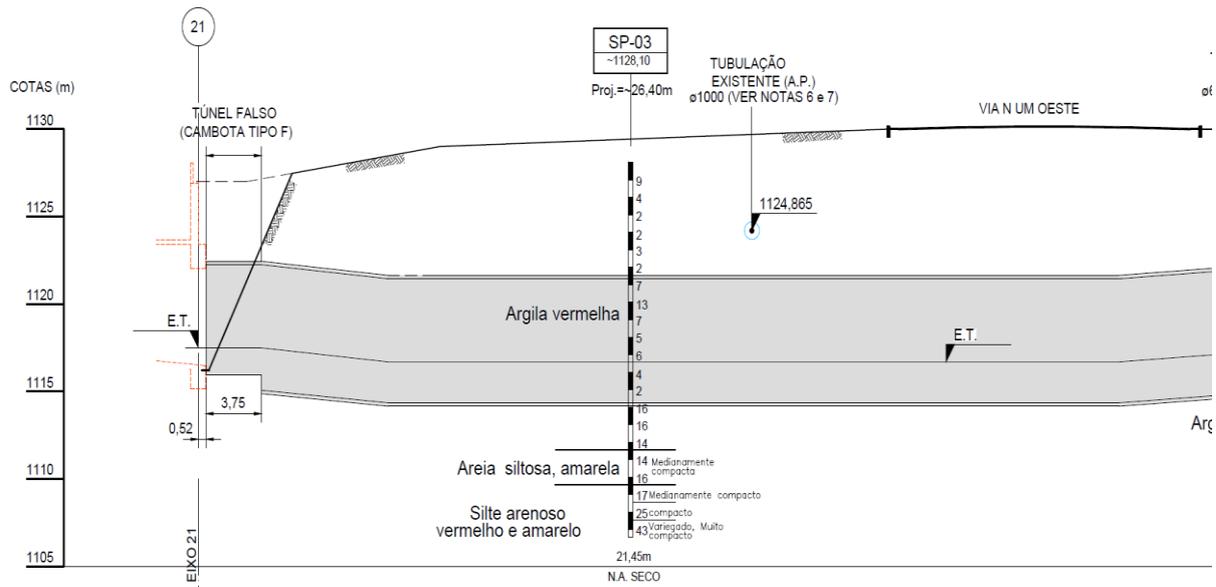


Figura 3.5. Perfil longitudinal: Poço ENB - Eixo Monumental.

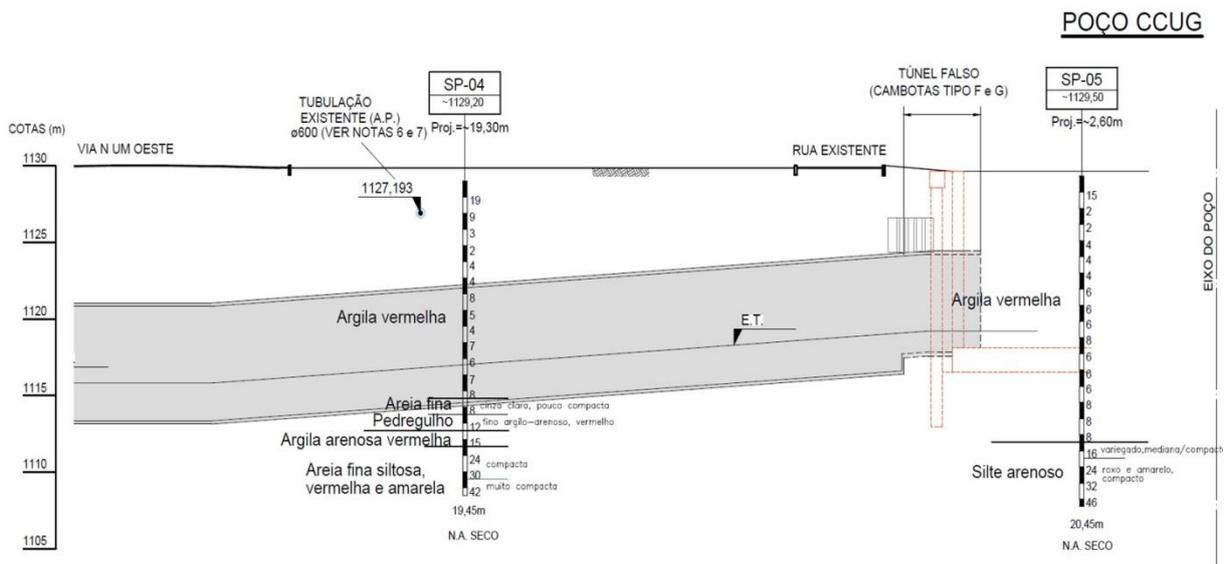


Figura 3.6. Perfil longitudinal: Eixo Monumental - Poço CCUG.

Com o intuito de simplificar a visualização da estratigrafia local, na Figura 3.7 apresenta-se o perfil em que o túnel será escavado. Em outro contexto, na Figura 3.8 expõem-se os valores de N_{SPT} para o mesmo maciço.

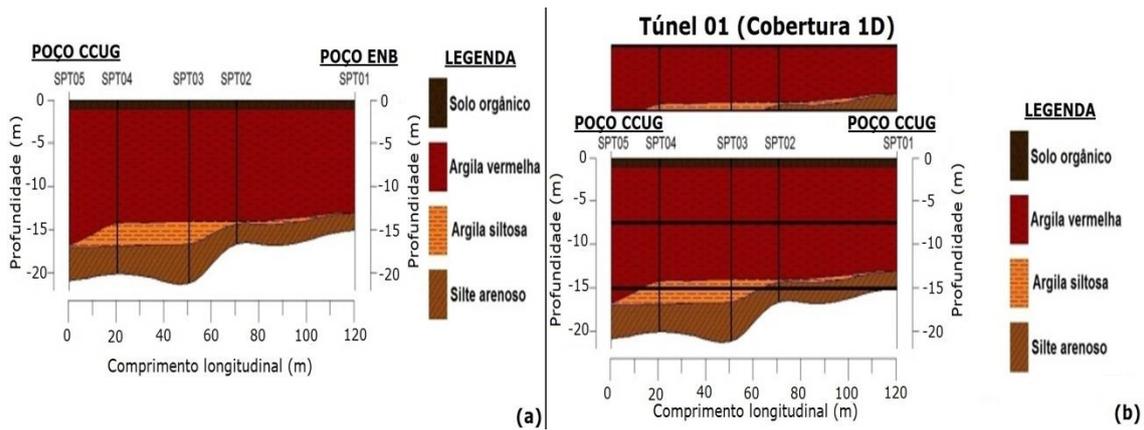


Figura 3.7. Perfil longitudinal da estratigrafia local. (a) estratigrafia local; (b) destaque ao perfil longitudinal do túnel.

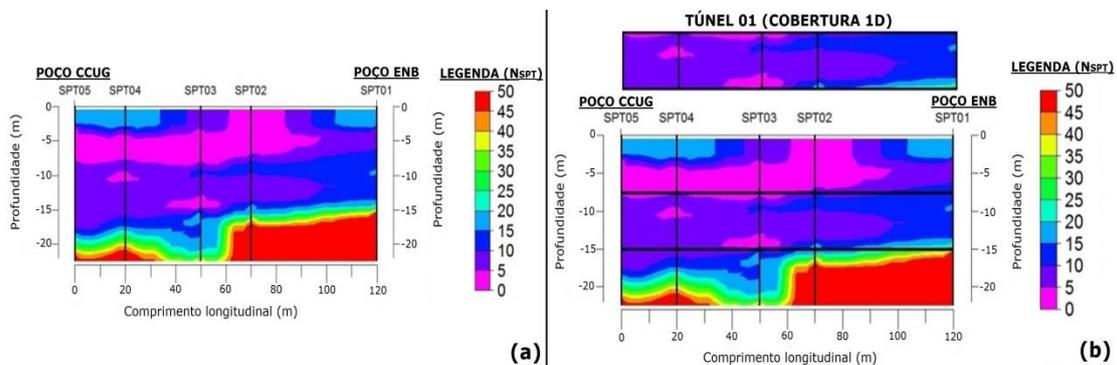


Figura 3.8. Interpolação dos valores de N_{SPT} obtidos nas sondagens. (a) perfil longitudinal com os valores obtidos; (b) destaque ao perfil longitudinal do túnel

A escavação do túnel é predominante em argila vermelha com N_{SPT} alcançando o valor médio de 10 golpes. De acordo com os ensaios apresentados no Apêndice A, este maciço apresenta baixa competência geomecânica nas regiões superficiais, fato este que condiz com os ambientes urbanos. O perfil de argila vermelha da região é vastamente reconhecido pelo elevado potencial de colapso, fato este que requer cuidados específicos durante a intervenção do maciço. Os resultados de laboratório, das amostras retiradas nas localizações apresentadas na Figura 3.9 (PI-03 e PI-04), demonstram, na maioria dos casos, potencial de colapso inferior a 2%. Além disso, a campanha de ensaios também reconhece o perfil de argila vermelha com coesão variando de 13 a 37 kPa e ângulo de atrito médio de 27°. Para minimizar os recalques superficiais torna-se necessário a execução de pré-suporte combinadas a outras técnicas de parcialização da seção de escavação.

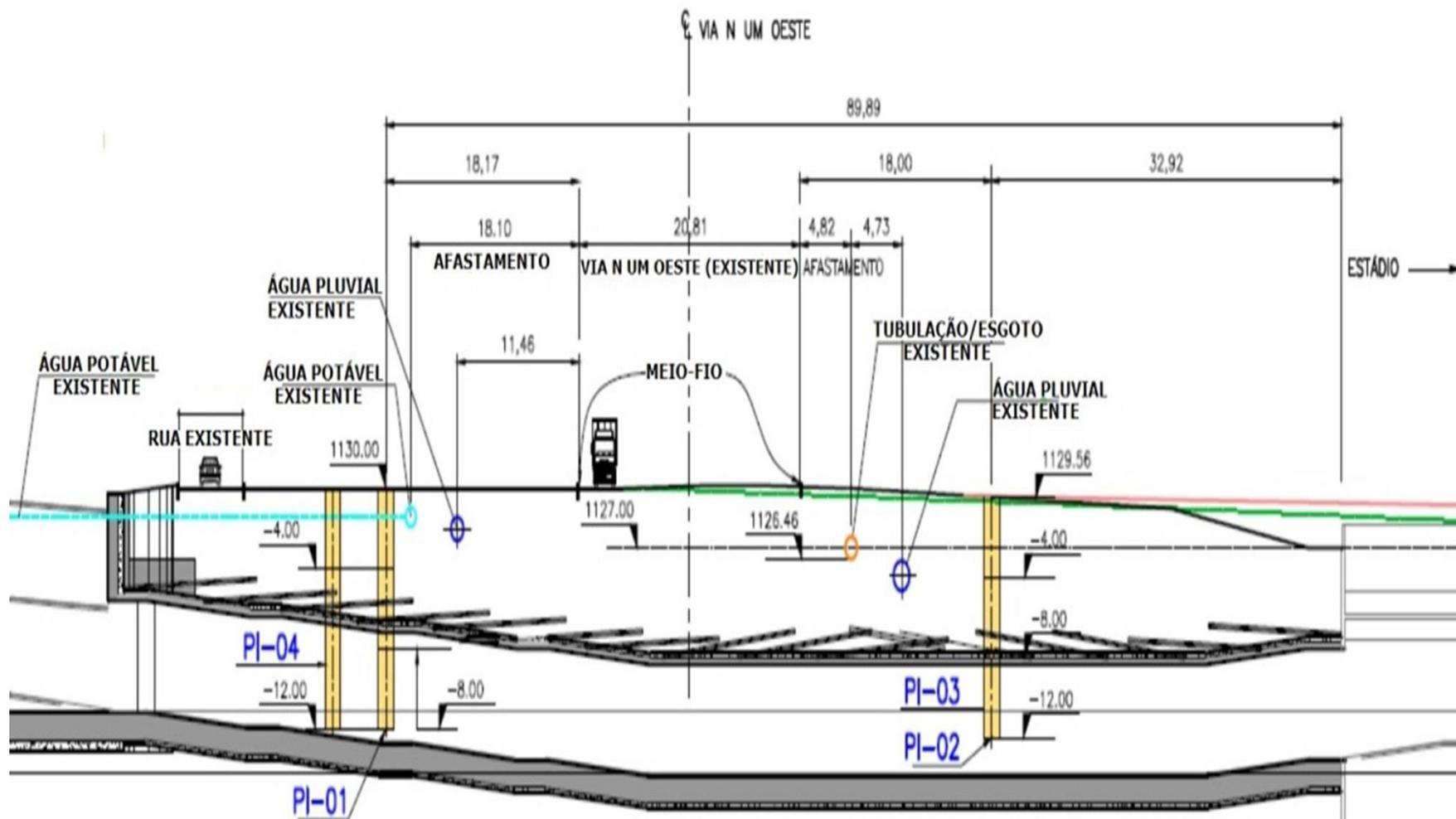


Figura 3.9. Seção transversal com indicativo da localização dos poços PI-03 e PI-04.

4 AVALIAÇÃO DA PROBLEMÁTICA CONTEXTUALIZADA NO ESTUDO DE CASO

A problemática da obra em estudo, envolvendo a travessia de pedestres e ciclistas no centro de Brasília, apresenta como solução a execução de dois edifícios enterrados para viabilizar uma cobertura minimamente segura à construção do túnel. Esta solução pode atender as particularidades do local, pois os edifícios podem caracterizar um ambiente propício a realização de eventos. Entretanto, este tipo de solução pode ser financeiramente inviável na maior parte dos casos de escavações urbanas. Neste contexto, para construção de túneis urbanos de baixa cobertura há outras técnicas construtivas que podem apresentar melhor relação entre custo e benefício. Estas técnicas usualmente são caracterizadas por um rígido sistema de pré-suporte que antecede a escavação e serão estudadas adiante.

A partir do conhecimento da solução inicialmente proposta para a construção do túnel, com aproximadamente um diâmetro de cobertura, propõe-se, paralelamente, o estudo do emprego da técnica nomeada como pórtico composto por tubos justapostos cravados para um maciço com características análogas ao investigado (Apêndice A). Além disso, mantendo a geometria da escavação e as características do maciço, soluciona-se o problema por meio do emprego da metodologia NATM com a parcialização da seção em calota-bancada e aplicação de concreto projetado. O intuito desta segunda resolução é esclarecer, por meio de uma análise comparativa, a eficiência do pórtico e a viabilidade do emprego destas técnicas em meios urbanos.

Na Figura 4.1 apresenta-se o perfil estratigráfico longitudinal do maciço a ser escavado conjuntamente a localização das seguintes estruturas: túnel projetado inicialmente (Túnel 01: com 1 diâmetro de cobertura), túnel estabilizado pelo pórtico composto por tubos justapostos cravados (Túnel 02: com 5 metros de cobertura) e o túnel escavado em NATM para efeitos comparativos (Túnel 03: com 2 diâmetros de cobertura). De maneira análoga, na Figura 4.2 exibem-se os perfis longitudinais com a apresentação do N_{SPT} encontrado nas sondagens a percussão. Ressalta-se que há uma relevante alteração no comprimento longitudinal do túnel devido às diferenças entre as técnicas construtivas adotadas. Nota-se na Figura 4.1 que o Túnel 01 apresenta um comprimento longitudinal aproximado de 120 m e atravessa todo perfil investigado. Por outro lado, o Túnel 02 e o Túnel 03 apresentam como premissa um menor comprimento longitudinal. No caso do Túnel 02, a baixa cobertura é viabilizada por um sistema rígido de pré-suporte e o Túnel 03 é utilizado como ferramenta de comparação.

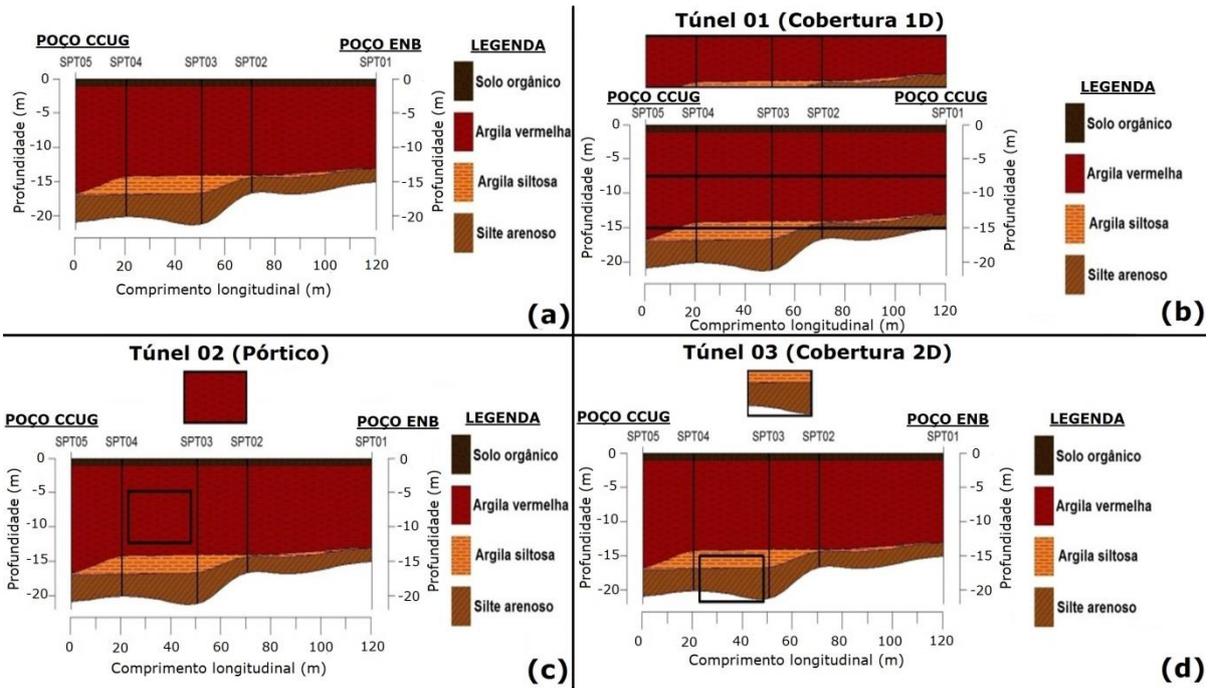


Figura 4.1. Perfil longitudinal. (a) estratigrafia local; (b) estratigrafia com localização do Túnel 01; (c) estratigrafia com localização do Túnel 02; (d) estratigrafia com localização do Túnel 03.

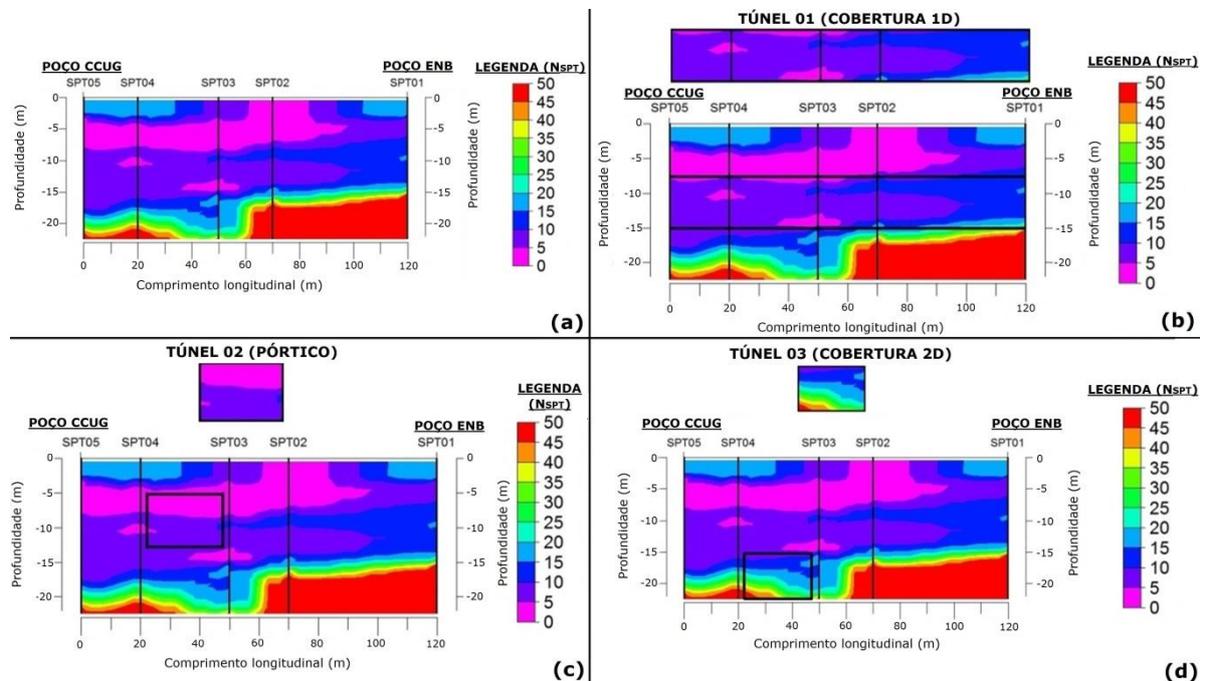


Figura 4.2. Perfil longitudinal. (a) N_{SPT} do maciço; (b) N_{SPT} com localização do Túnel 01; (c) N_{SPT} com localização do Túnel 02; (d) N_{SPT} com localização do Túnel 03.

4.1.SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA UM PÓRTICO COMPOSTO POR TUBOS JUSTAPOSTOS CRAVADOS

A análise estrutural do pórtico, por meio de abordagem analítica, requer o entendimento da relação entre tensão e deformação para todos os elementos e materiais empregados na construção deste sistema de suporte. A complexidade desse problema demanda a utilização de ferramentas numéricas para que seja possível obter uma resposta aproximada ao comportamento real da estrutura. De qualquer forma, é possível compreender o problema através de uma análise analítica desde que sejam feitas simplificações que não comprometam a ordem de grandeza dos resultados obtidos. Neste contexto, o Apêndice B desta dissertação compila as etapas de cálculo abordadas com os programas Mathematica e Ftool.

Com relação às sobrecargas impostas a este sistema estrutural, tem-se a influência do trânsito de veículos na superfície que é considerado um carregamento uniformemente distribuído, pois não está aplicado diretamente aos elementos estruturais (há uma cobertura de 2 m). Além deste carregamento, para a concepção proposta, tem-se o peso da camada de pavimentação e do corpo de aterro. Para calcular a carga do tráfego considerou-se uma avenida de 6 pistas com 25 m de largura submetidos a um congestionamento de ônibus. A carga máxima esperada para estes veículos é de 16,8 ton. Neste contexto, a carga esperada é equivalente a um veículo por pista, ignorando automóveis que por ventura estejam localizados nas extremidades do pórtico. Esta simplificação converte as cargas vivas em mortas a fim de considerar uma condição de extrema para o sistema estrutural. Neste contexto a Tabela 4.1 apresenta um resumo das cargas que serão trabalhadas nesta pesquisa.

Tabela 4.1. Carregamentos impostos ao sistema estrutural.

Carregamento Atuante	Cálculo	Resultante
Sobrecarga Superficial (Ônibus 2CB)	$6 \text{ ônibus} \times 16,8 \text{ toneladas} \times \frac{9,8 \text{ kN}}{1 \text{ tonelada}} \times \frac{1}{(25 \text{ m} \times 11 \text{ m})}$	3,6 kPa
Pavimentação* (0,60 m)	$0,60 \text{ m} \times 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	13 kPa
Corpo de aterro* (1,40 m)	$1,40 \text{ m} \times 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	24 kPa
Tubos Concretados* (Dext=1,067 m)	$\frac{\left(\frac{\pi \times (1,032 \text{ m})^2}{4} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) + \left(\frac{\pi \times (1,067^2 - 1,032^2)}{4} \times 78,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right)}{1,067 \text{ m}}$	23 kPa
	Σ	64 kPa

* Não foram realizados ensaios para determinação do peso específico destes materiais, entretanto, utilizaram-se valores dentro da ordem de grandeza esperada.

De forma sintetizada, têm-se as etapas de cálculo desta solução analítica subdivididas em quatro passos distintos: definição do carregamento imposto ao sistema estrutural (Item 4.1), avaliação da seção transversal (Item 4.1.1), avaliação da seção longitudinal (Item 4.1.2) e verificação do sistema de fundação (Item 4.1.3). Na Figura 4.3 apresenta-se de forma esquemática esta rotina de pré-dimensionamento estrutural.

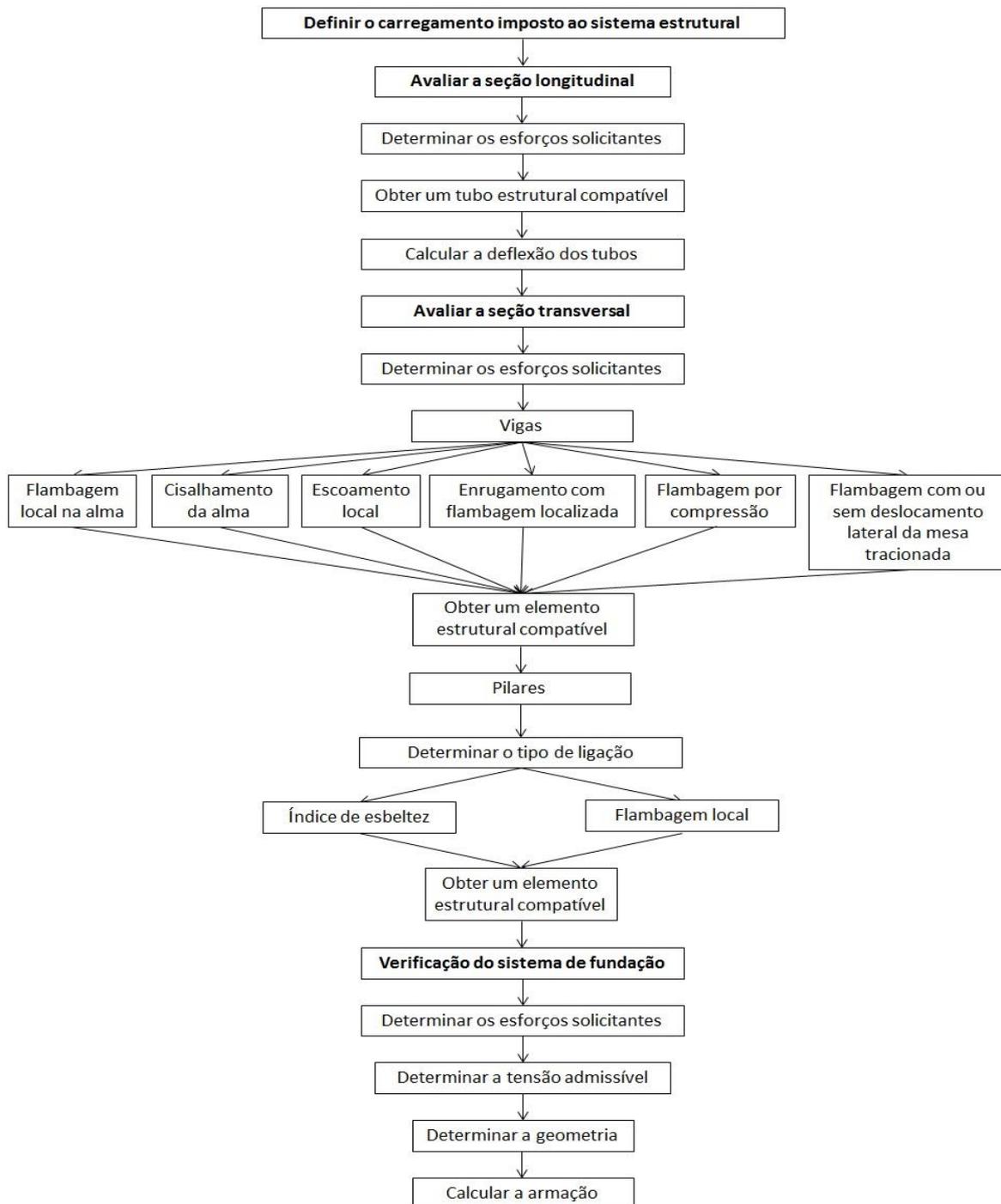


Figura 4.3. Esquema da rotina de pré dimensionamento estrutural

4.1.1. SEÇÃO TRANSVERSAL

O pórtico composto por estrutura metálica, considerado como a seção transversal deste problema, tem como função receber as cargas dos tubos justapostos e transmiti-las a um sistema de fundação competente. Esta estrutura é composta por colunas e vigas de aço, ambos em perfis I, cujos parâmetros podem ser encontrados na Tabela 4.2 e na Tabela 4.3. Com relação às especificações da seção transversal do perfil, estas podem ser observadas na Figura 4.4. Neste caso, estas peças foram dimensionadas como chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica (NBR 5000) cuja classe/grau é dito como G300 (tensão de escoamento de 300 MPa e ruptura em 415 MPa).

Tabela 4.2. Perfil utilizado nos pilares (Perfil CVS – Série CVS para Vigas e Colunas).

Bitola mm x kg/m	Massa Linear kg/m	d mm	bf mm	Espessura		h mm	Área cm ²	Ix cm ⁴	Wx cm ³	Zx cm ³
				tw mm	tf mm					
650 x 797	797	650	450	70	70	510	1.015	626.882	19.289	23.564

Tabela 4.3. Perfil utilizado nas vigas (Perfis Soldados – Série VS para Vigas).

Perfil VS	Massa Linear kg/m	d mm	bf mm	Espessura		h mm	Área cm ²	Ix cm ⁴	Wx cm ³	Zx cm ³
				tw mm	tf mm					
1500 x 707	707	1500	500	32	45	1410	901,2	3.129.179	41.722	48.642

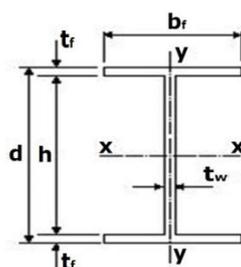


Figura 4.4. Especificações dos perfis metálicos.

A fim de obter as deflexões e os diagramas do pórtico, utilizou-se o programa Ftool. Considerou-se que os tubos cravados na cobertura do túnel transmitem as tensões para os pórticos como cargas pontuais de 1.199 kN ($63,65\text{kPa} \times 12,5\text{m} \times 1,067\text{m} \times 1,4 + 7 \text{ kN/m}$, onde 7kN/m é o peso da viga e 1.4 é o factor de segurança).

Com relação aos deslocamentos e esforços obtidos neste processo construtivo, observam-se os diagramas na Figura 4.5 e a resposta em forma de deslocamento vertical máximo de 26,4 milímetros na viga. Para prever a possibilidade de adoção desta técnica e as possíveis dificuldades relacionadas às interferências superficiais, deve-se somar este deslocamento àqueles provenientes da fundação e dos tubos justapostos.

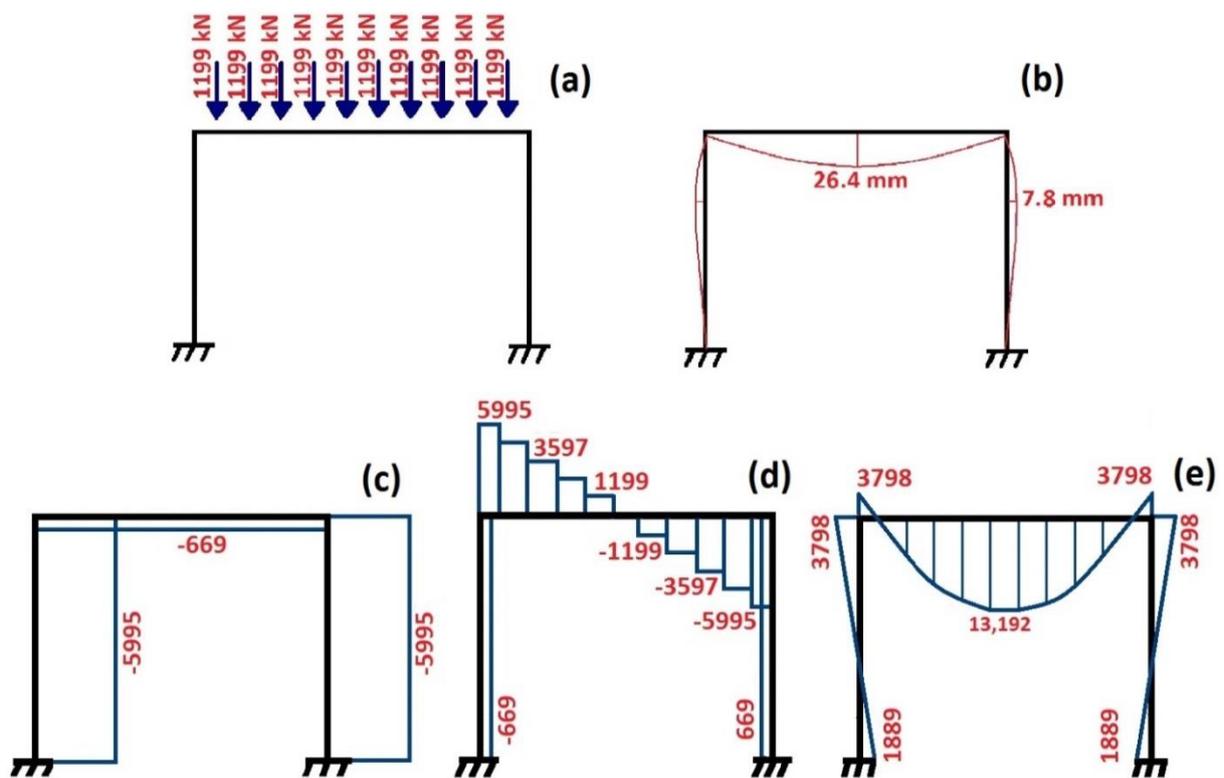


Figura 4.5. Seção transversal. (a) concepção estrutural do pórtico; (b) deslocamentos; (c) esforços axiais; (d) esforços cortantes; (e) momentos fletores.

4.1.2. SEÇÃO LONGITUDINAL

O elemento em estudo na análise longitudinal da estrutura são os tubos justapostos. Cada elemento funciona como uma viga composta simplesmente apoiada, haja vista que o aço é preenchido com concreto. Estas vigas recebem as cargas apresentadas na Tabela 4.1,

totalizando 64 kPa, e resultam em 68 kN/m para um tubo com diâmetro de 1,067 m. Ressalta-se que este elemento é composto por uma espessura de aço de 17,5 milímetros e é um elemento estrutural com cunho comercial. Na Figura 4.6 apresenta-se esquematicamente a carga aplicada e os respectivos esforços cortantes e momentos fletores.

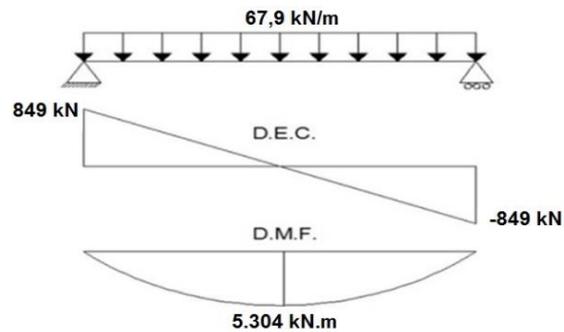


Figura 4.6. Esforços solicitantes na viga de aço preenchida com concreto.

Para verificar as dimensões da secção transversal que são adequadas aos deslocamentos admissíveis, um procedimento de quatro passos foi implementado. Em primeiro lugar, dividiu-se a secção transversal em seis partes diferentes, conforme apresentado na Figura 4.7. Este passo destina-se a separar as partes que funcionam de forma semelhante.

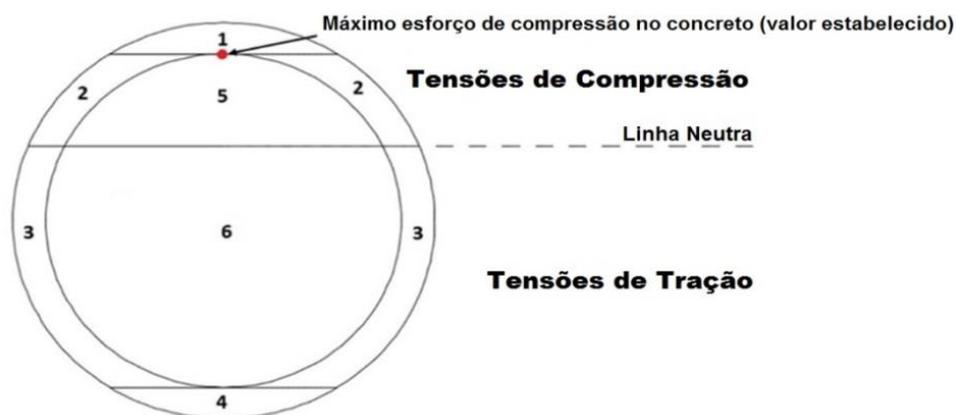


Figura 4.7. Separação dos tubos em regiões que apresentam comportamentos similares.

Em seguida estabeleceu-se um valor para a tensão em um ponto aleatório na secção transversal. Isto é necessário para o próximo passo. A fim de exigir os materiais a trabalharem em condições limites, considerou-se a tensão máxima admissível para o concreto (3,5 ‰) no ponto destacado na Figura 4.7. Em terceiro lugar, determinou-se a posição do eixo neutro. Este valor é calculado por meio do equilíbrio da tensão na secção transversal, tendo a princípio a tensão adotada em um ponto aleatório. Por último, calculou-se o momento de flexão máxima resistente. Esta parte é realizada por meio da resolução de um equilíbrio de momentos de flexão, após a determinação do eixo neutro.

O valor obtido para a posição da linha neutra foi 0,146 m acima do centro da secção transversal. Este valor remete a um momento resistente ao máximo de 7,526 kN.m, que é compatível com o momento majorado (7426 kN.m, com fator de segurança de 1,4).

Para o cálculo da deflexão do tubo, no caso desta viga mista, o processo inicia-se com o cálculo do momento de inércia da secção transversal. Para isso, um dos materiais é transformado em outro equivalente, mantendo a proporcionalidade. Este procedimento está detalhadamente descrito em Beer *et al.* (2002). Com base nesta metodologia, a deflexão máxima dos tubos é de 6,5 mm.

4.1.3. FUNDAÇÃO

A fim de evitar perturbações no tráfego e a manter segurança das estruturas próximas, o sistema de fundação é construído ao lado da estrada, escavando poços ou trincheiras que permitem o acesso ao local da execução. Desse modo, fundações e posteriormente os pórticos são executados nestes poços ou trincheiras localizados o mais próximo possível da rodovia, mas não sob ela.

A fundação deste sistema estrutural é um conjunto de 4 sapatas isoladas com dimensões de 4,0 m de largura e 4,0 m de comprimento, apoiadas a 14,6 m de profundidade do terreno natural. Ressalta-se que a escavação do poço, que precede a execução dos elementos de fundação, atinge a profundidade de 13,6 m e, portanto, têm-se as sapatas com altura de 1,0 m. O carregamento imposto nestes elementos é equivalente a 478 ton. Para a concepção proposta, a prática local (método empírico de Milton Vargas) sugere que a tensão admissível no solo ser calculada pelo $N_{SPT 72}$ dividido por 6,5. Portanto, $20/6.5 \approx 3 \text{ kgf/cm}^2 = 294 \text{ kPa}$. A comparação desta prática com as metodologias propostas por Meyerhof (1974) e Terzaghi (1943) é apresentada na Tabela 4.4.

Tabela 4.4. Tensões admissíveis para a fundação proposta.

Método	Parâmetros de entrada	σ_{adm} (kgf/cm ²)	σ_{adm} (kPa)
Milton Vargas (Empírico)	Nspt = 20	2,9	284
Meyerhof (Empírico)	Nspt = 20, B = 3.35 m	4,3	422
Terzaghi (Teórico)	Nc = 25.8, Nq = 14.7, N γ = 16.7, B = 2.62 m, c = 35 kPa, γ = 19 kN/m ³	7,0	686

Para a concepção desta fundação foram adotados os seguintes fatores: concreto com fck de 30 MPa, aço com limite de elasticidade de 500 MPa e desconsiderou-se a existência de momentos e carregamentos horizontais. Com relação aos recalques, calculados com base na teoria da elasticidade (metodologia detalhada em Das, 2016), têm-se um total de 12 cm para a fundação. Isto significa que, de acordo com a solução analítica, o recalque total da estrada é de 15,3 cm (12 cm da fundação + 2,6 cm da viga + 0,7 cm dos tubos justapostos).

Com relação ao cálculo da armação das sapatas isoladas, adotou-se o Método das Bielas. A fim de evitar fissuração na parte superior dos elementos de fundação, adotou-se uma armadura de distribuição com ferros de 10 mm a cada 15 cm nas duas direções. Por fim, com base nesta resolução, apresentam-se na Figura 4.8 os detalhes desta fundação.

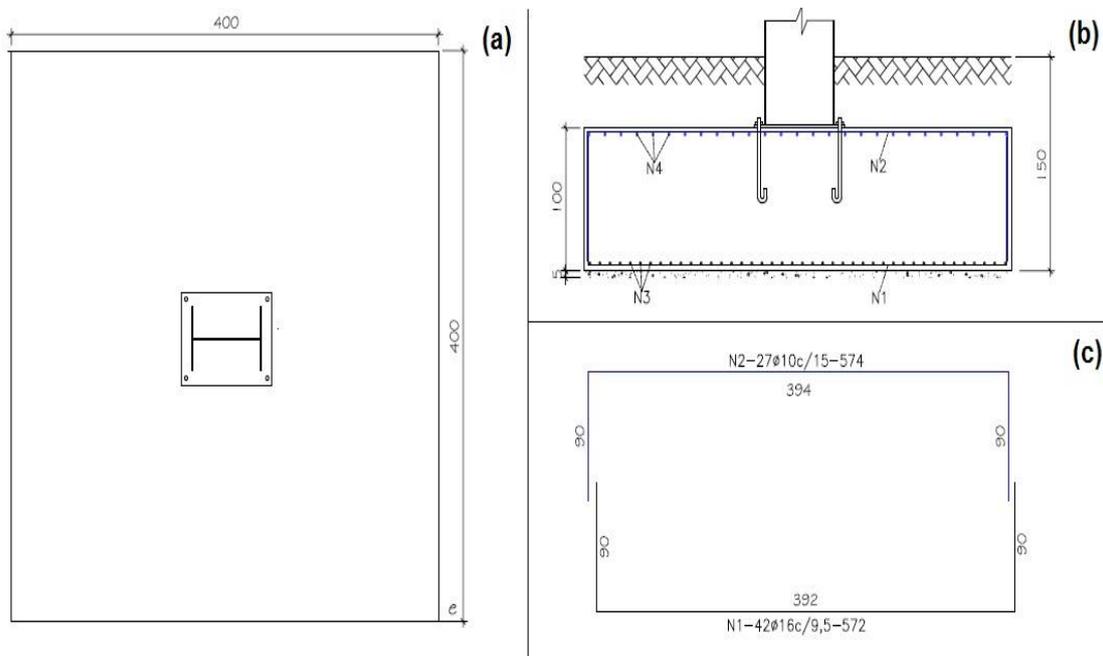


Figura 4.8. Detalhes estruturais da sapata. (a) localização do pilar e dimensões em planta; (b) dimensões em corte e detalhe da ligação pilar-sapata; (c) detalhe estrutural da armadura.

4.2.SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

As simulações numéricas foram realizadas com auxílio do programa ABAQUS ® e, para este capítulo, atribui-se a função de sintetizar os pontos-chaves de cada solução e apresentar os resultados de maior relevância. Ressalta-se que Nitchke *et al.* (2009) recomendam o programa ABAQUS ® para simulações numéricas, com o método de elementos finitos, que tem o intuito de considerar e prever o comportamento de acordo com a sequência de escavação e suporte.

4.2.1. SOLUÇÃO NUMÉRICA PARA UM PÓRTICO COMPOSTO POR TUBOS JUSTAPOSTOS CRAVADOS

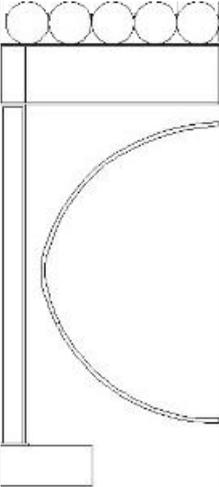
A análise numérica do pórtico manteve as simplificações análogas ao prescrito para a solução analítica. Portanto, ressaltam-se as seguintes hipóteses simplificadoras: substituição da ação de cargas móveis (NBR 7188:2013) por carregamentos estáticos, considerou-se a estrutura trabalhando em conjunto (não se especificou as ligações entre as estruturas propostas) e considerou-se que nos tubos o aço e o concreto irão trabalhar conjuntamente (não se especificou a rugosidade dos tubos e/ou os conectores de cisalhamento).

Para a caracterização das espessuras de cada camada que compõe o maciço, utilizou-se um conceito médio entre as cinco sondagens executadas ao decorrer do eixo do túnel (SPT 01 ao SPT 05). Na Tabela 4.5 apresentam-se os dados da forma que foram interpretados e utilizados no modelo numérico.

Com relação aos modelos constitutivos adotados, é relevante citar que o modelo de Mohr-Coulomb, atribuído ao maciço, diz respeito à outra hipótese simplificadora deste problema. Isso porque este modelo não representa com precisão científica o comportamento do maciço submetido ao complexo processo de descarregamento (escavação) e carregamento (fundação). De qualquer forma, é uma hipótese capaz de validar a ordem de grandeza dos elementos estruturais e dos deslocamentos correspondentes. No que diz respeito aos elementos estruturais compostos de aço e o concreto, estes são considerados de comportamento elástico-linear, entretanto, esta hipótese é reavaliada posteriormente para que não prejudique a solução do problema.

Ressalta-se que a principal ideia deste trabalho é apresentar as técnicas construtivas dentro de um contexto realístico e, portanto, considerou-se adequado atribuir valores dentro de uma ordem de grandeza imaginável para os materiais não ensaiados.

Tabela 4.5. Perfil geotécnico utilizado na simulação numérica.

Material	Profundidade (m)	Média dos SPT's	Sistema estrutural	Propriedades do solo					
				Módulo de Young (MPa)	Poisson	Peso Específico (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Ângulo de Dilatância(°)
Pavimento*	0 – 0,6	-		200	0,3	22	-	-	-
Preenchimento**	0 – 0,6	-		10		14	10	26	1
Aterro**	0,6 - 2	13		25		18	30	28	10
Argila Média***	2 - 3	5		15		16	13	27	5
	3 - 4	3					25	27	
	4 - 5	4					36	26	
	5 - 6	6					36	26	
	6 - 7	6					27	27	
Argila Rígida**	7 - 8	10		15		16	30	27	5
	8 - 9	10							
	9 - 10	7							
	10 - 11	8		20		17.5	40	28	8
	11 - 12	8							
	12 - 13	8							
Argila Siltosa muito rígida**	14 - 15	20	30	19	35	28	9		
	15 - 16	20							
	16 - 17	12							
Silte Arenoso muito rígido**	17 - 18	18	40	20	40	30	10		
	18 - 19	23							
Silte Arenoso compacto**	19 - 20	30	40	20	40	30	10		
	20 - 21	36							
	21 - 22	43							
Concreto	-	-	-	30.672,4	0,2	24,0	-	-	-
Aço	-	-	-	210.000	0,3	78,5	-	-	-

* Os parâmetros não foram investigados em laboratório e utilizou-se um modelo linear-elástico, a fim de não entrar no mérito das propriedades de resistência mecânica desta camada demasiadamente heterogênea (composta por revestimento em CBUQ, base e sub-base);

** Os parâmetros não foram investigados em laboratório e, portanto, buscou-se estimar os valores dentro de uma ordem de grandeza aceitável;

*** Esta primeira subdivisão (até 7,0 m) considera a ordem de grandeza dos parâmetros obtidos nos ensaios que estão expostos no Apêndice A;

4.2.1.1. GEOMETRIA DO PROBLEMA

A geometria da problemática abordada neste estudo de caso foi realizada através do programa AutoCAD ® e exportada para o formato “.sat”, a fim de que seja possível a correta leitura dos elementos pelo programa ABAQUS/CAE ®. O maciço de solo foi desenvolvido até a profundidade de 22 m, distância dita como impenetrável nas sondagens à percussão, e

apresentou um comprimento transversal de 3 vezes a largura do pórtico. Levando em conta a simetria do problema, este comprimento corresponde a 16,5 m, ou seja, 1,5 vezes a largura do pórtico. Por fim, com relação à dimensão longitudinal, extrapolou-se o maciço em 5 metros, com relação aos pórticos, para simular a escavação dos poços e/ou trincheiras e possibilitar a influência do bulbo de tensões da fundação. Além disso, fez-se valer da simetria do modelo para, longitudinalmente, analisar apenas a metade do vão (12,5 m). Esta solução implica em uma análise cuja escavação é iniciada pelos dois portais do túnel.

Com relação à etapa de desenvolvimento da geometria do problema, esta contemplou a subdivisão da seção transversal e longitudinal do maciço. Este procedimento é relevante para possibilitar uma melhor discretização da malha em regiões mais influenciadas pela interferência proposta. Na Figura 4.9 apresenta-se a concepção adotada para o modelo tridimensional.

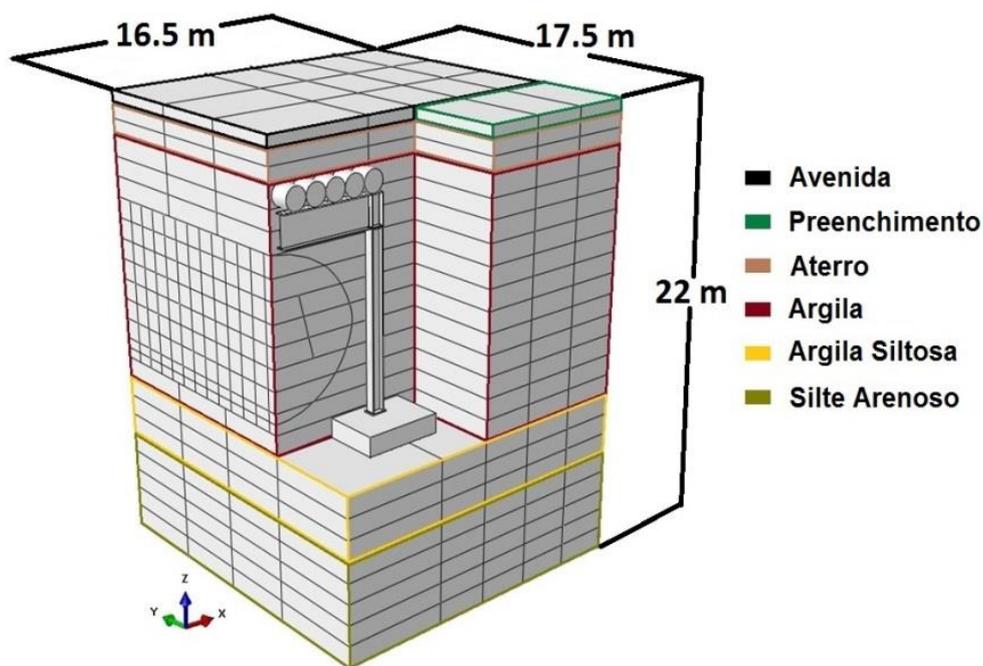


Figura 4.9. Geometria proposta para a problemática analisada no estudo de caso.

Na Figura 4.10 apresenta-se a seção transversal embasada no perfil geotécnico cujos dados são provenientes da média das camadas investigadas (Tabela 4.5).

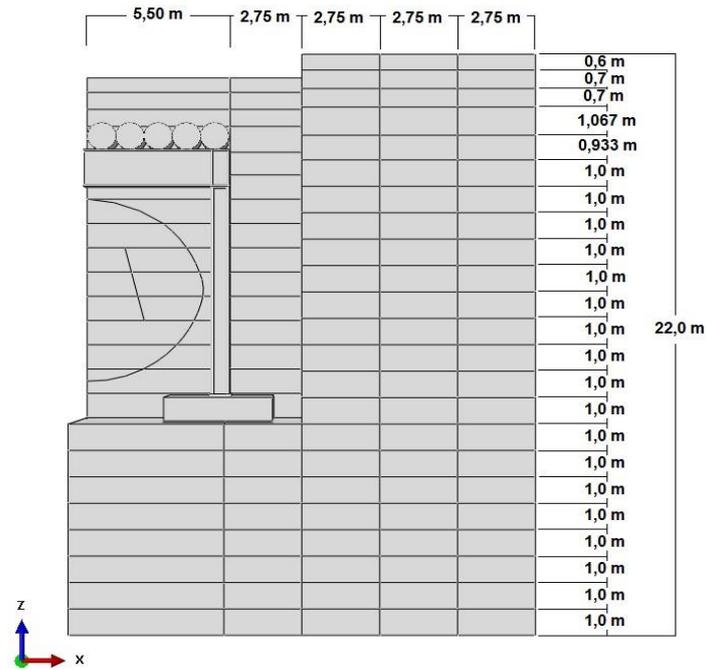


Figura 4.10. Seção transversal atribuída com base no perfil geotécnico adotado.

4.2.1.2. ORIENTAÇÃO

O modelo numérico, projetado inicialmente no AutoCAD®, apresenta o eixo Z representando a profundidade do maciço. Esta condição é relevante para que o ABAQUS® interprete de maneira coerente os dados deste problema relacionados à condição geostática. Neste contexto, na Figura 4.11 apresenta-se a orientação adotada para o modelo.

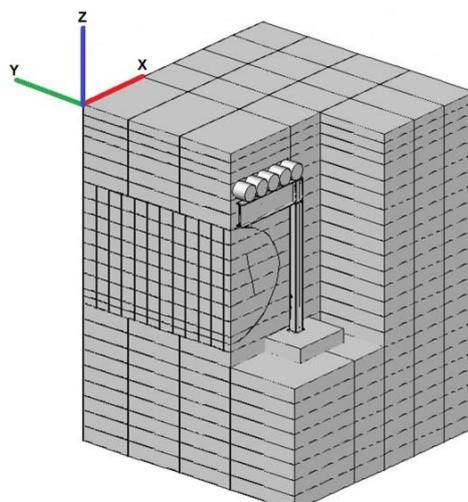


Figura 4.11. Orientação adotada para o modelo.

4.2.1.3. CONDIÇÕES INICIAIS

As condições de contorno do problema são definidas pela restrição total de movimento na base (engaste) e restrição lateral em algumas zonas do maciço. Além disso, são aplicados carregamentos que simulam o tráfego acima da escavação do túnel.

Com relação aos deslocamentos, na Figura 4.12 apresentam-se as condições impostas. As regiões contornadas em vermelho representam as faces do modelo que estão impedidas de deslocar com relação ao eixo x . Com relação às regiões contornadas em verde, estas apresentam restrição de deslocamento em y . Por fim, as regiões contornadas em azul representam a restrição de deslocamento em z . Com relação às duas faces que não foram apresentadas, estas têm suas condições iniciais representadas por suas linhas na superfície. Ressalta-se que a base do maciço, preestabelecida como a profundidade impenetrável no SPT, é representada por uma região engastada.

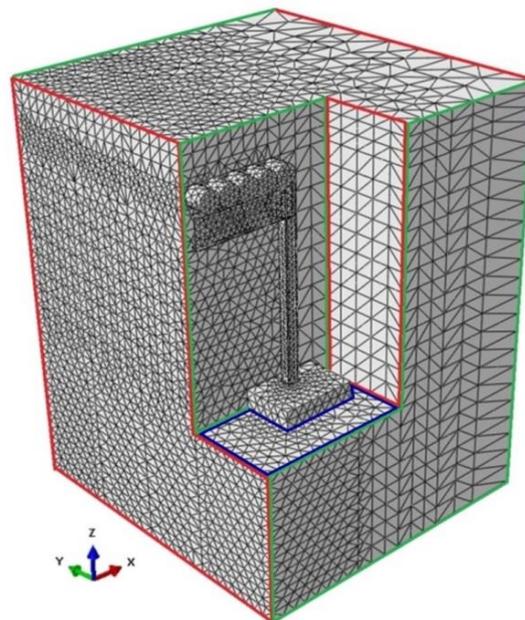


Figura 4.12. Condições de deslocamentos adotadas.

É importante citar que a sapata não está sobreposta à região indeslocável em z e, portanto, estão permitidos seus deslocamentos. Esta condição de contorno (indeslocável em z) impede a expulsão do solo pelo poço e pode ser representada fisicamente como uma laje. No que diz respeito às forças iniciais, apresentadas na Figura 4.13, estas representam o tráfego na superfície com magnitude de 3,6 kPa (Tabela 4.1) e a ação da gravidade.

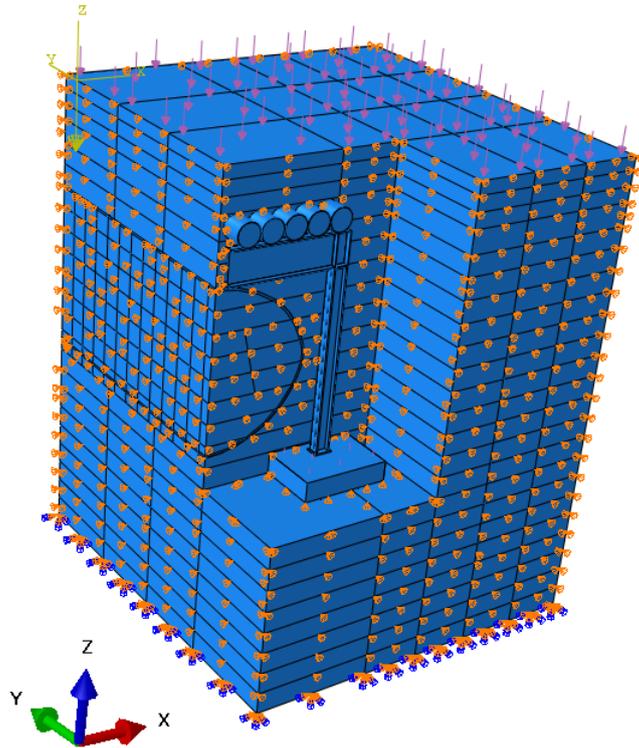


Figura 4.13. Condições de contorno.

4.2.1.4. METODOLOGIA DE ESCAVAÇÃO

Nota-se na geometria do problema que parcializou-se a região de escavação, de metro em metro, sendo uma alteração na região do emboque/desemboque cujo avanço é de 0,50 m. Para possibilitar a existência de recalques desprezíveis e viabilizar esta escavação, utilizou-se a técnica denominada calota-bancada. A geometria transversal desta técnica pode ser observada na Figura 4.10, enquanto no quesito longitudinal a sequência construtiva foi subdividida em sete etapas, apresentadas adiante.

A primeira etapa construtiva consiste na escavação da zona subjacente a abóbada do túnel (calota) e estabilização parcial da escavação pela bancada. O passo de escavação é correspondente a um metro, com exceção da região dos portais que é de 0,50 m.

O segundo passo diz respeito à aplicação de 10 cm de concreto projetado nas paredes. Este suporte exercerá função de revestimento final do túnel, portanto, pode-se dividir a aplicação em duas camadas, sendo a primeira de regularização.

O processo construtivo prossegue com o avanço da calota em até 3,5 m, aplicando-se o revestimento a cada passo de escavação, ou seja, a cada metro. Neste instante, a construção estará no passo representado na Figura 4.14a.

A parcialização deste processo prossegue com um avanço do núcleo e posterior avanço da calota. Este procedimento deverá repetir-se até que se atinja 7,50 m metros de escavação, sendo escavados os 7,50 m da calota e 3,50 m do núcleo. Este passo está apresentado na Figura 4.14b.

A partir deste momento se torna viável a escavação de outra região da seção transversal, o rebaixo. A escavação do rebaixo é acompanhada da aplicação de concreto projetado com espessura de 10 cm. Neste contexto, tem-se todo processo construtivo empenhado que pode ser resumido da seguinte forma: avanço da calota com aplicação de concreto projetado, avanço do núcleo e avanço do rebaixo com aplicação de concreto projetado. Deve-se prosseguir este sistema até que se encontre com a frente de escavação empenhada no outro portal do túnel. Este momento é representado na Figura B.15a.

O encontro das frentes de escavação simboliza o fim da intervenção na calota do túnel, que estará completamente protegida pelo revestimento final. Portanto, prossegue-se com a escavação do núcleo (Figura B.15b) e, posteriormente, conclui-se a escavação do rebaixo com aplicação do revestimento final (Figura 4.16). Por fim, a sétimo e última etapa corresponde à execução do piso acabado.

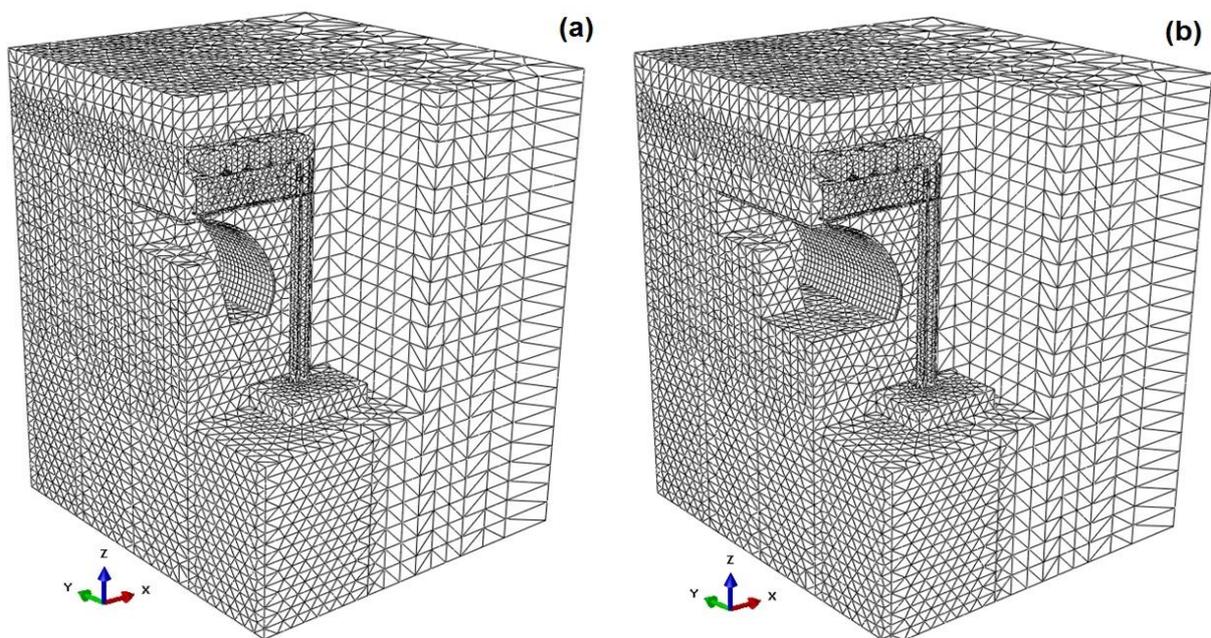


Figura 4.14. Metodologia construtiva. (a) Avanço da calota com aplicação de concreto projetado; (b) Avanço da calota e do núcleo com aplicação de concreto projetado.

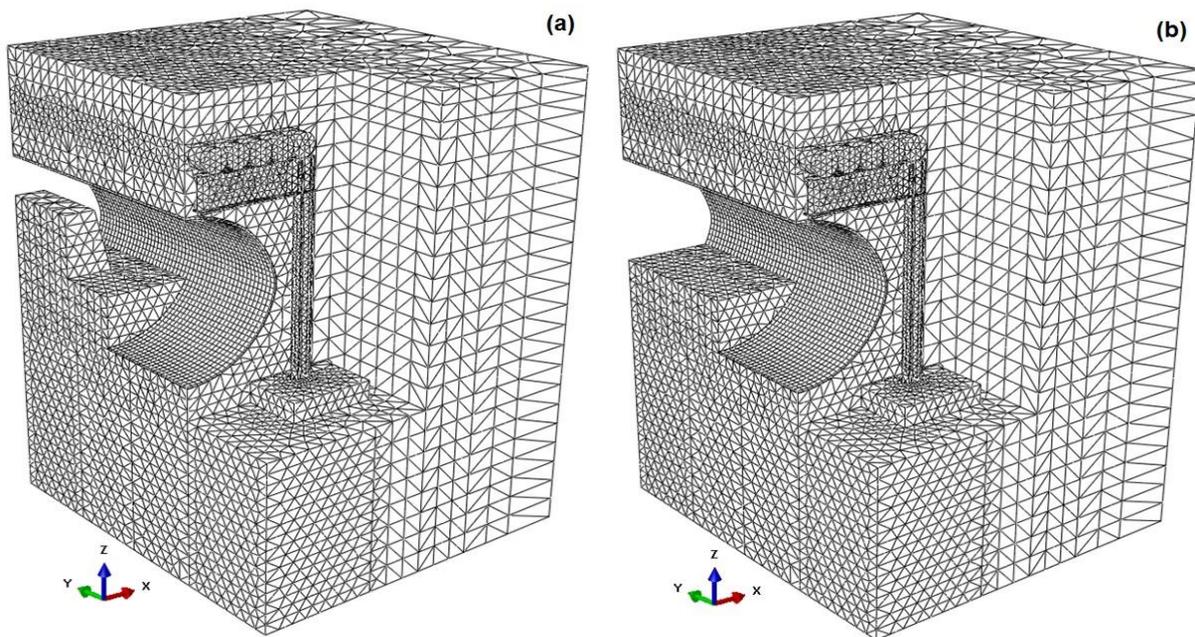


Figura 4.15. Metodologia construtiva. (a) Encontro das frentes de escavação; (b) Escavação completa do núcleo.

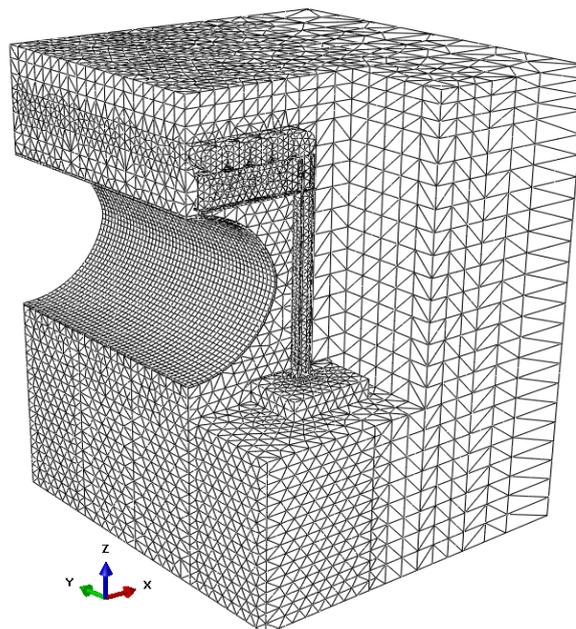


Figura 4.16. Fim do processo construtivo.

4.2.1.5. CONFIGURAÇÃO DA MALHA

A configuração da malha apresenta relevante influência na modelagem numérica, pois esta é capaz de afetar a acurácia dos resultados. Neste contexto, aconselha-se que as regiões em que apresentam maiores influências, provenientes da escavação proposta, obtenham um melhor refinamento da malha. Além disso, propõe-se que sejam realizadas análises prévias

com formas simplificadas para os materiais e para a malha. Isso porque, estes estudos possibilitam a verificação de problemas com a geometria da malha e/ou com os processos de construção (BTS & ICE, 2004).

Com relação ao estudo de caso, as análises prévias indicaram a necessidade de divisão do maciço, em diferentes proporções, nos três sentidos (x,y e z). Para a adequação da malha, ressalta-se a divisão adotada para a seção transversal, em cinco partes (Figura 4.17), que foram determinadas da seguinte forma: Malha 01 (elementos tetraédricos de 0,5 m), Malha 02 (elementos tetraédricos de 0,8 m), Malha 03 (elementos tetraédricos de 1,0 m), Malha 04 (elementos tetraédricos de 1,5 m) e Malha 05 (elementos tetraédricos de 2,0 m).

Com relação ao perfil longitudinal, a divisão possibilitou a simulação do processo construtivo de escavação (Item 4.2.1.4). Entretanto, as quatro divisões propostas, nas regiões em que não foram escavadas, apresentaram as mesmas proporções citadas anteriormente (de acordo com o perfil transversal).

Com relação aos elementos estruturais (tubos justapostos, vigas, pilares e sapatas), estes apresentaram elementos com dimensões de 0,30 m, com exceção da sapata que utiliza elementos na ordem de 0,40 m.

Ressalta-se que modelo utilizaram-se elementos tetraédricos que se apresentaram capazes de adequar as diferentes proporções do problema em estudo.

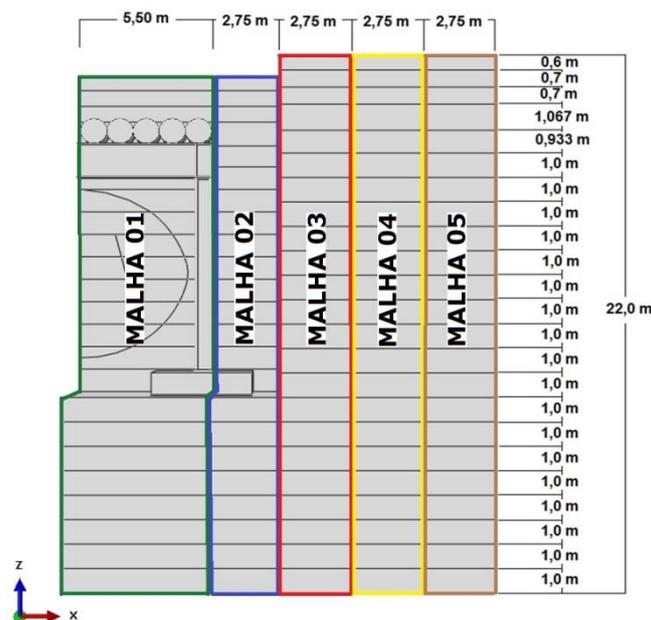


Figura 4.17. Configuração da malha para a escavação em Pórtico.

4.2.1.6. RESULTADOS OBTIDOS DE TENSÃO-DESLOCAMENTO

A solução numérica da estrutura proposta foi dividida em duas etapas. Na primeira, modelou-se o pórtico composto por tubos justapostos cravados sem o túnel e o maciço circundante, de modo a ser capaz de comparar os resultados com a solução analítica. Em seguida, o túnel e o maciço foram considerados na simulação, o que torna possível avaliar a sua influência na concepção estrutural proposta. Na Figura 4.18 apresentam-se os resultados obtidos na primeira análise, com a ausência do maciço circundante, e com a aplicação da tensão apresentada na Tabela 4.1.

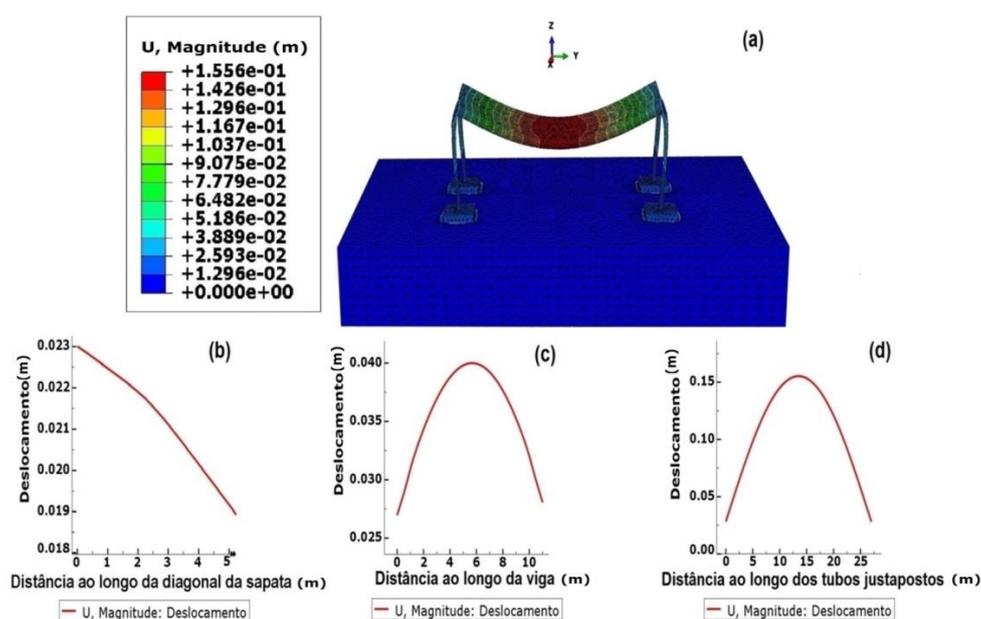


Figura 4.18. Magnitude dos deslocamentos encontrados na estrutura sem a presença do maciço circundante. (a) estrutura completa; (b) deslocamento da fundação; (c) deslocamento da viga somada ao da sapata; (d) deslocamentos totais acumulados na estrutura.

Conforme apresentado na Figura 4.18 o deslocamento máximo é de 15,56 cm, valor próximo ao obtido na solução analítica. Os recalques da fundação e a deflexão da viga e dos tubos justapostos podem ser avaliados na Figura 4.18 nos itens b, c e d, respectivamente. Nota-se que o deslocamento máximo da fundação é de 2,3 centímetros. Para obter a deflexão da viga do pórtico é necessário subtrair o deslocamento da fundação do valor máximo indicado no item b da Figura 4.18, resultando em um deslocamento de 1,8 cm ($= 4,1 - 2,3$). De forma análoga, determinou-se a deflexão dos tubos justapostos resultando em um deslocamento máximo de 11,5 cm ($= 15,6 - 4,1$).

A resolução do problema proposto, com a presença do maciço circundante, pode inferir em análises que não se limitam ao final da construção. Neste contexto, apresentam-se as condições de tensão-deslocamento durante as cinco fases contrutivas (Figura 4.14, Figura 4.15 e Figura 4.16) apresentadas no Item 4.2.1.4, além da condição geostática. Portanto, primeiramente, na Figura 4.19 expõe-se a condição inicial do problema que é dita como condição geostática. Ressalta-se que os valores positivos (+) correspondem aos esforços de tração, enquanto os valores negativos (-) determinam os esforços de compressão.

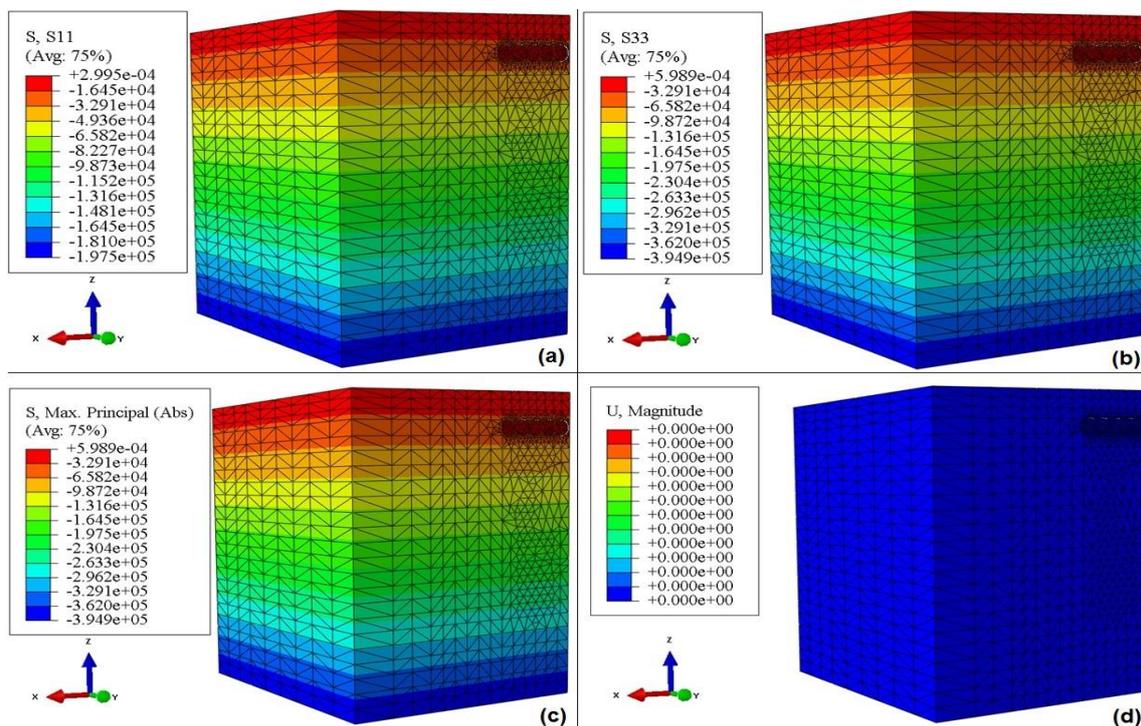


Figura 4.19. Condição geostática do maciço antes das intervenções propostas. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.

Inferir-se deste passo que a condição geostática ($\gamma \times h$) atribuída a profundidade máxima atingida pela sondagem a percussão (22 m) é da ordem de 395 kPa. Este valor está de acordo com os pesos específicos apresentados na Tabela 4.5. Ressalta-se que esta condição não apresenta deslocamentos, pois este fator só será notado no passo seguinte em que o peso próprio do sistema estrutural e a sobre carga superficial são considerados.

Com relação ao avanço da calota, correspondente aos 3,5 m em que se aplica concreto projetado a cada passo pré-estabelecido, têm-se os resultados apresentados na Figura 4.20. A visualização do sistema estrutural está separada do maciço para transparecer as tensões

atuantes em ambos os meios. Nesta etapa, as tensões máximas atingidas são da ordem de 90 MPa, enquanto os deslocamentos são da ordem de 4 cm.

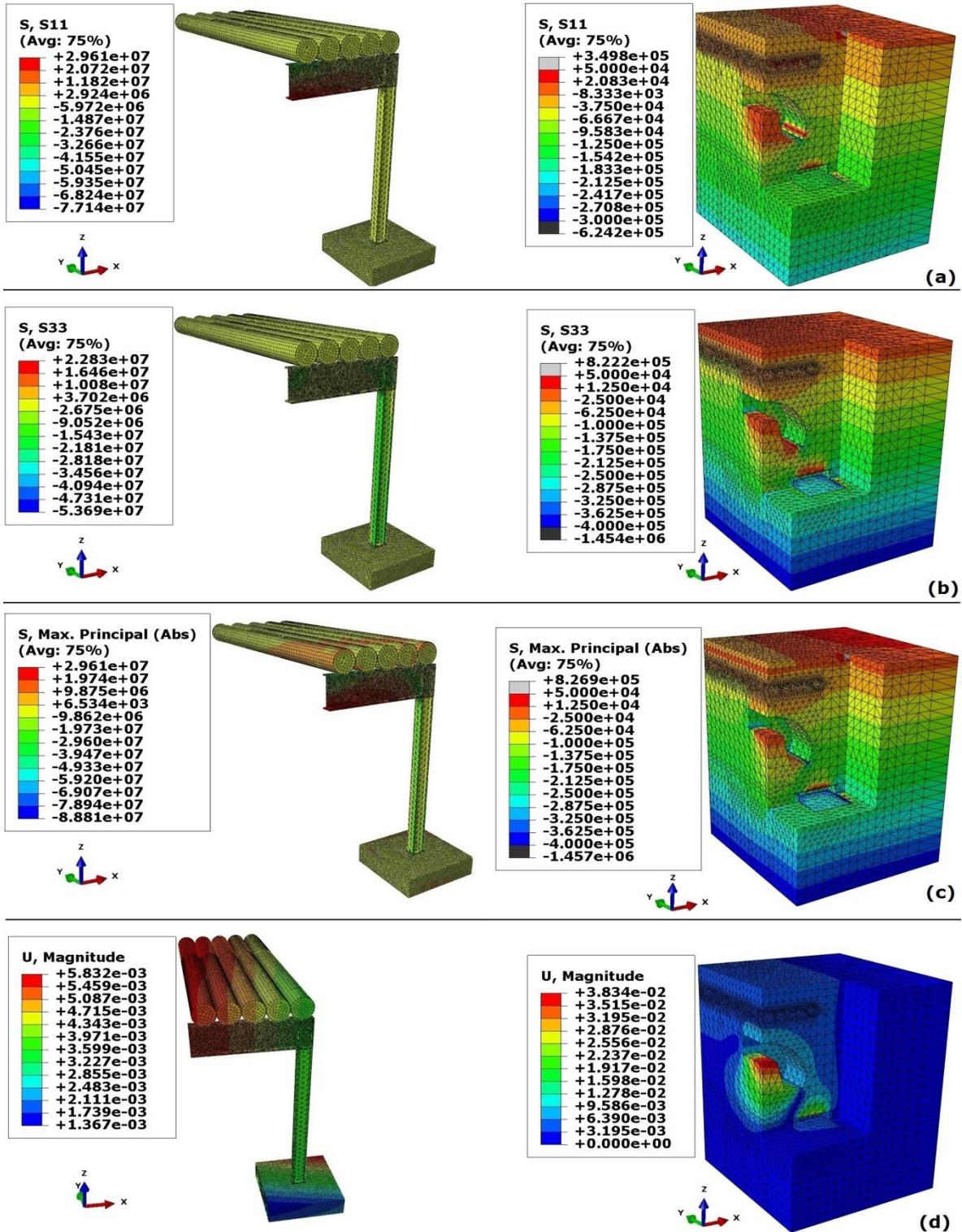


Figura 4.20. Primeiro passo de escavação da calota com aplicação de concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.

Com relação ao avanço da calota e do núcleo (Figura 4.21), nota-se que o sistema de suporte passa a ser submetido por maiores esforços.

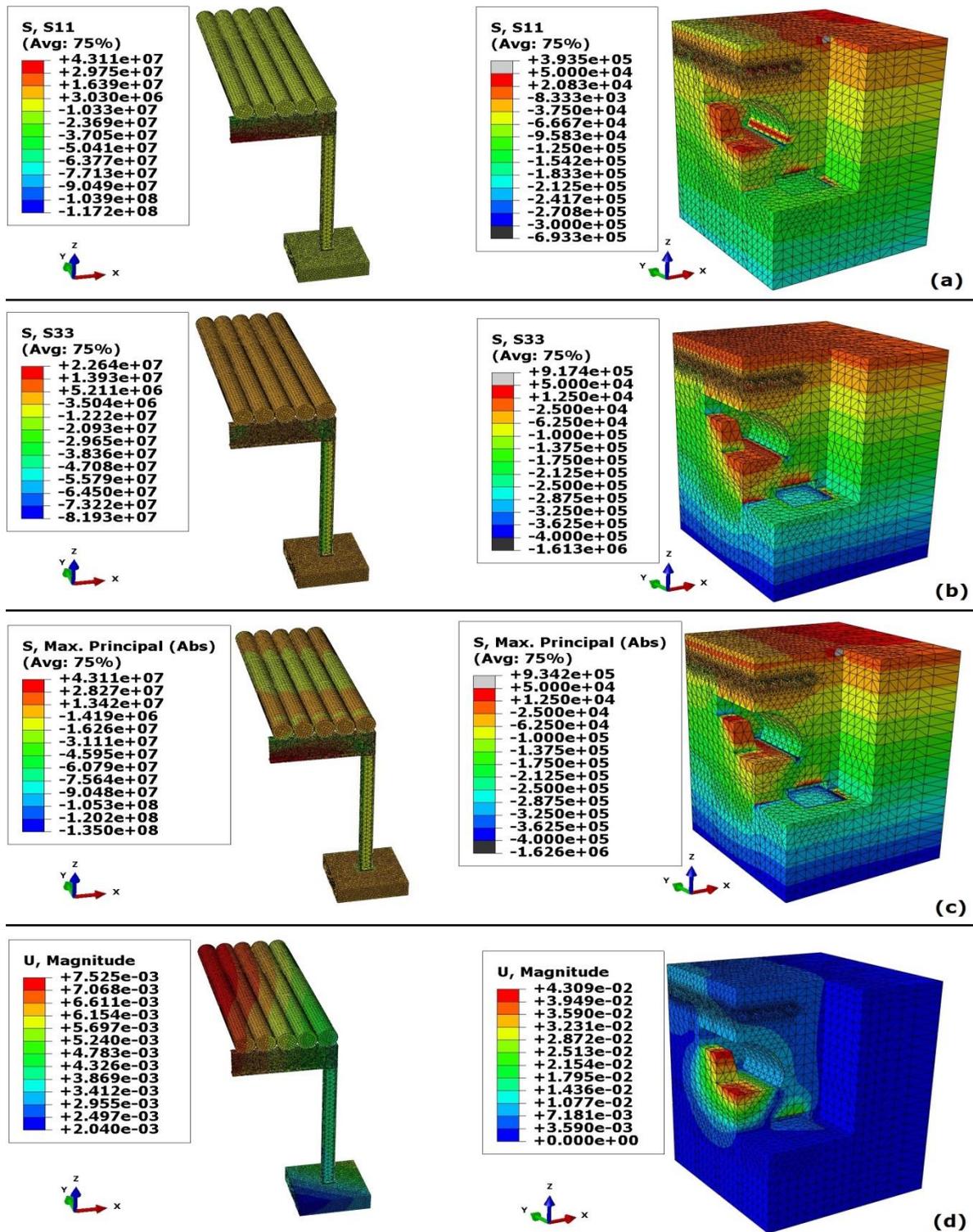


Figura 4.21. Avanço da calota e do núcleo com aplicação de concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.

O encontro das frentes de escavação é representado pelos maiores valores de deslocamentos (5,6 cm) e por elevadas tensões no pórtico. Na Figura 4.22 expõem-se os resultados obtidos nesta etapa.

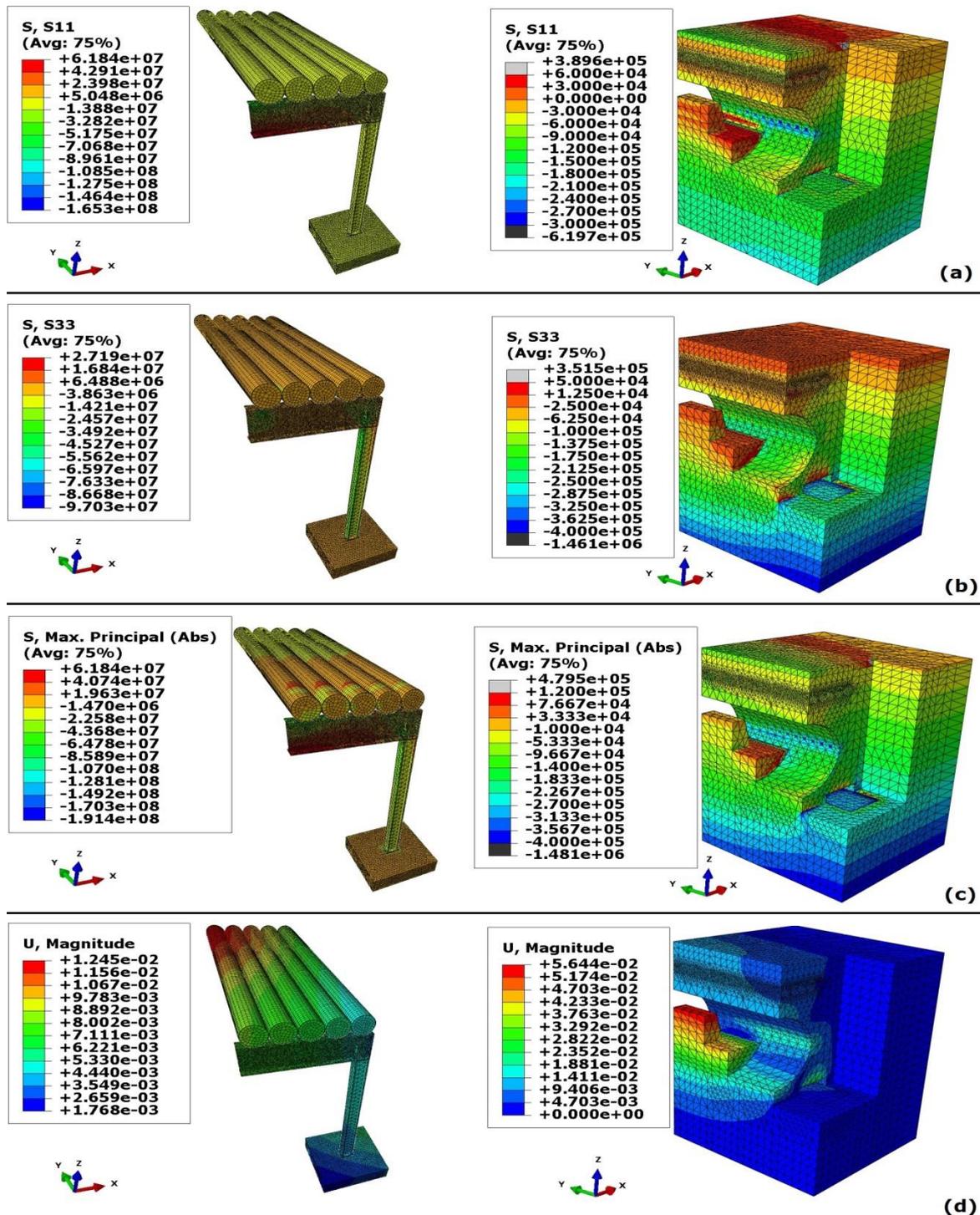


Figura 4.22. Encontro das frentes de escavação. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.

Com a retirada do núcleo os esforços se concentram no rebaixo, ainda assim nenhum processo de ruptura é retratado. Na Figura 4.23 apresentam-se as tensões e deslocamentos referentes a esta etapa.

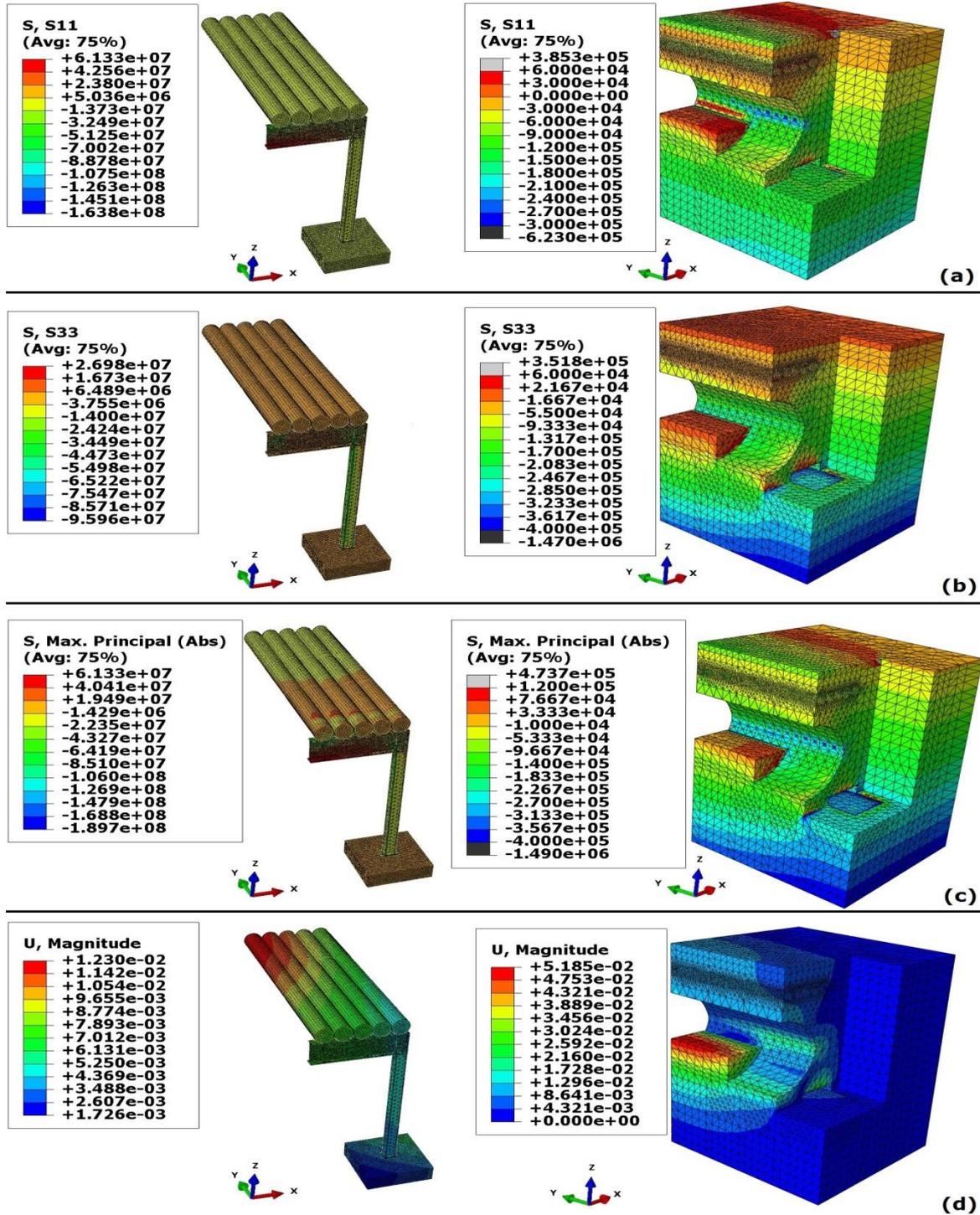


Figura 4.23. Escavação completa do núcleo. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.

Por fim, a etapa que completa a escavação e precede a execução do piso acabado pode representar o sucesso obtido neste túnel. Na Figura 4.24 apresentam-se as tensões e deslocamentos referentes a esta etapa.

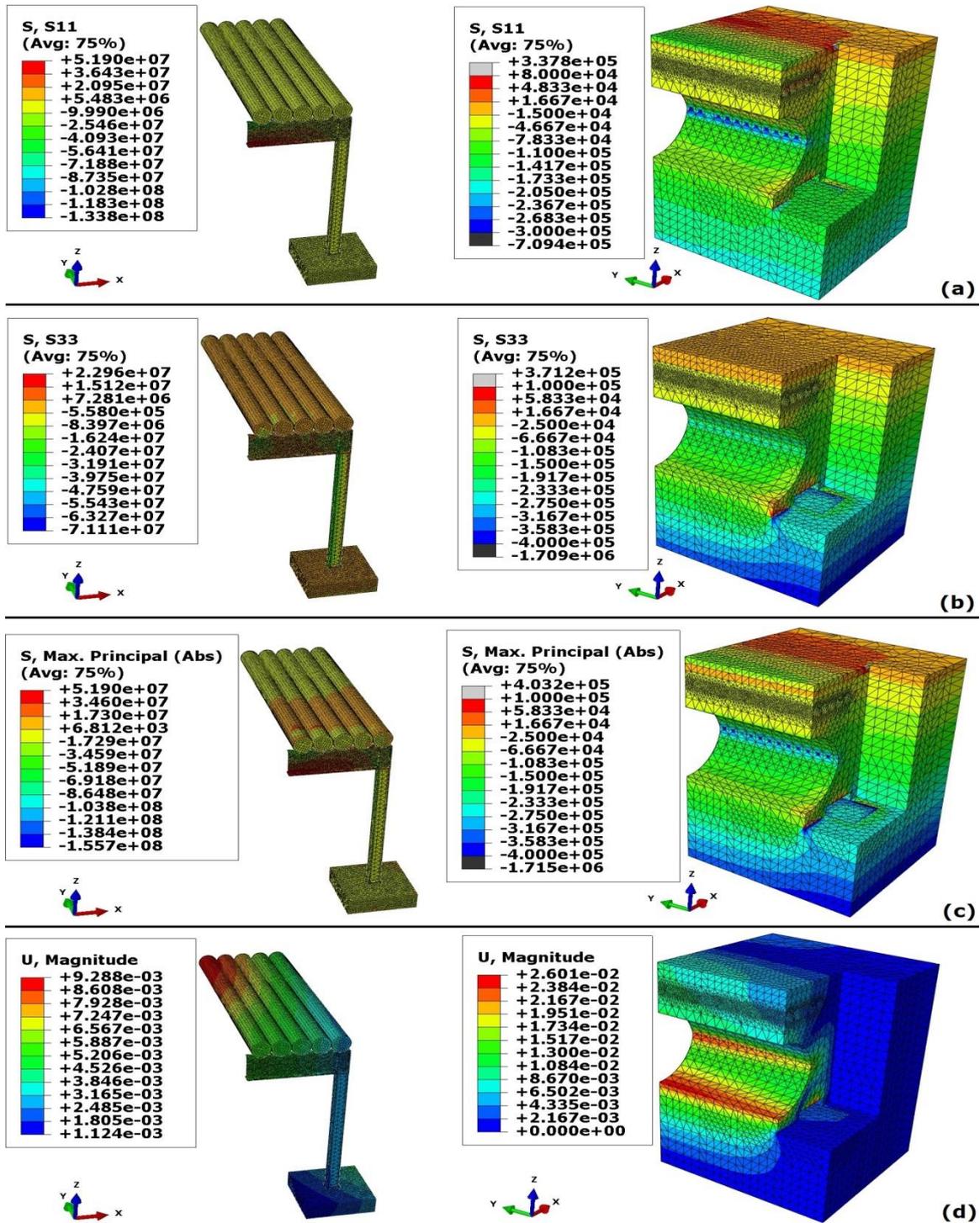


Figura 4.24. Escavação completa. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.

Nota-se que durante todo processo construtivo os deslocamentos máximos (no maciço) foram da ordem de 5 cm, enquanto as tensões no pórtico permaneceram na ordem de 200 MPa. Estes valores atribuem êxito quando comparados à resistência das peças e ao critério de Mohr Coulomb adotado para o maciço.

As análises apresentadas não expõem com clareza os valores extremos, pois esta magnitude é expressa apenas no contato entre os tubos justapostos e a viga. Portanto, para esclarecer as tensões atuantes nas peças, avaliaram-se diversos pontos dos elementos no último estágio construtivo.

Na Figura 4.25 evidencia-se a existência de tensões de compressão no contato entre a viga e o pilar. Em contrapartida, na região de maior momento fletor, o elemento é submetido por uma tensão de tração máxima de 70 MPa. Ambos os valores, compressão e tração, condizem com a segurança do sistema estrutural que apresenta um aço de classe/grau G300 (tensão de escoamento de 300 MPa e ruptura em 415 MPa).

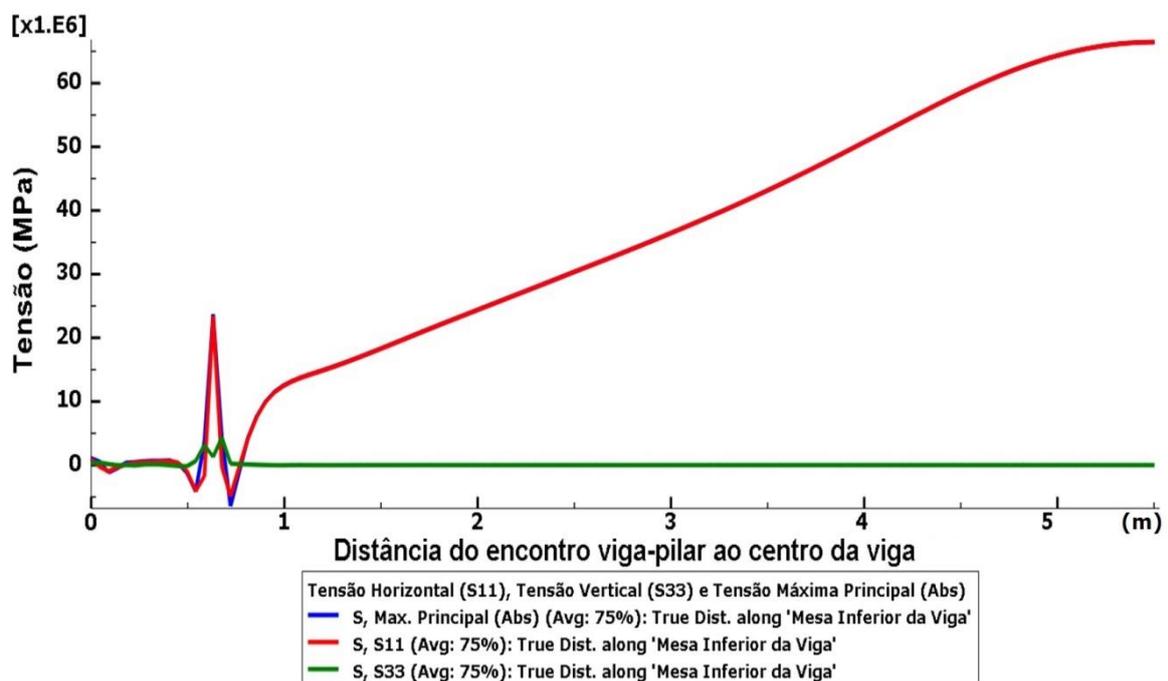


Figura 4.25. Tensões atuantes ao longo da alma inferior da viga.

Com relação à região superior da viga, têm-se os valores apresentados na Figura 4.26. Nota-se que há variações entre os valores de tração e compressão, apesar de ser uma região teoricamente comprimida. Esta ocorrência é justificada pelo fato dos valores serem obtidos na

alma em que estão apoiados os tubos justapostos. Neste contexto, a influência destes tubos é notada nos pontos de contato, entretanto, as tensões de compressão dissipadas para a viga permanecem na ordem de 75 MPa de compressão.

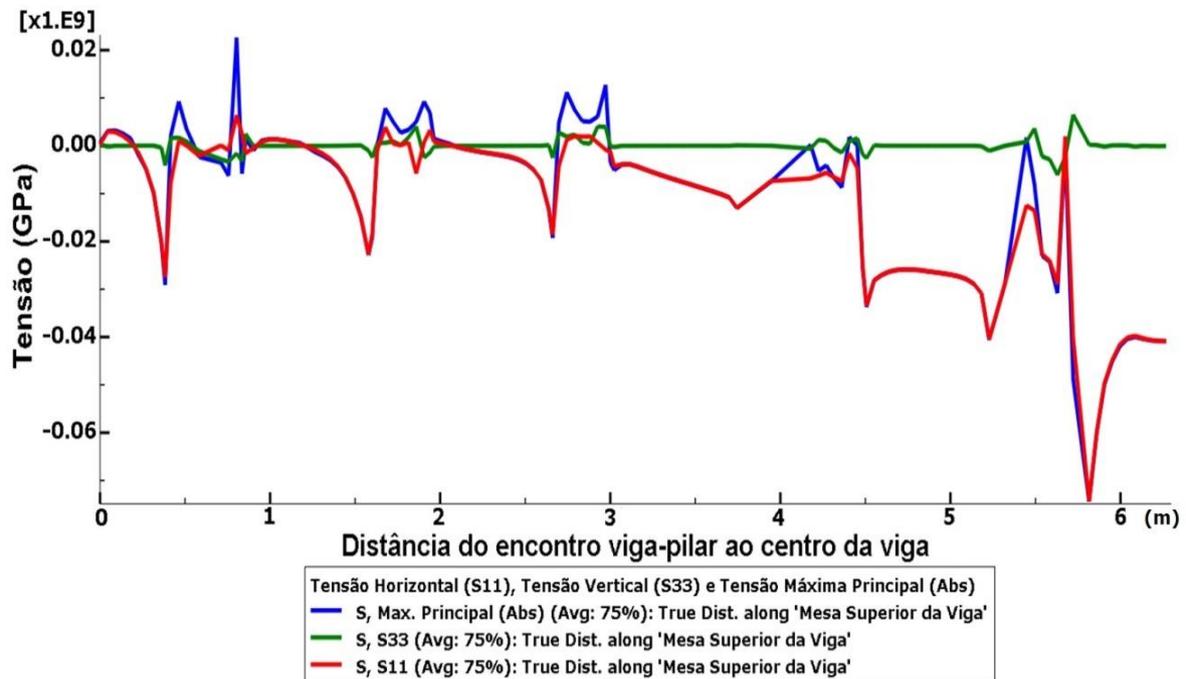


Figura 4.26. Tensões atuantes ao longo da alma superior da viga.

Ao considerar que os possíveis mecanismos de ruptura na viga apresentam limites de 75 MPa de compressão e 55 MPa de tração, têm-se na Figura 4.27 uma outra apresentação deste elemento estrutural. Nota-se nesta ilustração a comparação do elemento estrutural com e sem os limites de tensão pré-estabelecidos. Portanto, ao prefixar os limites encontrados, evidencia-se que os valores citados anteriormente, na ordem de 200 MPa, não evidenciam mecanismos de ruptura. Neste contexto, pode-se ter como referência para o fator de segurança os valores atuantes de 55 MPa (tração) e 75 MPa (compressão). A apresentação destes valores, em conjunto aos seus respectivos limites de projeto, permite concluir que a utilização de um modelo elástico-linear para a viga não compromete a estabilidade do sistema estrutural proposto.

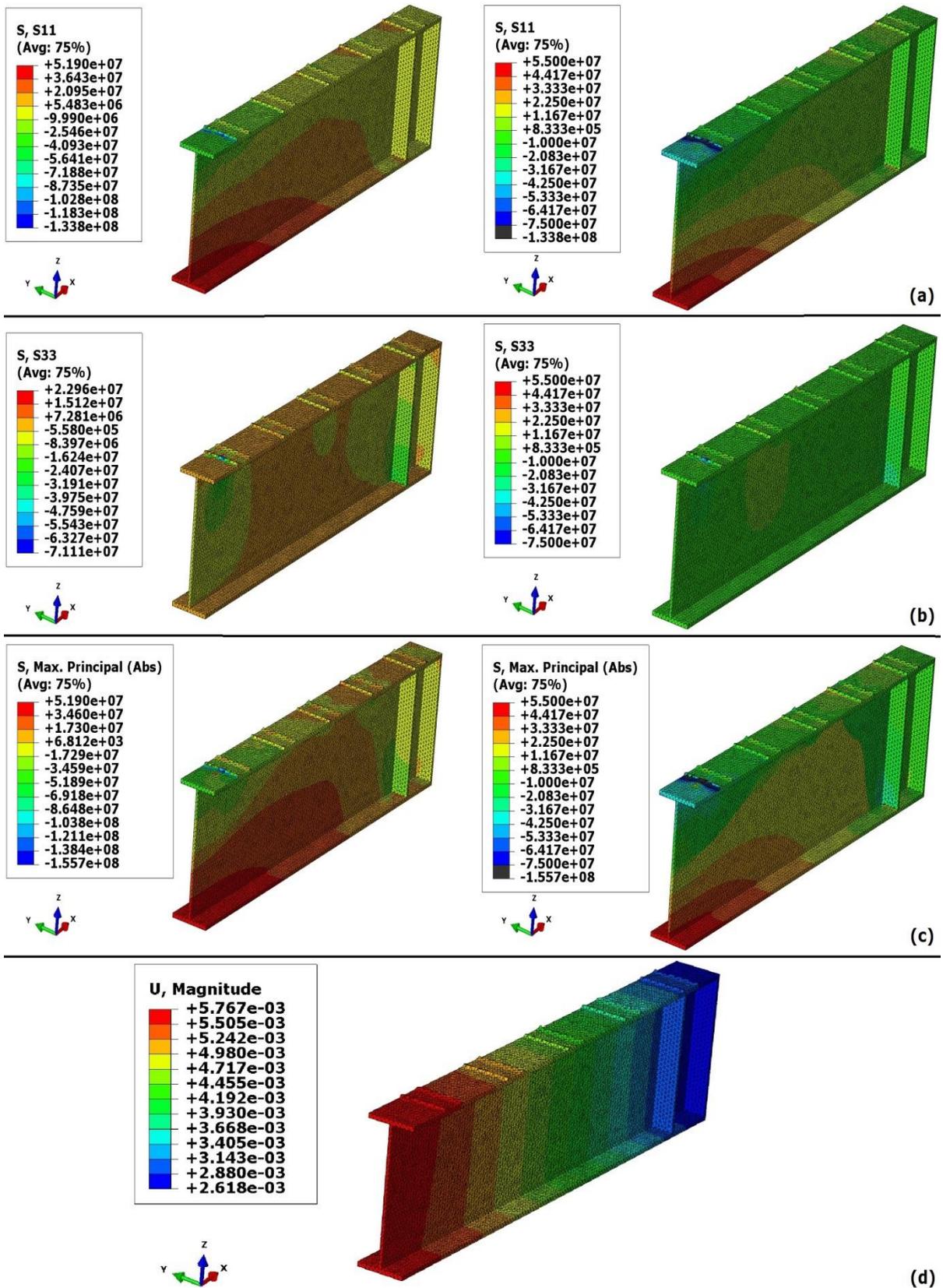


Figura 4.27. Apresentação da viga com e sem os novos limites (+70 MPa e -65 MPa) estabelecidos. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.

Os pilares, por comporem uma ligação rígida com a viga, apresentam almas com esforços consideravelmente diferentes. A alma com direção voltada para a escavação (Alma 02) apresenta maiores tensões de compressão, enquanto a chapa de aço oposta (Alma 01) é submetida a, inclusive, pequenas tensões de tração. Este fato pode ser justificado pela forma de deformação do pórtico (Figura 4.5b) e são exemplificados para este estudo de caso na Figura 4.28 e na Figura 4.29.

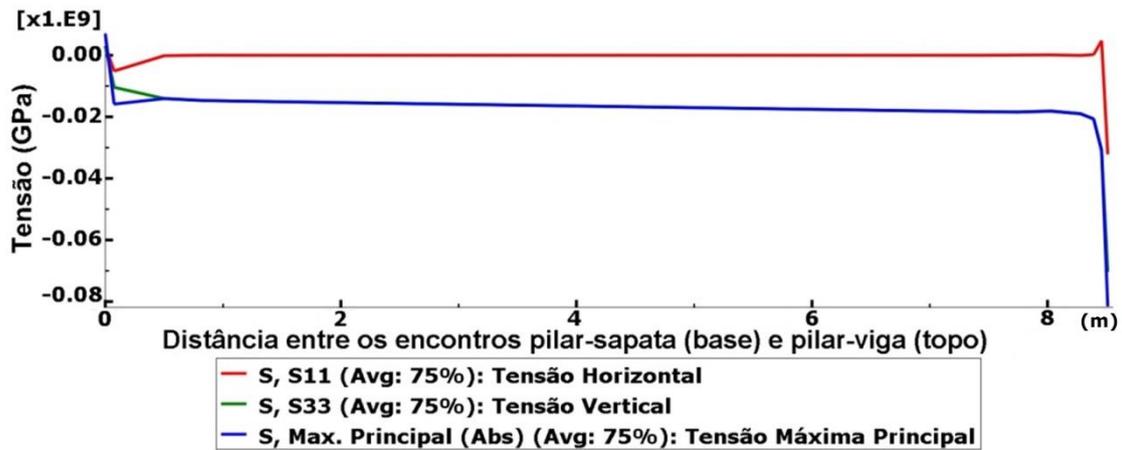


Figura 4.28. Tensões atuantes ao longo da Alma 01.

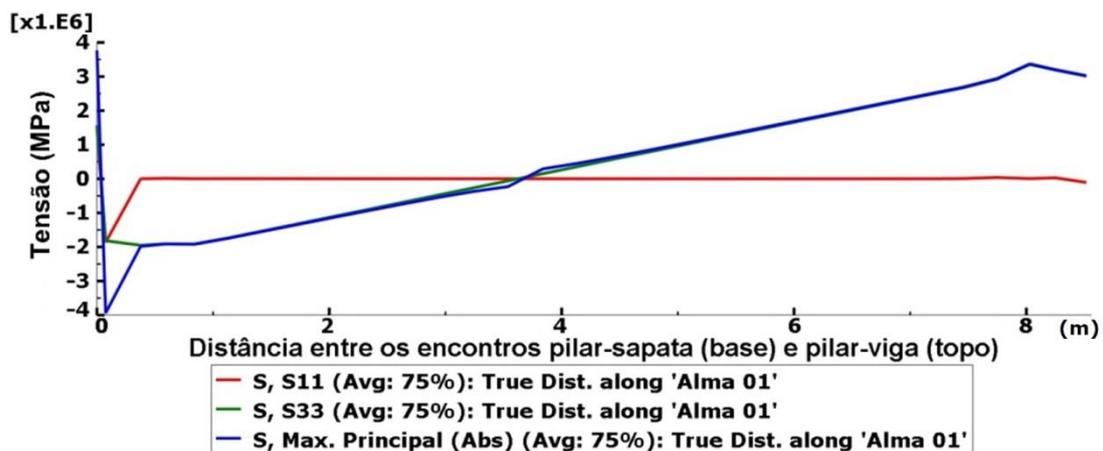


Figura 4.29. Tensões atuantes ao longo da Alma 02.

Com a obtenção destes gráficos, observa-se que o pilar é solicitado por tensões de compressão na ordem de 80 MPa e tração de 4 MPa. Portanto, mediante estas análises conclui-se que o pré-dimensionamento estrutural dos perfis metálicos, de acordo com as indicações propostas por Pfeil (2011), apresenta segurança adequada às condições desta

escavação. Além disso, conclui-se que considerar o comportamento destes elementos como elástico-linear não compromete a estabilidade do sistema estrutural.

Para sintetizar este estudo numérico têm-se a deflexão da viga do pórtico (~ 3,5 mm), a deflexão dos tubos (~ 1,5 mm) e o recalque das fundações (~ 4.0 mm) como valores significativamente menores que os resultados encontrados na solução analítica e na solução sem o maciço circundante. A escavação deste túnel remete a um recalque máximo da estrada de aproximadamente 1,2 cm (Figura 4.31), transparecendo o êxito desta técnica neste contexto. Na Figura 4.30 ilustram-se os valores de deslocamentos obtidos no passo final da escavação.

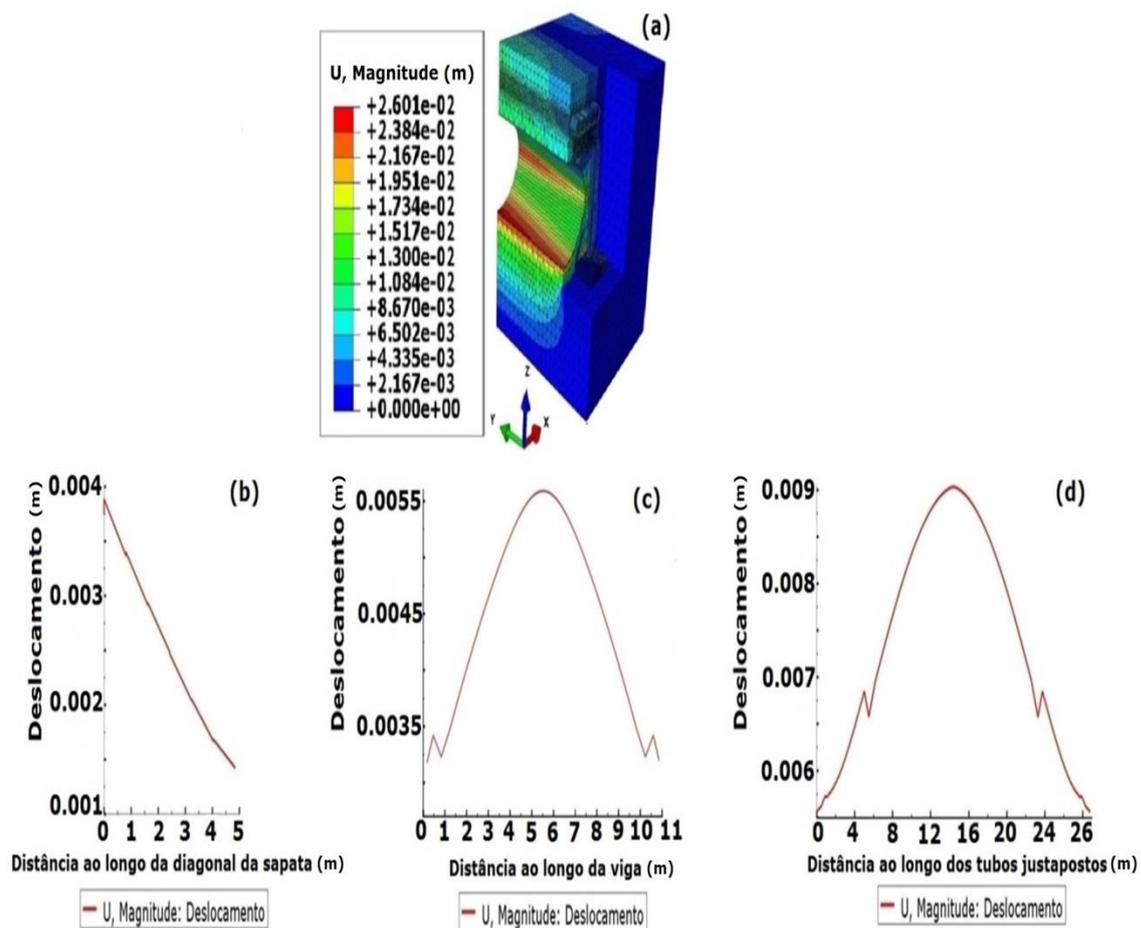


Figura 4.30. Magnitude dos deslocamentos encontrados na estrutura com a presença do maciço circundante. (a) estrutura completa; (b) deslocamento da fundação; (c) deslocamento da viga somada ao da sapata; (d) deslocamentos totais acumulados na estrutura.

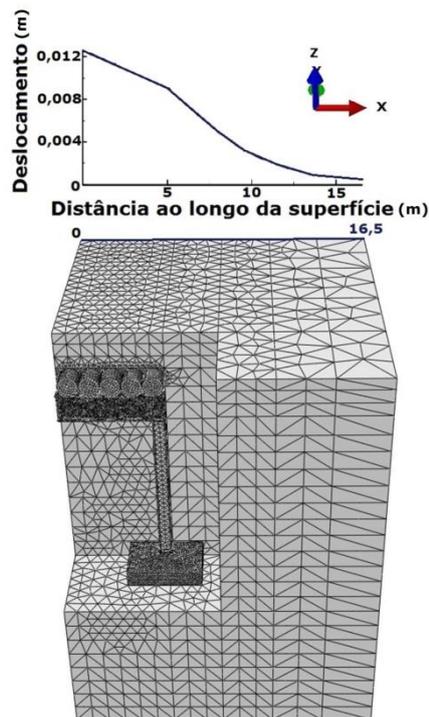


Figura 4.31. Perfil da magnitude de deslocamento ao longo da rodovia.

4.2.1.7. ANÁLISE DO CONCRETO PROJETADO

O concreto projetado é dito neste modelo como um material de comportamento elástico-linear. Sabendo que esta simplificação pode afetar negativamente o desempenho da obra, verificou-se a ordem de grandeza dos esforços solicitantes neste revestimento. A priori verificou-se o concreto projetado, sem aplicação de fatores de segurança, com f_{ck} de 30 MPa, perante as seguintes condições de resistência estabelecidas na norma NBR 6118/03:

Resistência do concreto projetado a compressão = $0,85 \times f_{ck} = 25,5$ MPa

Resistência do concreto projetado a tração = $0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,9$ MPa

Na Figura 4.32 apresenta-se uma visão geral do revestimento com todas as tensões pré-fixadas nos valores citados acima. Ressalta-se que nesta análise o concreto projetado apresenta espessura de 10 cm. Observa-se que com os limites pré-estabelecidos, não há evidências de nenhum mecanismo de ruptura no revestimento. Portanto, pode-se concluir que este é capaz de suportar o maciço circundante.

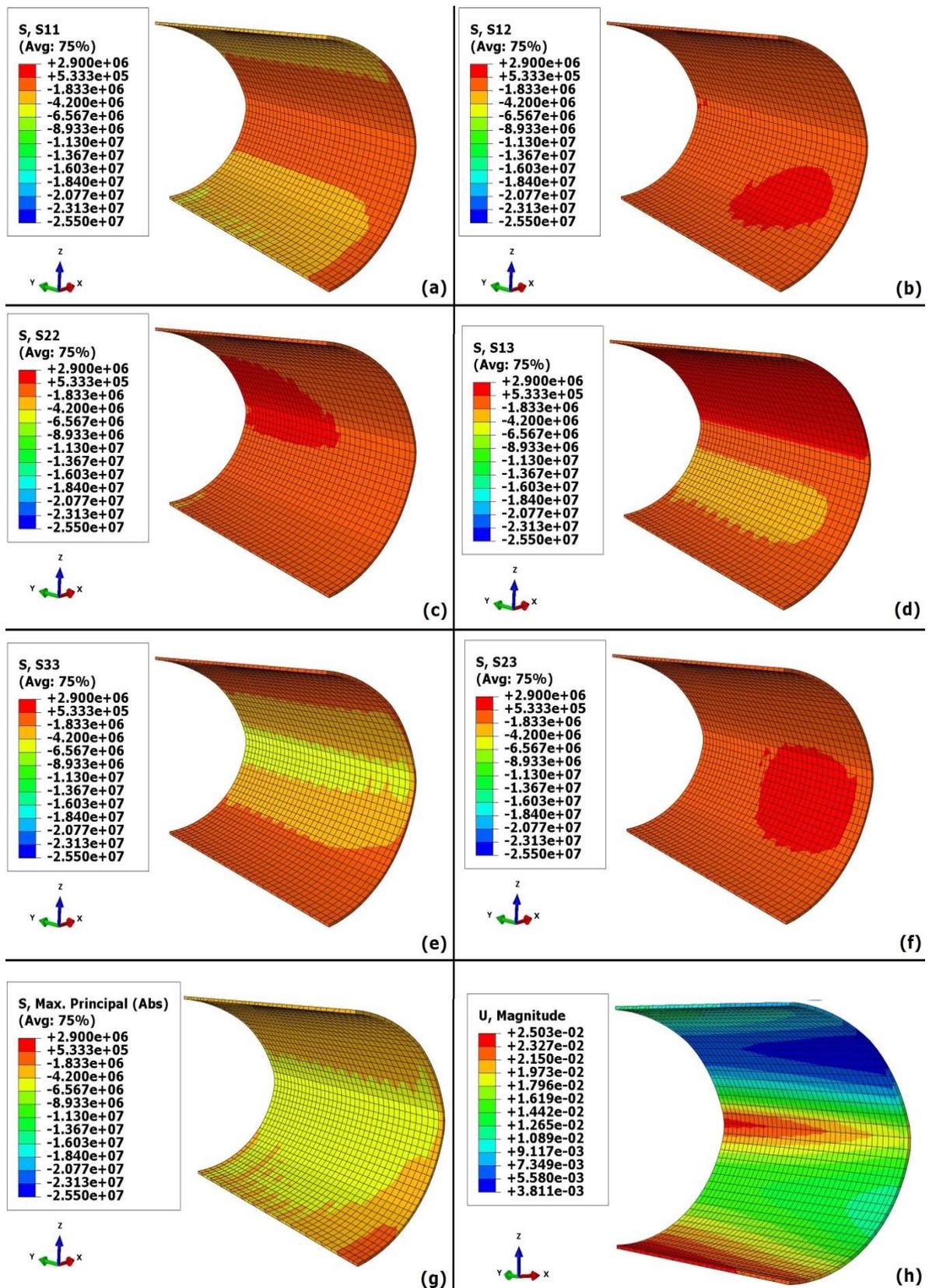


Figura 4.32. Visualização do comportamento do concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões cisalhantes; (c) tensões horizontais; (d) tensões cisalhantes; (e) tensões verticais; (f) tensões cisalhantes; (g) tensões máximas principais; (h) deslocamentos.

Para evidenciar a ordem de grandeza dos esforços solicitantes, plotaram-se os gráficos da tensão atuante pela distância do emboque ao centro do túnel. Estes valores foram obtidos no piso, na parede e no teto e estão apresentados, respectivamente, na Figura 4.33, Figura 4.34 e Figura 4.35.

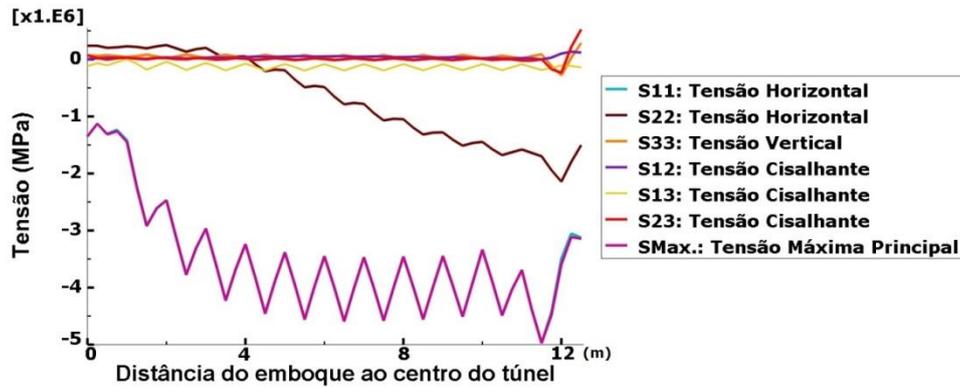


Figura 4.33. Tensões atuantes ao longo do piso.

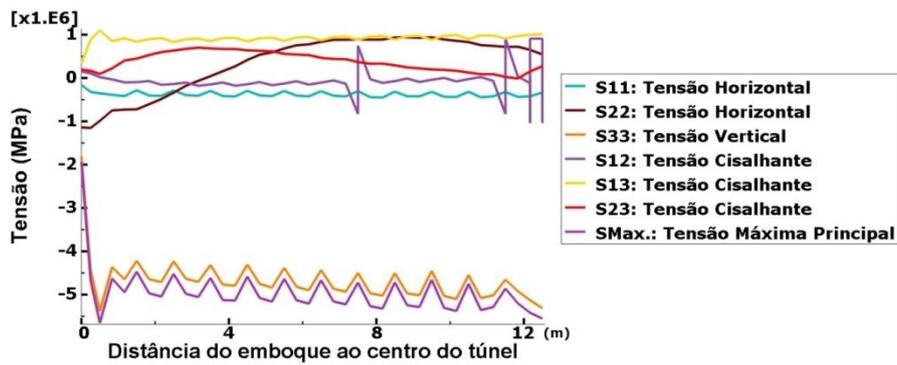


Figura 4.34. Tensões atuantes ao longo da parede.

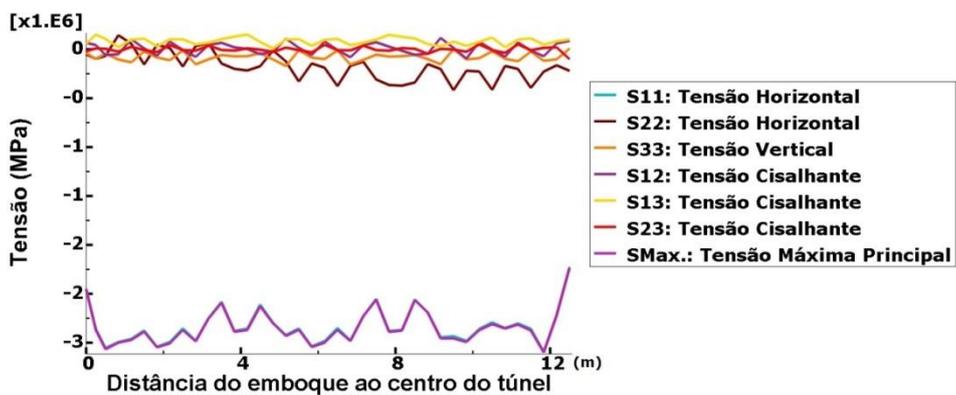


Figura 4.35. Tensões atuantes ao longo do teto.

Nota-se nestes dados que, em todos os casos, têm-se as tensões de compressão (-) e tração (+) menores que a resistência pré-estabelecida. Com isto, conclui-se que o revestimento em concreto projetado, inicialmente avaliado como um material elástico-linear, atende ao caso em estudo.

Neste contexto é importante esclarecer que o contato proposto no programa, entre as superfícies do concreto projetado e o maciço de solo, permite que os materiais trabalhem de forma conjunta. Este contato, denominado *tie*, utiliza a configuração indeformada do modelo para determinar quais nós da superfície de concreto projetado estão dentro da zona de ajuste. Portanto, a partir desta determinação, tensões concentradas no maciço circundante ao túnel são transmitidas para o concreto projetado.

4.2.2. SOLUÇÃO NUMÉRICA PARA A EXECUÇÃO DO TÚNEL EM NATM COM EMPREGO DE TRATAMENTO E MELHORIA DO MACIÇO

A análise numérica do túnel executado em NATM manteve as simplificações análogas àquelas utilizadas na solução do pórtico e, para este capítulo, atribui-se a função de sintetizar os pontos-chaves de cada solução e apresentar os resultados de maior relevância.

4.2.2.1. GEOMETRIA E PARÂMETROS ADOTADOS

A geometria da problemática abordada neste estudo de caso foi realizada por meio do programa AutoCAD® e exportada para o formato “.sat”, a fim de que seja possível a correta leitura dos elementos pelo programa ABAQUS/CAE®. A profundidade adotada para o maciço foi de 23 m, um metro a mais que a distância dita como impenetrável nas sondagens à percussão. Esta condição se fez necessária para simular o túnel com uma cobertura de dois diâmetros (15 m). Os parâmetros adotados para esta nova camada foram os mesmos que àqueles utilizados no vigésimo segundo metro (Tabela 4.5).

O comprimento transversal do modelo é de 22 m, ou seja, levando em consideração a simetria do problema, o túnel está localizado a uma distância de aproximadamente dois diâmetros da condição de contorno neste sentido. Esta alteração, quando comparada ao modelo do pórtico, é justificada pelo fato que esta técnica construtiva redistribui as tensões no maciço de forma diferente do pórtico que as concentra nas fundações. Com relação à dimensão longitudinal, fez-se valer da simetria do modelo para analisar apenas a metade do vão (12,5 m). Esta solução implica em uma análise cuja escavação é iniciada pelos dois

portais do túnel. Ressalta-se que as semelhanças geométricas e geomecânicas entre as soluções numéricas são mantidas com o intuito de comparar a aplicação destas técnicas construtivas no contexto em estudo. Além disso, manteve-se a metodologia de escavação apresentada no Item 4.2.1.4.

A etapa de desenvolvimento da geometria do problema também contemplou a subdivisão da seção transversal e longitudinal do maciço. Este procedimento é relevante para possibilitar uma melhor discretização da malha em regiões mais influenciadas pela interferência proposta. Na Figura 4.36 apresenta-se a concepção adotada para o modelo tridimensional em NATM.

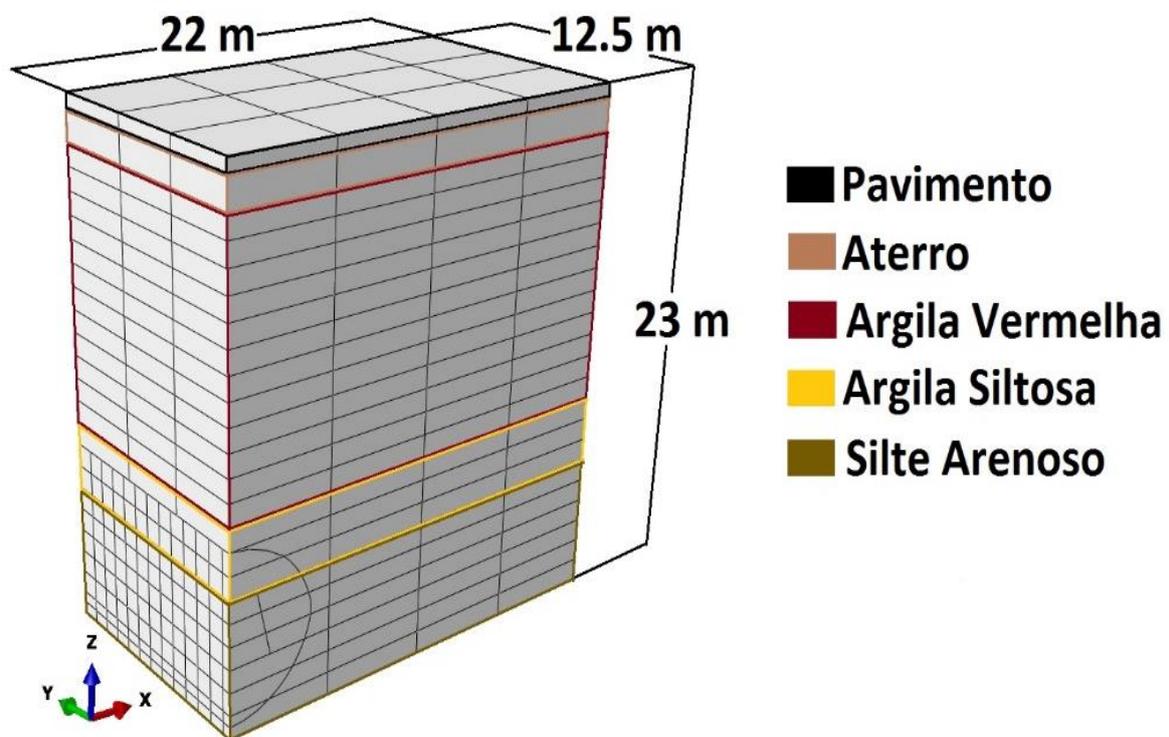


Figura 4.36. Geometria proposta para o túnel em NATM no caso em estudo.

Na Figura 4.37 apresenta-se a seção transversal embasada no perfil geotécnico cujos dados são provenientes da média das camadas investigadas (Tabela 4.5). Com relação à orientação do modelo, a concepção é análoga àquela apresentada na Figura 4.11.

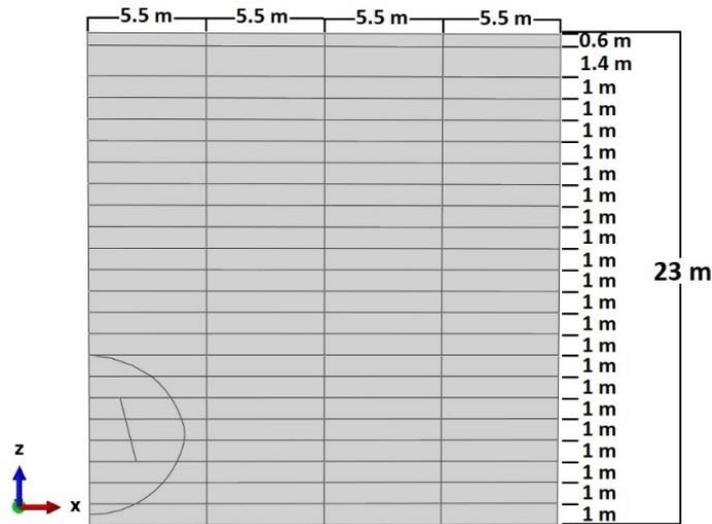


Figura 4.37. Seção transversal atribuída com base no perfil geotécnico adotado.

4.2.2.2. CONDIÇÕES INICIAIS

As condições de contorno do problema são definidas pela restrição total de movimento na base (engaste) e restrição lateral em algumas zonas do maciço. Além disso, são aplicados carregamentos que simulam o tráfego acima da escavação do túnel.

Com relação aos deslocamentos, na Figura 4.38 apresentam-se as condições impostas. As regiões contornadas em vermelho representam as faces do modelo que estão impedidas de deslocar com relação ao eixo x , enquanto as regiões contornadas em verde apresentam restrição de deslocamento em y . Com relação às duas faces que não foram apresentadas, estas têm suas condições iniciais representadas por suas linhas na superfície. Ressalta-se que a base do maciço é representada por uma região engastada.

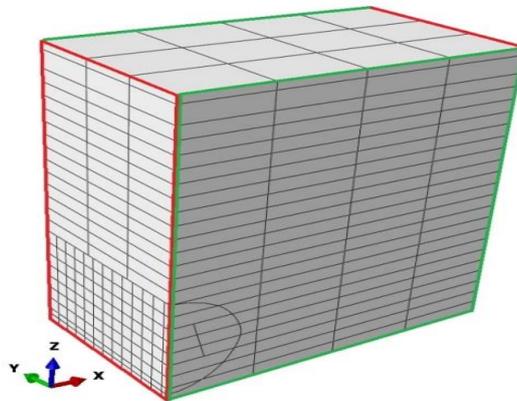


Figura 4.38. Condições de deslocamentos adotadas.

Os carregamentos iniciais representam o tráfego na superfície com magnitude de 3,6 kPa (Tabela 4.1) e a ação da gravidade. Estas condições estão apresentadas na Figura 4.39.

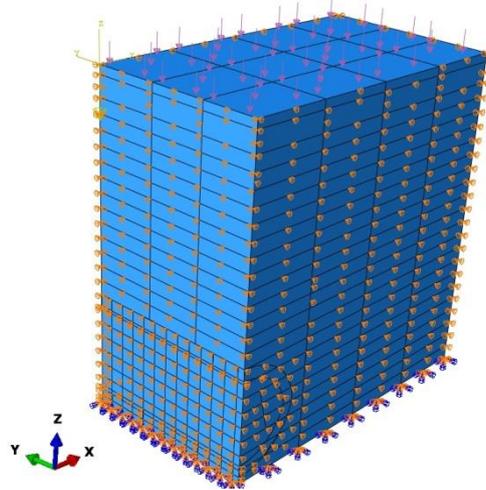


Figura 4.39. Condições de contorno.

4.2.2.3. CONFIGURAÇÃO DA MALHA

Para o modelo numérico da escavação em NATM, a adequação da malha consistiu na divisão da seção transversal em 4 partes (Figura 4.40), são elas: Malha 1 (elementos hexaédricos de 3 m), Malha 2 (elementos hexaédricos de 3 m), Malha 3 (elementos hexaédricos de 1 m) e Malha 4 (elementos hexaédricos de 0,5 m). Além disso, atribuiu-se ao concreto projetado elementos hexaédricos de 0,4 m. Com relação ao perfil longitudinal, utilizou-se a divisão para possibilitar a simulação do processo construtivo de escavação.

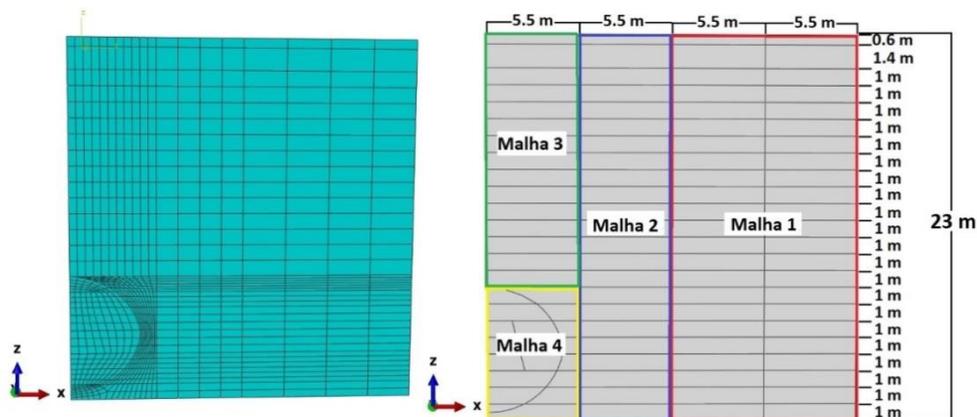


Figura 4.40. Configuração da malha para a escavação em NATM.

4.2.2.4. RESULTADOS OBTIDOS DE TENSÃO-DESLOCAMENTO

A resolução do problema proposto consistiu na escavação por etapas, conforme apresentado no Item 4.2.1.4. Primeiramente, na Figura 4.41 expõe-se a condição inicial do problema que é dita como condição geoestática.

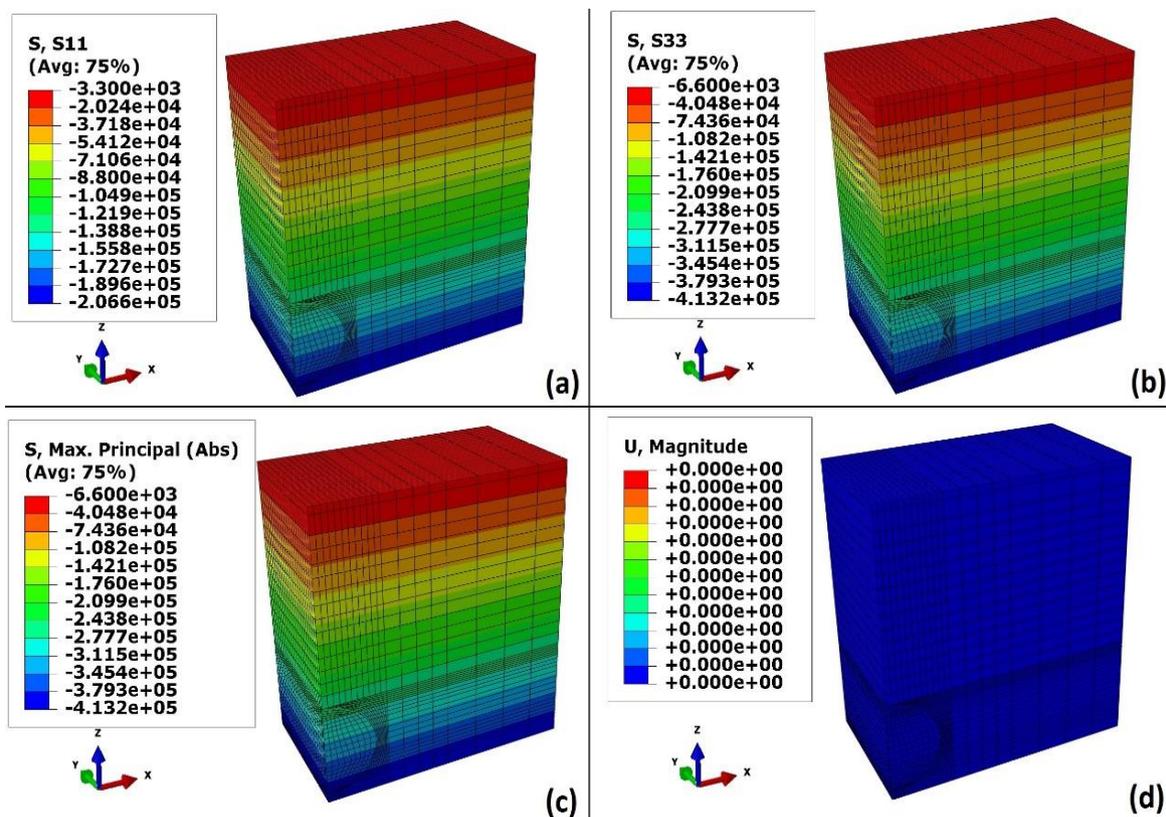


Figura 4.41. Condição geoestática do maciço antes das intervenções propostas. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) deslocamentos.

Inferese deste passo que a condição geoestática ($\gamma \times h$) atribuída a profundidade máxima atingida pela sondagem a percussão (23 m) é da ordem de 415 kPa. Este valor está de acordo com os pesos específicos apresentados na Tabela 4.5, acrescidos da última camada de silte arenoso. Com relação ao avanço da calota, correspondente aos 4,0 m em que se aplica concreto projetado a cada passo pré-estabelecido, têm-se os resultados apresentados na Figura 4.42. Nesta etapa, as tensões máximas atingidas são da ordem de 1 MPa, enquanto os deslocamentos máximos são da ordem de 3 cm. Com relação ao avanço da calota e do núcleo (Figura 4.43), nota-se que o maciço passa a ser submetido por maiores esforços na ordem 1,5 MPa.

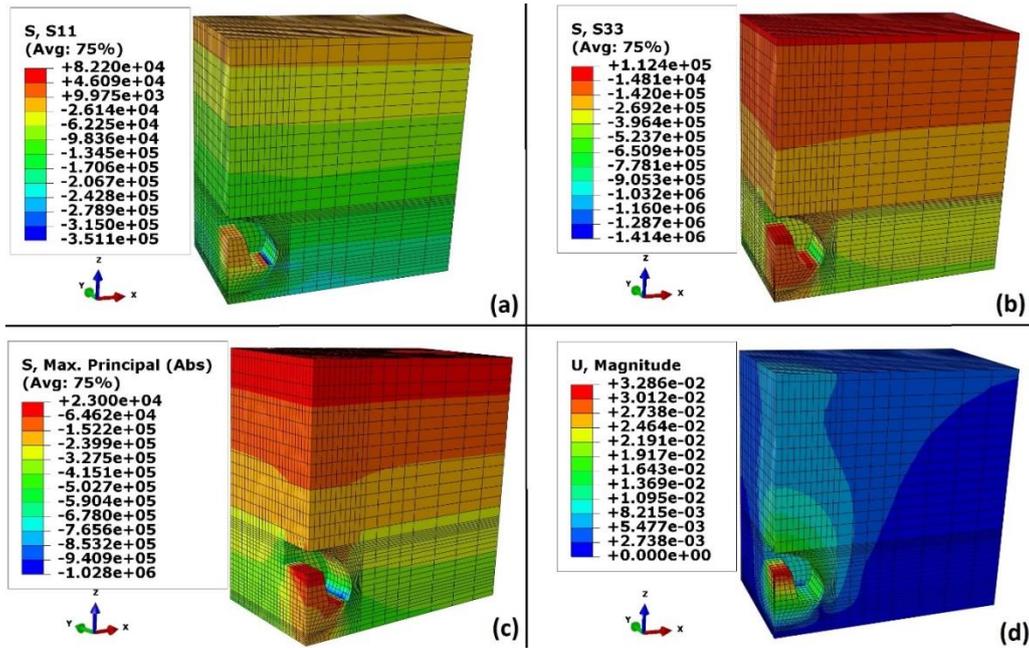


Figura 4.42. Primeiro passo de escavação da calota com aplicação de concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.

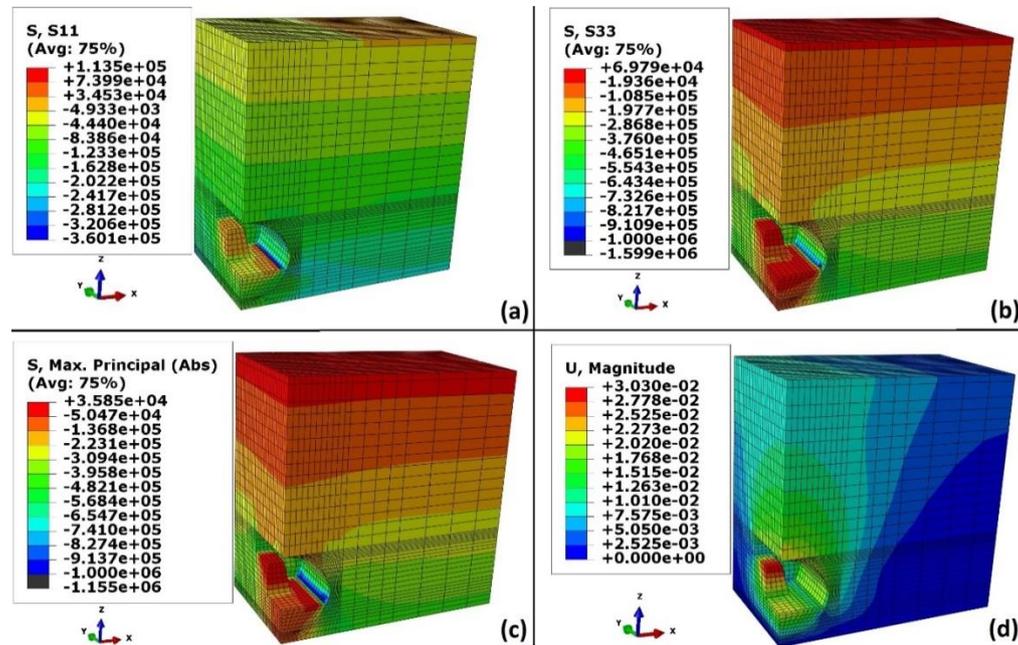


Figura 4.43. Avanço da calota e do núcleo com aplicação de concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.

O encontro das frentes de escavação é representado pelos maiores valores de deslocamentos (3,5 cm). Na Figura 4.44 expõem-se os resultados obtidos nesta etapa.

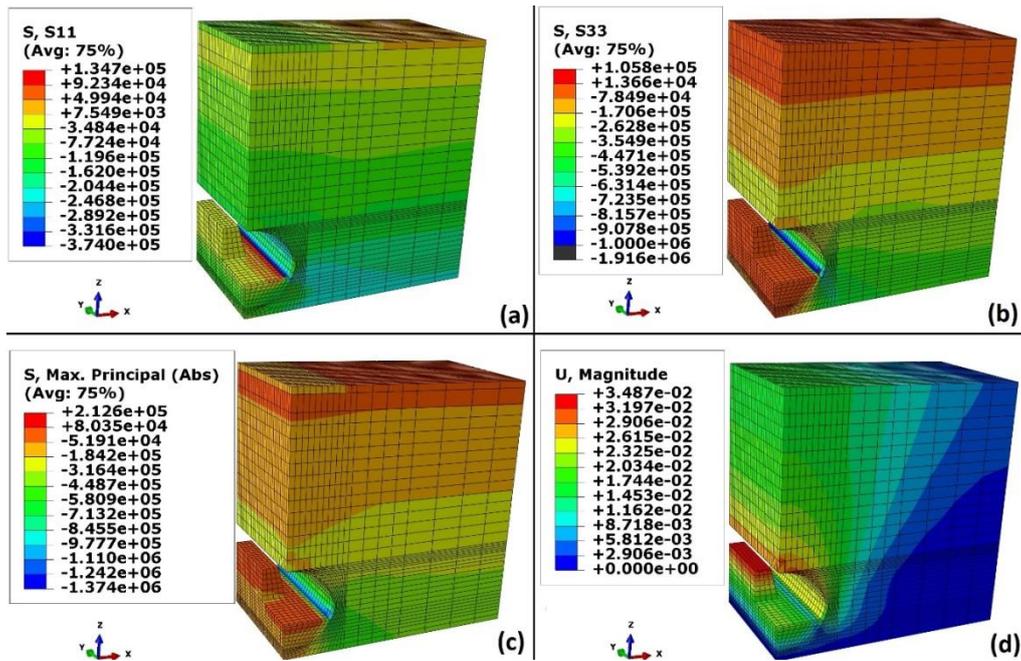


Figura 4.44. Encontro das frentes de escavação. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.

Com a retirada do núcleo os esforços se concentram no rebaixo, ainda assim nenhum processo de ruptura é retratado. Na Figura 4.45 apresentam-se as tensões e deslocamentos referentes a esta etapa.

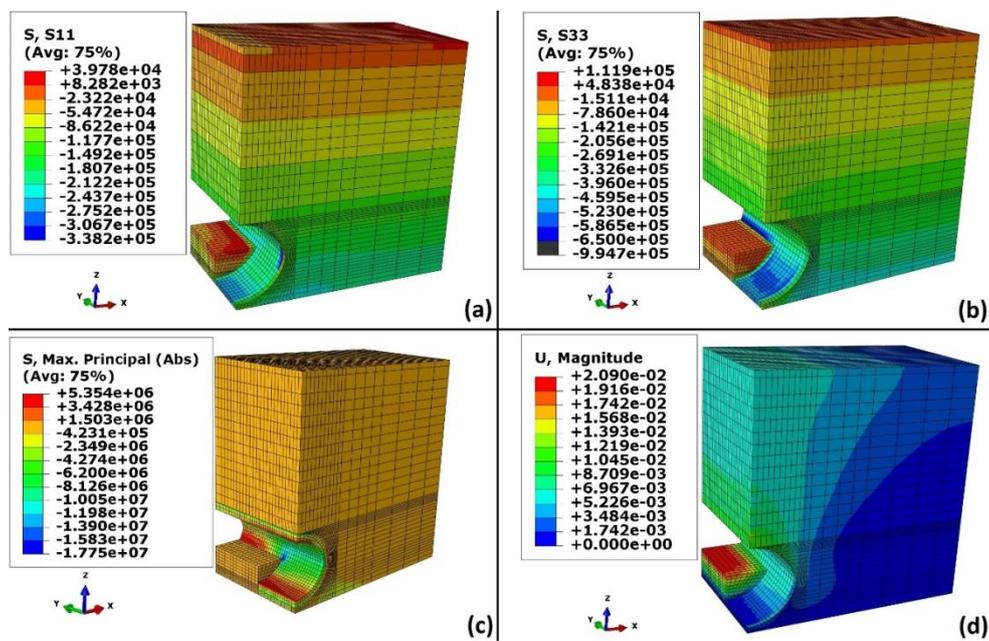


Figura 4.45. Escavação completa do núcleo. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) descolamentos.

Por fim, a etapa que completa a escavação pode representar o sucesso obtido neste túnel. Na Figura 4.46 apresentam-se as tensões e deslocamentos referentes a esta etapa.

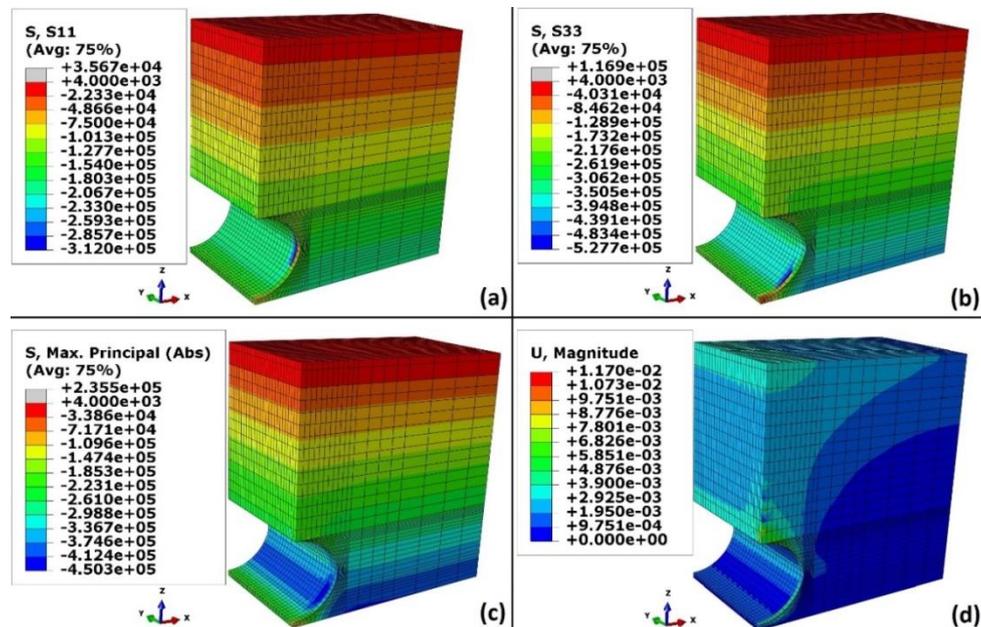


Figura 4.46. Escavação completa. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões verticais; (c) tensões máximas principais; (d) deslocamentos.

Inferre-se destes resultados que os deslocamentos máximos (no maciço) foram da ordem de 3,5 cm e as tensões compatíveis com a resistências dos materiais. Além disso, na superfície os deslocamentos máximos foram da ordem de 1,6 cm (Figura 4.47).

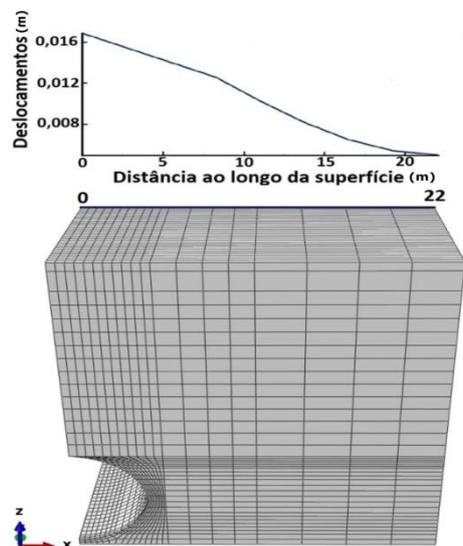


Figura 4.47. Perfil da magnitude de deslocamento ao longo da rodovia.

4.2.2.5. ANÁLISE DO CONCRETO PROJETADO

O concreto projetado neste caso também é dito neste modelo como um material de comportamento elástico-linear. Sabendo que esta simplificação pode afetar negativamente o desempenho da obra, verificou-se a ordem de grandeza dos esforços solicitantes neste revestimento. Os limites de resistência empregados são análogos àqueles utilizados no Item 4.2.1.7. Na Figura 4.48 apresenta-se uma visão geral do revestimento com as tensões atuantes.

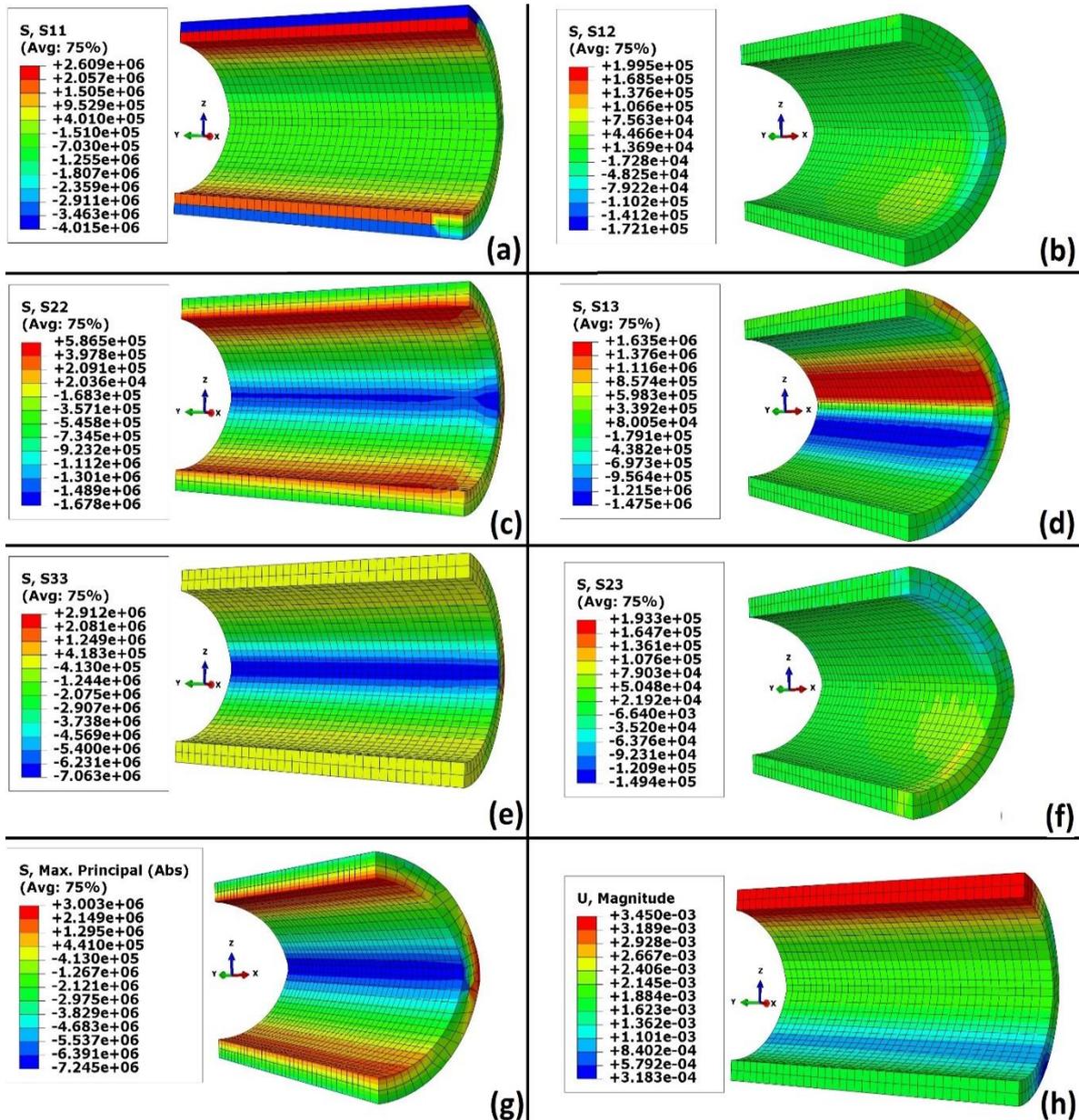


Figura 4.48. Visualização do comportamento do concreto projetado. Tensões apresentadas com magnitude em Pascal e deslocamentos em metros. (a) tensões horizontais; (b) tensões cisalhantes; (c) tensões horizontais; (d) tensões cisalhantes; (e) tensões verticais; (f) tensões cisalhantes; (g) tensões máximas principais; (h) deslocamentos.

Para evidenciar a ordem de grandeza dos esforços solicitantes, plotaram-se os gráficos da tensão atuante pela distância do emboque ao centro do túnel. Estes valores foram obtidos no piso, na parede e no teto e estão apresentados, respectivamente, nas Figuras 4.49, 4.50 e 4.51.

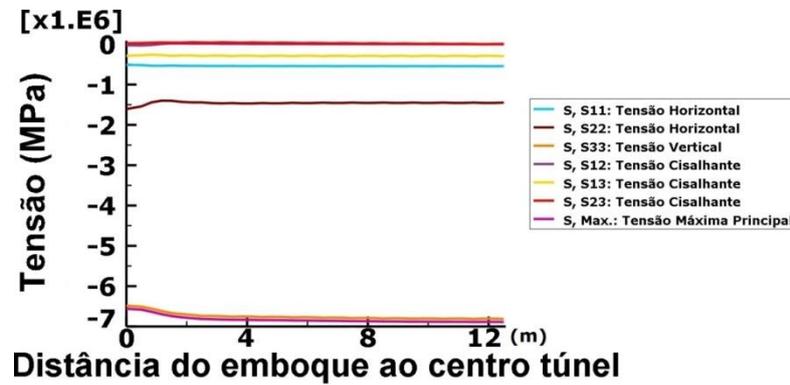


Figura 4.49. Tensões atuantes ao longo do piso.

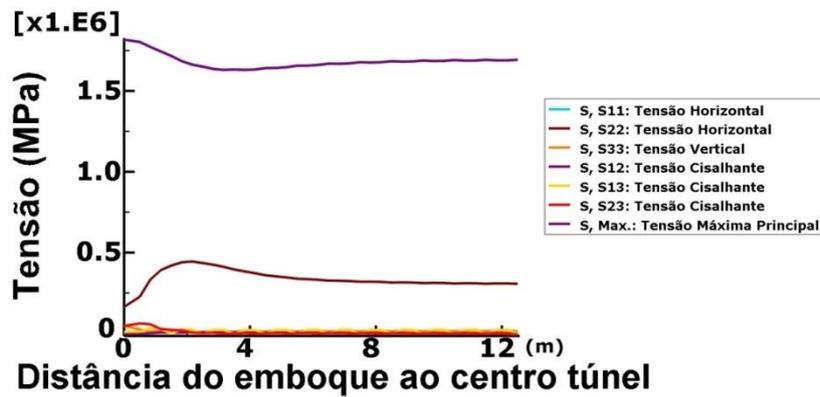


Figura 4.50. Tensões atuantes ao longo da parede.

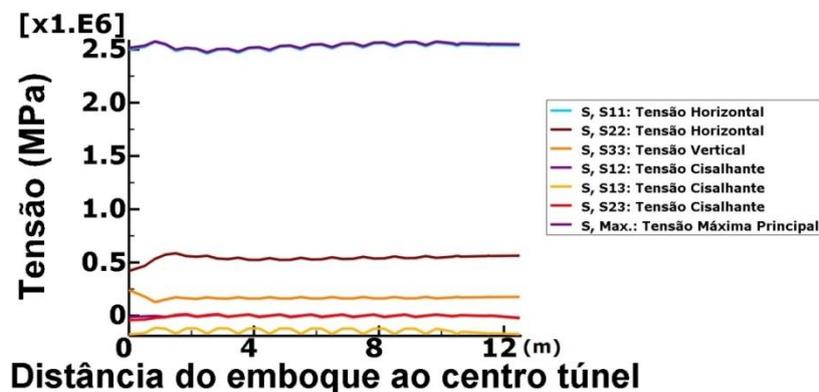


Figura 4.51. Tensões atuantes ao longo do teto.

Nota-se nestes dados que, em todos os casos, têm-se as tensões de compressão (-) e tração (+) menores que a resistência pré-estabelecida. Há como exceção uma pequena região com tensões de tração na ordem de 3MPa, entretanto, esta zona não apresenta um mecanismo de ruptura. Com isto, conclui-se que o revestimento em concreto projetado, inicialmente avaliado como um material elástico-linear, atende ao caso em estudo. O contato utilizado entre o concreto projetado e o maciço é similar ao estabelecido no modelo do pórtico composto por tubos justapostos cravados.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

As soluções determinadas de acordo com as metodologias numéricas e analíticas, para o Túnel 02 (solução do pórtico composto por tubos justapostos cravados), podem ser comparadas. Neste comparativo pode-se observar que os deslocamentos na solução analítica e no modelo numérico, sem o maciço circundante, têm a mesma ordem de grandeza. No entanto, a solução analítica é muito conservadora na determinação dos recalques da fundação, enquanto a solução numérica é conservadora na determinação dos deslocamentos nos tubos justapostos. Com relação às diferenças encontradas na fundação, pode-se justificar por meio dos fatores de segurança conservadores do modelo analítico. Em outro contexto, as diferenças encontradas nos deslocamentos dos tubos justapostos podem ser designadas as diferentes formas de tratamento da interação aço-concreto.

O modelo numérico com a presença do maciço circundante calcula os deslocamentos como sendo significativamente menores, quando comparados com as outras soluções. Este resultado pode ser justificado devido à parcela de contribuição do maciço no processo de redistribuição das tensões atuantes. Além disso, neste modelo, há a tendência do solo causar uma elevação no fundo da trincheira, reduzindo os recalques da fundação.

Na Tabela 5.1 apresenta-se uma síntese da comparação, com ênfase nos deslocamentos, da técnica denominada pórtico composto por tubos justapostos cravados.

Tabela 5.1. Comparação entre os deslocamentos encontrados nas soluções aplicadas a técnica denominada pórtico composto por tubos justapostos cravados.

Modelo	Recalque da Fundação (cm)	Deslocamento da viga (cm)	Deslocamento dos tubos justapostos (cm)	Deslocamento total (cm)
Analítico	12,0	2,6	0,7	15,3
Numérico (sem o maciço circundante)	2,3	1,8	11,5	15,6
Numérico (com o maciço circundante)	0,4	0,35	0,15	0,9

A solução do problema com a exclusão do pórtico ressalta que esta estrutura desempenha relevante função na construção de túneis rasos em meios urbanos. Ao excluir o pórtico e manter a geometria, as propriedades geomecânicas e a metodologia construtiva, têm-se a necessidade executar o túnel em uma profundidade mínima de 2 diâmetros combinados a execução de 0,80 m de concreto projetado. Este fator esclarece a combinação de diversos tipos tratamentos (calota-bancada, *side drift* e enfilagens tubulares) para viabilizar a execução em uma profundidade mínima de 1 diâmetro, conforme projeto inicial apresentado no capítulo 3 desta pesquisa. Considera-se coerente a comparação entre as metodologias por estas apresentarem as semelhanças previamente citadas e os deslocamentos com a mesma ordem de grandeza. De qualquer forma, ressalta-se que os modelos físicos das análises de pórtico e NATM apresentaram discretizações distintas da malha. Na Tabela 5.2 sintetizam-se os resultados obtidos nas técnicas construtivas adotadas.

Tabela 5.2. Comparação entre os resultados obtidos nas análises numéricas.

Técnica Construtiva Adotada	Cobertura do Túnel (m)	Espessura de Concreto Projetado (cm)	Recalque Máximo na Superfície (cm)
NATM	15	80	1,6
Pórtico Composto por Tubos Justapostos Cravados	5	10	1,2

6 CONCLUSÕES

O conhecimento das técnicas construtivas consagradas no meio tuneleiro, para solucionar a problemática de obras subterrâneas em maciços de baixa competência mecânica e pequenas coberturas, é primordial para o entendimento e aperfeiçoamento dos modelos propostos nesta pesquisa. Portanto, ter conhecimento de casos históricos permite adequar às técnicas de melhoria e estabilização do maciço, previamente utilizadas com êxito, às particularidades do local.

A técnica descrita como pórtico composto por tubos justapostos cravados atende aos usuais requisitos relacionados à construção de túneis de travessia. O comprimento longitudinal de 25 m, proposto nesta pesquisa, pode ser considerado próximo do limite de extensão comercial para esta técnica. Isto porque essa proporção exige elementos estruturais como os tubos justapostos e o pórtico metálico com dimensões pouco usuais. Este fator pode causar dificuldades durante todo o processo construtivo, destacando-se o tempo de fabricação e transporte dos elementos, além da complexidade e necessidade de instalação de instrumentações de alta precisão. No entanto, em vãos menores, esta técnica poderá prover resultados satisfatórios em termos de execução e desempenho. Com a utilização deste método é possível realizar escavações com coberturas mínimas e em maciços com baixa competência geomecânica, além de prover interferência irrelevante sobre a funcionalidade das estruturas superficiais.

A modelagem numérica apresentou-se como adequada representação da construção de túneis, sendo capaz de considerar as técnicas construtivas adotadas e as metodologias de tratamentos e melhorias do maciço. No caso desta pesquisa, desfrutou-se destas funcionalidades ao subdividir a escavação em partes, segundo a técnica calota-bancada, além de aplicar o concreto projetado em etapas.

Os resultados obtidos das análises do túnel composto por tubos justapostos cravados e da escavação em NATM (Tabela 5.2) demonstram que, em diversos casos, pode ser necessário à execução de elementos estruturais que provêm estabilidade prévia à escavação. Isso porque, um cenário típico que demanda a construção de túneis de travessia requer a construção desta passagem com pequenas coberturas para facilitar a acessibilidade. Em contrapartida a esta abordagem, o contexto apresentado nesta pesquisa ilustra um caso em que, apesar de ser contextualizado como túnel de travessia, este permite uma maior cobertura devido à existência dos dois edifícios enterrados. Portanto, esta particularidade permite a utilização de uma técnica construtiva com metodologias mais convencionais da engenharia de

túneis. Em outra categoria, considerando os casos em que há necessidade de implantar o túnel em seções muito próximas a superfície, as metodologias em que se aplicam um “guarda-chuva” de rigidez sobre a escavação se tornam mais vantajosas. Deve-se também levar em consideração a utilização de combinações, compatíveis com a realidade local, das técnicas que foram apresentadas em casos históricos de sucesso.

Considera-se, pois, que os objetivos estabelecidos para a presente dissertação foram alcançados com sucesso. Atribui-se ênfase ao êxito obtido nas modelagens numéricas e na revisão de diversas possibilidades de técnicas de melhoria e estabilização, evidenciadas em casos históricos, que podem ser readaptadas para outras concepções particulares. Ressalta-se ainda que o interesse acadêmico e comercial nos túneis de travessia está crescendo ao longo dos anos, portanto, a análise de custo-benefício de cada técnica é essencial para a gestão de projetos e planejamento de recursos.

Há diversos pontos em que podem ser estudados, em pesquisas futuras, de maneira aprofundada. Neste contexto, seguem sugestões de outras abordagens: identificar e quantificar a magnitude da interferência ocasionada pelo processo construtivo, dos elementos estruturais, na construção de túneis de travessia; realizar modelos numéricos com maior detalhamento das técnicas construtivas, tendo como referência o projeto inicial do estudo de caso analisado nesta pesquisa (Capítulo 3); retroanalisar os resultados obtidos em obras de túneis urbanos, simulando as metodologias construtivas; estudar as intervenções necessárias para construção de túneis de travessia em maciços influenciados pela presença de água; detalhar a magnitude de deslocamento que é aceitável para as estruturas superficiais usualmente encontradas em meios urbanos (rodovias, edifícios, centros históricos etc); atribuir e quantificar o risco de escavações em meios urbanos, além de prever a influência do colapso do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1981). Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica: NBR-5000. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 8 p.

ABNT (1984). Solo – determinação do limite de liquidez: NBR-6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.

ABNT (1984). Solo – determinação do limite de plasticidade: NBR-7180. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.

ABNT (1984). Solo – análise granulométrica: NBR-7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 13 p.

ABNT (1986). Amostras de Solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: NBR-6457. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 9 p.

ABNT (1986). Solo – ensaio de compactação: NBR-7182. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 10 p.

ABNT (1986). Sondagem a trado: NBR-9603. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.

ABNT (1990). Solo – ensaio de adensamento unidimensional: MB-3336. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 13 p.

ABNT (1995). Rochas e solos – Simbologia: NBR-13441. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 13 p.

ABNT (1995). Rochas e solos – Terminologia: NBR-6502. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 18 p.

ABNT (1997). Concreto projetado – Especificação: NBR-14026. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 5 p.

ABNT (2001). Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio: NBR-6484. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 17 p.

ABNT (2003). Projeto de estruturas de concreto – Procedimento: NBR-6118. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 221 p.

ABNT (2008). Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios: NBR-8800. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 237 p.

ABNT (2010). Projeto e execução de fundações: NBR-6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 91 p.

ABNT (2013). Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas: NBR-7188. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 14 p.

Assis, A.P. (2014). Notas de Aula da Disciplina de Obras Subterrâneas. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

Beer, F.P.; Johnston, E.R.; Dewolf, J.T. (2002). Mechanics of Materials. New York: McGraw-Hill. ISBN-10: 0073659255.

BTS & ICE (2004). Tunnel lining design guide. The British Tunnelling Society & The Institution of Civil Engineers, published by Thomas Telford Publishing, Thomas Telford Ltd. London, UK, 184 p.

Carletto, M.F.W. (2009). Jet Grouting (sistema monofluido): um método teórico simplificado para previsão do diâmetro das colunas. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, 114 p.

Celestino, T.B., Koshima, A., Telles, R.C.D., Assis, A.P. (2006). Túneis do Brasil. Ed. DBA, São Paulo, Brasil, 327 p.

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering. Eighth Edition, Boston, USA. ISBN-13: 978-1-305-08155-0

DER (2006). Estacas Tipo Raiz. Especificação Técnica ET-DE-G00/005. Secretaria dos Transportes, Departamento de Estradas de Rodagem, São Paulo, SP, 11 p.

DNIT (2006). Manual de Estudo de Tráfego. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Publicação 723. Rio de Janeiro, 384 p.

Dugnani, G.; Guatteri, G.; Roberti, P.; Mosiici, P. (1989). Subhorizontal Jet Grouting Applied to a Large Urban Twin tunnel – Campinas, Brazil. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. ICMSF, Rio de Janeiro, RJ, v.2, p. 1351 a 1354.

Farias, M.M., Júnior, A.H.M., Assis, A.P. (2004). Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations. Tunneling and Underground Space Technology. Vol 19, pp. 283-293.

Feng, S.; Xiang, Y. (2013). Theoretical prediction of the potential plastic zone of shallow tunneling in vicinity of pile foundation in soils. Tunneling and Underground Space Technology. Volume 38, pp. 115-121.

Gall, V.; Zeidler, K. (2008). Pre-Support Measures for Shallow NATM Tunneling in Urban Settings. North American Tunneling Conference Proceedings. San Francisco, California, United States.

Ghorbani, M.; Sharifzadeh, M.; Yasrobi, S.; Dalyan, M. (2012). Geotechnical, structural and geodetic measurements for conventional tunneling hazards in urban areas – The case of Niayesh road tunnel project. Tunneling and Underground Space Technology 31:1-8.

Guatteri G.; Lopes J.R.; Primo C.; Brautigam V.M.; Sózio L.E.; Koshima A.; Mello L.G. (2002). A construção de dois túneis do Metrô – RJ sob edifício de 7 andares em Copacabana – um desafio à engenharia de túneis. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XII COBRAMSEG, ABMS, São Paulo, SP, Vol 1, pp. 522-530.

Guatteri G.; Koshima, A.; Pieroni, M.R.; Moreira, J.A.C.; Lopes, J.R. (2004). Jet Grouting Horizontal como condicionamento do maciço para escavação do Túnel Jaciporã após ruptura. 1º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas e Seminário Internacional “South American Tunneling” (I CBT), CBT – ABMS, São Paulo, SP, 1:63.

HSE (1996). Safety of New Austrian Tunneling Method (NATM) Tunnels. Health and Safety Executive, UK: HSE Books.

Karakus, M.; Fowell, R.J. (2000). FEM Analysis for the Effects of the NATM Construction Technique on Settlement Above Shallow Soft Ground Tunnels. Dept. of Mining & Mineral Engineering, University of Leeds, LS2 9JT, UK.

Kimura, H.; Itoh, T.; Iwata, M.; Fujimoto, K. (2005). Application of new urban tunneling method in Baikoh tunnel excavation. Elsevier, Tunneling and Underground Space Technology, 151-158.

Koshima, A. (2013). Ground Improvement, Pre-Support & Reinforcement. World Tunnel Congress. Geneva, Switzerland.

Koshima, A.; Guatteri, G. (2006). Experiences of ground improvement for urban tunnels in difficult conditions. In: International Seminar on Underground Works. Lisbon, pp. 1-13.

Luna, S.C.P. (1997). Análise Numérica de Túneis em Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-043^a/97, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, DF, 149 p.

Mair, R.; Taylor, R.; Burland, J. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk building damage due to bored tunnelling. In: International Conference of Geotechnical Aspects of on Underground Construction in Soft Ground, 1996-4- to --, London, UK. pp. 713-718.

Meyerhof, G.G. (1974). Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlaying clay. Can. Geotech. J., vol. 11, no. 2, pp 223-229.

Nitshchke, A.; Gall, V. & Ahuja, V. (2009). Modeling of pipe arch canopies in shallow soft ground tunnels constructed by sequential excavation methods. In Proceedings of EUROTUN 2009. 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling. Bochum, Germany.

Pfeil, W.; Pfeil, M. (2011). Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. Rio de Janeiro, LTC, 8 ed.

Pimentel, E.; Papakonstantinou, S. & Anagnostou, G. (2011). Case studies of artificial ground freezing simulations for urban tunnels. Proc. WTC 2011 Underground spaces in the servisse of a sustainable society.

PINI (2015). Enfilagem tubular injetada: Método de instalação de tubos com injeção de calda de cimento aumenta a estabilidade de maciços. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/35/artigo304609-1.aspx>>. Acesso em: 09 fev. 2015.

Roberto, I.M. (2012). Colunas de jet-grouting na construção de túneis. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 84 p.

Sauer, G. (1992). Heathrow Express Rail Link (Tender Submission). Dr. G. Sauer & Partners, London, United Kingdom.

Sauer, G.; Zeidler, K.; Gall, V. (1993). The Doorframe Slab Method, Barrel Vault Method and Conventional NATM. Rapid Excavation and Tunneling Conference, Boston, Massachusetts, United States.

Sauer, G.; Mergelsberg, W.A. (2004). Tunneling and beyond. Dr. G. Sauer Corp., Herndon, Virginia, United States.

Semprich, S. (2005). Ground freezing technique in tunneling in urban areas. Zbornik referatov / 6. Sukljjetovi dnevi, S. 5-13, Slowenien. ISBN: 86-435-0732-6.

Silva, P.F.A. (1997). Concreto projetado para túneis. PINI, São Paulo, SP, 92 p.

Silva, E.L. (1998). Análise dos Modelos Estruturais para Determinação dos Esforços Resistentes em Sapatas Isoladas. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP, 122 p.

SINAENCO (2015). Readequação da Área do Entorno do Estádio. Sindicato da Arquitetura e da Engenharia, disponível em: <<http://www.sinaenco.com.br/downloads/Secopadf.pdf>>. Acesso em: 03 fev. 2015.

SOLOTRAT (2015a). Túnel NATM. Disponível em: <http://www.solotrat.com.br/dados/pt_ManTunelNATM.pdf>. Acesso em: 09 fev. 2015.

SOLOTRAT (2015b). Túnel para pedestres sob Ferrovia. Disponível em: <<http://www.solotrat.com.br/tunel-para-pedestres-sob-ferrovia/33>>. Acesso em: 20 fev. 2015.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. New York (J. Wiley & Sons).

Tunnelcorp (2015). Tunnel Support Canopies. Disponível em: <<http://www.tunnelcorp.com.au/technologies/tunnel-support-canopies/#prettyPhoto>>. Acesso em: 10 nov. 2015.

Urschitz, G.; Gall, V.; Zeidler, K. (2000). Frozen Ground for Building Support. North American Tunneling Conference. Boston, Massachusetts, United States.

VALLOUREC (2015). Soluções Tubulares e Revestimentos. Disponível em: <http://www.vallourec.com/COUNTRIES/BRAZIL/EN/Media/Catalogues/Documents/Catalogo_TSA_09.07_FI_NAL.pdf>. Acesso em: 01 jun. 2015.

Vergana, D.A.H. (2013). Análise Paramétrica da Técnica de Pre-Suporte com Enfilagens em Portais de Túneis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM225-13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 94 p.

Zeidler, K.; Jäger, J. (2007). Fiber Reinforced Shotcrete for Tunnel Linings. First International Conference on Advances in Concrete Technology, RAC07, Washington, DC, pp. 667–678.

A. ENSAIOS GEOTÉCNICOS: ESTUDO DE CASO

Apresentam-se nessa seção os resultados advindos dos estudos geotécnicos que embasaram os projetos da obra apresentada como estudo de caso. Os poços executados para coleta das amostras foram executados nas extremidades da Avenida N1 (Eixo Monumental), sendo o poço PI-03 localizado próximo ao Estádio Nacional (região de emboque) e o poço PI-04 próximo ao Centro de Convenções Ulysses Guimarães (região de desemboque). O estudo de laboratório compreende a avaliação de 06 amostras indeformadas que são identificadas da seguinte forma:

- PI-03, amostras 01 a 03, profundidades de 3,5, 7,0 e 11 m (amostras deformadas e indeformadas);
- PI-04, amostras 01 a 03, profundidades de 3,5, 7,0 e 11 m (amostras deformadas e indeformadas).

Na Figura 3.9 apresenta-se a localização dos poços de acordo com uma seção transversal que acompanha o eixo do túnel.

Sobre cada amostra deformada, foram realizados limites de Atterberg (LL+LP); análise granulométrica por peneiramento e sedimentação; e compactação Proctor normal. Ressalta-se que na Tabela 3.1 apresenta-se o quantitativo dos ensaios realizados.

Sobre cada amostra indeformada, foram realizados ensaios de adensamento unidimensional, sobre corpos de prova talhados, inundados na pressão de 100 kPa; e ensaios para avaliação do potencial de colapso, sobre corpos de prova talhados, inundados na pressão de 25 kPa (blocos com profundidade de 3,5 m); inundados na pressão de 50 kPa (blocos com profundidade de 3,5 e 7 m); inundados na pressão de 200 kPa (blocos com profundidade de 7 e 11 m); e inundados na pressão de 400 kPa (blocos na profundidade de 11 m). Embora estes ensaios não tenham sido diretamente utilizados nos modelos desta dissertação, optou-se por mantê-los a fim preservar a documentação referente as investigações geotécnicas.

Os ensaios de limites de Atterberg, análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, compactação *proctor* normal, adensamento unidimensional e avaliação da suscetibilidade ao colapso em células oedométricas foram executados, respectivamente, de acordo com os métodos NBR-6457/86, NBR-6459/84, NBR-7180/84, NBR-7181/84, NBR-6502/95, NBR-7182/86 e NBR-12007/90 (MB-3335/90), da ABNT.

Com relação às sondagens a percussão, foram executados 5 furos no decorrer do eixo do túnel de acordo com a prescrição das seguintes normas da ABNT: NBR 6484 – Solo –

Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio, NBR 6502 – Rochas e Solos - Terminologia, NBR 13441 – Rochas e Solos - Simbologia e NBR 9603 – Sondagens a Trado. As sondagens foram do tipo a percussão sem circulação de água, protegidas com um revestimento de 63,5 mm. Estas investigações foram executadas no período de 24/02/2012 a 01/03/2012. É importante enfatizar que em nenhuma das investigações detectou-se a ocorrência de nível d'água. Os resultados destas sondagens estão apresentados no final deste apêndice.

Em decorrência da falta de parâmetros que conduzam a interpretação da resistência ao cisalhamento do solo, executou-se uma segunda campanha de ensaios de cisalhamento direto para a obtenção da coesão e do ângulo de atrito. As amostras indeformadas foram retiradas na região de emboque do túnel, nas profundidades de 2,5, 5 e 7 m. Os ensaios foram realizados de forma consolidada (tensões de 50, 100 e 200 kPa) e drenada, sendo todas as amostras submetidas a ensaios naturais e o solo correspondente a profundidade de 7 m também obteve parâmetros para a envoltória saturada.

A seguir apresentam-se os ensaios de granulometria, realizados de acordo com a NBR 7181/84 e NBR 6502/95, em setembro de 2014.

Neste contexto, na Figura A.1 apresenta-se o ensaio realizado na amostra 01 do poço PI-03, coletada na profundidade de 3,50 m, com 100% do material passando na peneira 10 e umidade de 9,6%.

Para a amostra 02 do poço PI-03, coletada na profundidade de 7,00 m, têm-se 100% do material passando na peneira 10 e umidade de 10,2%. Os resultados obtidos no ensaio são apresentados na Figura A.2.

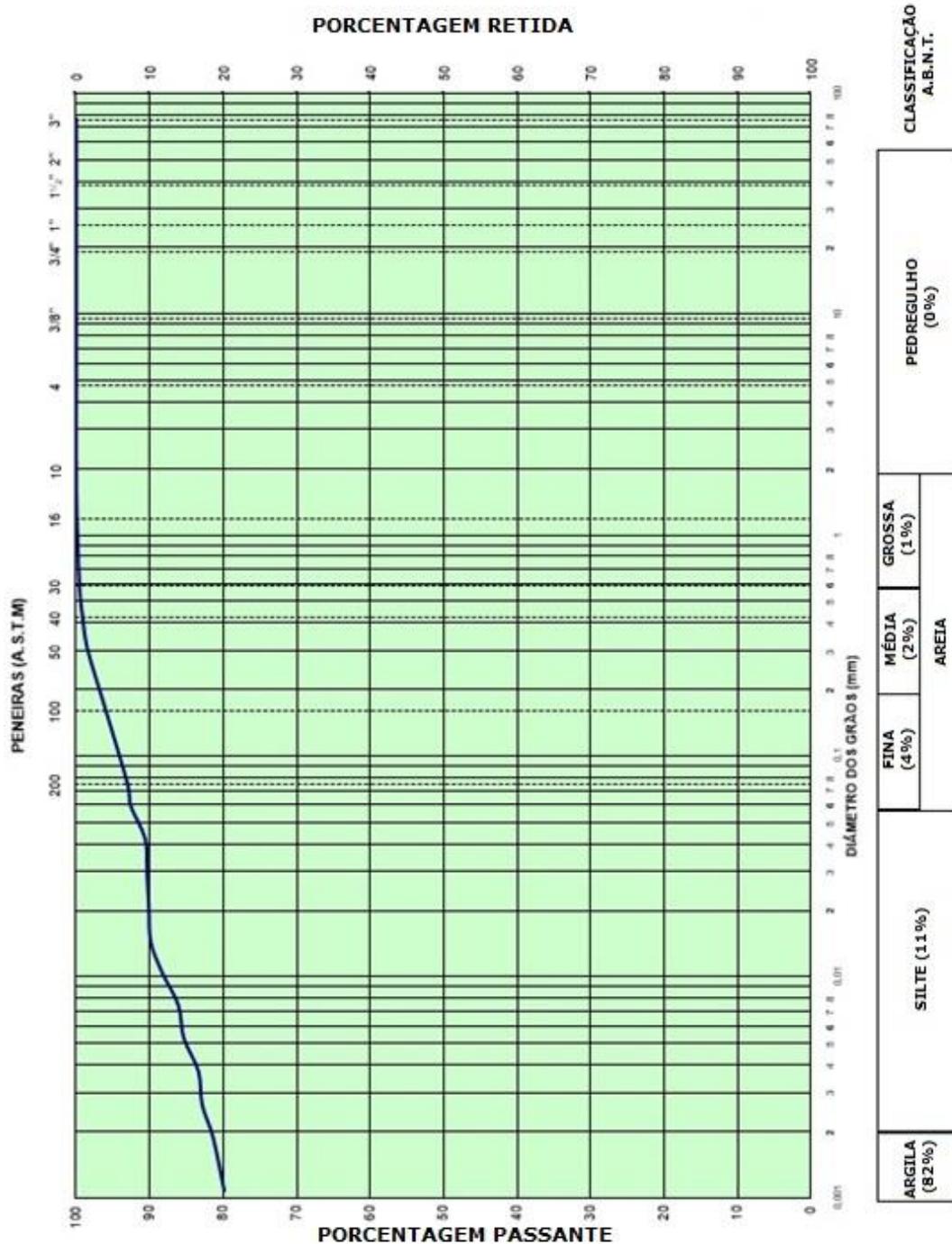


Figura A.2. Gráfico da análise granulométrica conjunta para a amostra 02 do poço PI-03, coletada na profundidade de 7,00 m.

Para a amostra 03 do poço PI-03, coletada na profundidade de 11,00 m, têm-se 100% do material passando na peneira 10 e umidade de 13,7%. Os resultados obtidos no ensaio são apresentados na Figura A.3.

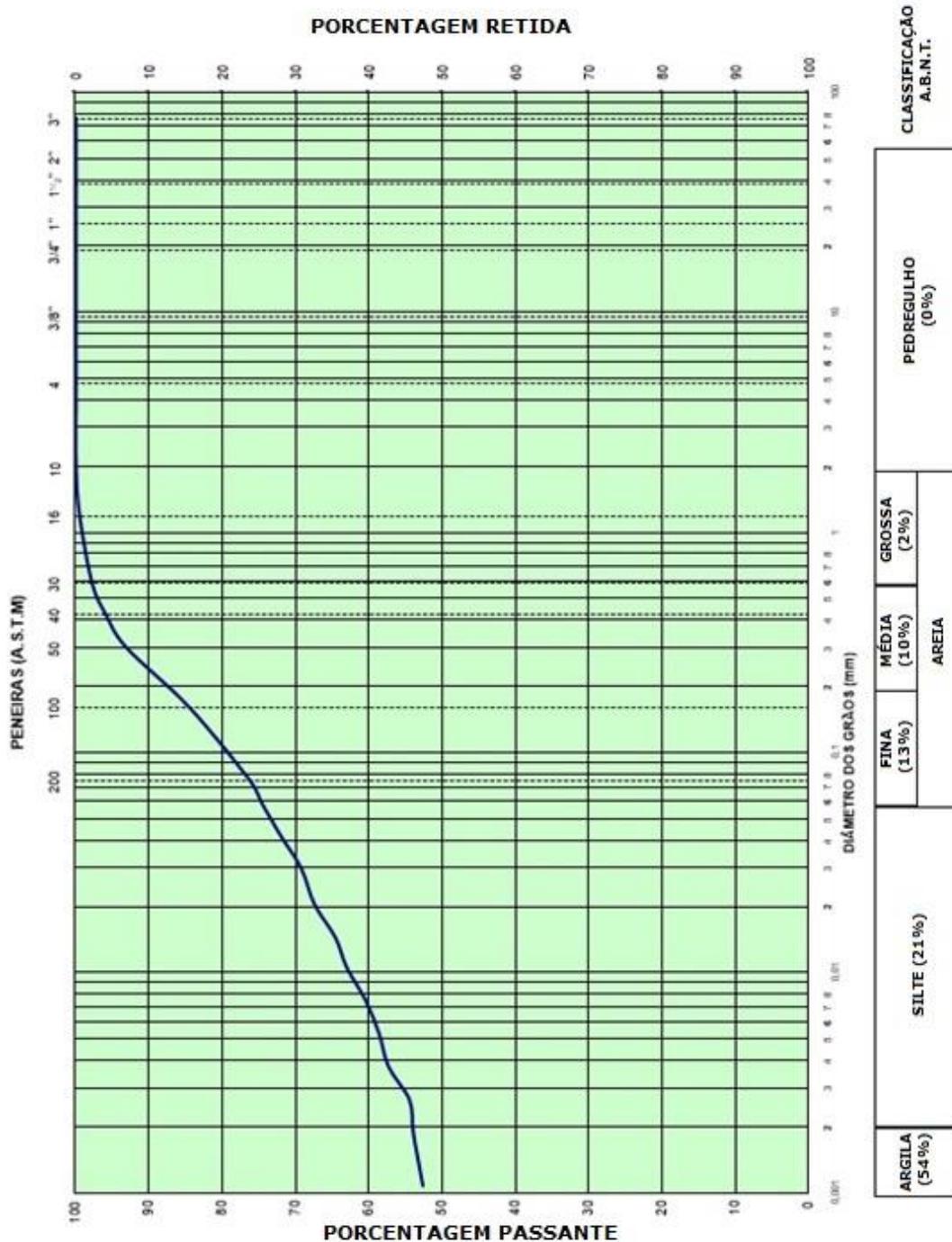


Figura A.3. Gráfico da análise granulométrica conjunta para a amostra 03 do poço PI-03, coletada na profundidade de 11,00 m.

Para a amostra 01 do poço PI-04, coletada na profundidade de 3,50 m, têm-se 98,82% do material passando na peneira 10 e umidade de 13,9%. Os resultados obtidos no ensaio são apresentados na Figura A.4.

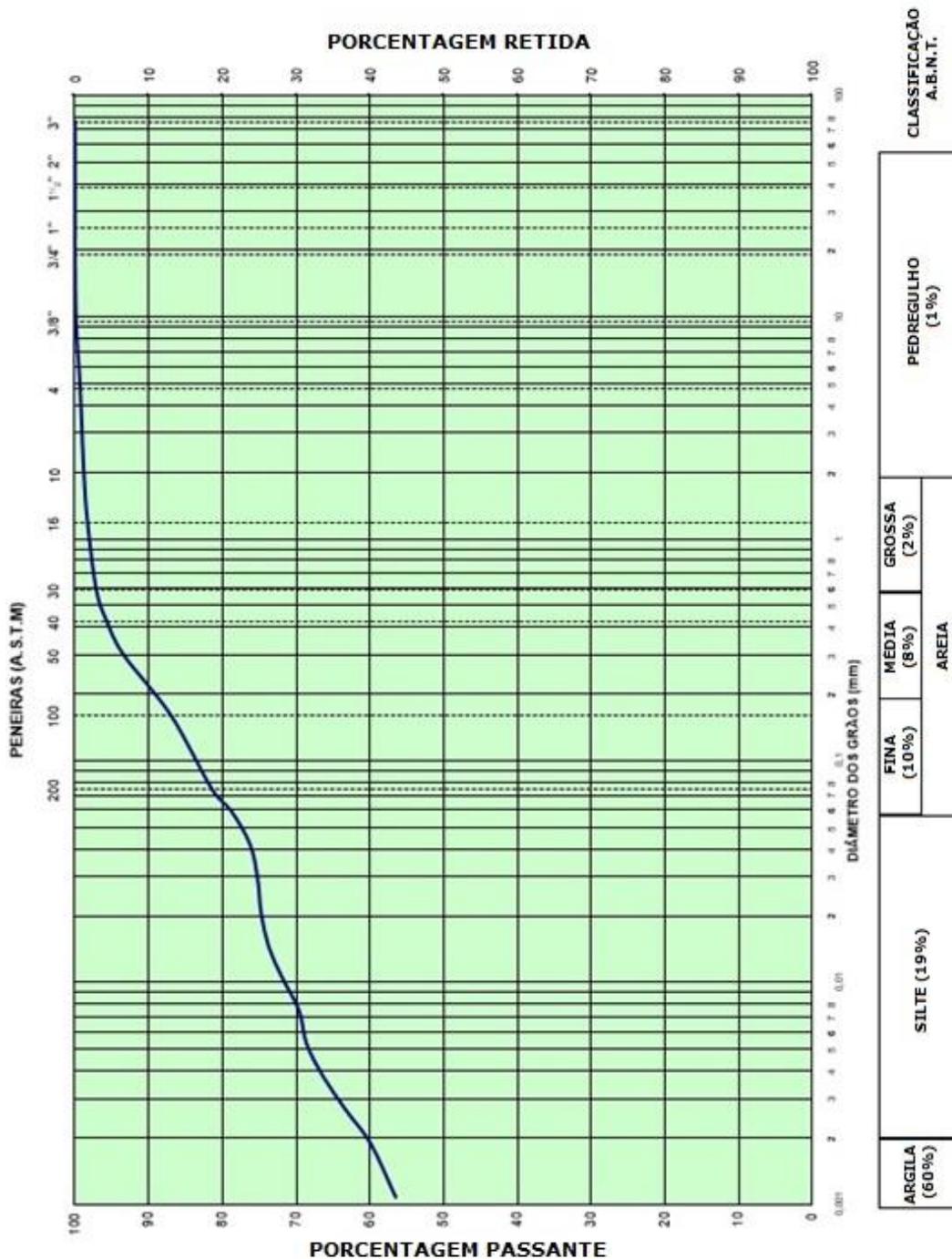


Figura A.4. Gráfico da análise granulométrica conjunta para a amostra 01 do poço PI-04, coletada na profundidade de 3,50 m.

Para a amostra 02 do poço PI-04, coletada na profundidade de 7,00 m, têm-se 100% do material passando na peneira 10 e umidade de 10,7%. Os resultados obtidos no ensaio são apresentados na Figura A.5.

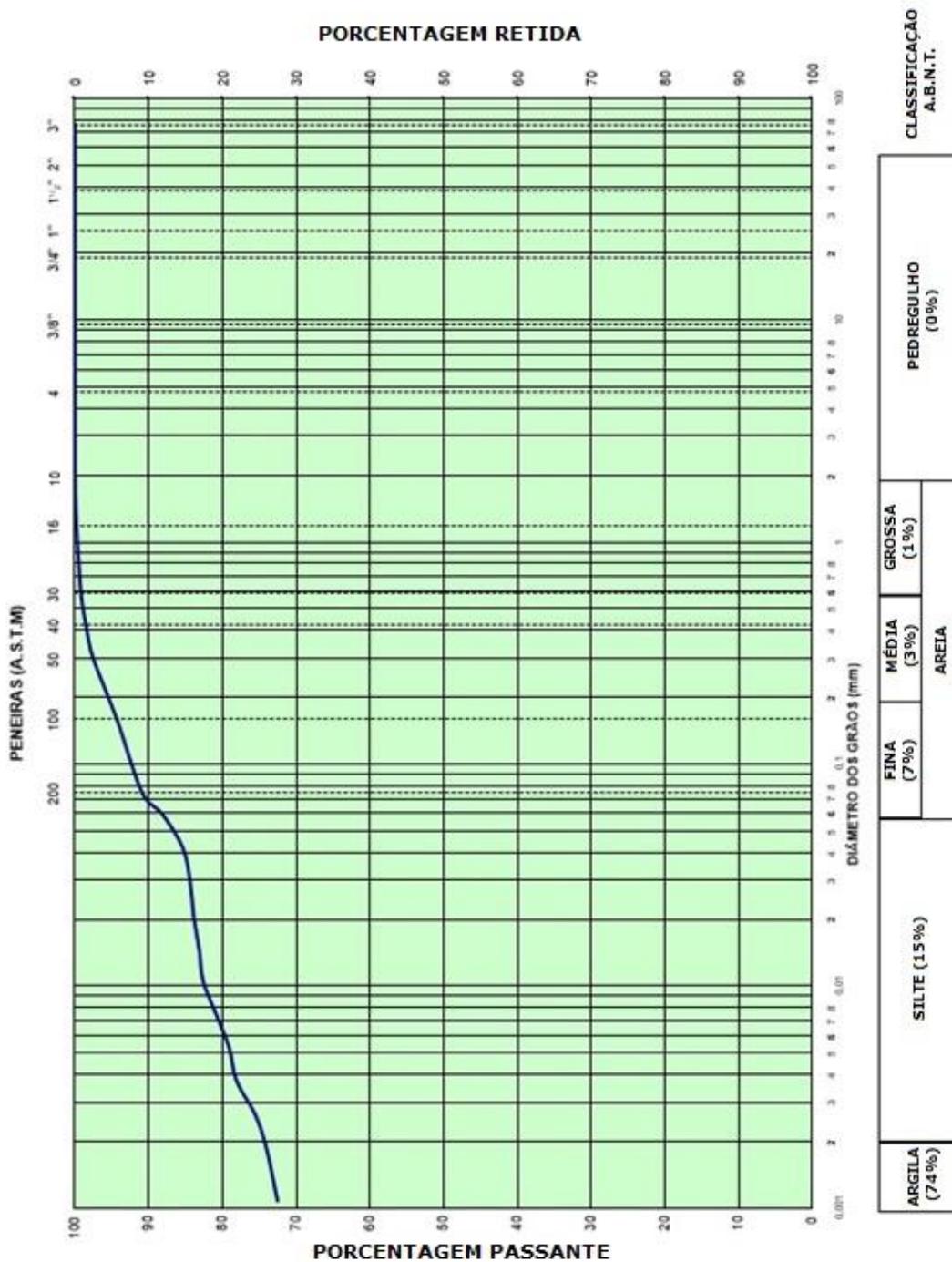


Figura A.5. Gráfico da análise granulométrica conjunta para a amostra 02 do poço PI-04, coletada na profundidade de 7,00 m.

Para complementar os ensaios de caracterização do solo, apresentam-se os ensaios de Limites de Atterberg, realizados de acordo com a NBR 6459/84 e NBR 7180/84, em setembro de 2014.

Na Tabela A.1 apresenta-se o resumo dos resultados obtidos nos ensaios de Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade para as amostras coletadas nos poços PI-03 e PI-04.

Tabela A.1. Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de Limites de Atterberg.

PROCEDÊNCIA		PI - 03			PI - 04		
PROFUNDIDADE (m)		3,5	7,0	11,0	3,5	7,0	11,0
LIMITES	LL (%)	58,3	63,0	59,3	52,1	68,3	57,1
	LP (%)	34,1	36,7	36,8	29,8	34,6	36,8
	IP	24,2	26,3	22,5	22,3	33,7	20,3

Com relação aos ensaios de resistência mecânica, apresentam-se os ensaios de compactação proctor normal (sem reuso), realizados de acordo com a NBR 7182/86, em outubro de 2014.

A amostra 01 do poço PI-03, coletada na profundidade de 3,50 m, apresentou teor de umidade ótima de 30,1% e massa específica aparente seca máxima de 1.408 kg/m³. Na Tabela A.2 apresenta-se a magnitude dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.7 apresenta-se a curva de compactação em proctor normal.

Tabela A.2. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 01 do poço PI-03.

Cilindro N°	3	3	3	3	3
MASSA ESP. APARENTE SOLO ÚMIDO (kg/m ³) $\mu = \frac{P}{h \cdot V}$	1.523	1.725	1.829	1.798	1.740
Umidade % (M1-M2 / M2-M3) X 100	25,6	27,8	29,9	32,5	35,0
MASSA ESP. APARENTE SOLO SECO (kg/m ³) $\mu_s = \frac{\mu \cdot 100}{100 + h}$	1.212	1.350	1.408	1.357	1.288

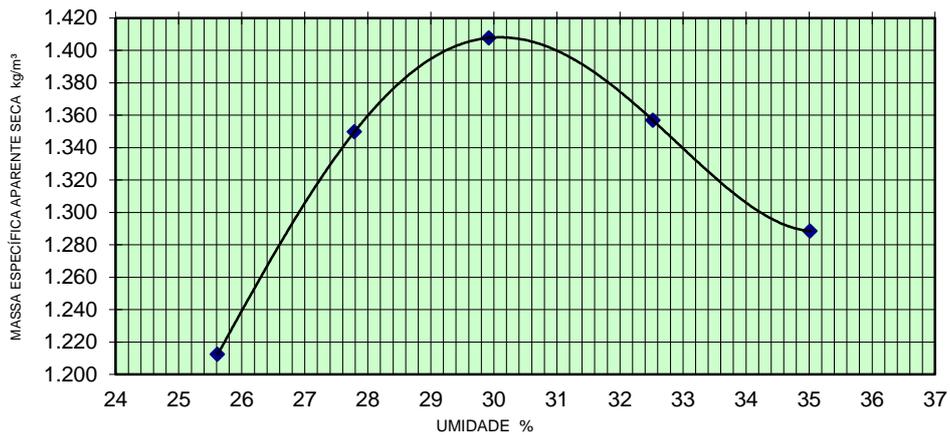


Figura A.7. Curva de compactação (*proctor normal*) para a amostra 01 do poço PI-03.

A amostra 02 do poço PI-03, coletada na profundidade de 7,00 m, apresentou teor de umidade ótima de 33,8% e massa específica aparente seca máxima de 1.371 kg/m³. Na Tabela A.3 apresenta-se a magnitude dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.8 apresenta-se a curva de compactação em proctor normal.

Tabela A.3. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 02 do poço PI-03.

Cilindro N°	3	3	3	3	3
MASSA ESP. APARENTE SOLO ÚMIDO (kg/m³)	1.527	1.655	1.817	1.830	1.780
$\mu \quad h = P' h / V$					
Umidade % (M1-M2 / M2-M3) X 100	28,6	30,5	33,2	35,6	38,1
MASSA ESP. APARENTE SOLO SECO (kg/m³)	1.188	1.268	1.365	1.350	1.289
$\mu \quad S = \mu \quad h \times 100 / 100 + h$					

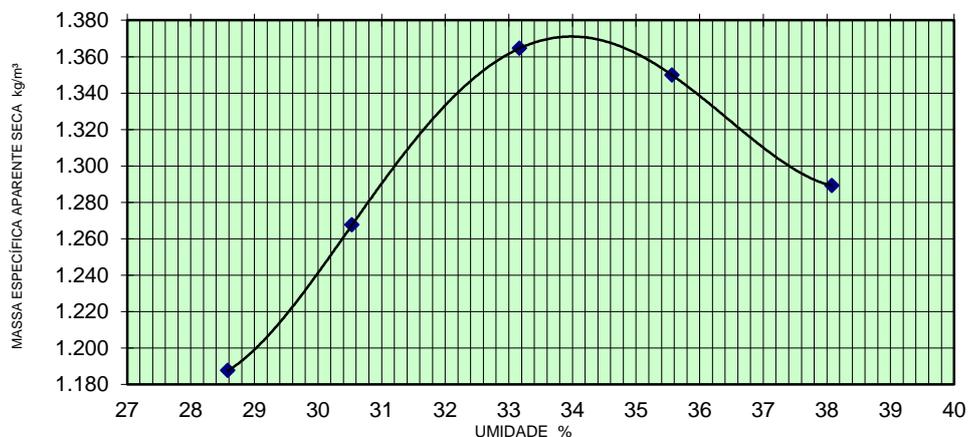


Figura A.8. Curva de compactação (*proctor normal*) para a amostra 02 do poço PI-03.

A amostra 03 do poço PI-03, coletada na profundidade de 11,00 m, apresentou teor de umidade ótima de 32,4% e massa específica aparente seca máxima de 1.384 kg/m³. Na Tabela A.4 apresenta-se a magnitude dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.9 apresenta-se a curva de compactação em *proctor* normal.

Tabela A.4. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 03 do poço PI-03.

Cilindro N°	3	3	3	3	3
MASSA ESP. APARENTE SOLO ÚMIDO (kg/m ³) $\mu \quad h = P' h / V$	1.578	1.744	1.824	1.819	1.760
Umidade % (M1-M2 / M2-M3) X 100	27,90	29,9	31,90	35,00	37,60
MASSA ESP. APARENTE SOLO SECO (kg/m ³) $\mu \quad S = \mu \quad h \times 100 / 100 + h$	1.233	1.342	1.383	1.348	1.279

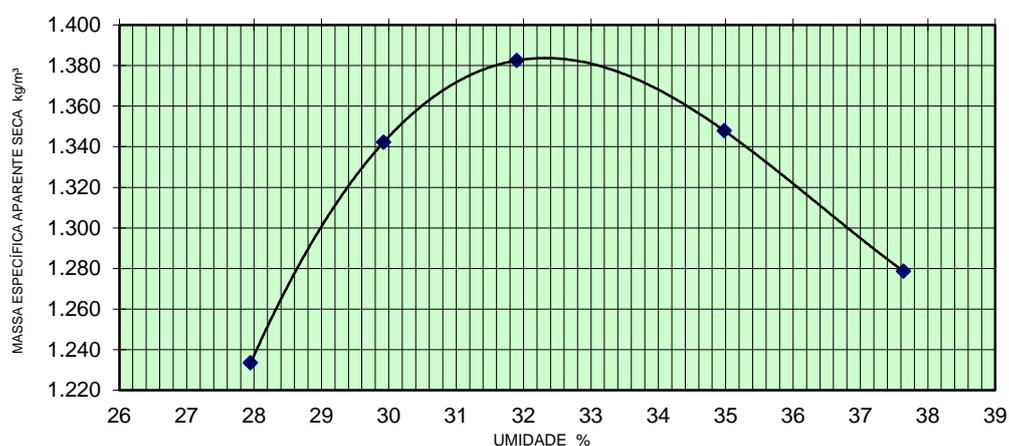


Figura A.9. Curva de compactação (proctor normal) para a amostra 03 do poço PI-03.

A amostra 01 do poço PI-04, coletada na profundidade de 3,50 m, apresentou teor de umidade ótima de 29,9% e massa específica aparente seca máxima de 1.388 kg/m³. Na Tabela A.5 apresenta-se a magnitude dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.10 apresenta-se a curva de compactação em *proctor* normal.

Tabela A.5. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 01 do poço PI-04.

Cilindro N°	3	3	3	3	3
MASSA ESP. APARENTE SOLO ÚMIDO (kg/m ³) $\mu \quad h = P' h / V$	1.533	1.670	1.789	1.808	1.783
Umidade % (M1-M2 / M2-M3) X 100	23,1	26,2	29,1	31,6	34,1
MASSA ESP. APARENTE SOLO SECO (kg/m ³) $\mu \quad S = \mu \quad h \times 100 / 100 + h$	1.246	1.323	1.385	1.374	1.330

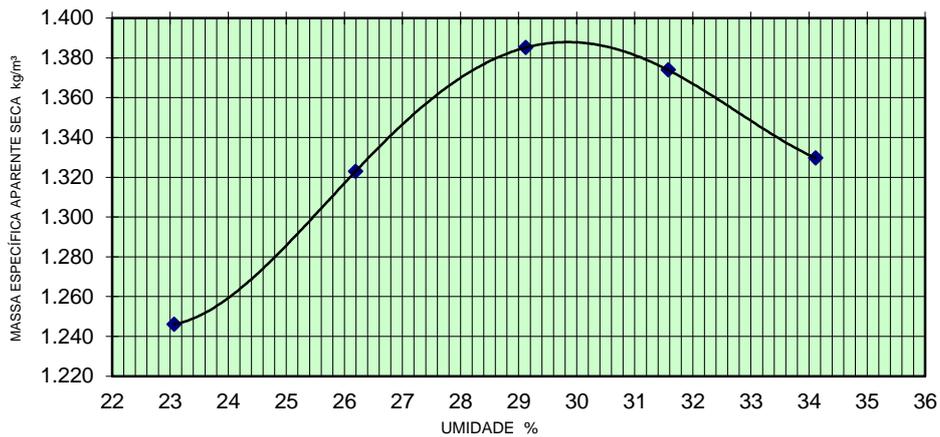


Figura A.10. Curva de compactação (proctor normal) para a amostra 01 do poço PI-04.

A amostra 02 do poço PI-04, coletada na profundidade de 7,00 m, apresentou teor de umidade ótima de 32,0% e massa específica aparente seca máxima de 1.377 kg/m³. Na Tabela A.6 apresenta-se a magnitude dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.11 apresenta-se a curva de compactação em *proctor* normal.

Tabela A.6. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 02 do poço PI-04.

Cilindro N°	3	3	3	3	3
MASSA ESP. APARENTE SOLO ÚMIDO (kg/m³)	1.532	1.694	1.816	1.799	1.745
$\mu \quad h = P' h / V$					
Umidade % (M1-M2 / M2-M3) X 100	28,0	29,5	31,9	34,1	36,3
MASSA ESP. APARENTE SOLO SECO (kg/m³)	1.197	1.308	1.377	1.342	1.280
$\mu \quad S = \mu \quad h \times 100 / 100 + h$					

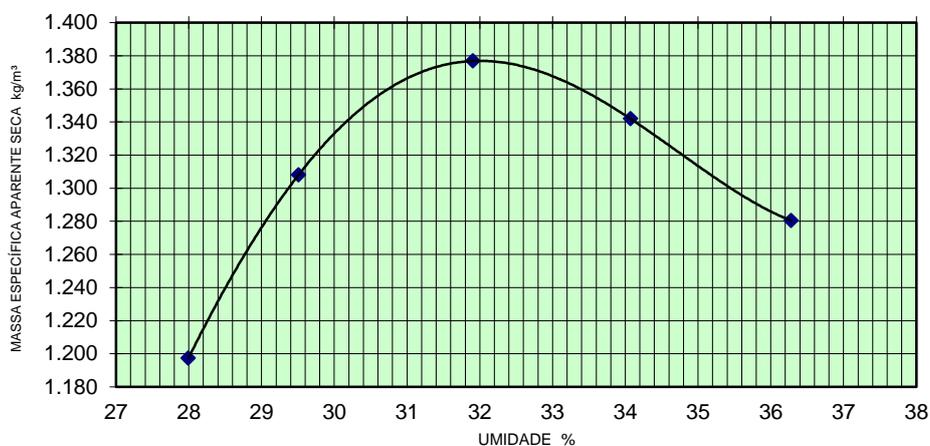


Figura A.11. Curva de compactação (proctor normal) para a amostra 02 do poço PI-04.

A amostra 03 do poço PI-04, coletada na profundidade de 11,00 m, apresentou teor de umidade ótima de 33,2% e massa específica aparente seca máxima de 1.399 kg/m³. Na Tabela A.7/Tabela A.8 apresenta-se a magnitude dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.12 apresenta-se a curva de compactação em *proctor* normal.

Tabela A.7. Resultados obtidos do ensaio de compactação da amostra 03 do poço PI-04.

Cilindro N°	3	3	3	3	3
MASSA ESP. APARENTE SOLO ÚMIDO (kg/m ³) $\mu \quad h = P' h / V$	1.625	1.726	1.847	1.850	1.806
Umidade % (M1-M2 / M2-M3) X 100	28,3	30,2	32,5	35,0	37,7
MASSA ESP. APARENTE SOLO SECO (kg/m ³) $\mu \quad S = \mu \quad h \times 100 / 100 + h$	1.266	1.325	1.394	1.371	1.311

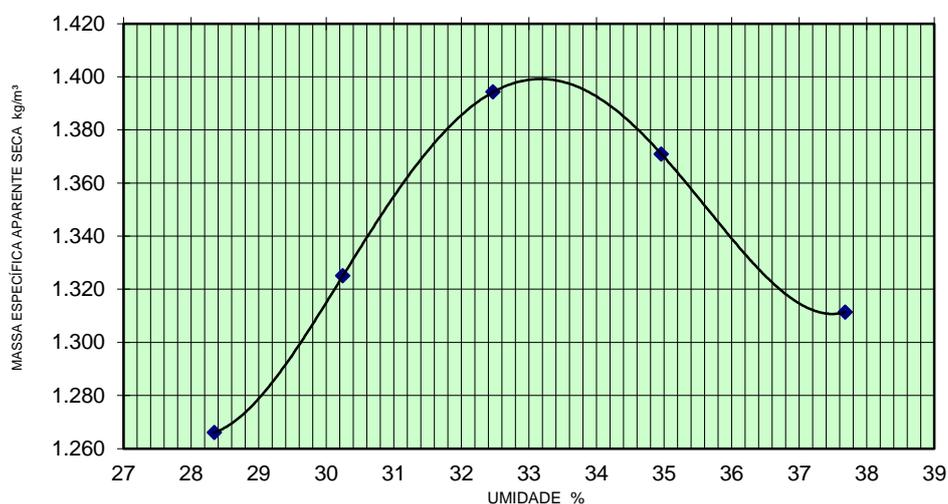


Figura A.12. Curva de compactação (proctor normal) para a amostra 03 do poço PI-04.

Nesta etapa seguinte apresentam-se os ensaios de adensamento unidimensional inundado, com corpo de prova talhado, em outubro de 2014.

A amostra 01 do poço PI-03, coletada na profundidade de 3,5 m, inundada na pressão de 100 kPa, apresentou potencial de colapso de igual a 0,05%. Na Tabela A.8 apresenta-se a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.13 e na Figura A.14 expõem os dados de forma esquemática.

Tabela A.8. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-03, inundado com 100 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	PRESSÃO DE PRÉ ADENSAMENTO (kPa)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-03	BL. 01	3,50	40,9	1.360	62	150 (*)	0,62 (*)
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,1 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³)	(ADOTADA)	Altura =	19,0 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,765	CORPO DE PROVA TALHADO	(*) Potencial de Colapso =	0,05 %

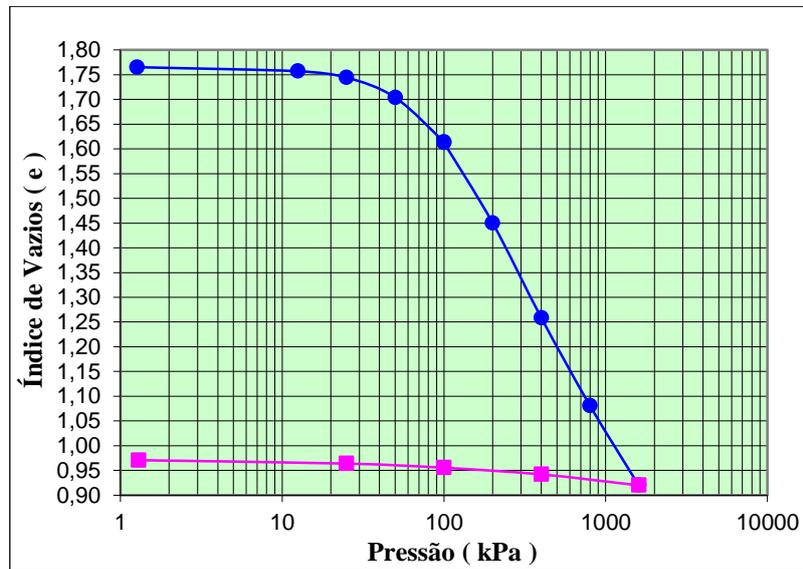


Figura A.13. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

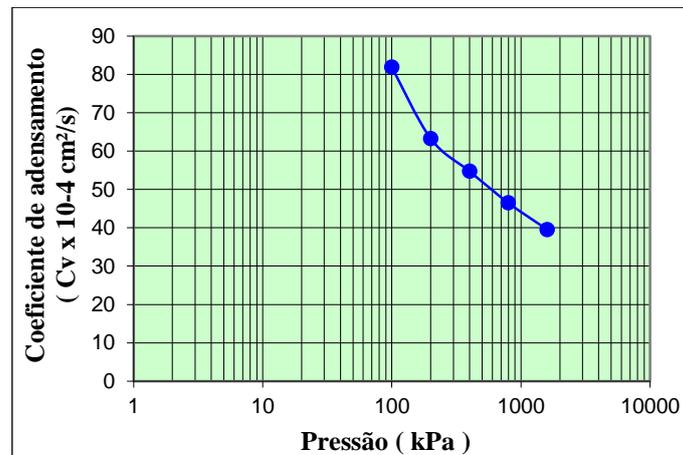


Figura A.14. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.

Para avaliar o potencial de colapso, inundando a amostra na pressão de 25 kPa, têm-se na Tabela A.9 a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.15 expõe os dados de forma esquemática.

Tabela A.9. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-03, inundado com 25 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-03	BL. 01	3,50	41,9	1.325	60	0,75	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³)	(ADOTADA)	Altura =	24,5 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,860	CORPO DE PROVA TALHADO	(*) Potencial de Colapso =	0,75 %

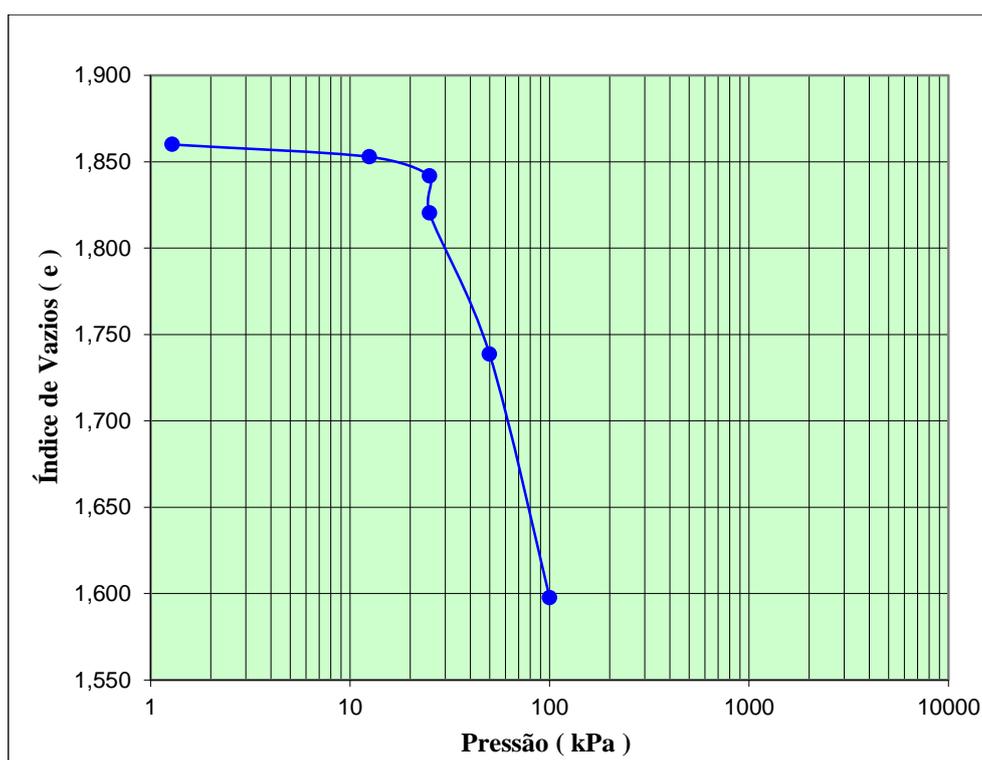


Figura A.15. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

Na pressão de 50 kPa o material apresentou potencial de colapso de 1,62%. Na Tabela A.10 apresenta-se a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.16 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.10. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-03, inundado com 50 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-03	BL. 01	3,50	42,1	1.359	63	1,62	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³)	(ADOTADA)	Altura =	24,5 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,793	CORPO DE PROVA TALHADO	(*) Potencial de Colapso =	1,62 %

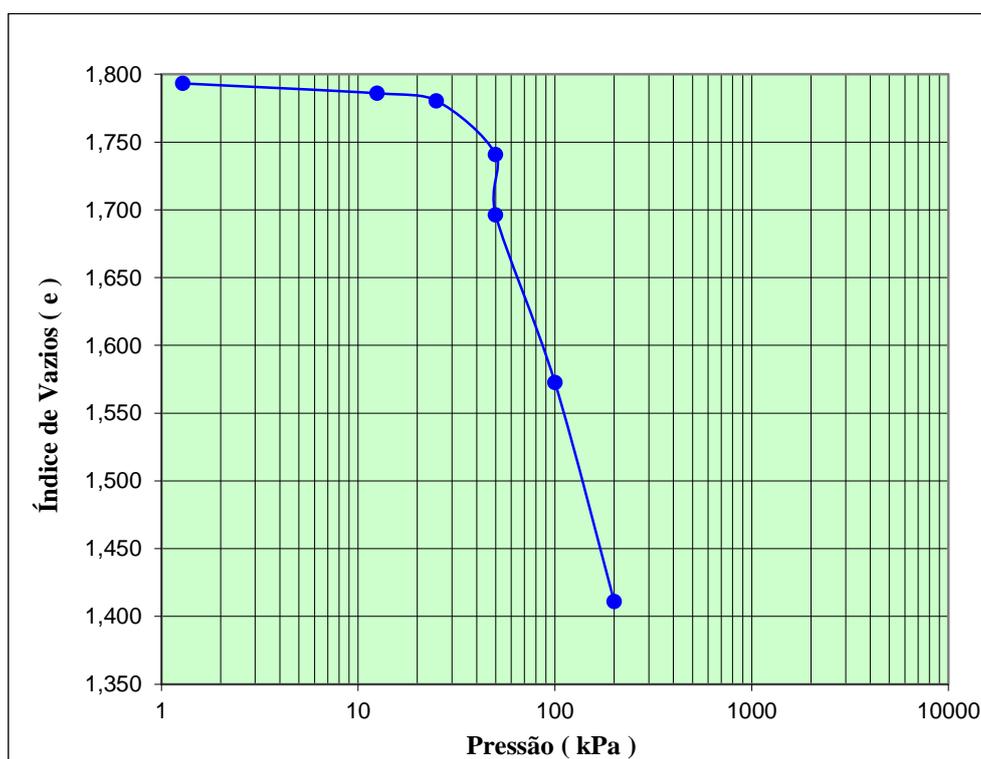


Figura A.16. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

A amostra 02 do poço PI-03, coletada na profundidade de 7,0 m, inundada na pressão de 100 kPa, apresentou potencial de colapso de igual a 0,09%. Na Tabela A.11 apresenta-se a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.17 e na Figura A.18 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.11. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-03.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	PRESSÃO DE PRÉ ADENSAMENTO (kPa)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-03	BL. 02	7,00	38,9	1.502	71	130 (*)	0,42 (*)
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m³)	(ADOTADA)	Altura =	19,0 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,470	CORPO DE PROVA TALHADO	(*) Potencial de Colapso =	0,09 %

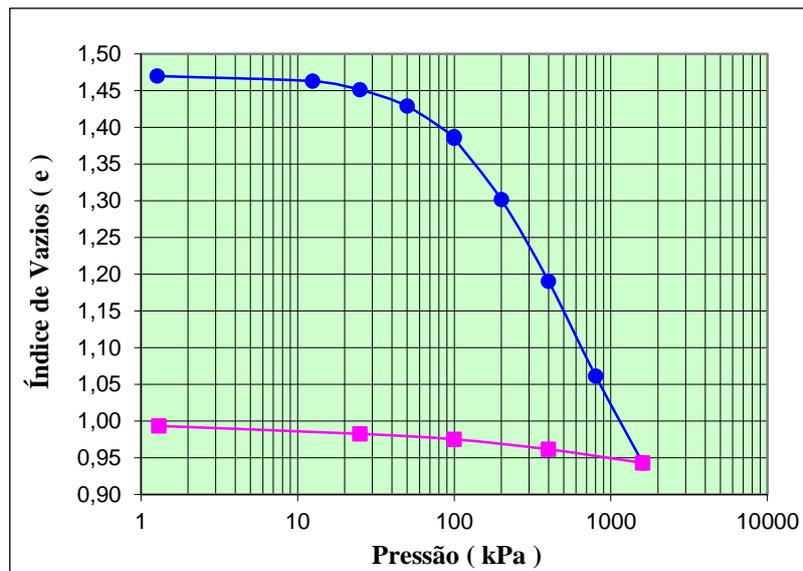


Figura A.17. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

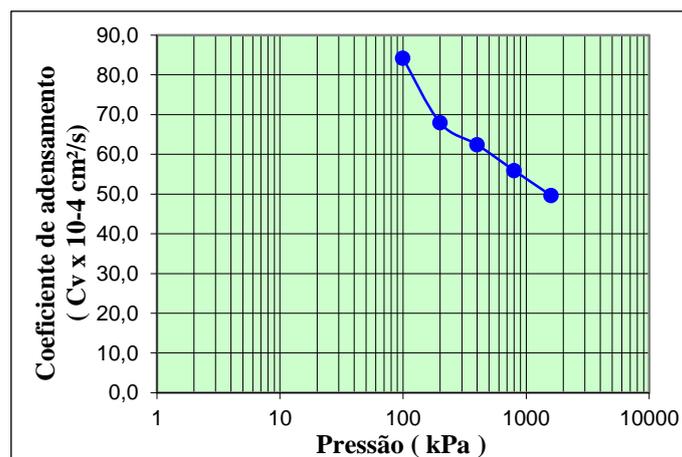


Figura A.18. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.

Para avaliar o potencial de colapso, inundando a amostra na pressão de 50 kPa, têm-se na Tabela A.12 a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.19 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.12. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-03, inundado com 50 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-03	BL. 02	7,00	38,5	1.544	74	0,90	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³)	(ADOTADA)	Altura =	24,5 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,396	CORPO DE PROVA TALHADO	(*) Potencial de Colapso =	0,90 %

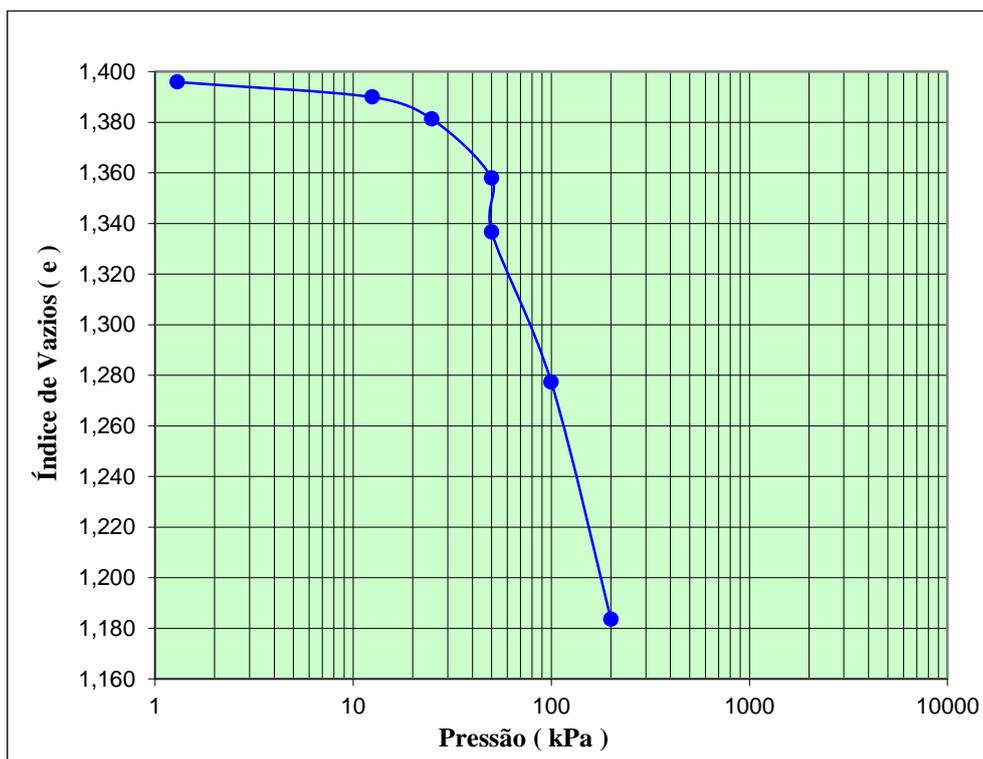


Figura A.19. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

Na pressão de 200 kPa o material apresentou potencial de colapso de 1,45%. Na Tabela A.13 apresenta a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.20 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.13. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-03, inundado com 200 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-03	BL. 02	7,00	40,1	1.536	75	1,45	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³)	(ADOTADA)	Altura =	24,5 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,435	CORPO DE PROVA TALHADO	(*) Potencial de Colapso =	1,45 %

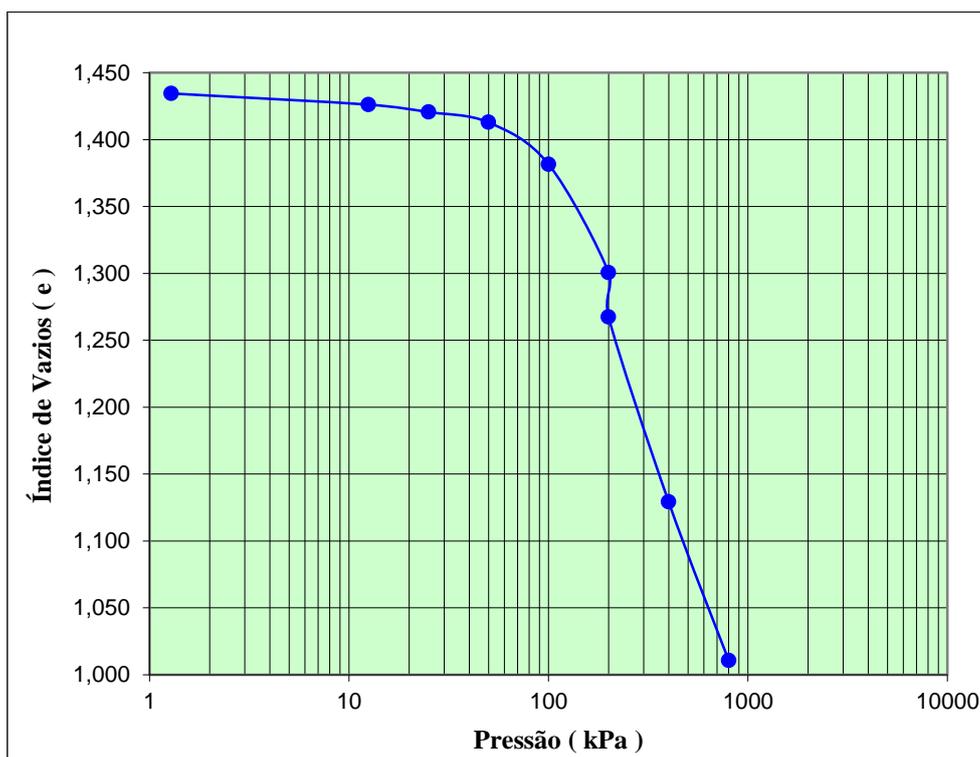


Figura A.20. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

A amostra 03 do poço PI-03, coletada na profundidade de 11,0 m, inundada na pressão de 100 kPa, apresentou potencial de colapso de igual a 0,69%. Na Tabela A.14 apresenta-se a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.21 e na Figura A.22 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.14. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-03.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	PRESSÃO DE PRÉ ADENSAMENTO (kPa)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-03	BL. 03	11,00	32,3	1.460	61	110 (*)	0,42 (*)
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCA ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³) (ADOTADA)	CORPO DE PROVA		
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,420	TALHADO		(*) Potencial de Colapso = 0,69 %

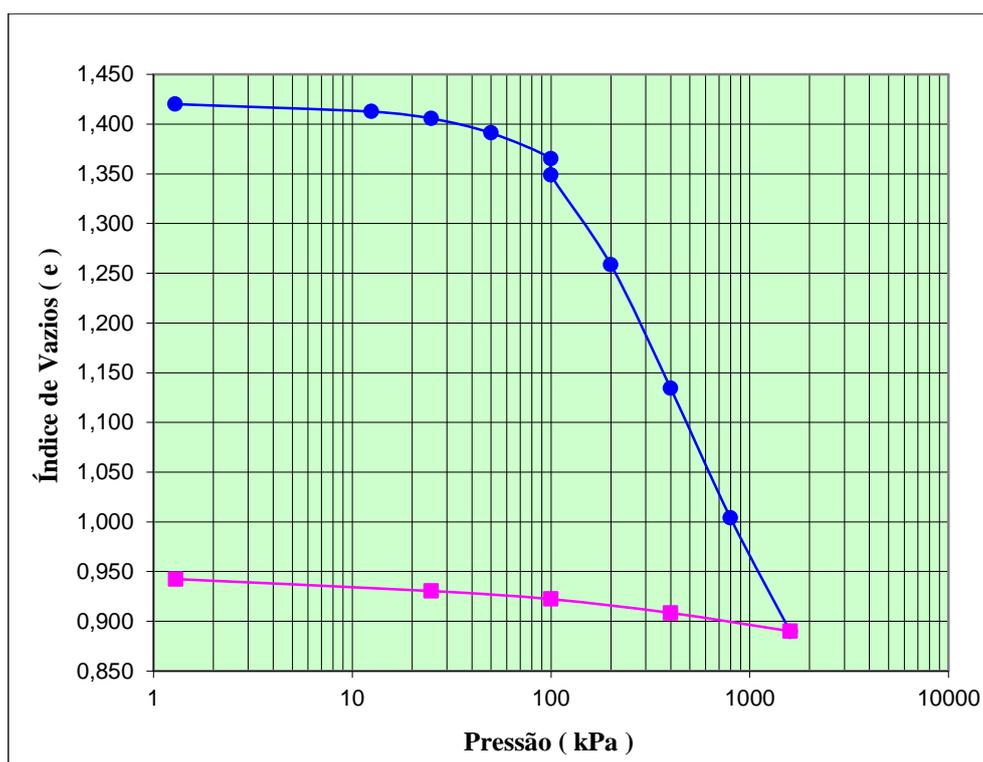


Figura A.21. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

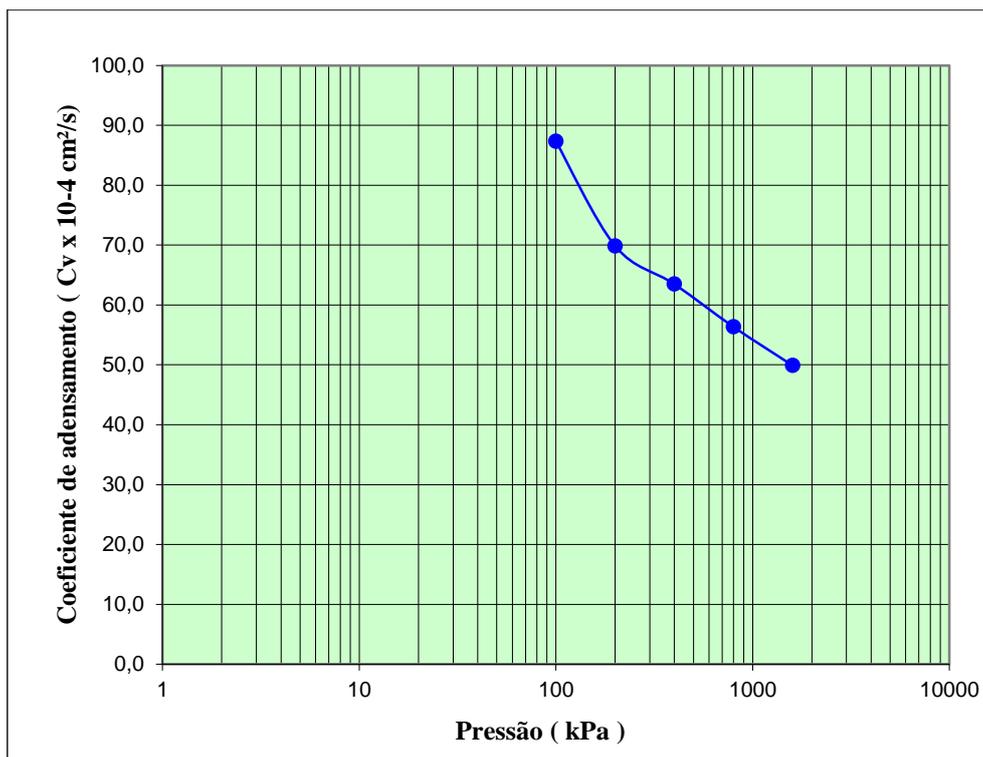


Figura A.22. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.

Para avaliar o potencial de colapso, inundando a amostra na pressão de 200 kPa, têm-se na Tabela A.15 a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.23 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.15. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-03, inundado com 200 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-03	BL. 03	11,00	31,8	1.541	66	1,88	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³) (ADOTADA)	Altura = 24,5 mm		
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,284	CORPO DE PROVA TALHADO		(*) Potencial de Colapso = 1,88 %

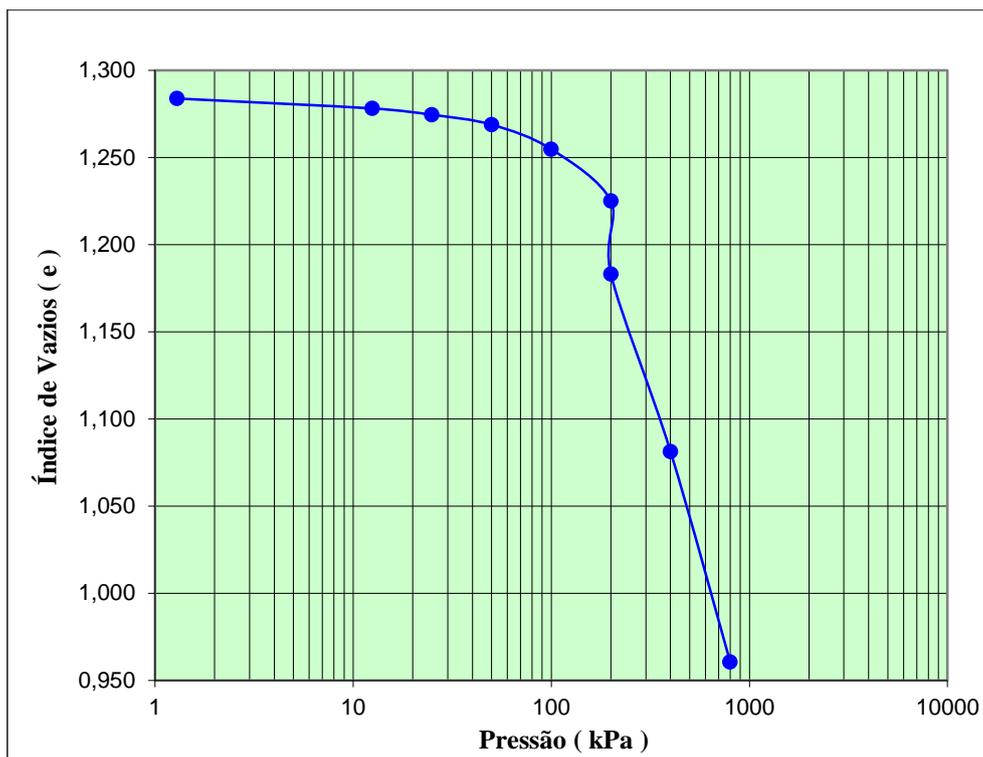


Figura A.23. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

Na pressão de 400 kPa o material apresentou potencial de colapso de 0,14%. Na Tabela A.16 apresenta-se a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.24 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.16. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-03, inundado com 400 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-03	BL. 03	11,00	32,4	1.500	64	0,14	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m³) (ADOTADA)	Altura = 24,5 mm		
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,356	CORPO DE PROVA TALHADO		(*) Potencial de Colapso = 0,14 %

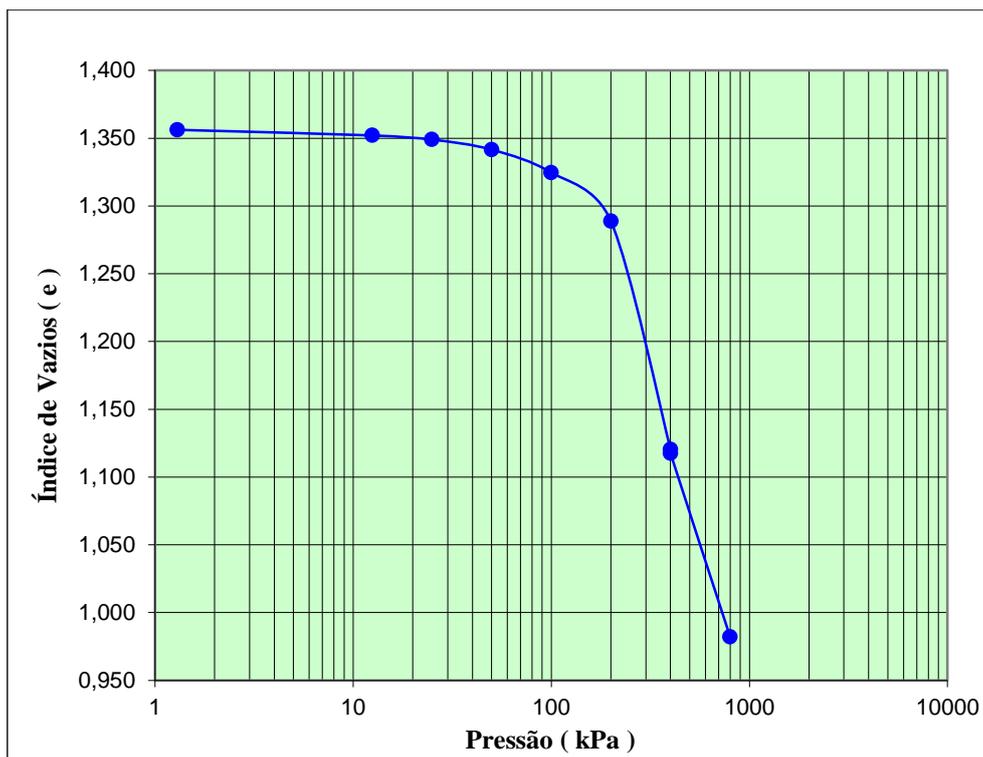


Figura A.24. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

A amostra 01 do poço PI-04, coletada na profundidade de 3,50 m, inundada na pressão de 100 kPa, apresentou potencial de colapso de igual a 0,07%. Na Tabela A.17 apresenta-se a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.25 e na Figura A.26 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.17. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-04.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	PRESSÃO DE PRÉ ADENSAMENTO (kPa)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-04	BL. 01	3,50	36,4	1.412	62	150 (*)	0,60 (*)
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS = 2.670 (kg / m³) (ADOTADA)						Diâmetro =	76,1 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL = 1,580						Altura =	19,1 mm
CORPO DE PROVA TALHADO						(*) Potencial de Colapso =	0,07 %

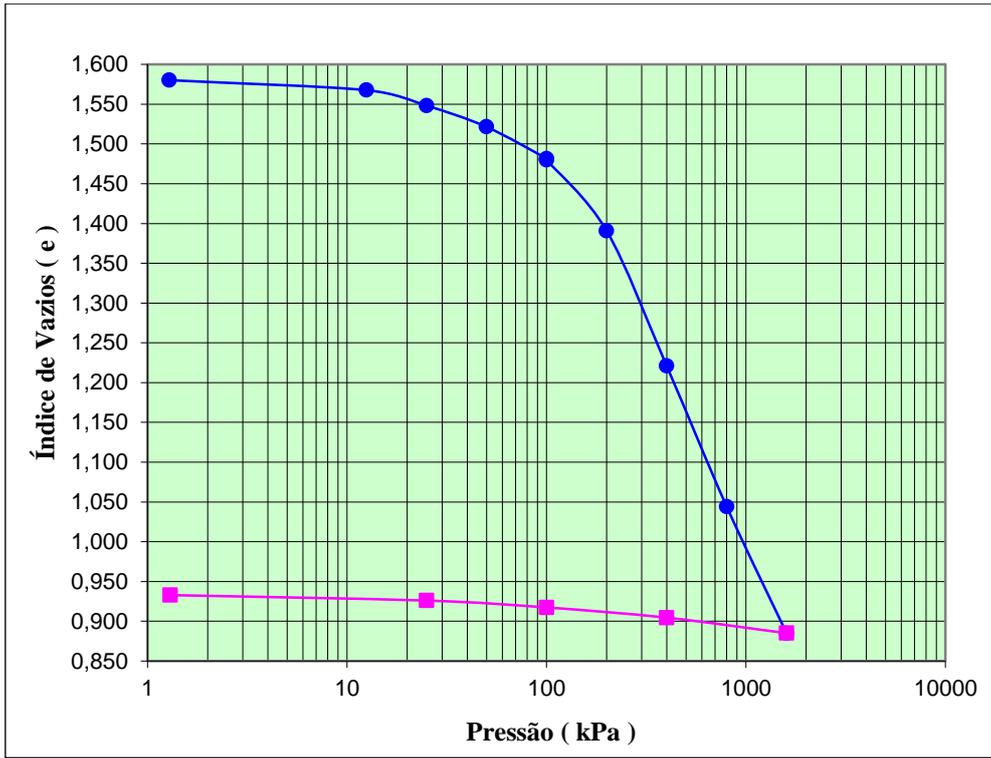


Figura A.25. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

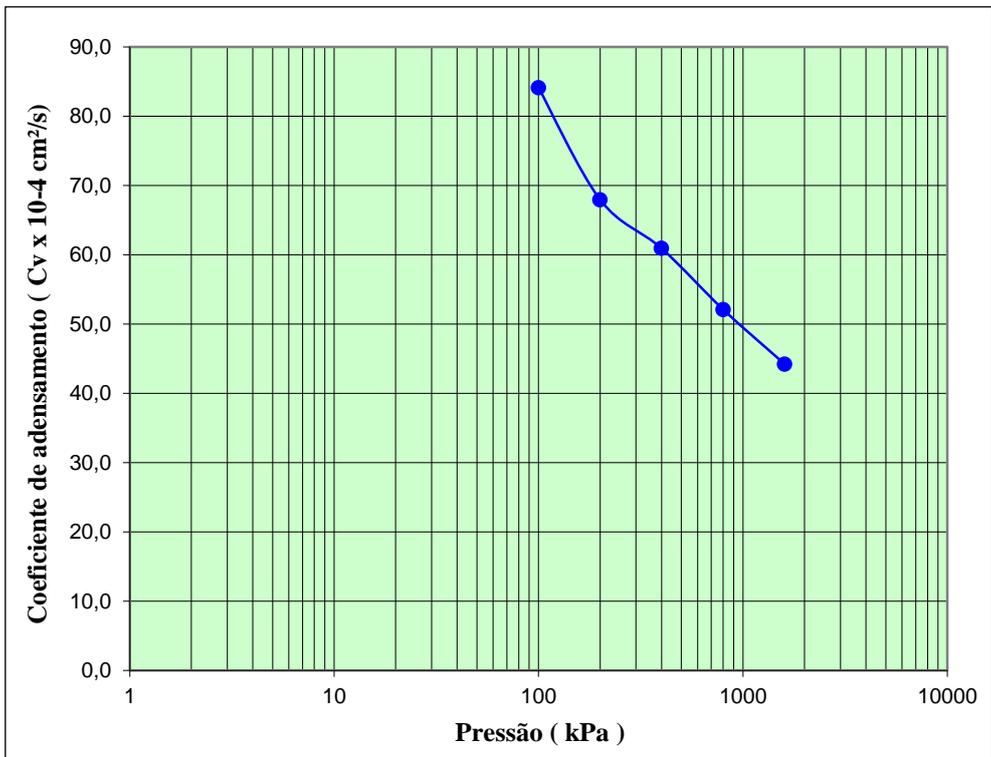


Figura A.26. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.

Para avaliar o potencial de colapso, inundando a amostra na pressão de 25 kPa, têm-se na Tabela A.18 a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.27 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.18. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-04, inundado com 25 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-04	BL. 01	3,50	36,4	1.292	53	0,16	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³)	(ADOTADA)	Altura =	24,5 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,817	CORPO DE PROVA TALHADO	(*) Potencial de Colapso =	0,16 %

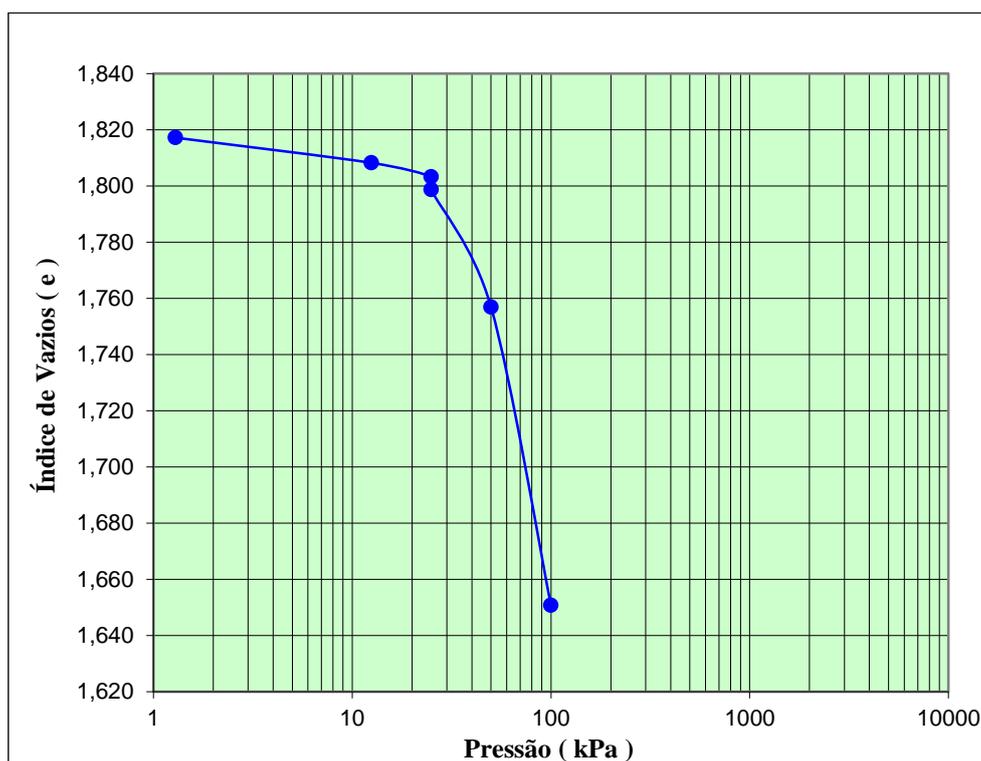


Figura A.27. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

Na pressão de 50 kPa o material apresentou potencial de colapso de 0,70%. Na Tabela A.19 apresenta-se a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.28 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.19. Características do corpo de prova da amostra 01 do poço PI-04, inundado com 50 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-04	BL. 01	3,50	36,6	1.339	57	0,70	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³)	(ADOTADA)	Altura =	24,5 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,724	CORPO DE PROVA TALHADO	(*) Potencial de Colapso =	0,70 %

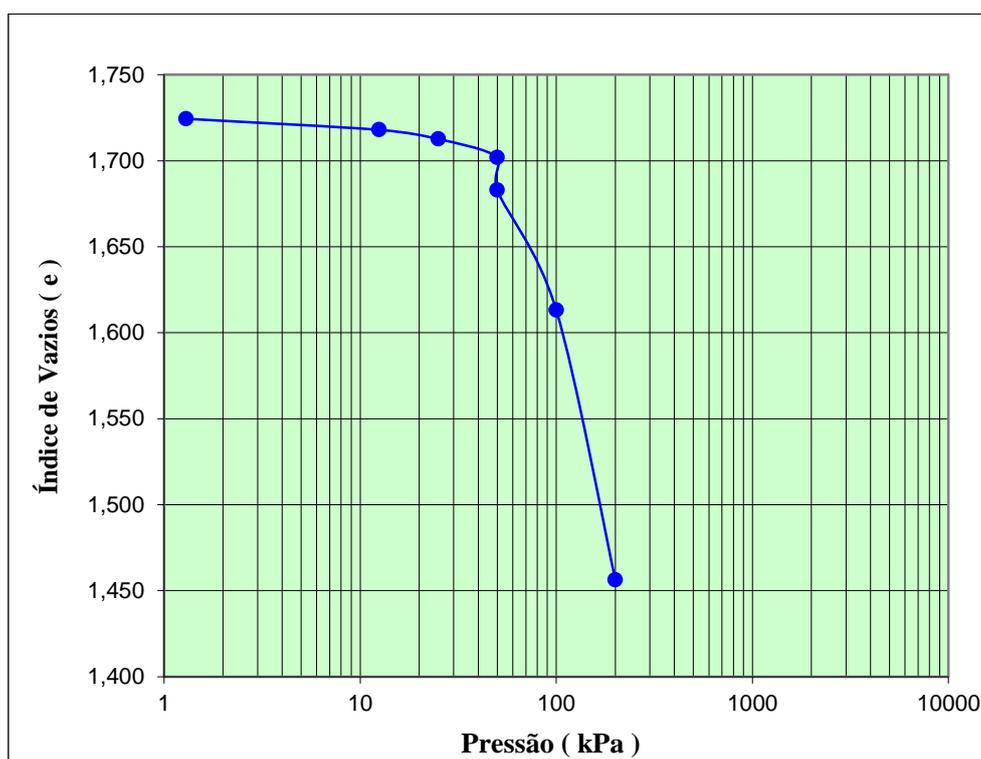


Figura A.28. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

A amostra 02 do poço PI-04, coletada na profundidade de 7,0 m, inundada na pressão de 100 kPa, apresentou potencial de colapso de igual a 0,05%. Na Tabela A.20 apresenta-se a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.29 e na Figura A.30 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.20. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-04.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	PRESSÃO DE PRÉ ADENSAMENTO (kPa)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-04	BL. 02	7,00	37,1	1.668	83	160 (*)	0,27 (*)
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,1 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³) (ADOTADA)	CORPO DE PROVA		
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,194	TALHADO		(*) Potencial de Colapso = 0,05 %

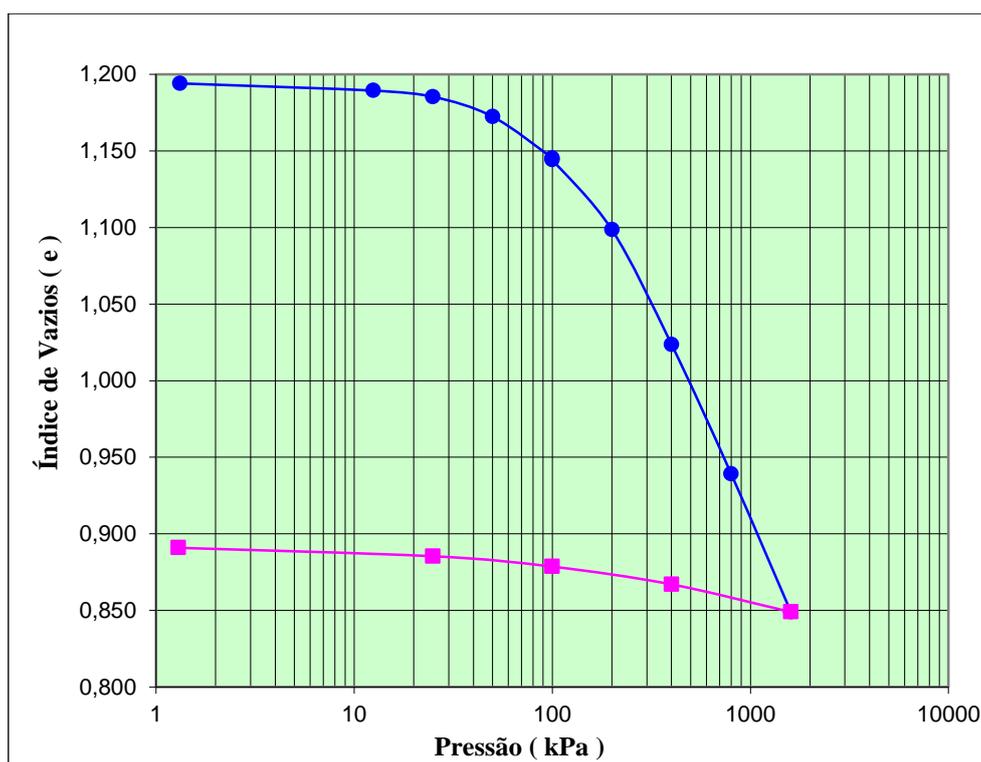


Figura A.29. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

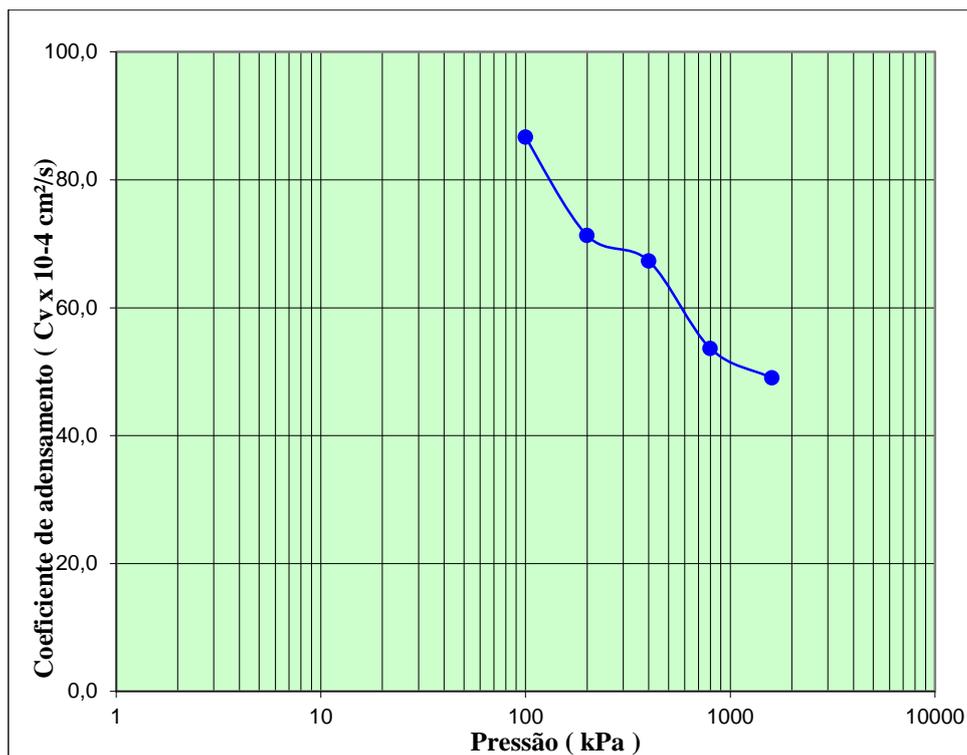


Figura A.30. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.

Para avaliar o potencial de colapso, inundando a amostra na pressão de 50 kPa, têm-se na Tabela A.21 a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.31 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.21. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-04, inundado com 50 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-04	BL. 02	7,00	35,9	1.399	60	5,31	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m³) (ADOTADA)	Altura = 24,5 mm		
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,595	CORPO DE PROVA TALHADO		(*) Potencial de Colapso = 5,31 %

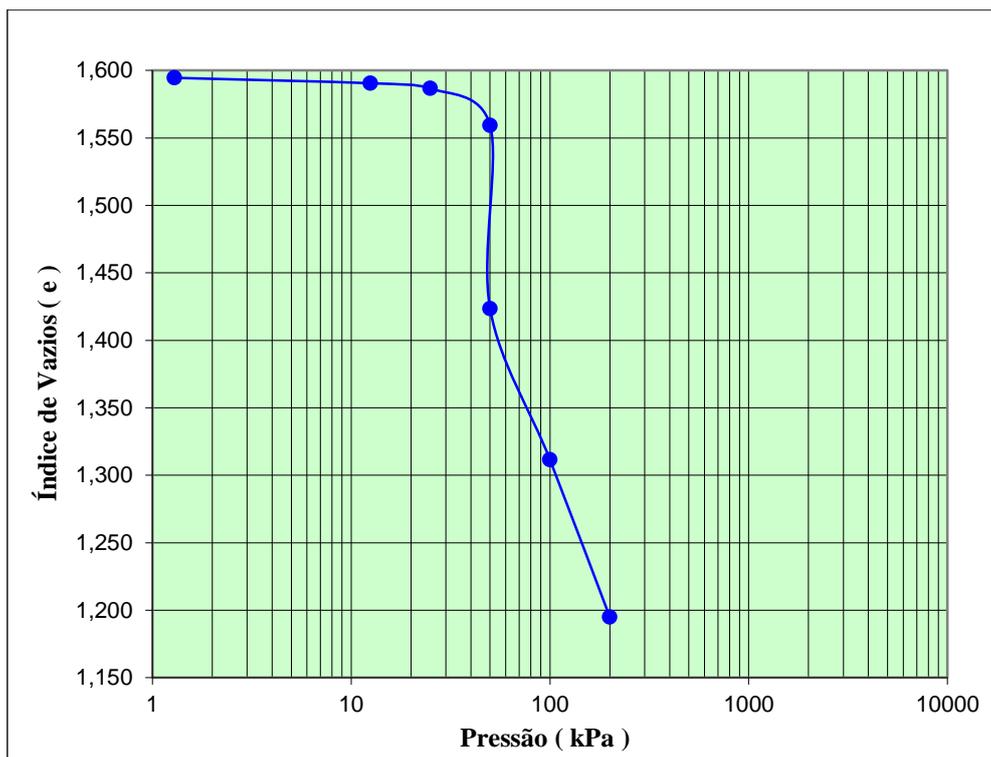


Figura A.31. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

Na pressão de 200 kPa o material apresentou potencial de colapso de 0,17%. Na Tabela A.22 apresenta-se a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.32 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.22. Características do corpo de prova da amostra 02 do poço PI-04, inundado com 200 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-04	BL. 02	7,00	37,0	1.543	72	0,17	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³) (ADOTADA)	Altura = 24,5 mm		
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,435	CORPO DE PROVA TALHADO		(*) Potencial de Colapso = 0,17 %

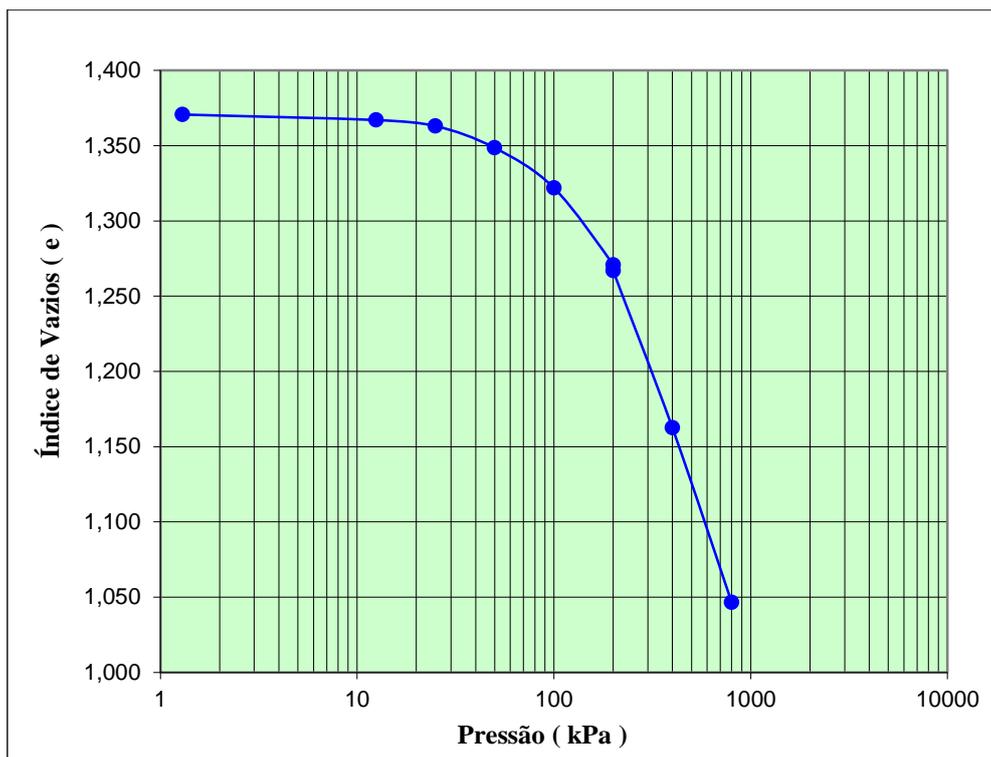


Figura A.32. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

A amostra 03 do poço PI-04, coletada na profundidade de 11,00 m, inundada na pressão de 100 kPa, apresentou potencial de colapso de igual a 3,26%. Na Tabela A.23 apresenta-se a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.33 e a Figura A.34 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.23. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-04.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	PRESSÃO DE PRÉ ADENSAMENTO (kPa)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-04	BL. 03	11,00	31,4	1.455	59	(*)	(*)
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	75,8 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m³)	(ADOTADA)	Altura =	19,0 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,411	CORPO DE PROVA TALHADO	(*) Potencial de Colapso =	3,26 %

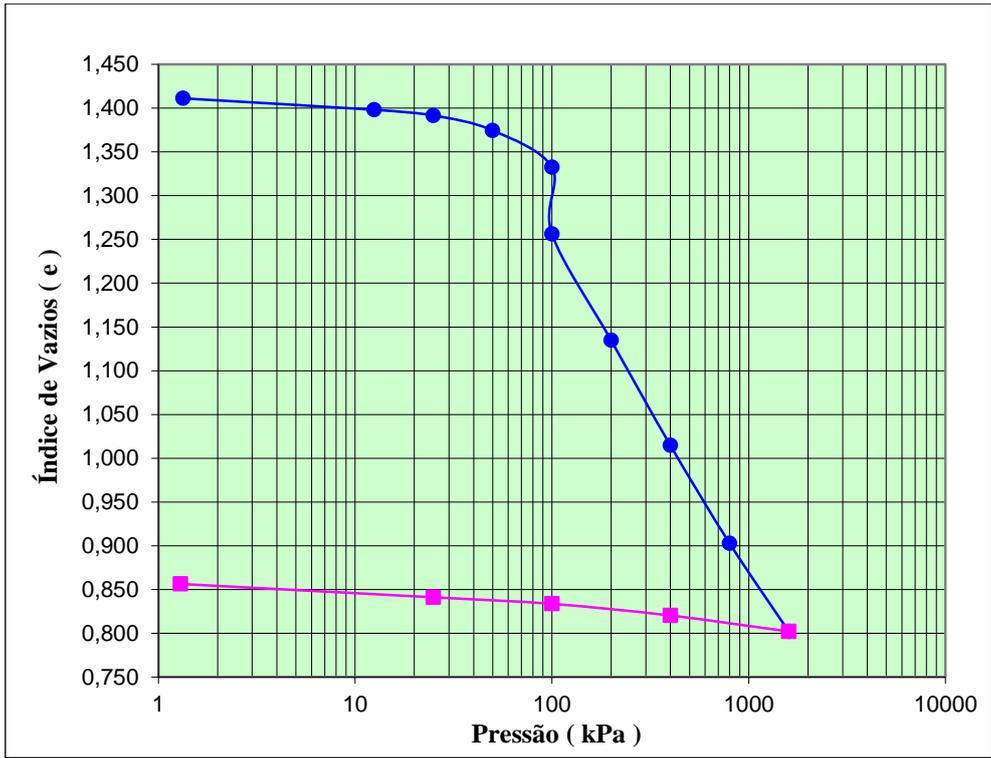


Figura A.33. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

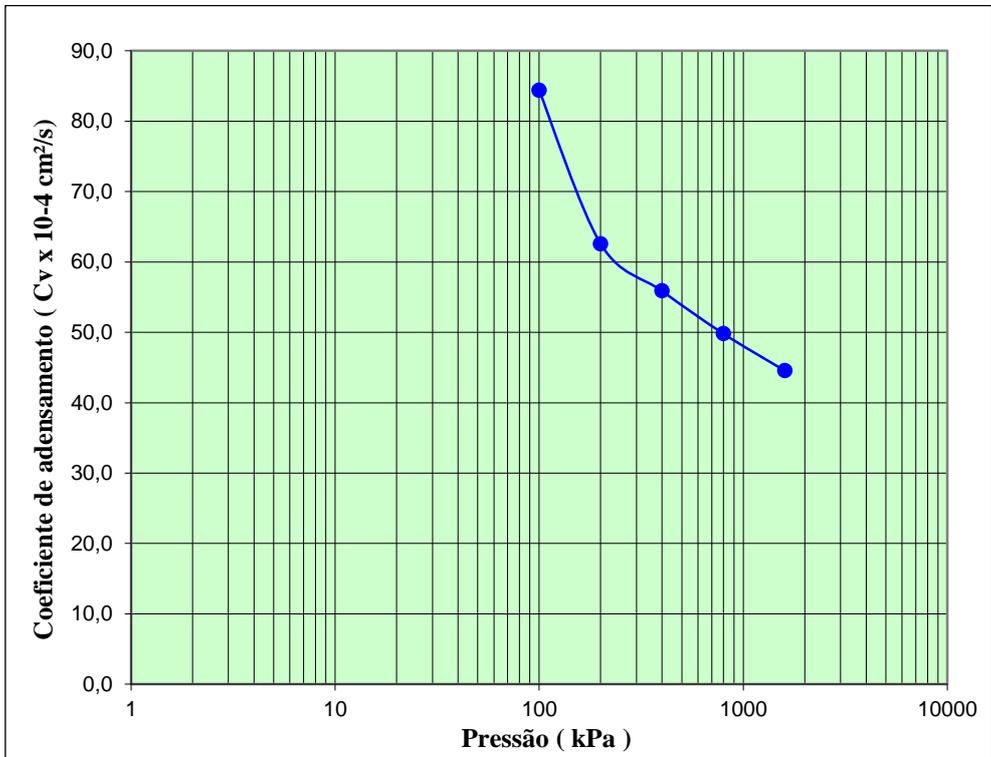


Figura A.34. Resultados de Pressão x Coeficiente de adensamento.

Para avaliar o potencial de colapso, inundando a amostra na pressão de 200kPa, têm-se na Tabela A.24 a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.35 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.24. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-04, inundado com 200 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-04	BL. 03	11,00	32,7	1.545	68	0,66	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³)	(ADOTADA)	Altura =	24,5 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,294	CORPO DE PROVA TALHADO	(*) Potencial de Colapso =	0,66 %

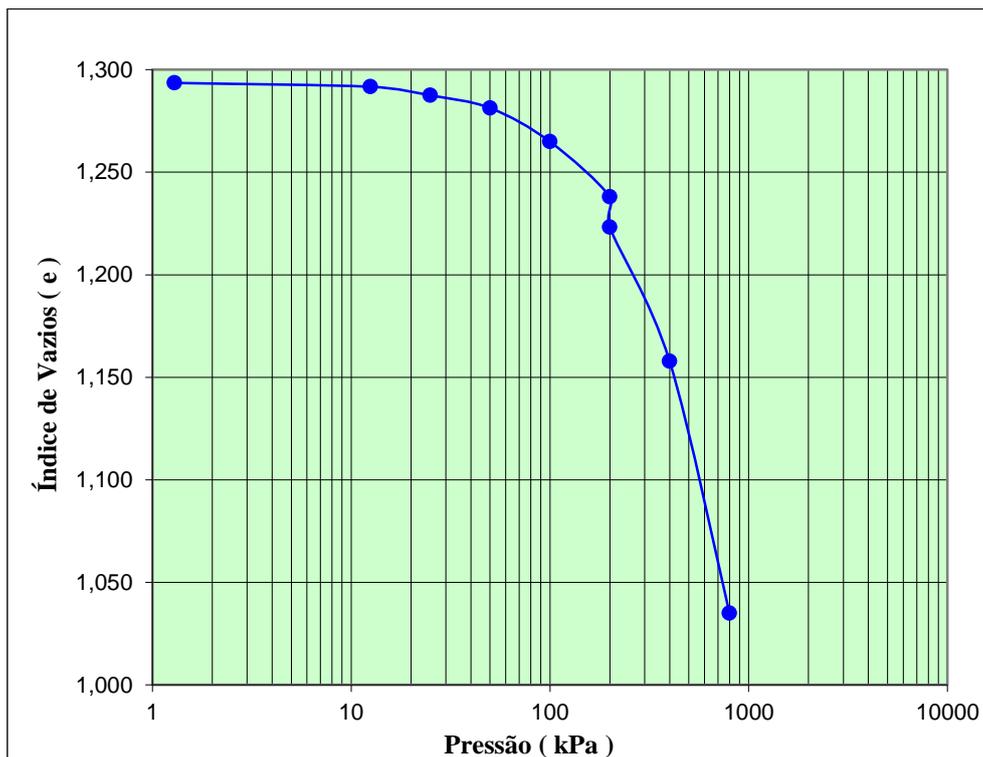


Figura A.35. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

Na pressão de 400kPa o material apresentou potencial de colapso de 1,53%. Na Tabela A.25 apresenta-se a síntese dos resultados obtidos, enquanto na Figura A.36 expõem-se os dados de forma esquemática.

Tabela A.25. Características do corpo de prova da amostra 03 do poço PI-04, inundado com 400 kPa.

POÇO: Nº	AMOSTRA Nº	PROF.: (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg / m ³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
PI-04	BL. 03	11,00	31,4	1.527	65	1,53	-
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL – VISUAL: ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, MARROM AVERMELHADA.						CORPO DE PROVA	
						Diâmetro =	76,0 mm
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =				2.670 (kg / m ³)	(ADOTADA)	Altura =	24,5 mm
ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL =				1,298	CORPO DE PROVA TALHADO	(*) Potencial de Colapso =	1,53 %

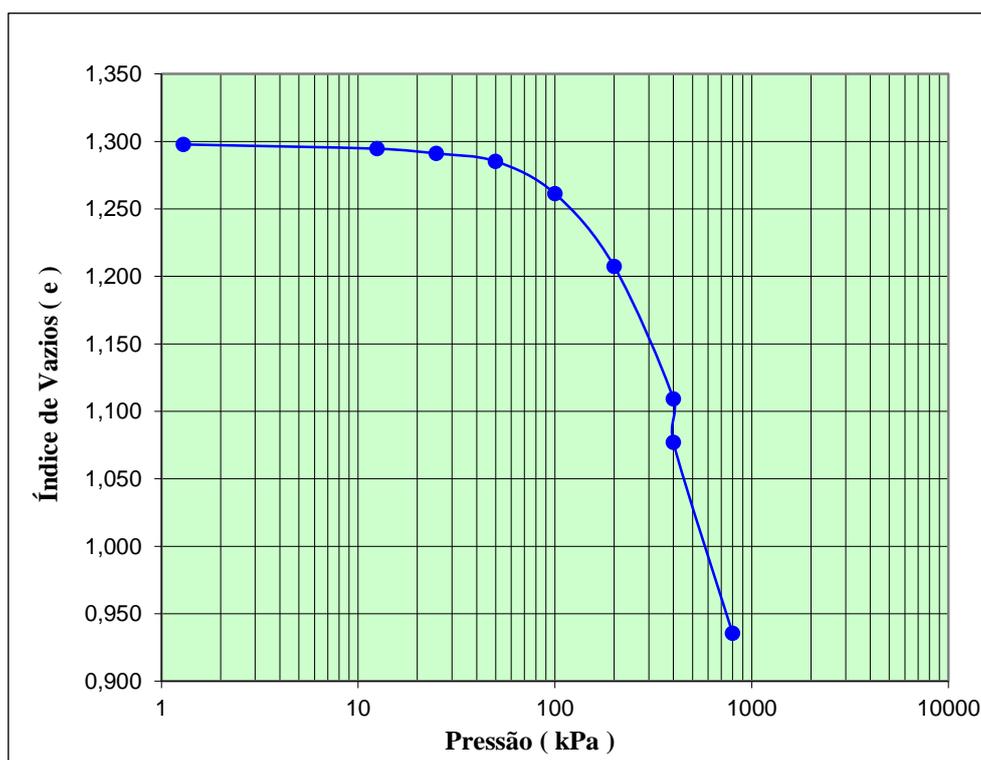


Figura A.36. Resultados de Pressão x Índice de vazios.

Na Tabela A.26 apresenta-se a compilação dos dados relevantes de todos os ensaios realizados em laboratório.

Tabela A.26. Resumo dos resultados obtidos na primeira campanha de ensaios laboratoriais.

REGISTRO Nº			1	2	3	4	5	6			
FURO			AM 01	AM 02	AM 03	AM 01	AM 02	AM 03			
PROFUNDIDADE (m)			3,50	7,00	11,00	3,50	7,00	11,00			
PROCEDÊNCIA			Poço PI-03			Poço PI-04					
CARACTERIZAÇÃO	GRANULOMETRIA SEM DEFLOCULANTE	% DE MATERIAL - CLASSIFICAÇÃO ABNT	PEDREGULHO		0	0	0	1,00	0	0	
			AREIA	GROSSA		1,00	1,00	2,00	2,00	1,00	3,00
				MÉDIA		3,00	2,00	10,00	8,00	3,00	11,00
				FINA		9,00	4,00	13,00	10,00	7,00	18,00
	SILTE		% do material		16,00	11,00	21,00	19,00	15,00	20,00	
	ARGILA		% do material		71,00	82,00	54,00	60,00	74,00	48,00	
	LIMITES		LL (%)		58,3	63,0	59,3	52,1	68,3	57,1	
			LP (%)		34,1	36,7	36,8	29,8	34,6	36,8	
			IP		24,2	26,3	22,5	22,3	33,7	20,3	
	COMPACTAÇÃO		Umidade Ótima (%)		30,1	33,8	32,4	29,9	32	33,2	
γ_d máx. (kg/m ³)			1.408	1.371	1.384	1.388	1.377	1.399			
ADENSAMENTO		Potencial de Colapso (%)		0,75	0,9	0,69	0,16	5,31	3,26		
		Pressão de Inundação (kPa)		25	50	100	25	50	100		
		Potencial de Colapso (%)		1,62	0,09	1,88	0,7	0,05	0,66		
		Pressão de Inundação (kPa)		50	100	200	50	100	200		
		Potencial de Colapso (%)		0,05	1,45	0,14	0,07	0,17	1,53		
		Pressão de Inundação (kPa)		100	200	400	100	200	400		

A segunda campanha de ensaios, compreendendo testes de cisalhamento direto, realizada em junho de 2015, com as amostras indeformadas coletadas em diferentes profundidades (2,5, 5 e 7 m), apresentou os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais recolhidos. Adotou-se o pico (tensão cisalhante máxima) como critério de ruptura.

A amostra coletada a 2,5 m de profundidade apresentou, de acordo com critério adotado, coesão de 12,9 kPa e ângulo de atrito de 27°. Na Figura A.37 apresentam-se as curvas obtidas para cada tensão adotada, enquanto na Figura A.38 expõe-se a envoltória de ruptura.

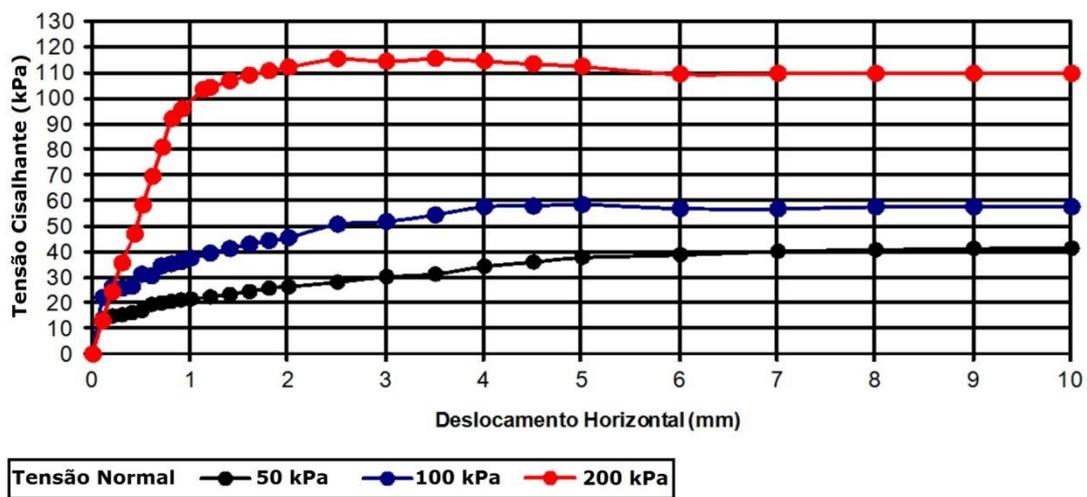


Figura A.37. Resultados obtidos para a amostra de 2,5 m em condição natural.

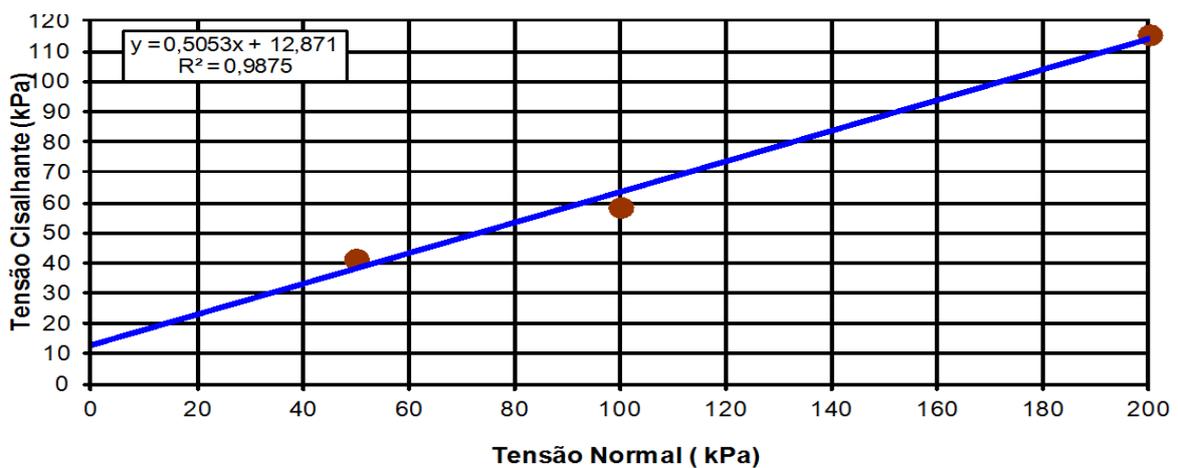


Figura A.38. Tensão normal x Tensão Cisalhante (2,5 m – Natural).

A amostra coletada a 5 m de profundidade apresentou, de acordo com critério adotado, coesão de 36,4 kPa e ângulo de atrito de 26°. Na Figura A.39 apresentam-se as curvas obtidas para cada tensão adotada, enquanto na Figura A.40 expõe-se a envoltória de ruptura.

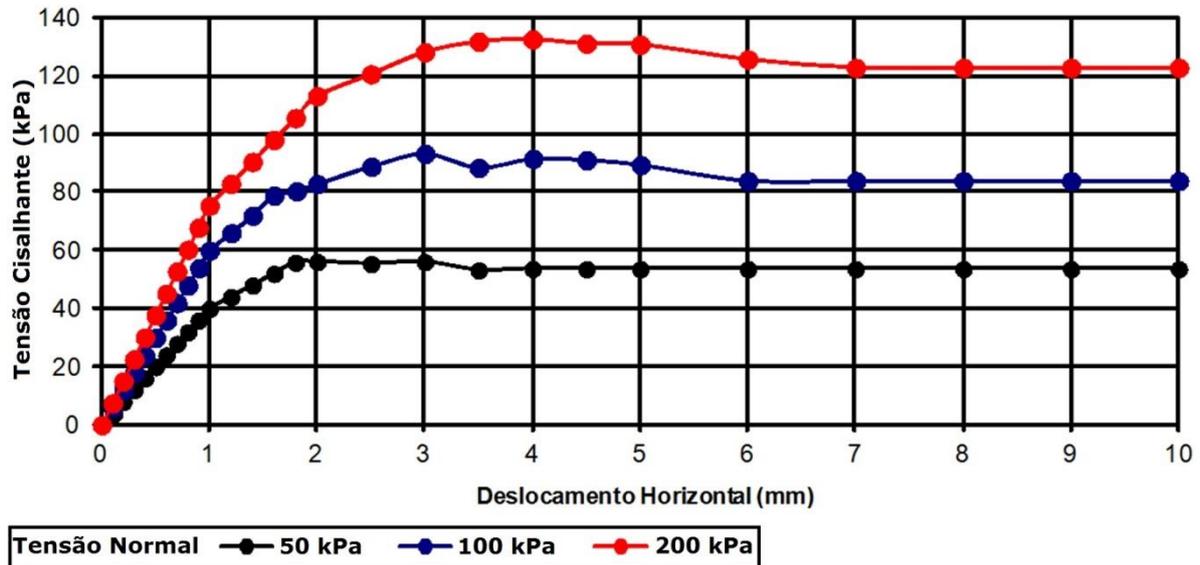


Figura A.39. Resultados obtidos para a amostra de 5 m em condição natural.

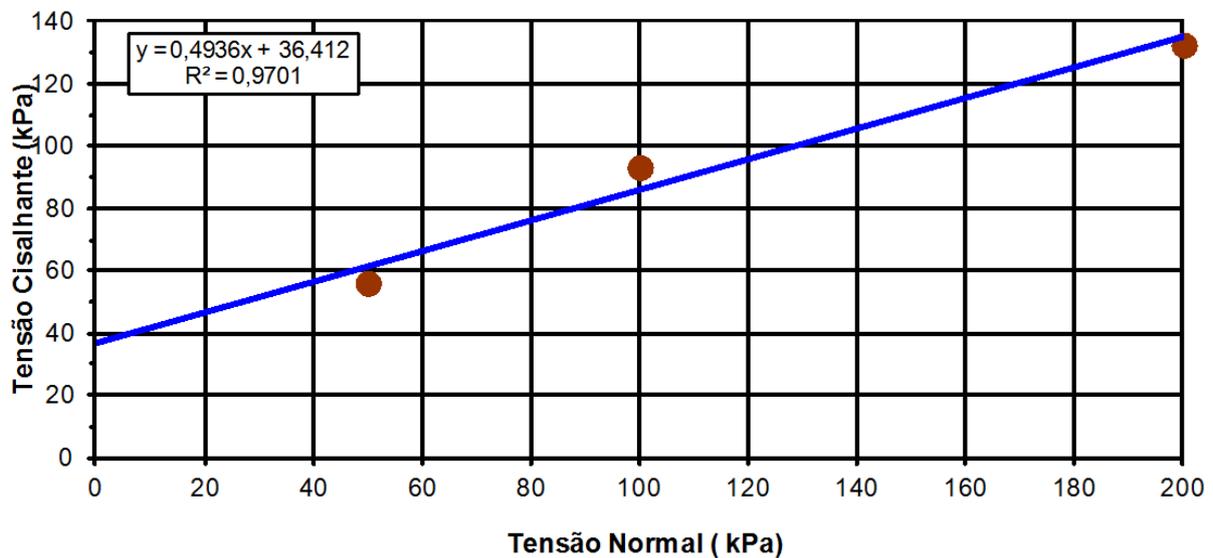


Figura A.40. Tensão normal x Tensão Cisalhante (5 m – Natural).

A amostra coletada a 7 m de profundidade apresentou resultados de resistência para as condições natural e saturada. Com base no mesmo critério adotado para as demais amostras, este solo apresentou nas condições naturais coesão de 27,1 kPa e ângulo de atrito de 27°. Nas Figura A.41 e A.42 apresentam-se as curvas obtidas para cada tensão adotada, enquanto na Figura A.43 expõe-se a envoltória de ruptura. No que diz respeito à amostra na condição saturada a coesão reduziu para 10,6 kPa e o ângulo de atrito para 26°.

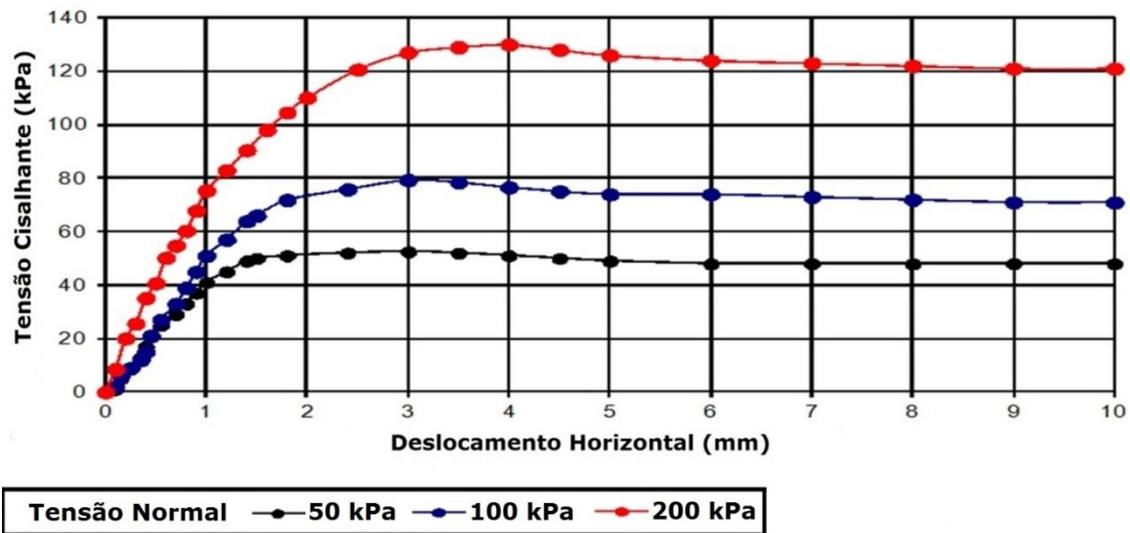


Figura A.41. Resultados obtidos para a amostra de 7 m em condição natural.

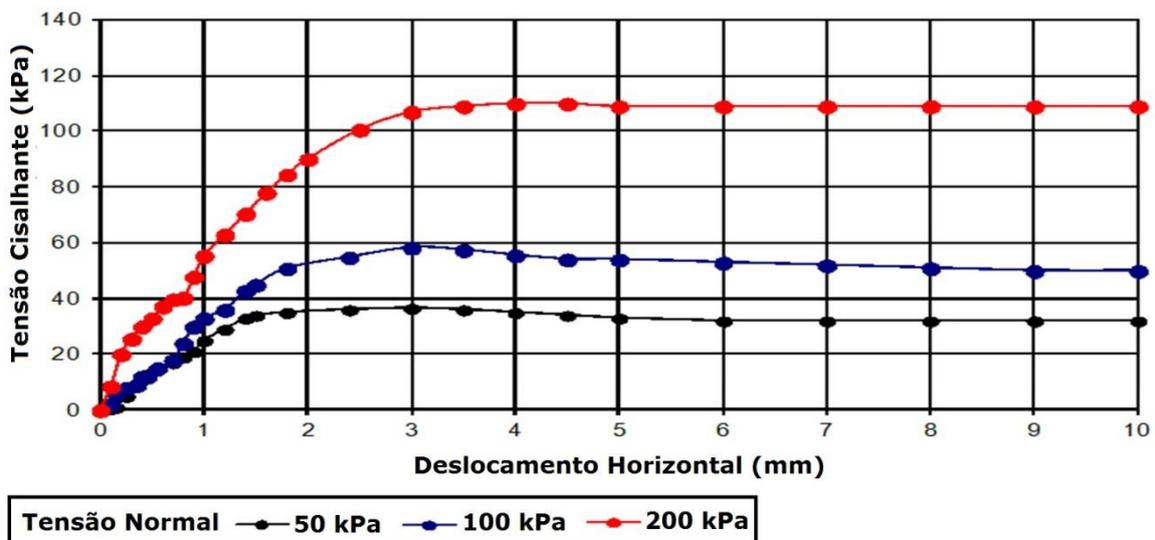


Figura A.42. Resultados obtidos para a amostra de 7 m em condição saturada.

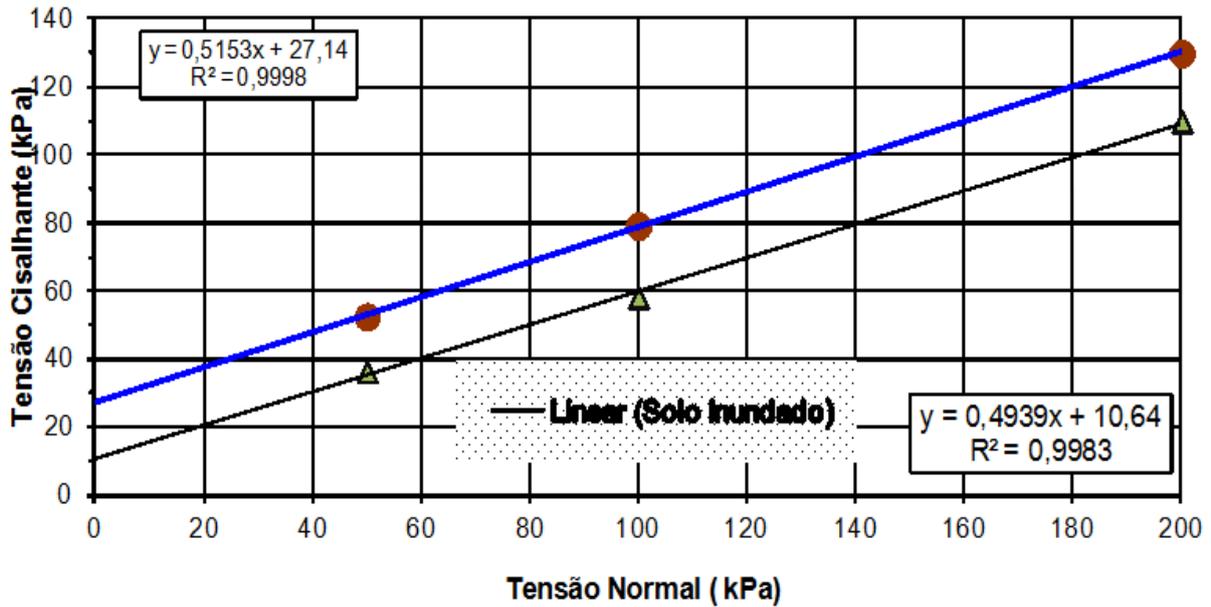


Figura A.43. Tensão normal x Tensão Cisalhante (7 m – Condições natural e saturada).

Na Tabela A.27 apresenta-se a compilação dos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela A.27. Resumo dos resultados de cisalhamento direto (segunda campanha de ensaios).

REGISTRO Nº		1	2	3
PROFUNDIDADE (m)		2,50	5,00	7,00
PROCEDÊNCIA		Região de Emboque		
Cisalhamento Direto (Natural)	Coesão (kPa)	12,9	36,4	27,1
	Ângulo de Atrito (°)	27	26	27
Cisalhamento Direto (Saturado)	Coesão (kPa)	-	-	10,6
	Ângulo de Atrito (°)	-	-	26

Com relação às sondagens à percussão, na Figura A.44 apresenta-se a locação dos pontos investigados, enquanto nas Figuras A.45, A.46, A.47, A.48 e A.49 expõem-se os resultados obtidos.

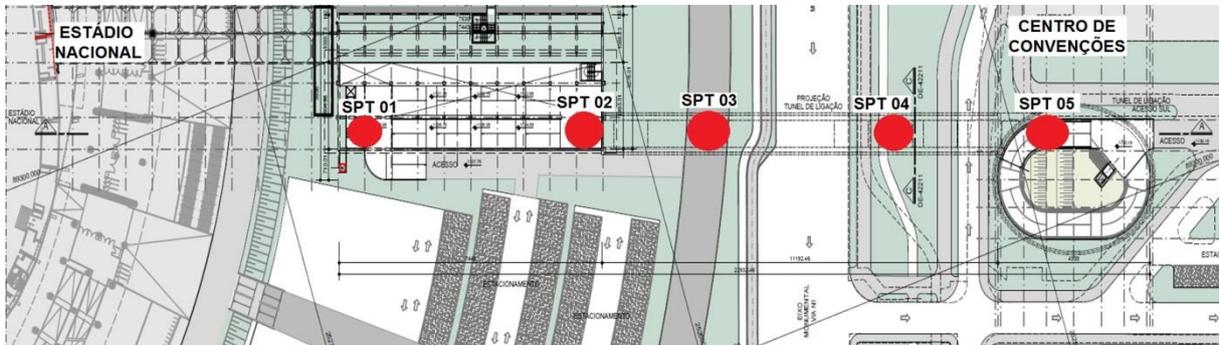


Figura A.44. Localização dos pontos de investigação.

Nº GOLPES / 30 cm	CONSISTÊNCIA				PESO DO PILÃO	65,0 Kg		PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)						
	MUITO MOLE	MOLE MÉDIA (O)	RÍJIDA (O)	DURA (O)		ALTURA DE QUEDA	75 cm	INICIAL		24/02/2012	17:00			
PENETRAÇÃO					REVESTIMENTO	2 1/2"		FINAL						
	INICIAL	FINAL				Amostra	profund.	N.A	CAMADAS	Umid. Nat	LL	IP	# 200	IG
					Nº	m	m	(m)	%	%	%	%	nº	
						1,00								Solo orgânico
19	19				1	1,45								Argila vermelha · Rija
6	5				2	2,45								Argila vermelha · Média
6	6				3	3,45								
5	6				4	4,45								Argila vermelha · Rija
12	13				5	5,45								
14	14				6	6,45								
13	12				7	7,45								
16	17				8	8,45								
12	11				9	9,45								
12	12				10	10,45								
13	14				11	11,45								Argila silto·arenosa roxa, com pouco arenito branco · Dura
14	15				12	12,45								
22	23				13	13,45								
36	47				14	14,45								Argila silto·arenosa roxa, com pouco arenito amarelo · Dura
OBS: 50/45					15									

Figura A.45. Sondagem SPT01 realizada em 24/02/2012.

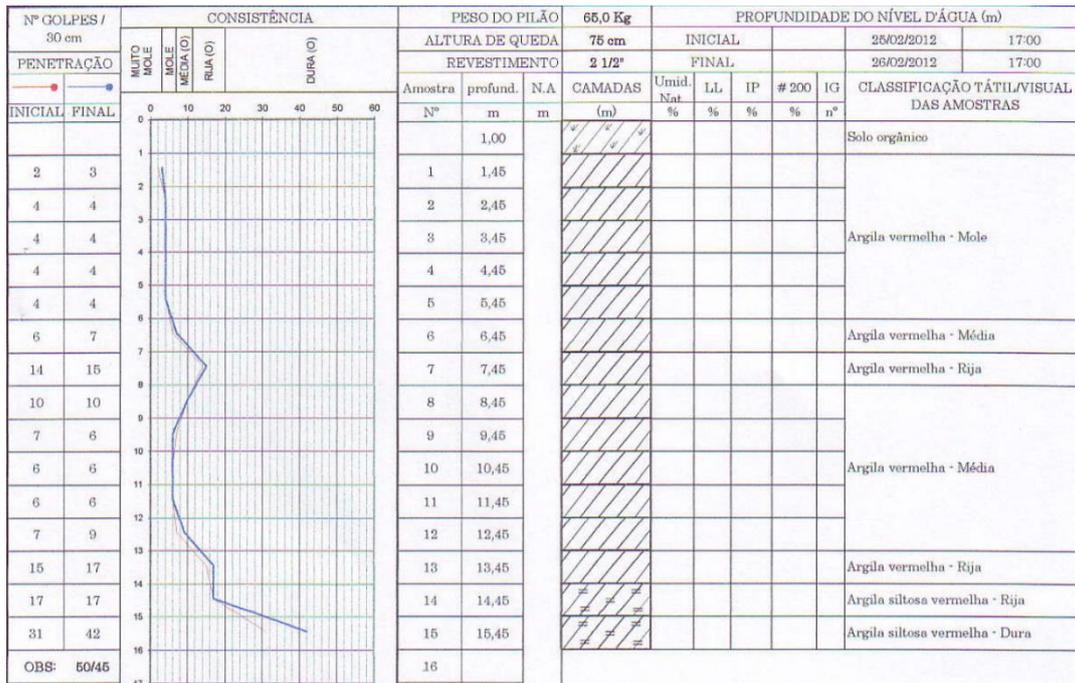


Figura A.46. Sondagem SPT02 realizada em 26/02/2012.

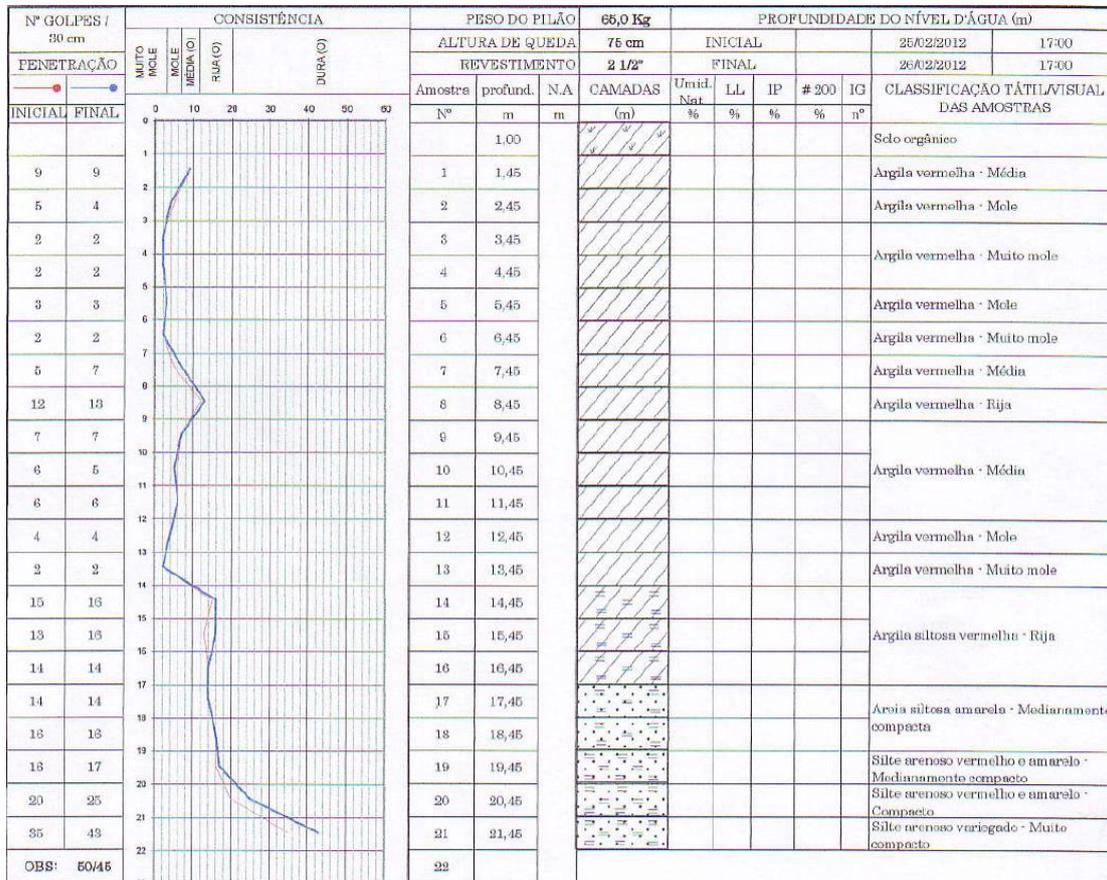


Figura A.47. Sondagem SPT03 realizada em 25/02/2012.

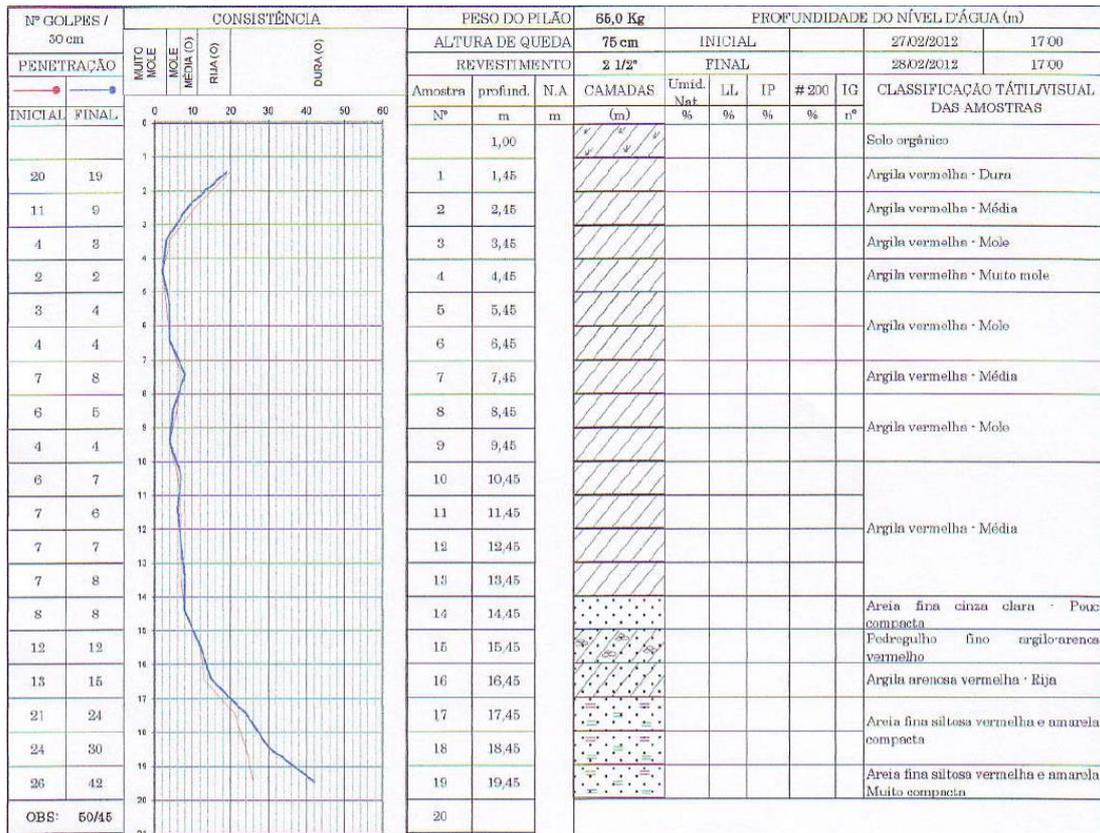


Figura A.48. Sondagem SPT04 realizada em 27/02/2012.

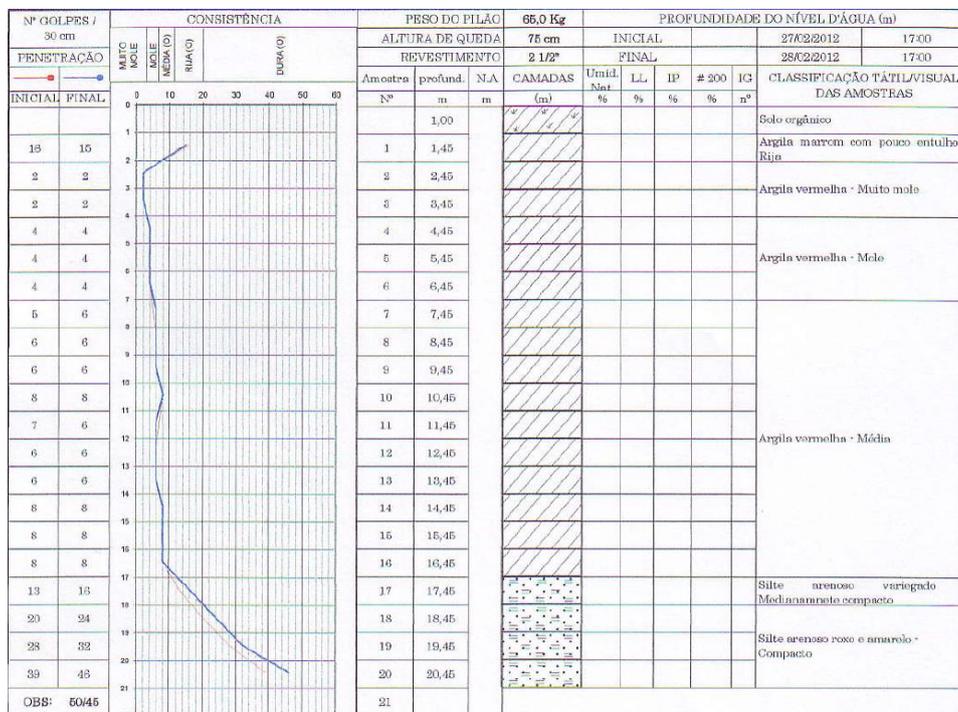


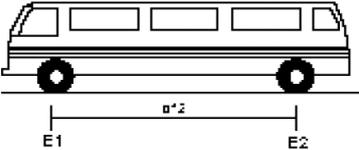
Figura A.49. Sondagem SPT05 realizada em 27/02/2012.

B. SOLUÇÃO ANALÍTICA DO PÓRTICO COMPOSTO POR TUBOS JUSTAPOSTOS CRAVADOS

Este apêndice da pesquisa visa transparecer as etapas realizadas para alcançar os resultados analíticos desta dissertação. Para resolução das problemáticas propostas, fez-se o uso dos programas Ftool e Mathematica.

No estudo de caso, têm-se um túnel cujas dimensões de seção transversal correspondem a 7,5 m de altura e 9,0 m de largura. Para o cálculo da sobrecarga superficial considerou-se a Avenida N1, com seis faixas de rolamento e 25 m de largura, submetida a um carregamento estático referente a um congestionamento de ônibus. Estes veículos foram classificados de acordo com o Manual de Estudo de Tráfego do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT) como ônibus do tipo 2CB (Tabela B.1) cuja carga máxima corresponde a 16,8 ton. Neste contexto, o carregamento previsto é correspondente a um veículo por faixa, ou seja, essa sobrecarga corresponde a existência de 6 ônibus em uma área de 11,0 m x 25,0 m acarretando em uma tensão de 3,6 kPa. Os demais carregamentos, referentes ao peso do maciço e/ou peso próprio de estruturas que compõe o sistema de suporte, foram analisados em particular e são apresentados nos itens subsequentes deste apêndice.

Tabela B.1. Veículo adotado na classificação do DNIT e utilizado nas análises.

SILHUETA	Nº DE EIXOS	PBT/CMT MÁX. (t)	CARACTERIZAÇÃO	CLASSE
	2	16 (16,8)	ÔNIBUS E1 = eixo simples, rodagem simples, carga máxima de 6t ou capacidade declarada pelo fabricante do pneumático E2 = eixo duplo, rodagem dupla, carga máxima de 10 t d_{12} (distância entre E1 e E2) $\leq 3,50$ m	2CB

O pórtico que desempenhará função de suporte à escavação é calculado com 2 m de cobertura (acima dos tubos de aço-concreto) e têm as demais dimensões apresentadas na Figura B.1. Esta geometria é proposta com o intuito de prover acessibilidade à obra e atender as dimensões propostas para esta escavação.

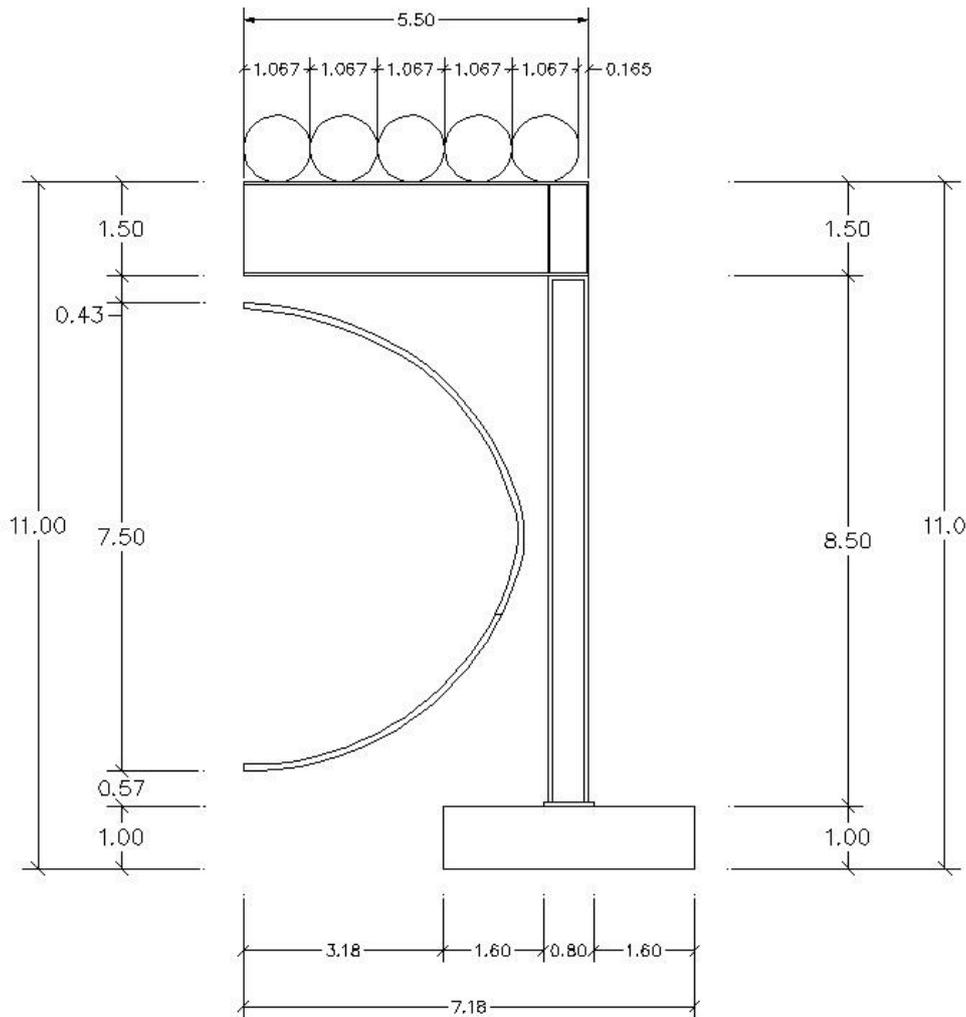


Figura B.1. Dimensões propostas para o pórtico composto por tubos justapostos cravados.

A estrutura deste pórtico pode ser compreendida, de forma ilustrativa, nas Figura 2.1 a 2.5. As proporções utilizadas nestas ilustrações são compatíveis com a estrutura proposta para o estudo de caso e pode-se observar que os tubos são cravados abaixo da transição do material de aterro com a argila vermelha.

Com relação às sobrecargas impostas a este sistema estrutural, tem-se a influência do trânsito de veículos na superfície que é considerado um carregamento uniformemente distribuído, pois não está aplicado diretamente aos elementos estruturais (há uma cobertura de 2 metros). Além deste carregamento, para a concepção proposta, tem-se o peso da camada de pavimentação e do corpo de aterro. Na Tabela 4.1 apresenta-se um resumo das cargas que serão trabalhadas nesta pesquisa.

Ressalta-se que para a resolução deste pórtico, utilizaram-se hipóteses simplificadoras, tais como: substituição da ação de cargas móveis (NBR 7188:2013) por carregamentos

estáticos considerou-se a estrutura trabalhando em conjunto (não se especificou as ligações entre as estruturas propostas) e considerou-se que nos tubos o aço e o concreto irão trabalhar conjuntamente (não se especificou a rugosidade dos tubos e/ou os conectores de cisalhamento).

B.1. SEÇÃO LONGITUDINAL

A princípio, em busca de dar embasamento teórico a estrutura proposta na solução numérica, realizou-se de forma analítica um modelo tridimensional de um tubo composto por aço e concreto. Este tubo apresenta condições idênticas àquelas previstas no estudo de caso e representa o desempenho do pórtico longitudinalmente. Neste contexto, para a análise longitudinal da estrutura considerou-se uma viga de aço, preenchida com concreto, com diâmetro externo de 1,067 m e espessura da parede de 17,5 mm. Esta seção foi dita como àquela capaz de suportar os carregamentos e proporcionar recalques admissíveis para a obra em estudo. Ressalta-se que este elemento estrutural é ofertado comercialmente no país, conforme apresentado no catálogo de VALLOUREC (2015). Neste cenário, longitudinalmente, têm-se uma série de vigas bi-apoiadas nos pórticos executados nas extremidades da via. Estes elementos recebem os carregamentos expostos na Tabela 4.1, totalizando 63,65 kPa, ou seja, considerando o diâmetro externo da viga de 1,067 m, têm-se 67,9 kN/m. Na Figura 4.6 apresenta-se de forma esquemática os carregamentos impostos e a resposta da estrutura perante estas solicitações.

Para verificar a compatibilidade do tubo proposto com os carregamentos impostos pela obra e, conseqüentemente, solucionar a seção longitudinal deste problema, programou-se no software Mathematica a resolução desta questão. Para verificar as dimensões da seção transversal que são adequadas aos deslocamentos admissíveis, um procedimento de 4 passos foi implementado. Em primeiro lugar, dividiu-se a seção transversal em 6 partes diferentes, conforme apresentado na Figura 4.7. Este passo destina-se a separar as partes que funcionam de forma semelhante.

Em seguida estabeleceu-se um valor para a tensão em um ponto aleatório na seção transversal. Isto é necessário para o próximo passo. A fim de exigir os materiais a trabalharem em condições limites, considerou-se a tensão máxima admissível para o concreto (3,5 ‰) no ponto destacado na Figura 4.7. Em terceiro lugar, determinou-se a posição do eixo neutro. Este valor é calculado por meio do equilíbrio da tensão na seção transversal, tendo a princípio

a tensão adotada em um ponto aleatório. Por último, calculou-se o momento de flexão máxima resistente. Esta parte é realizada através da resolução de um equilíbrio de momentos de flexão, após a determinação do eixo neutro.

O valor obtido para a posição da linha neutra foi 0,146 m acima do centro da secção transversal. Este valor remete a um momento resistente ao máximo de 7,526 kN.m, que é compatível com o momento majorado (7426 kN.m, com fator de segurança de 1,4).

Para o cálculo da deflexão do tubo, no caso desta viga mista, o processo inicia-se com o cálculo do momento de inércia da secção transversal. Para isso, um dos materiais é transformado em outro equivalente, mantendo a proporcionalidade. Este procedimento está detalhadamente descrito em Beer *et al.* (2002). Com base nesta metodologia, a deflexão máxima dos tubos é de 6,5 mm.

Com relação à rotina executada no programa, os códigos foram documentados e estão apresentados adiante.

Para o dimensionamento da secção de aço, preenchida com concreto, há uma primeira fase do programa que é a determinação das propriedades dos materiais. No caso em estudo, utilizou-se f_{ck} de 30 MPa e f_{yk} de 400 MPa (Tubo comercial: TSA-E-400). A seguir, apresenta-se a forma que estes dados de entrada estão expostos no programa.

Dados dos Materiais

$f_{ck} = 30; (* MPa *)$	#Resistência Característica à Compressão do Concreto
$f_{yk} = 400; (* MPa *)$	#Resistência ao Escoamento do Aço
$E_s = 210.000; (* MPa *)$	#Modulo de Elasticidade do Aço
$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4};$	#Resistência de Cálculo à Compressão do Concreto
$f_{ct,m} = 0,3 x f_{ck}^{\frac{2}{3}};$	#Resistência Média à Tração do Concreto
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15};$	#Resistência de Cálculo ao Escoamento do Aço
$E_{ci} = 5.600 x f_{ck}^{\frac{1}{2}};$	#Módulo de Elasticidade do Concreto
$f_{ctd} = 0,7 x \frac{f_{ctm}}{1,4};$	#Resistência de Cálculo à Tração do Concreto

A seção seguinte, denominada Funções de Apoio, é organizada para pré-dispor os modelos constitutivos dos materiais e suas funções geométricas. No caso do concreto utilizou-se um modelo de parábola retângulo, enquanto que para o aço utilizou-se um modelo elástico perfeitamente plástico.

Funções de Apoio

Modelo Constitutivo do Concreto

Nesta etapa de programação do modelo constitutivo do concreto, plotou-se o gráfico da função para assegurar-se da confiabilidade dos dados propostos. A norma ABNT NBR 6118:2003, no Item 8.2.10.1, determina o diagrama conforme exposto na Figura B.2.

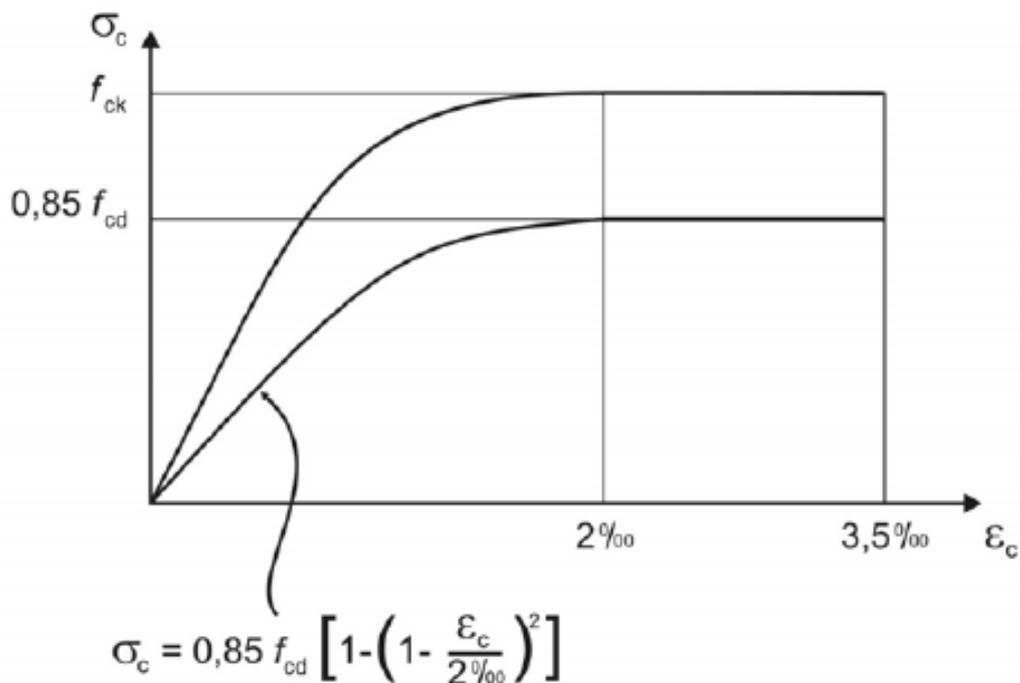


Figura B.2. Modelo constitutivo do concreto proposto pela norma ABNT NBR 6118:2003.

Neste contexto, apresenta-se o modelo constitutivo proposto para solucionar esta problemática no programa Mathematica. Na Figura B.3 apresenta-se o gráfico obtido pelo código indicado a seguir.

Parabola_Retangulo[ε_c]:

$$= \begin{cases} 0, & \epsilon < -0.15/1000 \\ -0.9f_{ctd} - 0.1f_{ctd} \left(\frac{-0.9f_{ctd}/E_{ci} - \epsilon}{(-0.9f_{ctd}/E_{ci} + 0.15/1000)} \right), & -0.15/1000 \leq \epsilon \leq -0.9f_{ctd}/E_{ci} \\ E_{ci}\epsilon, & -0.9f_{ctd}/E_{ci} \leq \epsilon \leq 0 \\ 0.85f_{cd}(1 - (1 - \epsilon/(2/1000))^2), & 0 \leq \epsilon \leq 2/1000 \\ 0.85f_{cd}, & 2/1000 \leq \epsilon \leq 3.5/1000 \\ 0, & \epsilon > 3.5/1000 \end{cases}$$

Plot[Parabola_Retangulo[x],{x, -.5/1000, 4./1000}] #Plotar Gráfico

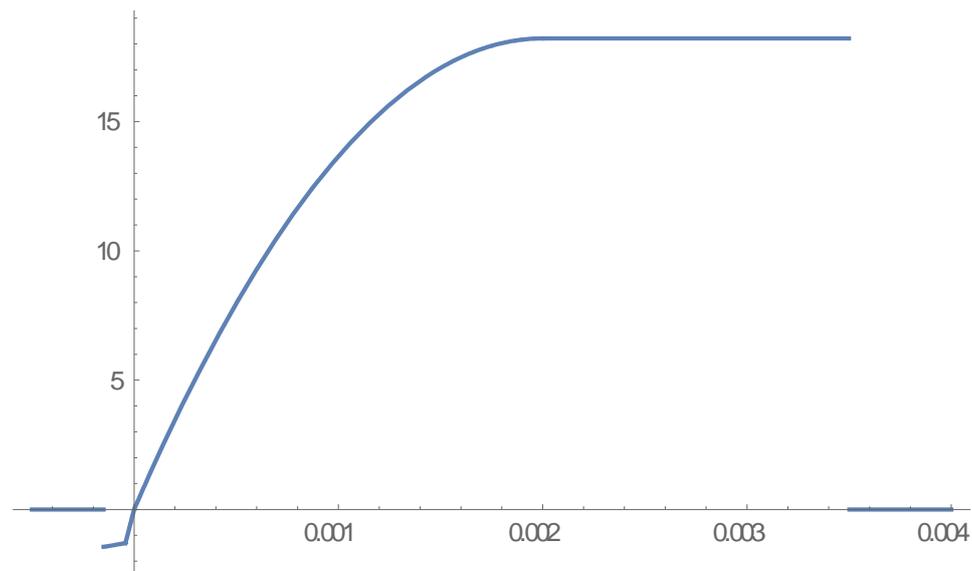


Figura B.3. Modelo de parábola-retângulo proposto para o concreto, com resistência a tração.

Modelo Constitutivo do Aço

De forma análoga ao efetuado no modelo constitutivo do concreto, plotou-se o gráfico do modelo do aço para assegurar-se da confiabilidade dos dados propostos. A norma ABNT NBR 6118:2003, no Item 8.3.6, determina o diagrama conforme exposto na Figura B.4.

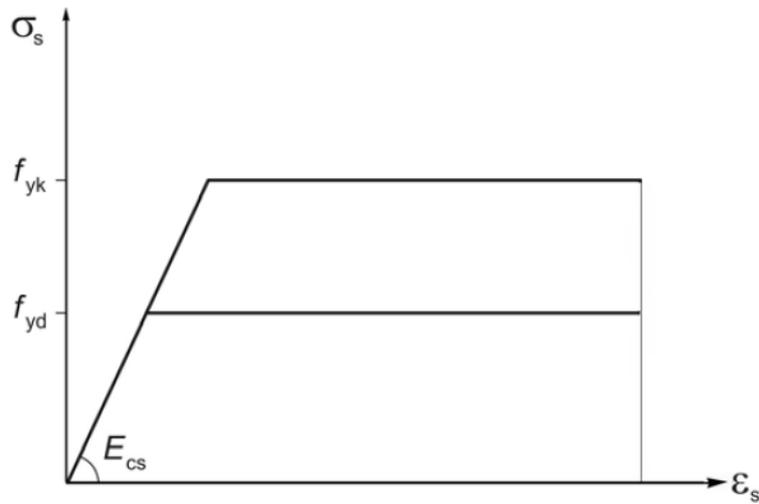


Figura B.4. Modelo constitutivo do aço proposto pela norma ABNT NBR 6118:2003.

Neste contexto, apresenta-se o modelo constitutivo proposto para solucionar esta problemática no software. Na Figura B.5 apresenta-se o gráfico obtido pelo código indicado a seguir.

$$\text{Modelo_Aço}[\epsilon_] := \begin{cases} 0, & \epsilon < -10/1000 \\ -fydMax, & -fydMax/(Es) \geq \epsilon \geq -10/1000 \\ Es\epsilon, & -fydMax/(Es) \leq \epsilon \leq fydMax/(Es) \\ fydMax, & fydMax/(Es) \leq \epsilon \leq 10/1000 \\ 0, & \epsilon > 10/1000 \end{cases}$$

Plot[Modelo_Aço[x],{x, -12/1000, 12/1000}, PlotRange→ All] #Plotar Gráfico

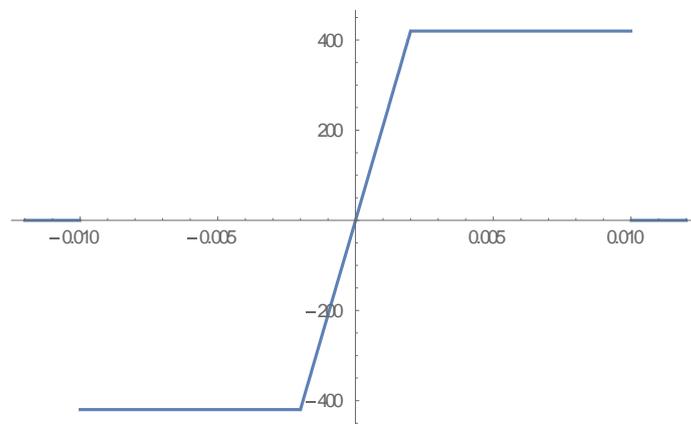


Figura B.5. Modelo elástico-perfeitamente plástico proposto para o aço, com resistência a tração.

Formulações Geométricas

Em seções circulares, tem-se a largura infinitesimal apresentada na Figura B.6. No programa, o comprimento de círculo é indicado através da seguinte equação:

$$\text{CompXCirc}[y_,\text{Raio}_] := 2\text{Sqrt}[\text{Raio}^2 - y^2]$$

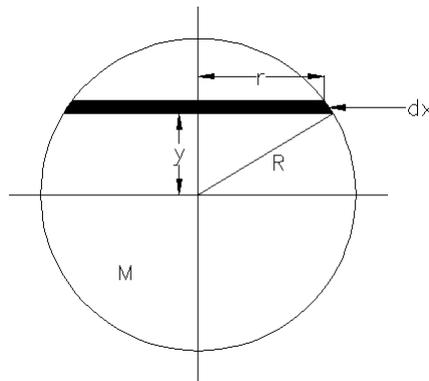


Figura B.6. Proposta geométrica para obtenção dos parâmetros da seção circular.

Esta formulação geométrica, conjuntamente aos modelos constitutivos dos materiais empregados, descreve a segunda etapa do programa que é denominada Funções de Apoio.

Com estes dados de entrada e as funções de apoio do problema, é possível prosseguir para a terceira e última guia denominada Dimensionamento da Seção. Nesta etapa são determinadas a altura linha neutra, deformação e o máximo momento resistente. O usuário deve inserir os dados da seção, que no estudo de caso referem-se a: momento aplicado de 5.285 kN.m, diâmetro externo de 1,067 m e espessura da parede de aço de 17,5 mm.

Dimensionamento da Seção

Funções Usadas no Cálculo da Linha Neutra

Na programação desta etapa utilizaram-se formulações matemáticas para cálculo das forças e momentos atuantes, que são apresentadas a seguir:

Força [Comprimento_, Tensão_, liminf_, limsup_, Ass_] := Integrate [Comprimento*Tensão, {y, liminf, limsup}, Assumptions -> Ass] #Formula de Cálculo das Forças Atuantes

Momento [Area_, Tensão_, liminf_, limsup_, Ass_] := Integrate [Area*Tensão*(y-ln), {y, liminf, limsup}, Assumptions -> Ass] #Formula de Cálculo dos Momentos Atuantes

Dados da Seção

Esta etapa do programa representa outra região de input dos dados pelo usuário. Neste contexto, expõem-se, a seguir, os dados requeridos e preenchidos de acordo com a proposta do estudo de caso.

MomentoAplicadoC=5.304>(*MN.m*) #Momento Aplicado
 DTuboExt=1.067>(*metros*) #Diâmetro Externo do Tubo
 ΔTubo=0.0175; (*metros*) #Espessura do Tubo

Cálculos baseados nos valores de input do usuário:

RTuboExt=DTuboExt/2>(*metros*) #Espessura do Tubo
 DTuboInt=DTuboExt-2ΔTubo>(*metros*) #Diâmetro Interno do Tubo
 RTuboInt=DTuboInt/2>(*metros*) #Raio Interno do Tubo
 MomentoMajorado=1.4*MomentoAplicadoC>(*MN.m*) #Majoração do Momento Aplicado

Cálculo das Forças e Momentos

Para o cálculo das forças e momentos aplicados, utilizaram-se as equações expostas acima e, em função da linha neutra, estabeleceram-se as seguintes equações:

ForçaConcretoC[ln_] := Força [CompXCirc[y,RTuboInt], Parabola_Retangulo [(y-ln) εsup / (RTuboInt-ln)], -RTuboInt, RTuboInt, Hipóteses] #Força Aplicada no Concreto

ForçaAçoSupC[ln_] := Força [CompXCirc[y,RTuboExt], Modelo_Aço [(y-ln) εsup / (RTuboInt-ln)], RTuboInt, RTuboExt, Hipóteses] #Força Aplicada no Segmento Circular Superior de Aço

ForçaAçoMidC[ln_]:= Força [CompXAnel[y,RTuboExt,RTuboInt], Modelo_Aço [(y-ln) εsup / (RTuboInt-ln)], -RTuboInt, RTuboInt, Hipóteses] #Força Aplicada no Segmento de Anel de Aço

ForçaAçoInfC[ln_]:= Força [CompXCirc[y,RTuboExt], Modelo_Aço [(y-ln)εsup / (RTuboInt-ln)], -RTuboExt, -RTuboInt, Hipóteses] #Força Aplicada no Segmento Circular Inferior de Aço

MomentoConcretoC[ln_]:= Integrate [(y-ln) * CompXCirc[y,RTuboInt] * Parabola_Retangulo [(y-ln)εsup / (RTuboInt-ln)], {y,-RTuboInt,RTuboInt}] #Momento Aplicado no Concreto

MomentoAçoSupC[ln_]:= Integrate [(y-ln) * CompXCirc[y,RTuboExt] * Modelo_Aço[(y-ln) εsup / (RTuboInt-ln)], {y,RTuboInt,RTuboExt}] #Momento Aplicado no Segmento Circular Superior de Aço

MomentoAçoMidC[ln_]:= Integrate [(y-ln) * CompXAnel[y,RTuboExt,RTuboInt] * Modelo_Aço [(y-ln) εsup / (RTuboInt-ln)], {y,-RTuboInt,RTuboInt}] #Momento Aplicado no Segmento de Anel de Aço

MomentoAçoInfC[ln_]:= Integrate [(y-ln) * CompXCirc[y,RTuboExt] * Modelo_Aço[(y-ln) εsup / (RTuboInt-ln)], {y,-RTuboExt,-RTuboInt}] #Momento Aplicado no Segmento Circular Inferior de Aço

Em pose destes resultados apresentam-se as equações de equilíbrio das forças e de momento máximo resistente, descritas a seguir:

EqSecçao[ln_]:=Chop[ForçaConcretoC[ln]]+Chop[ForçaAçoSupC[ln]]+Chop[ForçaAçoMidC[ln]]+Chop[ForçaAçoInfC[ln]] #Equilíbrio de Forças na Seção

MomMaxRes[ln_]:=Chop[MomentoConcretoC[ln]]+Chop[MomentoAçoSupC[ln]]+Chop[MomentoAçoMidC[ln]]+Chop[MomentoAçoInfC[ln]] #Momento Máximo Resistente, Obtido Através das Forças que Atuam na Seção em Equilíbrio.

Por fim, o programa descreve uma rotina, apresentada adiante, que efetua o cálculo da linha neutra, a deformação superior e o máximo momento resistente. Este código parte do pressuposto que a linha neutra está acima da metade da seção e, portanto, têm-se este valor

como o mínimo possível para atingir a posição da linha neutra. Além disso, parte-se também do pressuposto que a altura da linha neutra não ultrapassará a altura do concreto. Portanto, define-se este valor como o máximo possível. Atribuídos estes limites, verificam-se os sinais dos valores obtidos, pelo cálculo do equilíbrio da seção, com os números de ln_{min} e ln_{max} . Em caso de igualdade de sinais, pode-se afirmar que a linha neutra não se encontra neste intervalo e, portanto, se reduz a deformação superior para reinício dos cálculos. No caso dos valores apresentarem sinais diferentes, pode-se concluir que a linha neutra está neste intervalo. A partir de então, com a ajuda de um valor intermediário ($ln_{mid} = \frac{ln_{max} + ln_{min}}{2}$), verifica-se a proximidade da linha neutra de ln_{max} ou ln_{min} e altera-se o intervalo de cálculo para contemplar o resultado obtido. Este processo é repetido até que se atinja o equilíbrio da seção com um erro de 10^{-4} . Esta rotina de cálculo é estabelecida para vários valores possíveis de deformação, entretanto, para o caso em estudo, procuram-se os valores correspondentes à deformação de 3,5 ‰. Definido o valor da linha neutra para um dado valor de deformação, pode-se calcular o momento máximo resistente da estrutura em estudo. Por fim, plota-se os três valores em um mesmo sistema de coordenadas. O código proposto no programa está apresentado adiante.

```
Respostas={};
```

```
While [εsup>0,
```

```
    lnmin=0;
```

```
    lnmax=RTuboInt;
```

```
    lnmid=(lnmax+lnmin)/2;
```

```
    lns={lnmin,lnmax,lnmid};
```

```
    ResMinMax=ParallelTable[EqSecçao[lns[[i]],{i,1,3}];
```

```
    Res1=ResMinMax[[1]];

```

```
    Res2=ResMinMax[[2]];

```

```
    Res3=ResMinMax[[3]];

```

```
    (*Print[{Res1,Res2,Res3,lnmin,lnmax,lnmid}];*)

```

```
    If[Sign[ResMinMax[[1]]]==Sign[ResMinMax[[2]]],
```

```

 $\epsilon_{sup} = \epsilon_{sup} - 0.1/1000,$ 
While[Abs[Res3]>=0.0001,
    If[Sign[Res1]==Sign[Res3],Res1=Res3,Res2=Res3];
    If[Sign[Res1]==Sign[Res3],lnmin=lnmid,lnmax=lnmid];
    lnmid=(0-Res1)/(Res2-Res1)*(lnmax-lnmin)+lnmin;
    Res3=EqSecçao[lnmid];
];
AppendTo[Respostas,{ $\epsilon_{sup}$ ,lnmid,MomMaxRes[lnmid]}}];
Print[Last[Respostas]];
 $\epsilon_{sup} = \epsilon_{sup} - 0.1/1000$ 
];
]
ListPointPlot3D[Respostas]

```

Como resultado, têm-se um momento resistente de 7.526 kN.m que é compatível com o momento solicitante majorado (7.426 kN.m) e esta reposta corresponde a uma deformação no concreto de 3,5 % e altura da linha neutra em 0,146 m acima do eixo da seção.

B.2. SEÇÃO TRANSVERSAL

A análise da seção transversal refere-se à verificação estrutural dos pórticos concebidos nas extremidades da via. A função desta estrutura é receber os carregamentos provenientes dos tubos justapostos e descarregar em um sistema de fundação competente. Neste contexto, utilizaram-se pilares metálicos de perfil soldado da Série CVS para vigas e colunas (Tabela 4.2) com altura de 8,50 metros, enquanto as vigas foram determinadas como perfis soldados da Série VS para vigas (Tabela 4.3). Na Figura 4.4 apresenta-se à nomenclatura atribuída as dimensões descritas nas especificações dos perfis.

A fim de obterem-se os esforços solicitantes, utilizou-se a ferramenta Ftool para modelar os pórticos submetidos aos carregamentos superficiais. Estes carregamentos são ditos

como o somatório das cargas previstas na Tabela 4.1 e aplicadas em uma área de 25 m (comprimento da via) por 11 m (comprimento do pórtico). Portanto, cada pórtico recebe o carregamento de 12,5 m, totalizando uma carga de 1.124 kN/m (12,5 m x 63,65 kN/m² x 1,4 + 7,0 kN/m x 1,4 – peso da viga). Neste contexto, consideraram-se carregamentos concentrados aplicados no ponto de tangência da viga com o tubo totalizando uma carga de 1.199 kN (1.123,67 kN/m x 1,067 m – há um ponto de tangência a cada diâmetro).

Na Figura 4.5 apresenta-se a concepção estrutural do pórtico em conjunto ao comportamento da estrutura no que diz respeito às forças axiais, cortantes e momentos fletores. Nota-se nesta ilustração que o pórtico submetido aos esforços pré-estabelecidos apresenta um deslocamento vertical máximo na viga de 26,4 milímetros. Com relação aos pilares, estes apresentam deslocamento horizontal máximo de 7,8 mm.

A verificação estrutural dos perfis metálicos acompanhou as orientações dispostas em Pfeil (2011) e este estudo é dito apenas como um pré-dimensionamento estrutural. Isso porque, para critérios de projeto, deverão ser analisados outros aspectos específicos que poderão ser solucionados com auxílio de outros programas direcionados para o dimensionamento estrutural. Ressalta-se ainda a existência de hipóteses simplificadoras citadas anteriormente.

Para a escolha dos perfis catalogados em Pfeil (2011) verificou-se a compatibilidade estrutural com sistema proposto no estudo de caso. Os perfis selecionados são formados pela associação de chapas ou de perfis laminados simples, sendo a ligação em solda. Neste caso, estas peças foram dimensionadas como chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica (NBR 5000) cuja classe/grau é dito como G300 (tensão de escoamento de 300 MPa e ruptura em 415 MPa).

No caso das vigas, o perfil testado inicialmente (VS 1500 x 492) requereu um aumento na espessura da alma para suportar os esforços propostos. A princípio buscou-se enquadrar este perfil na classificação de uma seção compacta, dita como aquela que atinge o momento de plastificação total ($M_{RES} = M_P$) e apresenta suficiente capacidade de rotação inelástica para configurar uma rótula plástica. A partir disto, verificaram-se os valores limites da relação largura-espessura para evitar a ocorrência da flambagem local na alma. Ao obter esta relação favorável, verificou-se a resistência da alma às tensões cisalhantes a fim de apresentar valores moderados de h_w/t_0 . Em seguida ao verificar a ação de cargas concentradas, submetendo a alma a possíveis reações de escoamento local, enrugamento com flambagem localizada,

flambagem por compressão transversal e flambagem com ou sem deslocamento lateral da mesa tracionada, notou-se a necessidade de execução de enrijecedores transversais no encontro da viga com os pilares, a fim de combater os esforços excessivos na alma. Neste contexto, a verificação estrutural final consistiu em obterem-se valores de momentos resistentes, minorados pelo coeficiente de segurança, adequados aos momentos solicitantes majorados. No caso em estudo, o momento majorado em 1,4 foi de 13.192 kN.m (Figura 4.5), enquanto a resistência do perfil (VS 1500 x 707) calculado com o fator de minoração de 1,1 é 13.266 kN.m. Na Tabela B.2 apresentam-se os valores obtidos para o perfil adotado.

Tabela B.2. Detalhamento do perfil VS 1500 x 707.

PERFIL G300	VS 1500 x 707			
h	1500	mm	150	cm
to	32	mm	3,2	cm
ho	1410	mm	141	cm
tf	45	mm	4,5	cm
bf	500	mm	50	cm
Área	901,2	cm ²	0,090	m ²
Ix	3.129.178,73	cm ⁴	0,03129	m ⁴
Wx	41.722,38	cm ³	0,04172	m ³
Zx	48.642,30	cm ³	0,04864	m ³
Densidade	7850 kg/m ³			
Coeficiente de forma	1,17			
fy	300 MPa			
yal	1,1			
M _{ATUANTE}	13.192 kN.m (= 9.422 kN.m * 1,4)			
M _{RESISTENTE} (= Zx*fy/yal)	13.266 kN.m			
Tensão de flexão	225.846 kN/m ²			

Com relação aos pilares, optou-se pelo perfil da série CVS devido à possibilidade de utilizar peças que apresentam resistências compatíveis com as solicitações do estudo de caso. Neste contexto, partindo do princípio que os pilares apresentam ligações rígidas com as vigas e, portanto, estão submetidos à flexocompressão, iniciou-se a análise com o perfil catalogado como CVS 650 x 461. A partir desta análise, verificou-se a necessidade de aumentar a espessura da alma e da mesa do perfil. Com isso, o pilar projetado a flexocompressão é o CVS 650 x 797 (não está catalogado), cujas características atendem as especificações da norma. Ressalta-se que o índice de esbeltez deste perfil é de 140, enquanto o valor normativo

limite é de 200. Na Tabela B.3 apresenta-se o detalhamento do perfil adotado, enquanto na Tabela B.4 apresentam-se os dados calculados e utilizados na verificação estrutural destes pilares.

Tabela B.3. Detalhamento do perfil VS 650 x 797.

PERFIL G300	CVS 650 x 797			
h	650	mm	65	cm
to	70	mm	7	cm
ho	550	mm	55	cm
tf	70	mm	7	cm
bf	450	mm	45	cm
Área	1.015,0	cm ²	0,102	m ²
Ix	626.882,08	cm ⁴	0,00627	m ⁴
Wx	19.288,68	cm ³	0,01929	m ³
Zx	23.563,75	cm ³	0,02356	m ³
Densidade	7850 kg/m ³			
Coefficiente de forma	1,22			
fy	300 MPa			

Tabela B.4. Valores calculados e utilizados na verificação estrutural.

Parâmetro	Valor utilizado
B1	0,82
B2	1,004
Ncr	179.832 kN
N	4.397 kN
C	0,799
M1	1128,9
M2	2267,5

A priori a verificação da flambagem local demandou uma relação b/t inferior a 15, atendida pelo perfil adotado. Para atender ao estado limite de projeto, utilizaram-se as fórmulas, nomeadas como Equação B.1 e Equação B.2, dispostas na NBR 8800/08 e retratadas a seguir:

$$- \text{Para } \frac{N_d}{N_{d \text{ res}}} \geq 0,2 \rightarrow \frac{N_d}{N_{d \text{ res}}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{dx}}{M_{d \text{ res } x}} + \frac{M_{dy}}{M_{d \text{ res } y}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{B.1})$$

$$- \text{Para } \frac{N_d}{N_{d \text{ res}}} < 0,2 \rightarrow \frac{N_d}{2 N_{d \text{ res}}} + \left(\frac{M_{dx}}{M_{d \text{ res } x}} + \frac{M_{dy}}{M_{d \text{ res } y}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{B.2})$$

Onde:

N_d , M_{dx} e M_{dy} são os esforços solicitantes de projeto;

$N_{d \text{ res}}$ é o esforço axial resistente de projeto; e

$M_{d \text{ res } x}$ e $M_{d \text{ res } y}$ são os momentos fletores resistentes em relação aos eixos x e y, respectivamente.

Para verificar a relação entre N_d e $N_{d \text{ RES}}$, além do valor de M_d , utilizou-se um método de amplificação dos esforços solicitantes apresentado na Equação B.3 e na Equação B.4.

$$N_d = N_{nt} + B_2 \times M_{lt} \quad (\text{B.3})$$

$$M_d = B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{nl} \quad (\text{B.4})$$

Neste contexto, este estudo direcionou-se para utilização da Equação B.1 e expôs a concordância do perfil CVS 650 x 797 com os esforços solicitantes.

B.3. FUNDAÇÃO

A fim de evitar perturbações no tráfego e a manter segurança das estruturas próximas, o sistema de fundação é construído ao lado da estrada, escavando poços ou trincheiras que permitem o acesso ao local da execução. Desse modo, fundações e posteriormente os pórticos são executados nestes poços ou trincheiras localizados o mais próximo possível da rodovia, mas não sob ela.

A fundação deste sistema estrutural é um conjunto de 4 sapatas isoladas com dimensões de 4,0 m de largura e 4,0 m de comprimento, apoiadas a 14,6 m de profundidade do terreno natural. Ressalta-se que a escavação do poço, que precede a execução dos elementos de fundação, atinge a profundidade de 13,6 m e, portanto, têm-se as sapatas com altura de 1,0 m. O carregamento imposto nestes elementos é equivalente a 478 toneladas. Para a concepção proposta, a prática local (método empírico de Milton Vargas) sugere que a

tensão admissível no solo ser calculada pelo $N_{SPT 72}$ dividido por 6,5. Portanto, $20/6.5 \approx 3\text{kgf/cm}^2$. A comparação desta prática com as metodologias propostas por Meyerhof (1974) e Terzaghi (1943) é apresentada na Tabela 4.4.

Para a concepção desta fundação foram adotados os seguintes fatores: concreto com f_{ck} de 30 MPa, aço com limite de elasticidade de 500 MPa e desconsiderou-se a existência de momentos e carregamentos horizontais. Com relação aos recalques, calculados com base na teoria da elasticidade (metodologia detalhada em Das, 2016), têm-se um total de 12,0 centímetros para a fundação. Isto significa que, de acordo com a solução analítica, o recalque total da estrada é de 15,3 centímetros (12 centímetros da fundação + 2,6 centímetros da viga + 0,7 centímetros dos tubos justapostos).

Para o cálculo da armação das sapatas isoladas adotou-se o Método das Bielas. De acordo com Silva (1998), este método, baseado na teoria das bielas, é aplicado para sapatas rígidas, em que os esforços de tração são transmitidos para as barras de aço. Neste contexto, esta metodologia de cálculo consiste na análise dos esforços de tração na armadura para determinação da área de aço requerida. Portanto, no caso em estudo foram determinadas, por meio das Equações B.5, B.6, B.7, B.8, B.9 e B.10, os seguintes parâmetros:

a) Alturas das sapatas (H):

$$H = d + 5 \quad (\text{B.5})$$

b) Definição de d (deverá ser o maior resultado entre as equações B.6, B.7, B.8):

$$d \geq \frac{Lx-ax}{4} \quad (\text{B.6})$$

$$d \geq \frac{Ly-ay}{4} \quad (\text{B.7})$$

$$d \geq 2,19 \sqrt{\frac{P}{f_{ck}}} \quad (\text{B.8})$$

c) Armação da sapata na direção x:

$$A_{sx} = \frac{1,61 \times P \times (Lx-ax)}{f_{yd} \times 8 \times d} \quad (\text{B.9})$$

d) Armação da sapata na direção y:

$$A_{sy} = \frac{1,61 \times P \times (L_y - a_y)}{f_{yk} \times 8 \times d} \quad (\text{B.10})$$

Sendo:

P = carga de compressão aplicada na sapata;

H = altura da sapata;

d = altura útil da sapata;

L_x e L_y = dimensão da sapata paralela ao lado x e ao lado y;

a_x e a_y = dimensão do pilar paralelo ao lado x e ao lado y;

σ_a = tensão admissível do solo;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão; e

A_{sx} e A_{sy} = armação mínima da sapata na direção x e na direção y.

Ao considerar os resultados apresentados na Tabela 4.4, optou-se prosseguir os cálculos com a utilização da tensão admissível do solo igual a 3 kgf/cm². Este valor se aproxima dos valores encontrados nas soluções empíricas e adotados rotineiramente pratica, portanto, podem apresentar resultados excessivamente conservadores. Por fim, ao considerar as sapatas quadradas (L_x=L_y), têm-se:

$$\alpha_a = \frac{P}{L_x \cdot L_y} \rightarrow 3 = \frac{477890}{L_x^2} \rightarrow L_x = 399,11 \cong 400 \text{ cm}$$

Com base neste resultado, têm-se sapatas quadradas de lados iguais a 400 cm. Considerando o pilar metálico com seção b x d = 65(cm) x 45(cm), de acordo com as equações B.4, B.5 e B.6, tem-se:

$$d \geq \frac{L_x - a_x}{4} \rightarrow d \geq \frac{400 - 45}{4} \rightarrow d \geq 88,75 \text{ cm}$$

$$d \geq 2,19 \sqrt{\frac{P}{f_{ck}}} \rightarrow d \geq 2,19 \sqrt{\frac{477890}{300}} \rightarrow d \geq 87,41 \text{ cm}$$

Neste contexto, a utilização da Equação B.5 remete a um valor de H igual a 93,75 cm. Portanto, para fins práticos, adotou-se a altura da sapata (H) de 1,0 m.

Adotou-se a armação igual nas duas direções, portanto, de acordo com a Equação B.9, o dimensionamento do aço pode ser apresentado da seguinte forma:

$$A_{sx} = \frac{1,61 \times 477890 \times (400 - 45)}{4348 \times 8 \times 95} = 82,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 42 \text{ } \emptyset \text{ 16 mm c/ 9,5 cm}$$

A fim de evitar fissuração na parte superior da sapata, adotou-se uma armadura de distribuição com ferros de 10 mm a cada 15 cm nas duas direções. Por fim, com base nesta resolução, têm-se na Figura 4.8 os detalhes deste elemento de fundação.

C. FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS ADOTADAS NA PESQUISA

C.1. ABAQUS ®

O programa ABAQUS ®, desenvolvido pela HKS Inc de Rhode Island, é um software de elementos finitos apto a criar, editar, monitorar, diagnosticar e visualizar avançadas modelagens numéricas. Nesta pesquisa, esta ferramenta foi utilizada para simular escavações parcializadas combinadas a sistemas estruturais de pré-suporte. É relevante citar que este programa aplica três fases distintas de uma análise típica de elementos finitos, que são: pré-processamento, processamento (ou análise de elementos finitos) e pós-processamento. Para a etapa de pré-processamento é possível utilizar outros programas compatíveis, como por exemplo, o AutoCAD e/ou um simples editor de texto, que auxiliam na criação do modelo físico a ser estudada.

O programa é baseado na linguagem “Phyton” e abrange um vasto universo de soluções de engenharia e de outras áreas afins. No caso desta pesquisa, as modelagens aplicadas são apresentadas no Capítulo 4. Ressalta-se que o programa fornece em sua interface a opção de utilizar modelos constitutivos, consagrados no meio técnico, para o tratamento dos materiais estudados. Além disso, pontua-se a capacidade do programa em retratar as interações entre os materiais aplicados nesta pesquisa, que são eles: aço, concreto e solos. Por fim, cita-se esta ferramenta como adequada para este estudo devido a sua capacidade de simular o processo construtivo do túnel, neste caso com ênfase na escavação e aplicação do revestimento.

C.2. MATHEMATICA ®

O programa Mathematica ®, desenvolvido pela Wolfram Research, apresentou-se como ferramenta capaz de solucionar as incógnitas envolvidas na solução analítica do sistema estrutural. Este software é baseado na revolucionária linguagem denominada Wolfram Language e abrange um vasto universo de funções, tais como: linguagem simbólica, computação matemática, valores numéricos, visualização, manipulação algébrica, teoria dos números, análise de dados, computação de grafos, computação de imagens, computação geométrica, computação interativa, além de importação e exportação de dados.

Provendo-se desta ferramenta numérica, capaz de solucionar de forma otimizada as equações e sistemas que envolvem o problema de estabilização do pórtico, é possível reproduzir as etapas de cálculo descritas no Apêndice B.

C.3. FTOOL ®

O programa FTOOL ®, desenvolvido inicialmente através de um projeto de pesquisa integrado, no Departamento de Informática da PUC-Rio, é um software que se destina ao entendimento do comportamento estrutural de pórticos planos. Este programa, desenvolvido na plataforma DOS, possibilita o reconhecimento dos esforços atuantes e os respectivos deslocamentos de estruturas com geometria e propriedades físicas pré-determinadas. No caso desta pesquisa, esta ferramenta é utilizada para prover embasamento teórico à resolução do estudo de caso da construção de um túnel cuja técnica construtiva remete ao emprego de tubos justapostos cravados.

C.4. ROCKWORKS ®

O programa RockWorks ®, desenvolvido pela RockWare Inc, é um software destinado aos estudos nas áreas de mineração, petróleo, indústria, meio ambiente, entre outras. Este programa é baseado na linguagem denominada eXtensible Markup Language (XML) e abrange um vasto universo de funções. Para a aplicação no campo de estudo desta pesquisa, se atribui ênfase a possibilidade de reconhecer as variações das propriedades do maciço. Esta ferramenta apresentou-se como adequada a este estudo devido à sua capacidade de gerar modelos bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D) que transparecem as variações estratigráficas do perfil analisado no estudo de caso. Por fim, ressalta-se que a capacidade deste programa interpretar os dados das investigações geotécnicas pode acarretar em maior precisão, segurança e economia para os problemas de engenharia.