	MEMORIAL DESCRITIVO	
---	----------------------------	---

Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	---------------------------	--------------------------------

ANEXO XIII

MEMORIAL DESCRITIVO E MEMÓRIA DE CÁLCULO DA TRAVESSIA SOB A AV. JOÃO RAMALHO E FAIXA DA CPTM / MRS

ÁREA DE INUNDAÇÃO NA AV. JOÃO RAMALHO TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

RR-043/22

São Paulo, agosto de 2022.

	REV. 0	REV.3					
DATA	08/2022	03/2023					
ELABORAÇÃO	LN	LN					
VERIFICAÇÃO	AC	AC					
APROVAÇÃO	JAG	JAG					

	MEMORIAL DESCRITIVO	
---	----------------------------	---

Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	---------------------------	--------------------------------

ÍNDICE

1. OBJETO E OBJETIVO.....	3
2. CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO.....	3
3. DESCRIÇÃO DA OBRA.....	5
4. VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA.....	12
5. PARÂMETROS DE CÁLCULO.....	13
6. ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	15
7. ANÁLISE NUMÉRICA.....	27
8. ESTIMATIVA DE RECALQUES SUPERFICIAIS.....	32
9. DIMENSIONAMENTO EMBOQUE E DESEMBOQUE.....	34
10. DIMENSIONAMENTO DAS ESPESSURAS DA CAIXA DE TRANSIÇÃO.....	39
11. INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....	41
12. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	41
13. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	43

	MEMORIAL DESCRITIVO	
---	----------------------------	---

Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
--	--------------------	-------------------------

1. OBJETO E OBJETIVO

O objeto deste documento é o projeto do túnel “Galeria de Reforço sob Av. João Ramalho e faixa da CPTM/MRS”, que faz parte do projeto de drenagem, para área de inundação na Av. João Ramalho, próximo ao Paço Municipal, no município de Mauá – SP (Figura 1).

O objetivo deste documento é apresentar as análises de estabilidade, simulações numéricas e dimensionamento do sistema de suporte das escavações (revestimentos) para o túnel NATM.



Figura 1 –Localização da futura estrutura.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O local em estudo está sob o Domínio Tectônico Embu, formado por um conjunto de rochas metassedimentares, migmatizadas de alto grau, do Complexo Embu (Figura).

Pertencente ao Proterozoico Superior, esta unidade estende-se de sul a leste do estado de São Paulo em áreas limitadas pelos falhamentos de Taxaquara – Jundiuvira e Cubatão.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

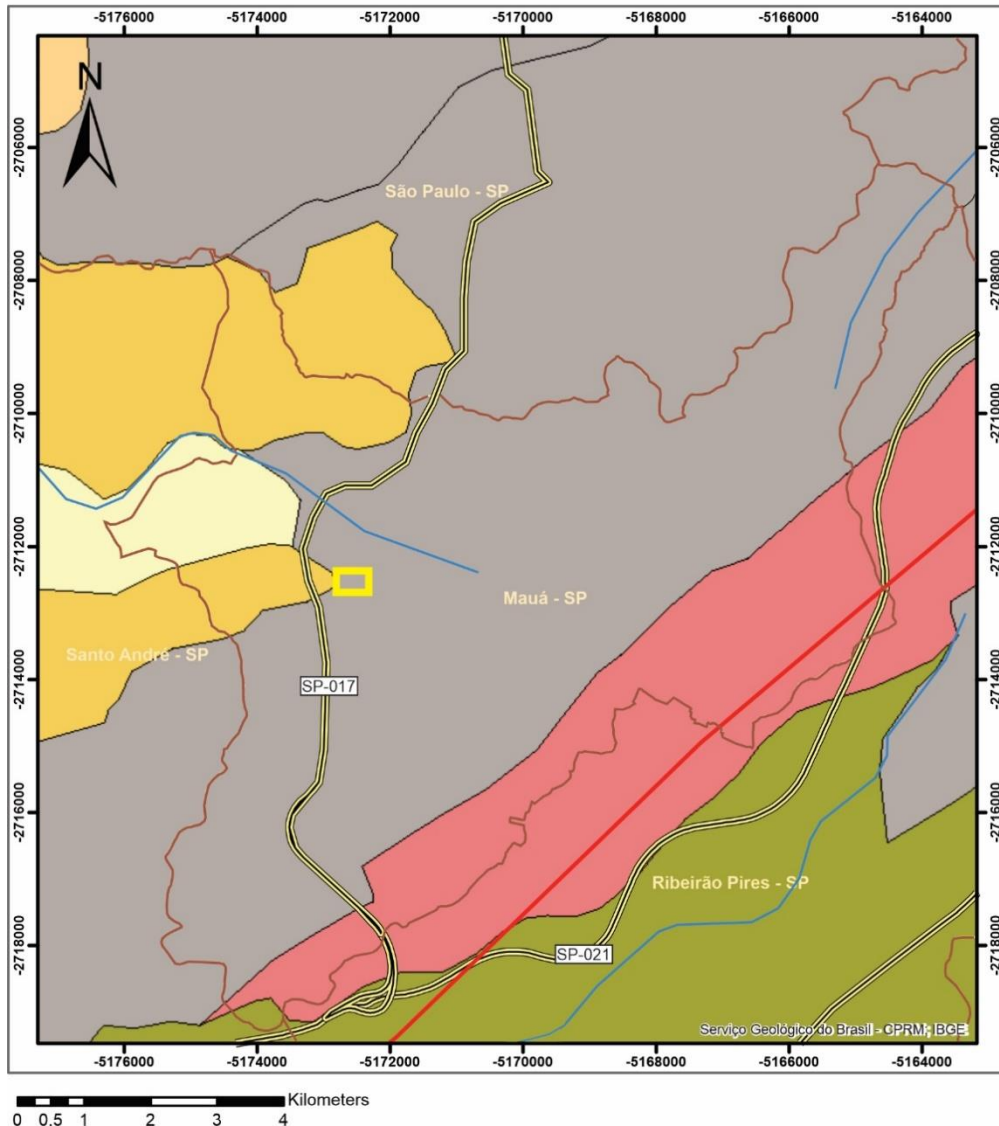




Figura 2 – Mapa geológico regional de Mauá-SP (o retângulo amarelo representa a área em estudo).

Em região limítrofe à área em questão, a Formação Resende, unidade paleógena da Bacia Sedimentar de São Paulo, está representada na região por duas associações faciológicas: a primeira definida por depósitos de brechas, ruditos finos e lamitos arenosos; a segunda definida por depósitos de arenitos arcóseos médios a grossos e ruditos finos (Brêda *et al.*, 2013).

Em relação às coberturas superficiais do Neógeno, estas são caracterizadas por sedimentos areno-argilosos aluvionares inconsolidados, finos a médios, com cores variegadas, restos de matéria orgânica e presença de seixos, areias finas a grossas, com níveis de cascalhos, lentes

	MEMORIAL DESCRITIVO	
---	----------------------------	---

Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	---------------------------	--------------------------------

de material silto-argiloso e restos de matéria orgânica, relacionados a planícies de inundação, margens, barras de canal e canais fluviais atuais (GeoSGB, 2021).

A sequência estratigráfica da região do Túnel de Mauá foi definida através da interpretação dos resultados das sondagens a percussão, realizadas na campanha de 2013, e consiste em:

- Camada superficial de aterro argilo siltoso pouco arenoso, com até 5 m de espessura, por vezes com entulho e pedregulho;
- Aluviões de argila plástica muito mole com até 2 m e de areia argilosa com pedregulhos, atingindo até 3,5 m de espessura;
- Argila siltosa pouco ou muito arenosa, ocorrendo localmente sem expressividade, com espessura máxima de 2 m;
- Solo residual silte areno-argiloso micáceo, por vezes com fragmentos de rocha e caulim.

3. DESCRIÇÃO DA OBRA

A seguir são apresentadas as condicionantes da travessia, utilizadas no desenvolvimento do projeto do túnel, sendo ilustradas sua geometria, seções geológico-geotécnicas, sequência executiva e os tratamentos considerados para condicionamento do maciço no qual o túnel se insere. A Figura 2 e Figura 3 apresentam a planta e o perfil da estrutura.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

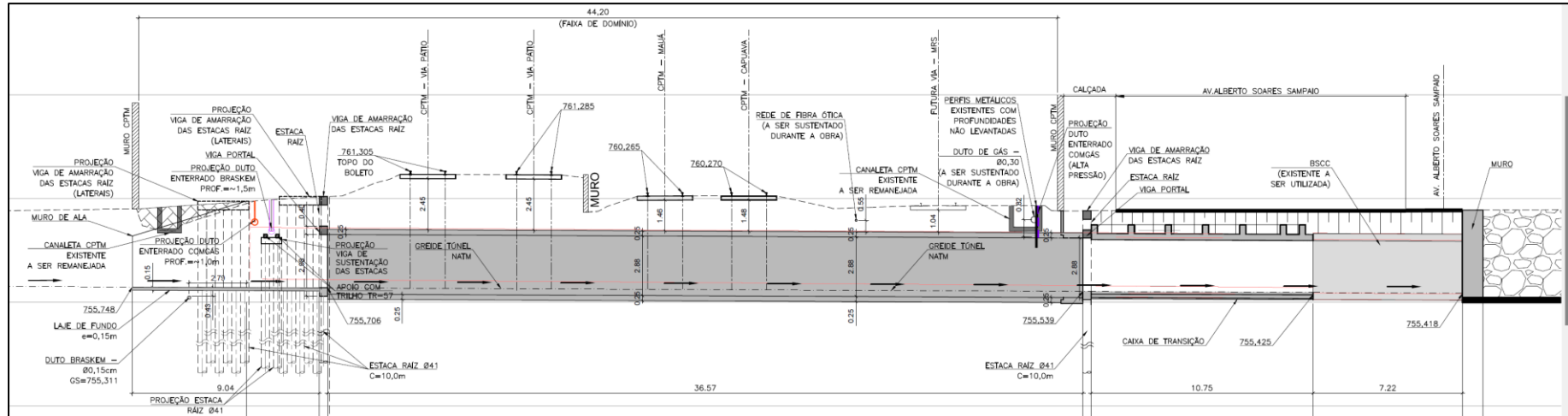


Figura 3 – Perfil longitudinal do túnel.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

3.1 Geometria do túnel

A estrutura foi concebida através de um túnel a ser construído no método executivo NATM, revestido posteriormente com concreto, com aproximadamente 36,5 m de comprimento, cobertura de solo sobre o túnel variando de 1,50 m a 2,65 m. A área de escavação da seção do túnel é de aproximadamente 13,0 m². A Figura 4 apresenta a seção típica do túnel.

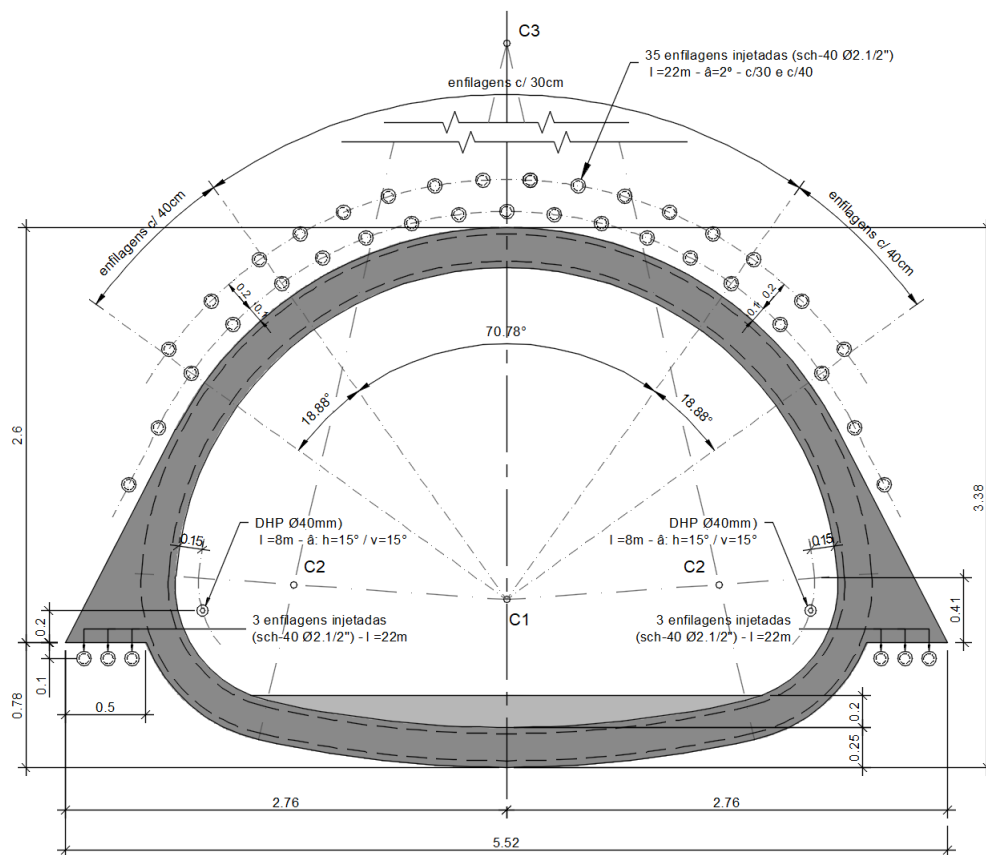


Figura 4 – Geometria típica do túnel, em seção plena.

3.2 Seção geológico-geotécnica

A Figura 5 apresenta o perfil geológico-geotécnico longitudinal na região de execução do túnel.

A partir da interpretação dos dados coletados nas investigações geotécnicas e da bibliografia consultada, foi realizada a identificação e classificação dos materiais em função de sua origem geológica. Adicionalmente, também foram estimados os parâmetros geomecânicos representativos do comportamento dos materiais constituintes das camadas de interesse.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

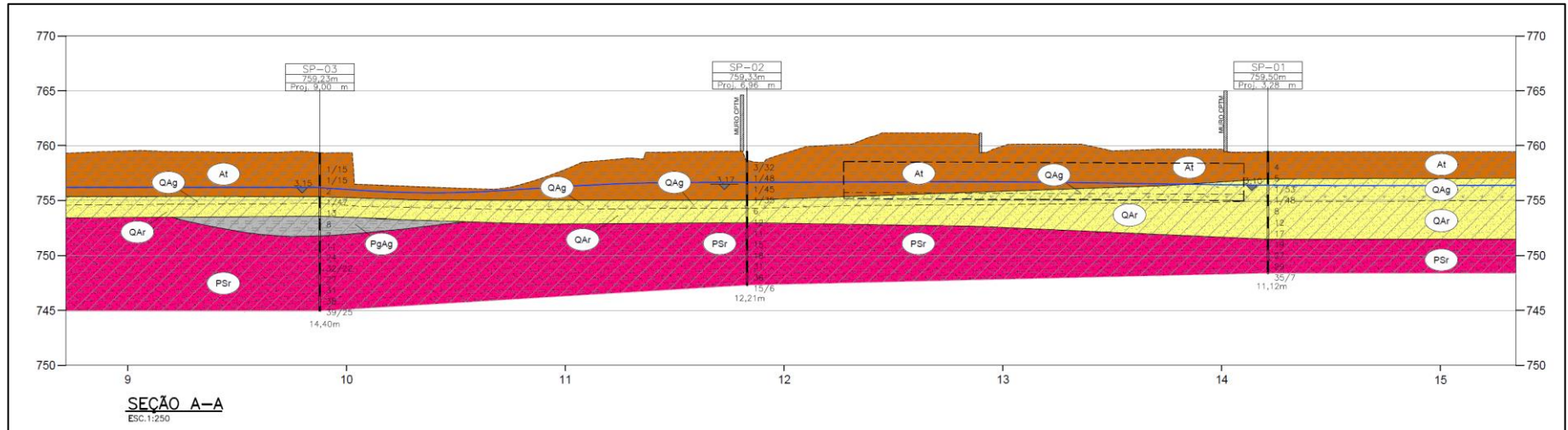


Figura 5 – Seção geológico-geotécnica longitudinal.



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

Através das sondagens foi possível estabelecer a seção geológico-geotécnica ilustrada na Figura 5, onde se pode observar a existência de uma camada de aluvião, constituída de material predominantemente argiloso de baixa resistência, que deverá ser atravessado pela parte inferior do túnel. O nível do lençol freático foi detectado a uma profundidade aproximada de 3,0 m na data de execução das sondagens. Estas informações são especialmente relevantes para estabelecimento da metodologia e sequência executiva dos trabalhos.

A plataforma ferroviária de balastro encontra-se assente numa camada de aterro com uma espessura entre 2 e 3 m sob a ferrovia, constituído, basicamente, de material silto-arenoso e silto argiloso, de resistência reduzida.

3.3 Sequência executiva

Conforme as informações apresentadas nos desenhos do projeto, a seguir é apresentada de forma sintetizada a sequência executiva do túnel em NATM.

Inicialmente, com os equipamentos de tratamento do maciço posicionados internamente as valas de emboque e desemboque, executa-se todo o tratamento do maciço. Posteriormente, inicia-se a escavação da calota até a cota de trabalho do túnel (~2,60 m abaixo do teto do túnel), em avanços de 0,80 m, com aplicação da camada de concreto projetado, instalação das cambotas metálicas e telas soldadas, aplicação de concreto projetado do revestimento até o envolvimento da cambota, instalar tela metálica soldada e completar aplicação do concreto projetado. Repete-se esse procedimento até um atraso máximo de fechamento do *invert* definitivo em 2,40 m. Em seguida, executa-se a escavação do rebaixo com posterior aplicação de concreto projetado no *invert* definitivo e instalação das telas metálicas e armaduras. Repete-se esse procedimento até o final do túnel.

Os principais passos de obra estão descritos conforme abaixo:

- 1 – Levantamento, remanejamento e exposição das interferências existentes;
- 2 - Exposição dos dutos da Braskem e Comgás, execução das estaca raiz para subfundação do apoio dos dutos, instalar o sistema de sustentação e proteção dos dutos durante a obra;
- 3 - Execução do reforço nas linhas férreas existentes CPTM/MRS, conforme desenho 883-MA019-038-ST5-008;
- 4 - Instalação dos instrumentos para monitoramento conforme projeto, e leitura dos parâmetros iniciais “l – n” e demais campanhas de acordo com o definido em projeto;



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

- 5 - Implantação do desvio do tráfego na região da av. Alberto Soares Sampaio;
- 6 - Locação do emboque e desemboque;
- 7 - Execução das estacas raiz e vigas de travamento. Na região do emboque as estacas raiz deverão ser executadas após a exposição dos dutos da Braskem e da Comgás, para real conhecimento do caminhamento das interferências;
- 8 - Escavação do emboque e do desemboque em avanços máximos de 60 cm, aplicação de concreto projetado armado com tela;
- 8a - A escavação do emboque deverá ser realizada cuidadosamente na região das interferências (dutos), e tomando o devido cuidado com o sistema de sustentação das estruturas;
- 9 - Execução das enfilagens a partir do emboque e desemboque a medida que avança a escavação dos mesmos, conforme definidas em projeto, e aplicação do concreto projetado com tela. Na região do emboque, as enfilagens do teto que sofrerem interferência com os dutos, deverão ser deslocadas e executadas para cotas acima dos dutos;
- 10 - Após finalização da execução das enfilagens e concreto projeto, execução das vigas portais;
- 11 - Execução dos drenos DHP;
- 12 - Escavação da calota do túnel em avanços de 0,80 m definidos em projeto;
- 13 - Execução do revestimento da calota (concreto projetado + tela metálica + cambota + proteção catódica);
- 14 - Escavação do *invert* do túnel com atraso máximo de fechamento de 2,40 m;
- 15 - Execução do revestimento do *invert* (concreto projetado + tela metálica + cambota + proteção catódica);
- 16 - Execução dos avanços de escavação, instalação de DHP eventual e execução do revestimento até a finalização do túnel;
- 17 - Realização das leituras dos instrumentos;
- 18 - Execução da caixa de passagem (poderá ser executada em momento anterior, caso os avanços ocorram no sentido montante/jusante);
- 19 - Recomposição da av. Alberto Soares Sampaio e liberação para tráfego;



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

20 - Após a finalização das escavações e obras do túnel, a Braskem e a Comgás deverão realizar proteção permanente dos dutos expostos durante a execução do túnel.

3.4 Condicionamento do maciço

No caso em questão, associado ao método NATM, faz-se necessária a adoção de alguns outros elementos para execução do túnel, como: enfilagens no teto e nas paredes, viga portal no emboque e desemboque, enfilagens subverticais, como fundação da viga portal, e instrumentação geotécnica. As enfilagens nas paredes têm a função de fornecer uma maior garantia de estabilidade durante a escavação parcializada.

O projeto prevê a execução de tratamentos com enfilagens injetadas horizontais nas paredes e teto do túnel, pelo emboque e desemboque, com 22 m de comprimento e mínimo 1,60 m de sobreposição longitudinal. O projeto prevê também a pregagem frontal da frente de escavação eventual, com barras de fibra de vidro, com 1/2" de diâmetro, amarradas a um tubo central de PVC com 2" de diâmetro, em uma malha regular de 1,4 m, com 12,0 m de comprimento e 2,40 m de sobreposição, além de drenos horizontais profundos (DHP's) com 8,0 m de comprimento e ponteiros filtrantes, caso necessário.

4. VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA

4.1 Vazão de Projeto

A vazão de projeto utilizada para a verificação é o volume de saída do piscinão AT-1A, considerando a condição original desta obra, de maneira a descarregar o volume de $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$, conforme apresentado no documento 883-MA019-038-DR8-003_Ø.

4.2 Verificação Hidráulica das Seções

Após a análise dos dados de projeto foram observados que existem parâmetros que podem ser redefinidos para melhor condução de montante da vazão de saída do piscinão AT-1A.

As seções foram dimensionadas com sua capacidade de lâmina máxima nas duas travessias, tanto a BSCC 3,0x2,50 m (existente) como a lenticular (4,12x2,68 m- seção útil).

A seção celular existente não seria suficiente para escoar, efetivamente, o volume de saída do piscinão, uma vez que um valor menor da relação entre área molhada e perímetro molhado implica em aumento da área de contato, diminuindo a área de escoamento livre.

Assim, inicialmente foi recalculada a seção celular existente, garantindo a borda livre em 20% da altura, mantendo o escoamento livre. Em seguida, na verificação da capacidade do reforço proposto, foi corrigido o valor de Manning de 0,017 para 0,018, coeficiente de rugosidade



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

normatizado para revestimentos de concreto interno de bueiros (conforme portaria vigente do DAEE).

Sendo adotados tais premissas, são mostrados, no quadro a seguir, os valores obtidos:

QUADRO 1									
VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA NA SAÍDA DO PISCINÃO (50 m³)									
ID	BUEIRO			DIMENSIONAMENTO					Observações
	Tipo	Dimensões		Declividade	η	Vazão de Proj.	Velocidade	Lâmina D'Água	
		B(m)	H(m)	i (%)	(-)	Q (m³/s)	(m/s)	y (m)	
PISCINÃO	BSCC	3.00	2.50	0.50	0.018	21.269	3.71	2.00	
	LENTICULAR	4.12	2.68	0.50	0.018	26.010	3.25	2.68	28.73 M³ PARA LENTICULAR

Desta verificação depreende-se que a travessia em questão será insuficiente, visto que ambas as linhas funcionando, tanto à seção plena ou livre, não têm capacidade de escoamento necessário, podendo ocorrer alturas elevadas de cargas hidráulicas a montante, com a ocorrência de transbordamentos e outros problemas relacionados.

Desta forma, optou-se por ampliar a seção lenticular para adequar o dimensionamento, ficando com seção útil 4,16 m x 2,88 m.

5. PARÂMETROS DE CÁLCULO

A seguir, são apresentados os valores médios dos parâmetros geotécnicos considerados para o maciço de solo, tratamentos e revestimento dos túneis.

5.1 Unidades geotécnicas

A partir da interpretação dos dados coletados nas investigações geotécnicas e da bibliografia consultada, foi realizada a identificação e classificação dos materiais em função de sua origem geológica. Adicionalmente, também foram estimados os parâmetros geomecânicos representativos do comportamento dos materiais constituintes das camadas de interesse.

Na Tabela 1, abaixo, constam os parâmetros geotécnicos adotados para efeitos de dimensionamento e análise numérica.

Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPALRev.:
03Data:
03/2023

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos considerados.

Unidade litológica	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E_{50}^{ref} (MPa)	v_{ur}
At	<3	17	10	25	12	0,30
QAr	10	18	5	30	40	0,30
PSr	30	19	20	35	50	0,30

5.2 Tratamentos

Foram consideradas as seguintes propriedades para os tratamentos do túnel:

- peso específico: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- resistência à compressão simples: $\sigma_c = 2 \text{ MPa}$
- resistência ao cisalhamento: $\tau = \sigma_c / 2 = 1 \text{ MPa}$
- coesão adotada $cd' = f_{cd} / 2 * \tan((90 - \phi_i) / 2)$ $cd' = 318 \text{ kPa}$
- módulo de elasticidade: $E = 1 \text{ GPa}$
- coeficiente de Poisson: $\nu = 0,20$

5.3 Revestimentos

Foram consideradas as seguintes propriedades para o concreto projetado:

- peso específico: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- resistência à compressão simples: $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ [após 28 dias]
- módulo de elasticidade: $E = 10 \text{ GPa}$ [recém instalado]
 $E = 26 \text{ GPa}$ [após 28 dias]
- coeficiente de Poisson: $\nu = 0,2$

Foram consideradas as seguintes propriedades para o concreto moldado:

- peso específico: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- resistência à compressão simples: $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ [após 28 dias]
- módulo de elasticidade: $E = 26 \text{ GPa}$ [após 28 dias]
- coeficiente de Poisson: $\nu = 0,2$

Foram consideradas as seguintes propriedades para o aço:

- resistência à tração: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ [vergalhões CA-50]
 $f_{yk} = 600 \text{ MPa}$ [telas CA-60]



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

6. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Para as análises de estabilidade foram consideradas apenas as condições de estabilidade mecânica, não se verificando as de estabilidade hidráulica, já que se postula que o maciço esteja em condições plenamente drenadas, o que requer o uso de sistema de drenagem e controle do lençol freático.

Desta forma, foram feitas análises de estabilidade global da frente e da face, utilizando-se a solução analítica apresentada por Mühlhaus (1985), baseada no teorema do Limite Inferior da Plasticidade, modificada por Sozio (2004) para incluir forças de campo gravitacional. Além das estabilidades globais, foram realizadas análises de estabilidade local utilizando a solução analítica apresentada por Sozio (*op. cit.*), baseada no teorema do Limite Superior da Plasticidade, cujo mecanismo de ruptura tridimensional é conformado por um bloco superior que carrega e induz o deslizamento de outro bloco, inferior, para dentro da frente de escavação do túnel.

Para as análises de estabilidade, a contribuição das pregagens frontais foi considerada, melhorando, assim, o parâmetro de coesão efetiva (c') do solo tratado. O parâmetro equivalente foi calculado como a média ponderada das coesões (do tratamento e do solo), em relação às respectivas áreas, conforme:

$$c'_{\text{equiv}} = \frac{(A_{\text{esc}} - A_{\text{preg}}) \cdot c'_{\text{solo}} + A_{\text{preg}} \cdot c'_{\text{preg}}}{A_{\text{esc}}}$$

6.1 Estabilidade global

As análises de estabilidade global foram realizadas para duas seções de coberturas de solo (1,50 m e 2,50 m), verificando-se as estabilidades de frente e de face para a escavação plena do túnel. Por se tratar de aplicação da teoria do Limite Inferior da Plasticidade, a condição de estabilidade verificada foi para $FS > 1,05$.

As análises de estabilidade dos túneis foram efetuadas utilizando-se o Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade, sendo analisados dois tipos de condições de ruptura:

- Estabilidade global da face;
- Estabilidade global da frente;

A Figura 6 mostra esquematicamente os mecanismos de ruptura analisados.



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

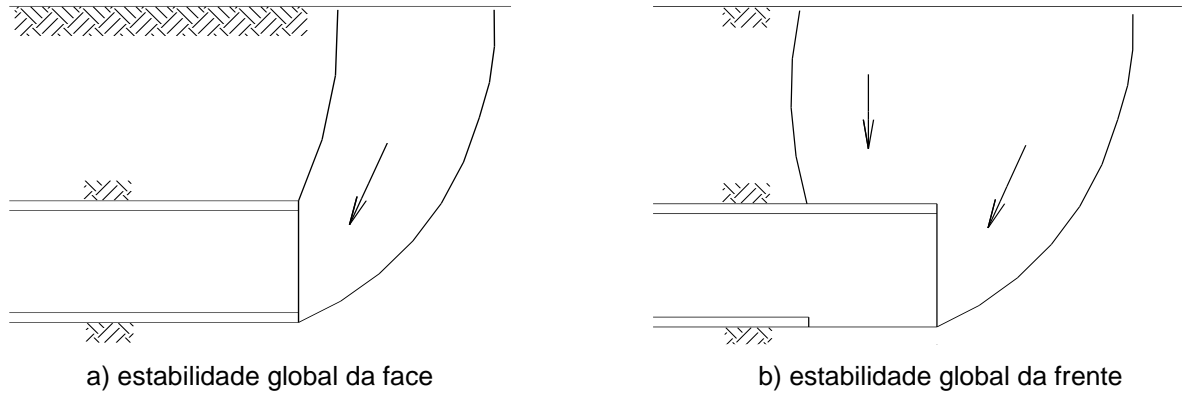


Figura 6 – Mecanismos de ruptura analisados.

Para as análises de estabilidade global da frente e da face utilizou-se a solução analítica apresentada por Mühlhaus (*op. cit.*), modificada por Sozio (*op. cit.*) para incluir forças de campo gravitacional.

A solução analítica calcula a estabilidade global da escavação e admite o maciço como uma esfera de parede espessa, com superfície interna envolvente ao trecho não suportado da escavação e superfície externa tangente à superfície do terreno, como ilustrado na Figura 7.

Na solução original, o peso específico do solo não fora considerado (desprezando-se a gravidade), enquanto na solução revista foi incluído um campo de tensões radiais na equação de equilíbrio.

O trecho da frente de escavação sem revestimento, aproximado a uma esfera equivalente, depende do atraso no fechamento do arco invertido. A verificação da estabilidade da face de escavação utiliza a mesma solução, considerando nulo o valor do atraso.

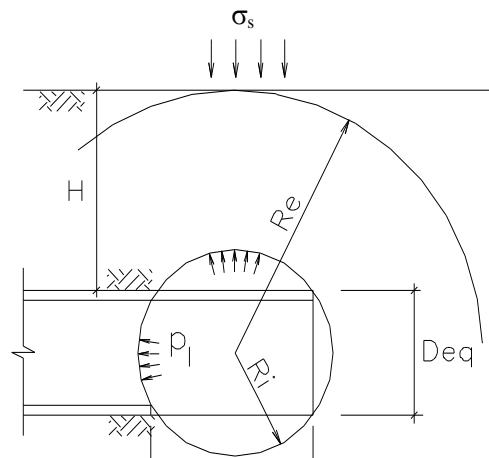


Figura 7 – Modelo adotado no Método de Mühlhaus modificado.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

A equação que define o fator de segurança para estabilidade global em termos de tensões é dada por:

$$FS = \frac{\sigma_{oct} + \sigma_s - P_{lim}}{\sigma_{oct} + \sigma_s - P_{int}}$$

sendo σ_{oct} a tensão octaédrica efetiva, calculada na geratriz superior do túnel; σ_s a sobrecarga existente na superfície; P_{int} a pressão interna ao túnel (tensão de reação dos apoios no piso da casca aberta de concreto projetado e tensão estabilizante da berma de equilíbrio da frente de escavação); e P_{lim} a pressão limite que induz o colapso da cavidade esférica, determinada pela expressão.

$$P_{lim} = \left(\frac{R_i}{R_e} \right)^{(n-1) \cdot (\lambda-1)} \cdot \left[\sigma_s + \frac{\sigma_c}{(\lambda-1)} - \frac{\gamma \cdot R_e}{((n-1) \cdot \lambda) - n} \right] - \frac{\sigma_c}{(\lambda-1)} + \frac{\gamma \cdot R_i}{((n-1) \cdot \lambda) - n}$$

na qual R_i é o raio da esfera interna; R_e é o raio da esfera externa; γ é o peso específico do solo; λ é o coeficiente de empuxo passivo; $n = 2$ para considerar condição bidimensional; $n = 3$ para considerar condição tridimensional; e σ_c é a resistência à compressão uniaxial do solo

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')}$$

sendo c' a coesão efetiva e φ' o ângulo de atrito interno efetivo do solo.

Uma vez que esta solução analítica tem como hipótese a homogeneidade do solo, a estratigrafia do maciço deverá ser homogeneizada, sendo ponderados o peso específico e os parâmetros de resistência do solo. Essa ponderação é realizada de acordo com a Figura 8, mediante o uso das seguintes expressões:

Peso específico equivalente:
$$\gamma_{eq} = \frac{\sum_1^n (\gamma_i \cdot h_i)}{\sum_1^n (h_i)}$$

Coesão equivalente:
$$c_{eq} = \frac{\sum_1^n (c_i \cdot h_i)}{\sum_1^n (h_i)}$$

Ângulo de atrito equivalente:
$$\text{tg}(\varphi_{eq}) = \frac{\sum_1^n [\text{tg}(\varphi_i) \cdot \gamma_i \cdot h_i]}{\sum_1^n (\gamma_i \cdot h_i)}$$



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

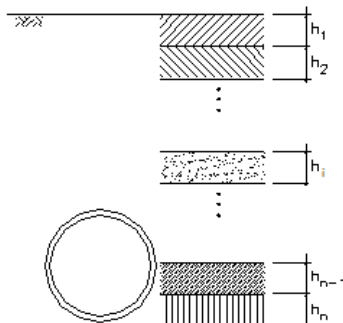


Figura 8 – Homogeneização das camadas do maciço.

A Tabela 2 apresenta os resultados das análises de estabilidade global, sem considerar os tratamentos do maciço, e a Tabela 3 apresenta os resultados obtidos considerando-se a contribuição dos tratamentos.

O túnel mostrou-se estável quando respeitado o atraso máximo de 2,40 m para o fechamento do arco invertido e utilizando o tratamento sobre o teto, sendo o fator de segurança mínimo de 0,80 (sem tratamento) e 1,21 (com tratamento).

Pelo exposto, justifica-se o emprego dos tratamentos apresentados.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

Tabela 2 – Análise de estabilidade tridimensional da frente e da face dos túneis.

Análise de Estabilidade Tridimensional - MECANISMO DE RUPTURA GLOBAL

		Seções de análise				
		1	2	3	4	5
		1,500	2,500			
Geometria						
Parâmetros do modelo						
cobertura do túnel	H (m) =	1,50	2,50			
área da seção transversal	A (m²) =	12,08	12,08			
altura do túnel	ht (m) =	3,28	3,28			
diamêtro equiv. da seção transversal	D eq (m) =	3,92	3,92			
sobrecarga superficial	σ_s (kPa) =	108,00	108,00			
solução modificada de Mùhlhaus (1985)						
Parâmetros geotécnicos						
peso específico	γ (kN/m³) =	16,63	16,73			
coesão efetiva	c' (kPa) =	15,58	13,99			
ângulo de atrito efetivo	ϕ' (graus) =	23,25	23,76			
	ϕ' (rad) =	0,41	0,41			
relação tensões horizontal e vertical	Ko =	0,58	0,58			
Cálculos intermediários						
análise (2) bi ou (3) tridimensional	n =	3	3			
tensão vertical total no teto do túnel	σ vert (kPa) =	24,95	41,83			
pressão neutra no teto do túnel	u (kPa) =	0,00	0,00			
tensão vertical efetiva no teto do túnel	σ' vert (kPa) =	24,95	41,83			
tensão horizontal efetiva no teto do túnel	σ' hor (kPa) =	14,47	24,26			
tensão octaédrica efetiva no teto do túnel	σ' oct (kPa) =	17,96	30,11			
resistência a compressão uniaxial	σ_c (kPa) =	47,30	42,89			
coeficiente de empuxo passivo	λ =	2,30	2,35			
Análise da estabilidade da frente						
atraso no fechamento do arco invertido	L (m) =	2,40	2,40			
raio da esfera interna	Ri (m) =	2,30	2,30			
raio da esfera externa	Re (m) =	3,46	4,46			
pressão limite	P lim (kPa) =	24,82	6,87			
pressão interna	P int (kPa) =	0,00	0,00			
Fator de Segurança	FS =	0,80	0,95			
Análise da estabilidade da face						
atraso no fechamento do arco invertido	L (m) =	0,00	0,00			
raio da esfera interna	Ri (m) =	1,96	1,96			
raio da esfera externa	Re (m) =	3,46	4,46			
pressão limite	P lim (kPa) =	8,65	-2,05			
pressão interna	P int (kPa) =	0,00	0,00			
Fator de Segurança	FS =	0,93	1,01			



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

Tabela 3 – Análise de estabilidade tridimensional da frente e da face dos túneis (considerando o condicionamento do maciço).

Análise de Estabilidade Tridimensional - MECANISMO DE RUPTURA GLOBAL

Seções de análise				
1	2	3	4	5
1,500	2,500			

Geometria

Parâmetros do modelo

cobertura do túnel	H (m) =	1,50	2,50		
área da seção transversal	A (m ²) =	12,08	12,08		
altura do túnel	ht (m) =	3,28	3,28		
diâmetro equiv. da seção transversal	D eq (m) =	3,92	3,92		
sobrecarga superficial	σ_s (kPa) =	108,00	108,00		

solução modificada de Múhlhaus (1985)

Parâmetros geotécnicos

peso específico	γ (kN/m ³) =	16,94	17,00		
coesão efetiva	c' (kPa) =	48,32	42,09		
ângulo de atrito efetivo	φ' (graus) =	24,23	24,59		
	φ' (rad) =	0,42	0,43		
relação tensões horizontal e vertical	Ko =	0,58	0,58		

Cálculos intermediários

análise (2) bi ou (3) tridimensional	n =	3	3		
tensão vertical total no teto do túnel	σ vert (kPa) =	25,41	42,50		
pressão neutra no teto do túnel	u (kPa) =	0,00	0,00		
tensão vertical efetiva no teto do túnel	σ' vert (kPa) =	25,41	42,50		
tensão horizontal efetiva no teto do túnel	σ' hor (kPa) =	14,74	24,65		
tensão octaédrica efetiva no teto do túnel	σ' oct (kPa) =	18,30	30,60		
resistência a compressão uniaxial	σ_c (kPa) =	149,47	131,10		
coeficiente de empuxo passivo	λ =	2,39	2,43		

Análise da estabilidade da frente

atraso no fechamento do arco invertido	L (m) =	2,40	2,40		
raio da esfera interna	Ri (m) =	2,30	2,30		
raio da esfera externa	Re (m) =	3,46	4,46		
pressão limite	P lim (kPa) =	-27,11	-46,83		
pressão interna	P int (kPa) =	0,00	0,00		
Fator de Segurança	FS =	1,21	1,34		

Análise da estabilidade da face

atraso no fechamento do arco invertido	L (m) =	0,00	0,00		
raio da esfera interna	Ri (m) =	1,96	1,96		
raio da esfera externa	Re (m) =	3,46	4,46		
pressão limite	P lim (kPa) =	-51,22	-58,70		
pressão interna	P int (kPa) =	0,00	0,00		
Fator de Segurança	FS =	1,41	1,42		



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

6.2 Estabilidade local

As análises de estabilidade local foram realizadas para duas seções de coberturas de solo (1,50 m e 2,50 m). Por se tratar de aplicação da teoria do Limite Superior da Plasticidade, a condição de estabilidade é verificada para $FS > 1,30$.

Para as análises de estabilidade local é utilizada a solução analítica apresentada por Sozio (*op. cit.*), baseada no teorema do Limite Superior da Plasticidade, cujo mecanismo de ruptura tridimensional é conformado por um bloco superior que carrega e induz o deslizamento de outro bloco, inferior, para dentro da frente de escavação do túnel, conforme ilustrado na Figura 9 (a).

Como é possível observar, neste mecanismo o bloco superior se movimenta segundo a vertical, enquanto o bloco inferior apresenta componente de deslizamento também no plano horizontal.

Para o bloco inferior, parte-se da solução clássica de Limite Superior para cálculo de empuxo ativo, a qual resulta em uma cunha bidimensional com ângulo da superfície de deslizamento igual a α em relação à vertical. Esta solução é modificada para uma configuração tridimensional, através de um bloco delimitado lateralmente por duas superfícies, que formam com o plano vertical um ângulo igual ao da dilatância do solo (ψ). Além disto, sobre este bloco é aplicada a sobrecarga resultante da tensão que equilibra o bloco superior.

Considera-se para estas análises de estabilidade local que o ângulo de dilatância ψ seja igual ao ângulo de atrito do solo ϕ' , admitida a lei de fluxo associada.

A geometria do bloco inferior é caracterizada em função do ângulo α , como ilustrado na Figura 9 (b) e (c), de modo que a profundidade do bloco superior A seja determinada por:

$$A = H.tg(\alpha)$$

Para o bloco superior é utilizada a solução de Atkinson e Potts (1977), baseada no teorema de Limite Superior, de uma cunha bidimensional em solo de coesão nula que desliza verticalmente. O ângulo das faces laterais da cunha com o plano vertical é dado pelo ângulo de dilatância do solo $\psi = \phi'$. Esta solução foi modificada para um bloco tridimensional, mantendo o conceito do ângulo de dilatância para as faces e considerando a componente vertical da coesão, que atua nas faces deslizantes do bloco. Do equilíbrio do bloco superior resulta um esforço vertical atuando sobre o bloco inferior.

A altura do bloco superior é função da inclinação de suas faces laterais, como se observa na Figura 9 (d). Em razão disto, determina-se um valor intermediário A' e um valor máximo $A_{máx}$ para a profundidade do bloco superior, em função de sua largura B :



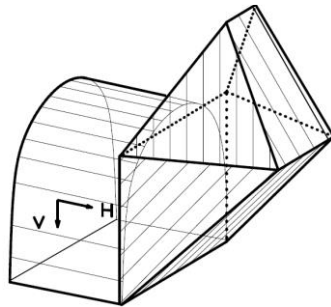
Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

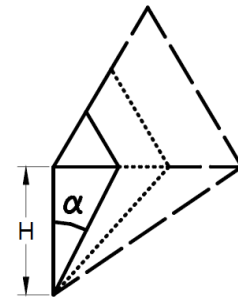
Data:
03/2023

$$A' = B \cdot \text{tg}(45 - \varphi/2)$$

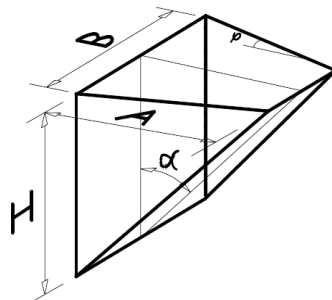
$$A_{\text{máx}} = B / 2 \cdot \text{tg}(\varphi)$$



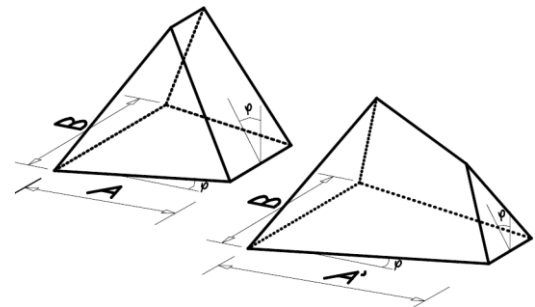
a) mecanismo de ruptura



b) influência da inclinação do plano de ruptura



c) bloco inferior



d) bloco superior

Figura 9 – Modelo considerado na solução de Sozio (op. cit.).

Os esforços considerados na análise do bloco superior são seu peso próprio, a componente de resistência coesiva na direção vertical e a conseqüente força resultante vertical que equilibra este bloco.

Desta maneira, o peso efetivo do bloco superior é determinado por:

$$W_{\text{sup}} = \frac{\gamma_{\text{sub}}}{12 \cdot \text{tg}(\varphi)} \cdot \left\{ (3 \cdot A^2 \cdot B) - \left[A^3 (2 \cdot \text{tg}(\varphi) + \text{tg}(45 + \varphi/2)) \right] \right\}$$

para a condição de $A \leq A'$, com $\varphi > 0$, ou

$$W_{\text{sup}} = \frac{\gamma_{\text{sub}}}{12 \cdot \text{tg}(\varphi)} \cdot \left[\left(\frac{B^3}{2 \cdot \text{tg}(\varphi)} \cdot \text{tg}(45 - \varphi/2) \right) - \left(\frac{(B - 2 \cdot A \cdot \text{tg}(\varphi))^3}{2 \cdot \text{tg}(\varphi)} \cdot \text{tg}(45 + \varphi/2) \right) \right]$$

para a condição de $A' \leq A \leq A_{\text{máx}}$, com $\varphi > 0$.

A componente de resistência coesiva do solo no bloco superior, na direção vertical, é determinada por:



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

$$C_{\text{sup}} = \frac{c' \cdot A}{\text{tg}(\varphi)} \cdot [B - (A \cdot \text{tg}(\varphi))]$$

O esforço resultante no bloco superior é determinado por:

$$F_{\text{sup}} = W_{\text{sup}} - C_{\text{sup}} + U_{\text{sup}}$$

sendo U_{sup} a resultante vertical das forças de percolação atuando nas faces do bloco superior, neste caso nula, pois postula-se que o maciço se encontra totalmente drenado.

Como critério de projeto, caso a força superior (F_{sup}) resultar em um valor positivo, deve-se dispor de soluções (como por exemplo o tratamento com colunas CCPs ou enfilagens) que garantam a adequada estabilidade local do teto, com um fator de segurança mínimo de 1,3.

Os esforços considerados na análise do bloco inferior são seu peso próprio, a componente de resistência coesiva atuando na direção de deslizamento do bloco, os esforços normal e tangencial atuantes nas superfícies de deslizamento e o esforço resultante do equilíbrio do bloco superior.

Deste modo, o peso efetivo do bloco inferior é determinado por:

$$W_{\text{inf}} = \frac{\gamma_{\text{sub}} \cdot H^2 \cdot \text{tg}(\alpha)}{6} \cdot \{(3 \cdot B) - [2 \cdot H \cdot \text{tg}(\alpha) \cdot \text{tg}(\varphi)]\}$$

A componente de resistência coesiva do solo no bloco inferior, na direção de deslizamento, é determinada por:

$$C_{\text{inf}} = c' \cdot H \cdot \left\{ [B \cdot \cos(\varphi)] + \left[H \cdot \text{sen}(\alpha) \cdot \left(\cos(\varphi) - \frac{\text{sen}(\varphi)}{\cos(\alpha)} \right) \right] \right\}$$

O empuxo efetivo horizontal atuante na face vertical de escavação, necessário para estabilizar o mecanismo de ruptura apresentado, é determinado por:

$$E = \frac{F_{\text{sup}} + W_{\text{inf}}}{\text{tg}(\alpha + \varphi)} - C_{\text{inf}} + \frac{U_b \cdot \cos(\varphi) \cdot \text{tg}(\alpha)}{\text{sen}(\alpha + \varphi)} + [2 \cdot U_L \cdot \text{sen}(\varphi)]$$

sendo ambas U_b e U_L , as forças de percolação normais, respectivamente, à base e às faces laterais do bloco, consideradas nulas.

O empuxo resultante E é otimizado variando-se o ângulo α , para determinação do valor máximo necessário para estabilização.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

Para a adequada avaliação da estabilidade é necessário que se faça um acompanhamento sistemático da piezometria de modo a garantir as premissas adotadas.

Para o mecanismo de ruptura considerado na solução de Sozio, são verificados os trabalhos virtuais externos que ocorrem nas faces dos blocos, ao se considerar $\psi = \phi'$. Esta é a base para o teorema do Limite Superior da Plasticidade (ou Teorema Cinemático). Entretanto, na solução de Sozio não é verificado o trabalho virtual interno na face de contato entre os blocos superior e inferior decorrente de sua movimentação diferencial. Ainda assim, esta solução é teoricamente mais correta do que a de Equilíbrio Limite de Anagnostou e Kovári (1994,1996).

A Tabela 4 apresenta os resultados das análises de estabilidade local sem considerar os tratamentos do maciço, e a Tabela 5 apresenta os resultados obtidos considerando-se a contribuição dos tratamentos.

Todas as faces de escavação apresentaram-se estáveis.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

Tabela 4 – Análise de estabilidade tridimensional da face e do teto dos túneis.

Análise de Estabilidade Tridimensional - MECANISMO DE RUPTURA LOCAL

		Seções de análise				
		1	2	3	4	5
		1,500	2,500	0,000	0,000	0,000
solução de Sozio (2004)						
Parâmetros geotécnicos para o bloco superior						
peso específico	γ (kN/m ³) =	17,00	17,00			
coesão efetiva	c' (kPa) =	10,00	10,00			
ângulo de atrito efetivo	ϕ' (graus) =	25,00	25,00			
	ϕ' (rad) =	0,44	0,44			
Parâmetros geotécnicos para o bloco inferior						
peso específico	γ (kN/m ³) =	17,00	17,00			
coesão efetiva	c' (kPa) =	10,00	10,00			
ângulo de atrito efetivo	ϕ' (graus) =	25,00	25,00			
	ϕ' (rad) =	0,44	0,44			
ϕ utilizado (média)						
ângulo de atrito efetivo	ϕ' (graus) =	25,00	25,00			
	ϕ' (rad) =	0,44	0,44			
ângulo do plano de ruptura ativa 45° - ($\phi/2$)	(graus) =	32,50	32,50			
	(rad) =	0,57	0,57			
ângulo do plano de ruptura passiva 45° + ($\phi/2$)	(graus) =	57,50	57,50			
	(rad) =	1,00	1,00			
Análise da estabilidade da frente						
área da seção transversal	Área (m ²) =	12,08	12,08			
altura do túnel	H (m) =	3,28	3,28			
largura do túnel	B (m) =	4,56	4,56			
inclinação da cunha inferior	α (graus) =	32,50	32,50			
profundidade da cunha	A (m) =	2,09	2,09			
valor máximo de A	$A_{m\acute{a}x}$ (m) =	4,89	4,89			
valor intermediário de A	A' (m) =	2,91	2,91			
peso do bloco superior	W_{sup} (kN) =	112,11	112,11			
componente da coesão do bloco superior	C_{sup} (kN) =	160,68	160,68			
força resultante vertical do bloco superior	F_{sup} (kN) =	0,00	0,00			
peso do bloco inferior	W_{inf} (kN) =	227,81	227,81			
componente da coesão do bloco inferior	C_{inf} (kN) =	223,50	223,50			
empuxo necessário	E (kN) =	-78,37	-78,37			
pressão de frente necessária	σ_{nec} (kPa) =	0,00	0,00			
pressão de frente existente	σ_{frente} (kPa) =	0,00	0,00			
Fator de Segurança	FS =	Ok	Ok			
Análise da estabilidade de teto						
avanço da escavação sem revestimento	L (m) =	1,00	1,00			
largura do túnel	B (m) =	4,56	4,56			
profundidade da cunha	A (m) =	1,00	1,00			
valor máximo de A	$A_{m\acute{a}x}$ (m) =	4,89	4,89			
valor intermediário de A	A' (m) =	2,91	2,91			
peso do bloco superior	W_{sup} (kN) =	33,96	33,96			
componente da coesão do bloco superior	C_{sup} (kN) =	87,79	87,79			
força resultante vertical do bloco superior	F_{sup} (kN) =	0,00	0,00			
pressão vertical atuante	σ_{altua} (kPa) =	0,00	0,00			
pressão interna existente	σ_{int} (kPa) =	0,00	0,00			
Fator de Segurança	FS =	Ok	Ok			



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

Tabela 5 – Análise de estabilidade tridimensional da face e do teto dos túneis (considerando o condicionamento do maciço).

Análise de Estabilidade Tridimensional - MECANISMO DE RUPTURA LOCAL

		Seções de análise				
		1	2	3	4	5
		1,500	2,500	0,000	0,000	0,000
solução de Sozio (2004)						
Parâmetros geotécnicos para o bloco superior						
peso específico	γ (kN/m ³) =	17,00	17,00			
coesão efetiva	c' (kPa) =	48,32	42,09			
ângulo de atrito efetivo	ϕ' (graus) =	24,23	24,59			
	ϕ' (rad) =	0,42	0,43			
Parâmetros geotécnicos para o bloco inferior						
peso específico	γ (kN/m ³) =	17,00	17,00			
coesão efetiva	c' (kPa) =	48,32	42,09			
ângulo de atrito efetivo	ϕ' (graus) =	24,23	24,59			
	ϕ' (rad) =	0,42	0,43			
ϕ utilizado (média)						
ângulo de atrito efetivo	ϕ' (graus) =	24,23	24,59			
	ϕ' (rad) =	0,42	0,43			
ângulo do plano de ruptura ativa 45° - ($\phi/2$)	(graus) =	32,89	32,71			
	(rad) =	0,57	0,57			
ângulo do plano de ruptura passiva 45° + ($\phi/2$)	(graus) =	57,12	57,30			
	(rad) =	1,00	1,00			
Análise da estabilidade da frente						
área da seção transversal	Área (m ²) =	12,08	12,08			
altura do túnel	H (m) =	3,28	3,28			
largura do túnel	B (m) =	4,56	4,56			
inclinação da cunha inferior	α (graus) =	32,50	32,71			
profundidade da cunha	A (m) =	2,09	2,11			
valor máximo de A	$A_{m\acute{a}x}$ (m) =	5,07	4,98			
valor intermediário de A	A' (m) =	2,95	2,93			
peso do bloco superior	W_{sup} (kN) =	117,75	116,34			
componente da coesão do bloco superior	C_{sup} (kN) =	812,06	696,62			
força resultante vertical do bloco superior	F_{sup} (kN) =	0,00	0,00			
peso do bloco inferior	W_{inf} (kN) =	229,13	230,03			
componente da coesão do bloco inferior	C_{inf} (kN) =	1103,07	951,79			
empuxo necessário	E (kN) =	-952,73	-804,08			
pressão de frente necessária	σ_{rec} (kPa) =	0,00	0,00			
pressão de frente existente	σ_{frente} (kPa) =	0,00	0,00			
Fator de Segurança	FS =	Ok	Ok			
Análise da estabilidade de teto						
avanço da escavação sem revestimento	L (m) =	1,00	1,00			
largura do túnel	B (m) =	4,56	4,56			
profundidade da cunha	A (m) =	1,00	1,00			
valor máximo de A	$A_{m\acute{a}x}$ (m) =	5,07	4,98			
valor intermediário de A	A' (m) =	2,95	2,93			
peso do bloco superior	W_{sup} (kN) =	35,36	34,69			
componente da coesão do bloco superior	C_{sup} (kN) =	441,27	377,32			
força resultante vertical do bloco superior	F_{sup} (kN) =	0,00	0,00			
pressão vertical atuante	σ_{atua} (kPa) =	0,00	0,00			
pressão interna existente	σ_{int} (kPa) =	0,00	0,00			
Fator de Segurança	FS =	Ok	Ok			



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	-------------	------------------

7. ANÁLISE NUMÉRICA

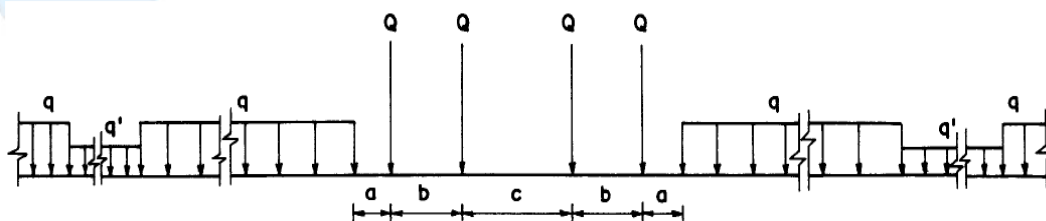
Para o dimensionamento do túnel abaixo da linha da CPTM/MRS, escavados pelo método NATM e revestido com concreto, foi utilizado o método de Negro (1988). O método de Negro (*op. cit.*) é um modelo derivado numericamente, baseado em análises de elementos finitos 2D e 3D, que possibilita a previsão de desempenho de túneis circulares rasos, em maciços com superfície plana e horizontal.

Este método de cálculo considera o gradiente gravitacional de tensões e uma relação tensão-deformação não-linear para o solo, por meio de um modelo hiperbólico. Também é considerado o aumento da rigidez do solo com o aumento da tensão confinante, variando-se o módulo tangente inicial do solo com a profundidade.

O método admite estado plano de deformação, porém leva em consideração o efeito tridimensional do arqueamento, no sentido longitudinal ao túnel, por meio de um alívio parcial de tensões no contorno da escavação, antes da ativação da resistência provocada pelo revestimento. A percentagem do alívio de tensões é calculada como uma função da distância da face à seção de ativação do revestimento e dos parâmetros geotécnicos do maciço. Considera-se um comportamento elástico linear para o revestimento.

Após o cálculo do alívio parcial de tensões no contorno da escavação, a análise numérica foi realizada no programa Phase2, sendo utilizado o modelo constitutivo Mohr-Coulomb, conforme parâmetros indicados na Tabela 1 (pág. 11). O alívio parcial de tensões foi incluído no modelo como sendo uma carga geostática reduzida, na mesma proporção do alívio parcial.

Foram consideradas no dimensionamento as solicitações resultantes da passagem de trens acima da superfície do túnel (Figura 13). De acordo com a CPTM, deve-se empregar para dimensionamento o trem-tipo TB360, tal como consta na Tabela 6 da NBR7189, apresentada a seguir.



Q- carga por eixo

Q e q' – cargas distribuídas, simulando, respectivamente, vagões carregados e descarregados.

Figura 10 – Características geométricas e cargas dos trens-tipo



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

Tabela 6 – Carga dos trens-tipo (NBR 7189)

TB	Q (kN)	Q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
360	360	120	20	1,00	2,00	2,00
270	270	90	15	1,00	2,00	2,00
240	240	80	15	1,00	2,00	2,00
170	170	25	15	11,00	2,50	5,00

Nesta situação, considerou-se como carga crítica na superfície sobre a seção transversal do túnel, composta por quatro eixos cada com 360 kN. As cargas foram consideradas como distribuídas no terreno através da projeção da área da composição (8,0 m x 1,68 m), totalizando uma carga distribuída de 108 kN/m².

Para dimensionamento estrutural, serão considerados os resultados obtidos pelo programa de MEF (Phase2).

Para a fase primária de escavação, o lençol freático foi considerado temporariamente rebaixado (esgotamento interno por DHP's), sendo o nível restabelecido após a execução da estrutura interna definitiva de todo o túnel. Conforme a recomendação da norma NC-03 do Metrô-SP, o nível d'água considerado para a fase secundária da escavação foi de 2,0 m acima da posição encontrada nas sondagens.

Optou-se por realizar dois modelos de análise, um modelo considerando a camada de solo acima do teto do túnel com 2,5 m de espessura e um segundo modelo considerando a camada de solo com 1,5 m. A escavação foi parcializada em calota e arco invertido, sendo realizada a primeira escavação com 2,6 m de altura e aplicação do revestimento e, posteriormente, a escavação do arco invertido e complemento do fundo do túnel.

A Figura 11 e Figura 12 ilustram as principais etapas de análise e os pares de esforços gerados no revestimento de concreto.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

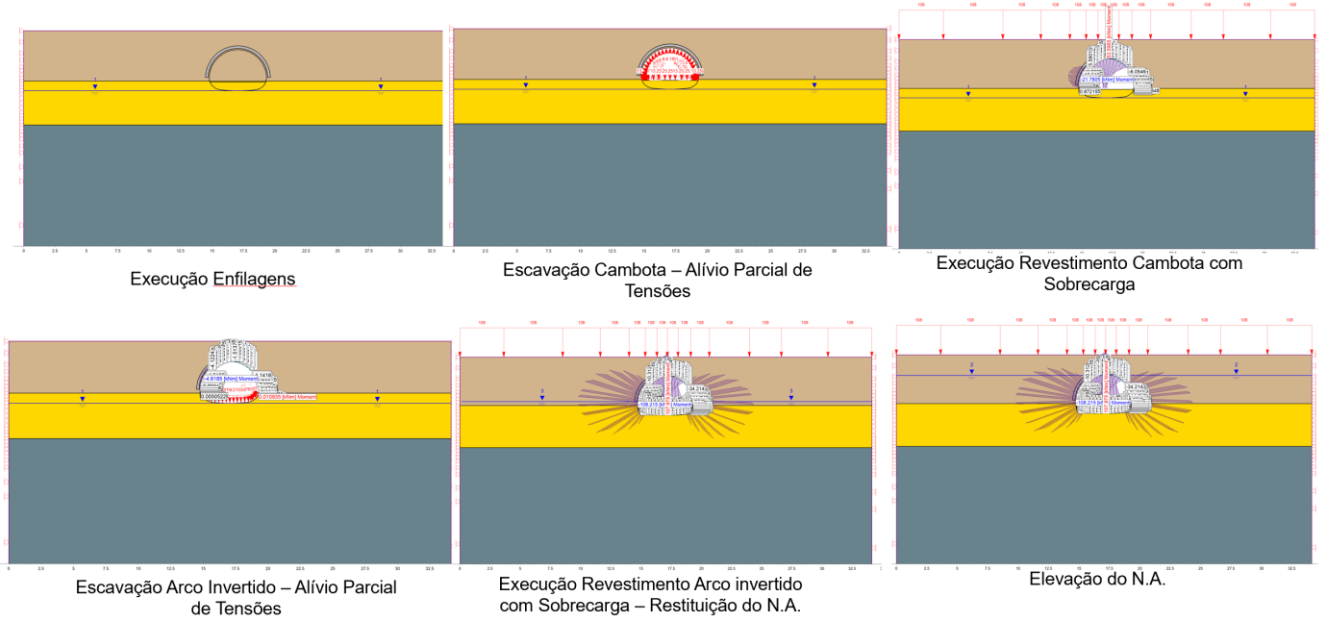


Figura 11 – Etapas de Análise – Espessura de Solo de 1,5 m

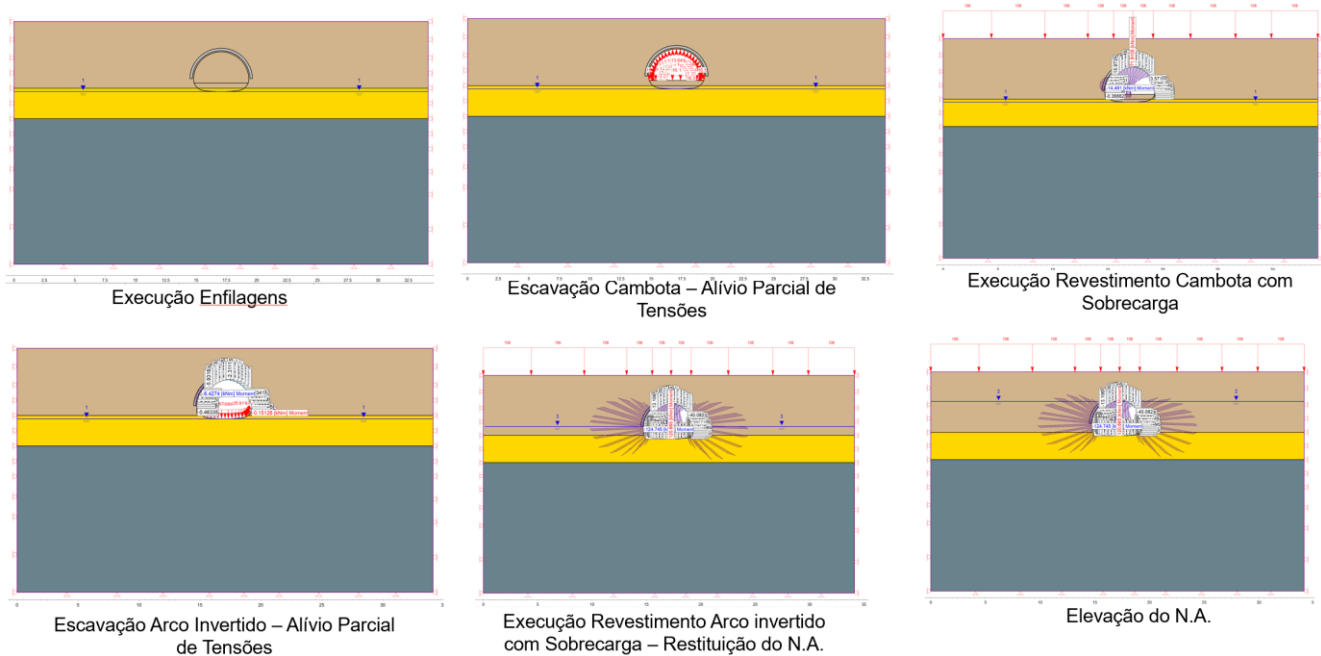


Figura 12 – Etapas de Análise – Espessura de Solo de 2,5 m



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

7.1 Resultados e Dimensionamento

O dimensionamento à flexo-compressão do revestimento do túnel foi realizado de acordo com a NBR-6118 (2014), verificando-se a resistência ao Estado Limite Último para todos os pares de esforços solicitantes (momento fletor e força normal), obtidos pela análise numérica.

Os esforços atuantes no revestimento foram majorados com fator $\gamma_f = 1,4$ (estrutura permanente).

Foram considerados os fatores de minoração de resistência $\gamma_c = 1,4$ para o concreto e $\gamma_s = 1,15$ para o aço. A resistência característica do concreto considerada é $f_{ck} \geq 30$ MPa para o concreto, sendo utilizados aço CA-60 para telas metálicas e CA-50 para barras de aço.

Parâmetros do concreto:

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

$$\gamma_c = 1,40$$

Parâmetros do aço:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Majoração das solicitações:

$$\gamma_f = 1,40$$

A Figura 13 e Figura 14 representam as envoltórias com todos os pares de esforços, normal e momento, encontrados em todas as etapas do modelo evolutivo.

A armadura dimensionada é composta por telas duplas de ϕ 8 mm, a cada 10 cm em ambas as faces, cambotas e *invert* com 2 barras ϕ 16 mm, em ambas as faces, armados a cada 40 cm de distância. A parede do túnel terá espessura total de 25 cm.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

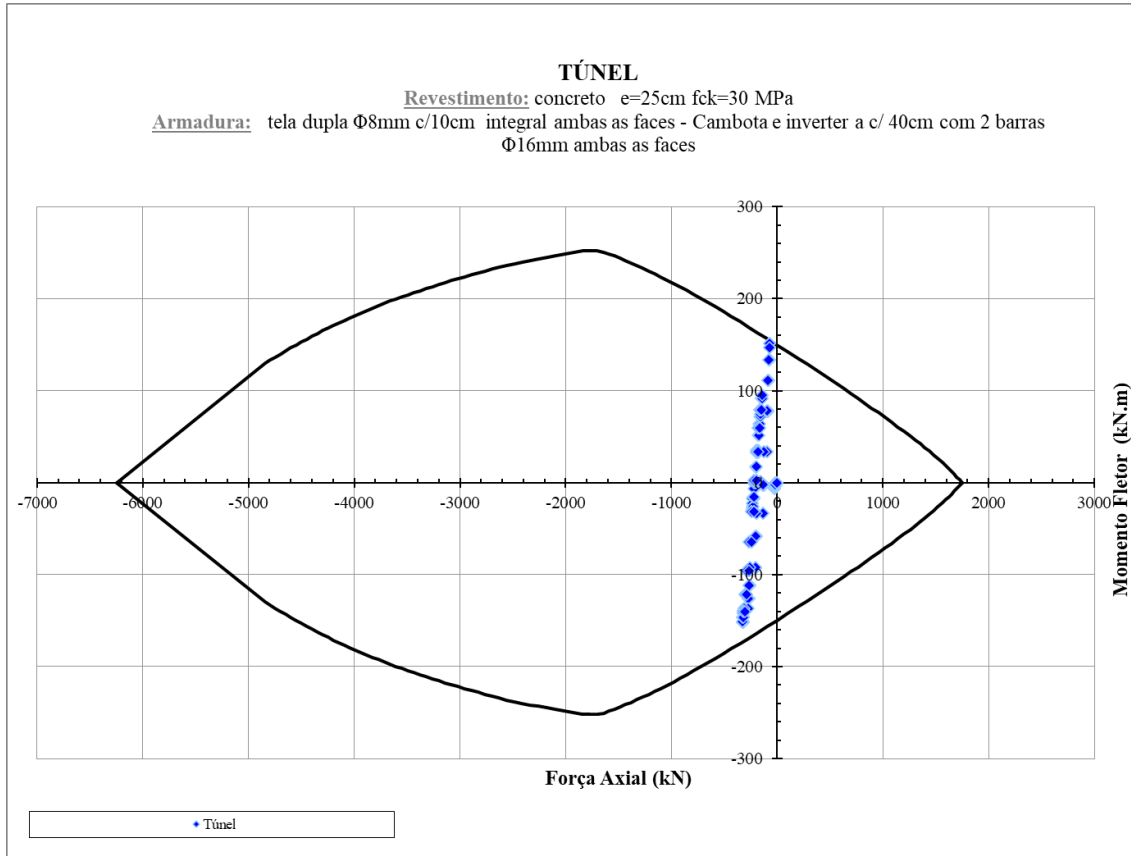


Figura 13 – Envoltória de esforço normal e momento fletor – Espessura de Solo de 1,5 m



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

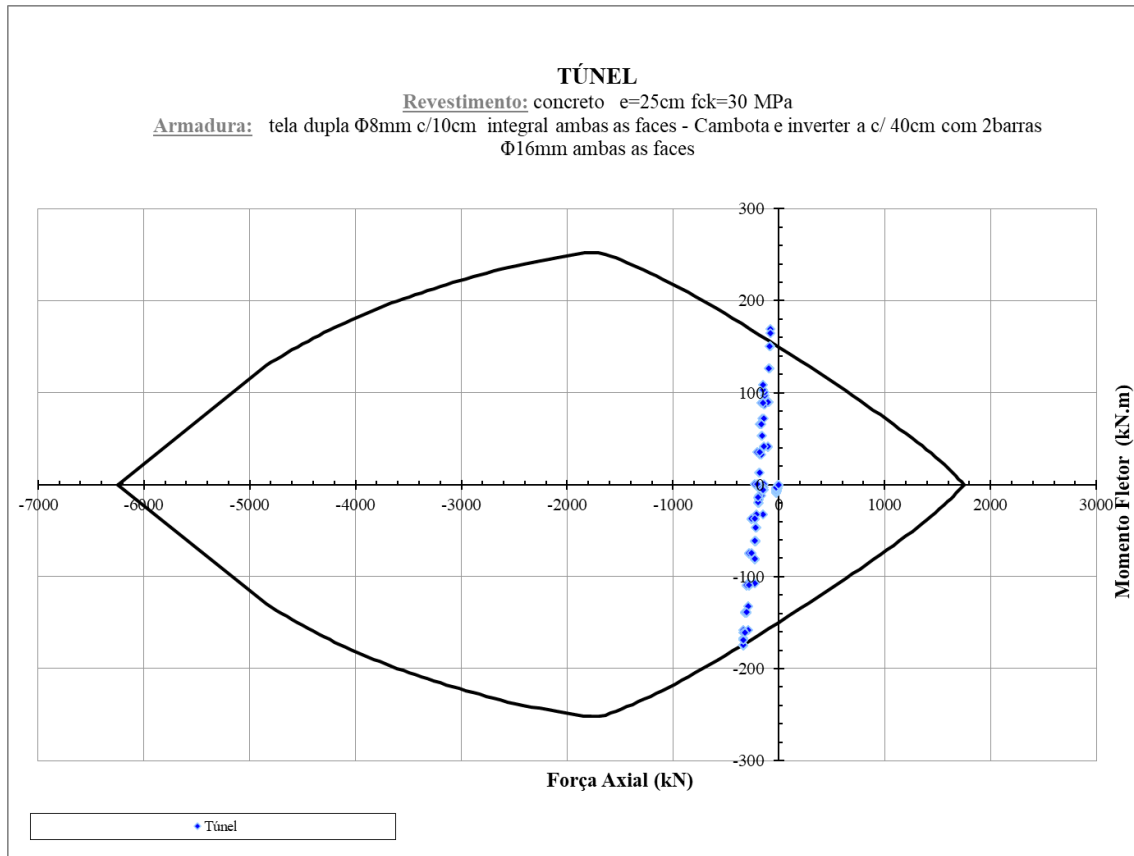


Figura 14 – Envoltória de esforço normal e momento fletor – Espessura de Solo de 2,5 m

8. ESTIMATIVA DE RECALQUES SUPERFICIAIS

A estimativa de recalques superficiais foi realizada conforme Negro (*op. cit.*). O método de Negro (1988) é um modelo derivado numericamente, baseado em análises de elementos finitos 2D e 3D, que possibilita a previsão de desempenho de túneis circulares rasos, em maciços com superfície plana e horizontal. Desta forma, foi possível ajustar funções que representem as estimativas dos recalques superficiais devidos à escavação do túnel, conforme apresentado na Figura 15.



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

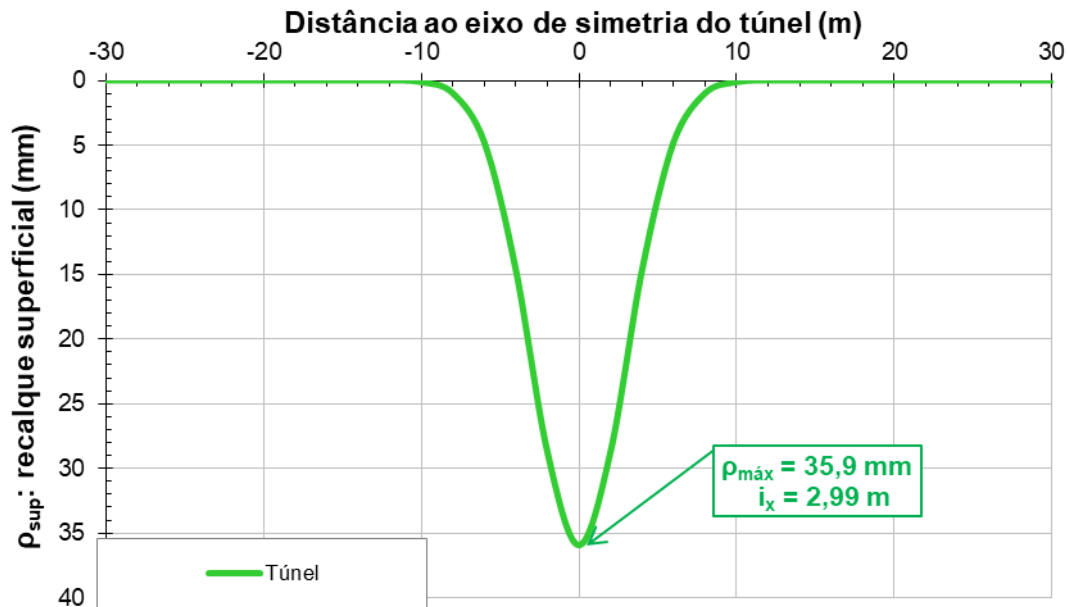


Figura 15 – Estimativa de recalques superficiais.

A bacia de recalques superficiais é representada por uma curva de distribuição normal (curva de Gauss) invertida, com a qual os recalques superficiais transversais são descritos pela função:

$$\rho(x) = \rho_{m\acute{a}x} \cdot \exp\left(\frac{-x^2}{2 \cdot i_x^2}\right)$$

sendo $\rho(x)$ o recalque em qualquer ponto da curva à distância x do eixo de simetria do túnel, $\rho_{m\acute{a}x}$ o recalque máximo no eixo de simetria e i_x o valor de x correspondente ao ponto de inflexão da curva, no qual ocorre a máxima distorção angular ($\beta_{m\acute{a}x}$).

A distorção angular transversal (β) pode ser calculada pela derivada da equação anterior:

$$\beta = \frac{\partial \rho(x)}{\partial x} = \rho_{m\acute{a}x} \cdot \left(\frac{-x}{i_x^2}\right) \cdot \exp\left(\frac{-x^2}{2 \cdot i_x^2}\right)$$

A máxima distorção angular ($\beta_{m\acute{a}x}$) pode ser calculada em $x = -i_x$, conforme:

$$\beta_{m\acute{a}x} = \frac{\rho_{m\acute{a}x}}{i_x} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\right)$$

As estimativas de recalques superficiais resultaram nos valores apresentados na Tabela 7.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

Tabela 7 – Estimativas de recalque superficial.

Seção	$\rho_{\text{máx}}$ (mm)	i_x (m)
Cobertura de 2,5 m	35,9	2,99

Os trilhos na região do túnel podem sofrer influência, em função de deslocamentos verticais no decorrer da escavação. Portanto, com a finalidade de mitigar tal influência, a obra deverá adotar o reforço dos trilhos e, caso a superestrutura apresente recalque “permanente” de 15 mm ou $1^0/00$, esta deverá ser realinhada.

A instrumentação que será instalada permitirá acompanhar os recalques na situação atual e aqueles devidos à escavação dos túneis.

O dimensionamento do reforço dos trilhos consta no documento 883-MA019-038-ST8-002.

9. DIMENSIONAMENTO EMBOQUE E DESEMBOQUE

O dimensionamento da contenção do emboque e desemboque, composto por uma parede em estaca raiz justaposta, será realizado pelo método de Blum (1931) para a verificação da estabilidade e da ficha mínima. O comprimento da ficha depende, primordialmente, do solo e do desnível a ser vencido. O método de Blum (1931) considera o diagrama de tensões em toda a altura da parede, no trecho escavado é o correspondente ao empuxo ativo; pois se admite que haverá, em qualquer caso, deslocamentos suficientes para mobilizá-lo. Considerando-se que o movimento é de rotação em torno de um ponto situado abaixo do fundo de escavação, a distribuição destas tensões é triangular, ideal no caso de maciço homogêneo e isotrópico (Figura 16).

Abaixo do fundo de escavação considera-se, além do empuxo ativo, a existência do empuxo passivo, que deverá ser integralmente mobilizado, pois se pretende utilizar a menor ficha possível. Para o equilíbrio das forças horizontais admite-se a existência de um contra empuxo “ E_c ” que equilibre o sistema atuando no centro de rotação R, não influenciando no equilíbrio dos momentos.



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

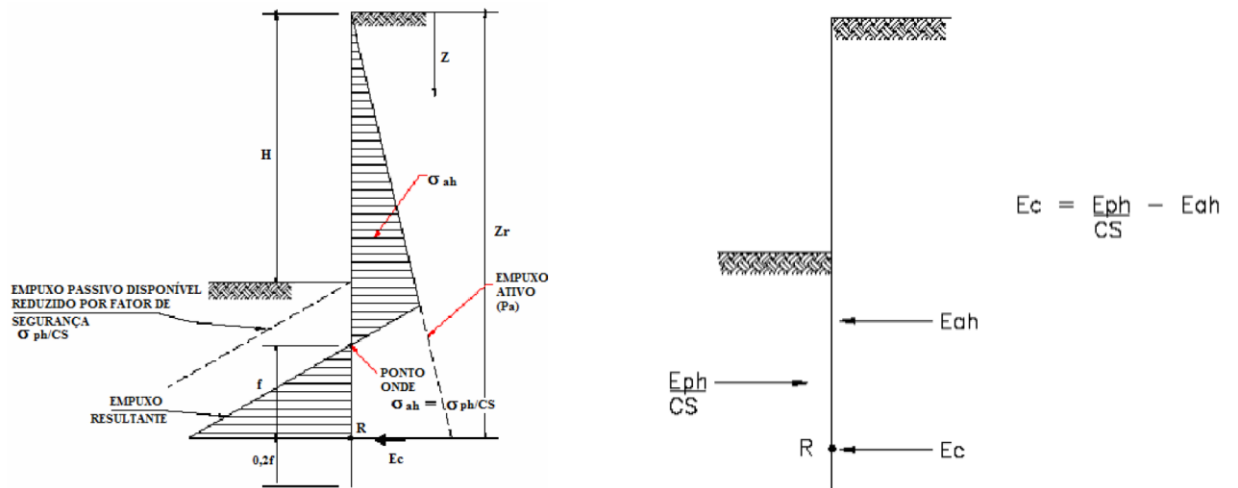
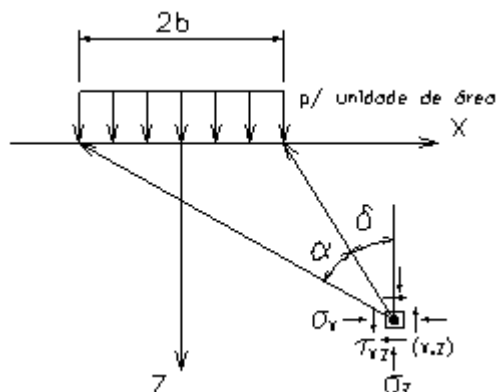


Figura 16 – Diagrama de empuxo método de Blum para paredes em balanço com ficha mínima e contra empuxo E_c (MOTA, 2008).

É importante lembrar que a tensão “ σ_a ” deve contemplar o empuxo devido ao solo, à sobrecarga e todas as demais ações que influenciam o empuxo ativo.

Devido à proximidade dos trilhos da CPTM/MRS, com distância mínima de 7,0 m, foi verificada a influência das cagas do TB-360 espriadas até a região da contenção.

Para o cálculo dos acréscimos de tensões horizontais devido ao carregamento do trem-tipo, utilizou-se a solução analítica de Jurgenson (Poulos e Davis, 1974), Figura 17, correspondente a uma carga uniforme aplicada por sapata flexível, em meio semi-infinito. Admitiu-se carregamento distribuído com seu posicionamento distante de 7,0 m da contenção.





MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\delta)]$$

Figura 17 – Distribuição de tensões horizontais conforme Jurgenson (Poulos e Davis, 1974).

A Figura abaixo apresenta os empuxos horizontais devido ao TB-360 localizado a uma distância aproximada de 7,0 m das paredes de contenção. Sendo assim, para efeito do dimensionamento será utilizado uma sobrecarga de 25 kPa ao lado da contenção, referente ao posicionamento de equipamentos.

CÁLCULO DE ACRÉSCIMOS DE TENSÕES HORIZONTAIS DEVIDO AO CARREGAMENTO ACIDENTAL DE SUPERFÍCIE			
PRESSÃO DEVIDO À CARGA DE TB-360			
CARGA DO TREM-TIPO VIA "INFINITE STRIP", JURGENSON (1934)			
Carga distribuída	108 kPa		
Semi-largura da área carregada (inf. strip)-b	1,69 m		
Distância horizontal da carga (do centro)-x	7,845 m		
prof. (m)	Sobrecarga (kPa)		
	Multidão	TB-360	Total
0,0	0,0000	0,0000	0,0000
0,5	0,0000	1,9621	1,9621
1	0,0000	3,8201	3,8201
1,5	0,0000	5,4844	5,4844
2	0,0000	6,8897	6,8897
2,5	0,0000	8,0005	8,0005
3	0,0000	8,8094	8,8094
3,5	0,0000	9,3321	9,3321
4	0,0000	9,6003	9,6003
4,5	0,0000	9,6538	9,6538
5,5	0,0000	9,2851	9,2851
6,5	0,0000	8,5311	8,5311
7,5	0,0000	7,6160	7,6160
8,5	0,0000	6,6799	6,6799
9,5	0,0000	5,7990	5,7990
10,5	0,0000	5,0073	5,0073

Figura – Empuxos devidos ao TB-360.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

A Figura 18 ilustra os diagramas de tensões horizontais para determinação dos empuxos solicitantes nas estacas. A Figura 19 apresenta o resultado obtido para o comprimento total das estacas com desnível médio de 4,0 m de escavação.

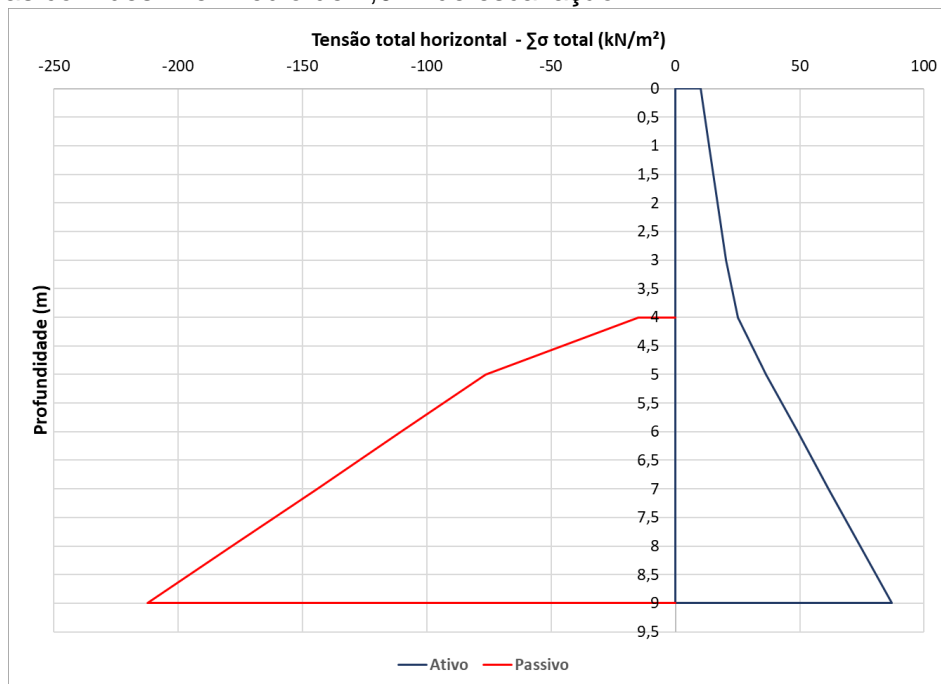


Figura 18 – Diagramas de tensões horizontais para determinação dos empuxos.

Dados de Entrada	
Profundidade NA (m)	4,5
Sobrecarga (kPa)	25
Profundidade de esvação (m)	4
Empuxo Ativo	
Ea resultante (kN) - Área do diagrama	345,93
Centróide (m)	3,00
Empuxo Passivo	
Ep resultante (kN) - Área do diagrama	622,94
Centróide (m)	1,33
FS (M_{Ep}/M_{ea})	0,80
FS (Empuxo Passivo/Empuxo Ativo)	1,80
FICHA (m)	5,00
FICHA (m) + 20%	6,00
Comprimento final	10,00

Figura 19 – Determinação do comprimento das estacas.

Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

Abaixo, encontra-se o dimensionamento estrutural das estacas (Figura 20). Os empuxos foram calculados a partir dos parâmetros geológicos, juntamente com a sobrecarga de uso, além dos coeficientes de mola horizontais do solo. Os esforços e os resultados obtidos no dimensionamento são valores referentes a 40 cm lineares de contenção, calculado como a área de influência de uma estaca.

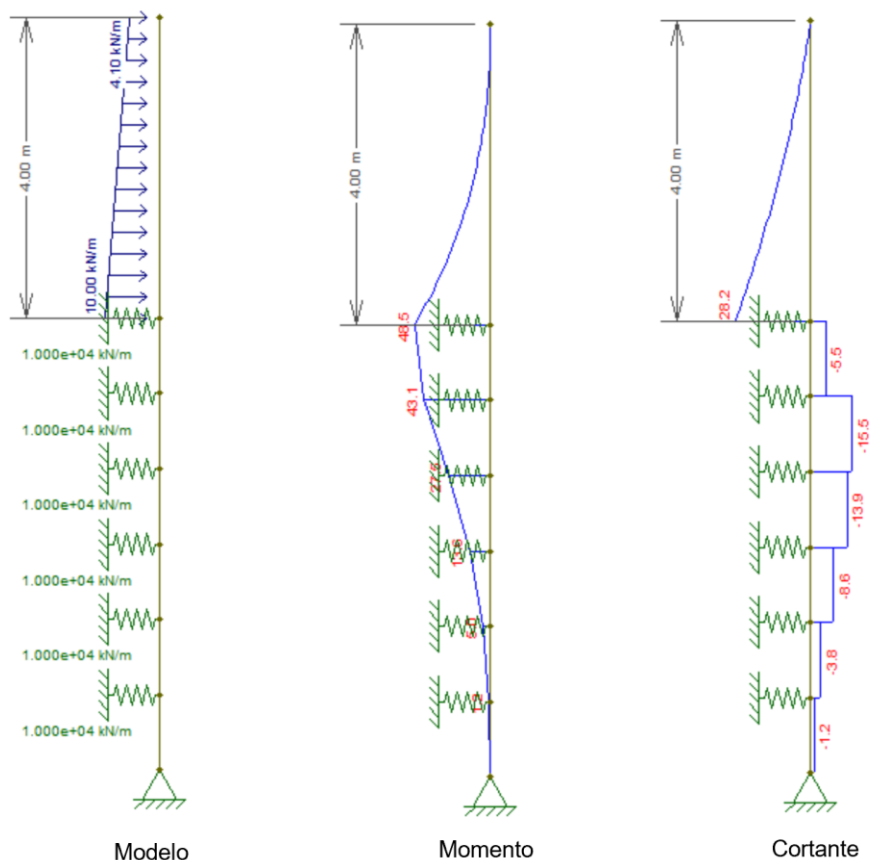


Figura 20 – Empuxos e coeficiente de mola para contenção, Cortantes solicitantes para 0,4 m de contenção, Momentos solicitantes para 0,4 m de contenção.

As armaduras longitudinais foram definidas com base nos esforços normais e momento fletor submetidos ao digrama de flexo-compressão. A favor da segurança não se majora o esforço normal e majora-se em 1,4 o momento fletor. A envoltória apresentada na Figura 21, para a estaca com 4,0 m de desnível, foi obtida adotando-se uma armadura com seis barras de Ø 25,0 mm.



Projeto:
TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL

Rev.:
03

Data:
03/2023

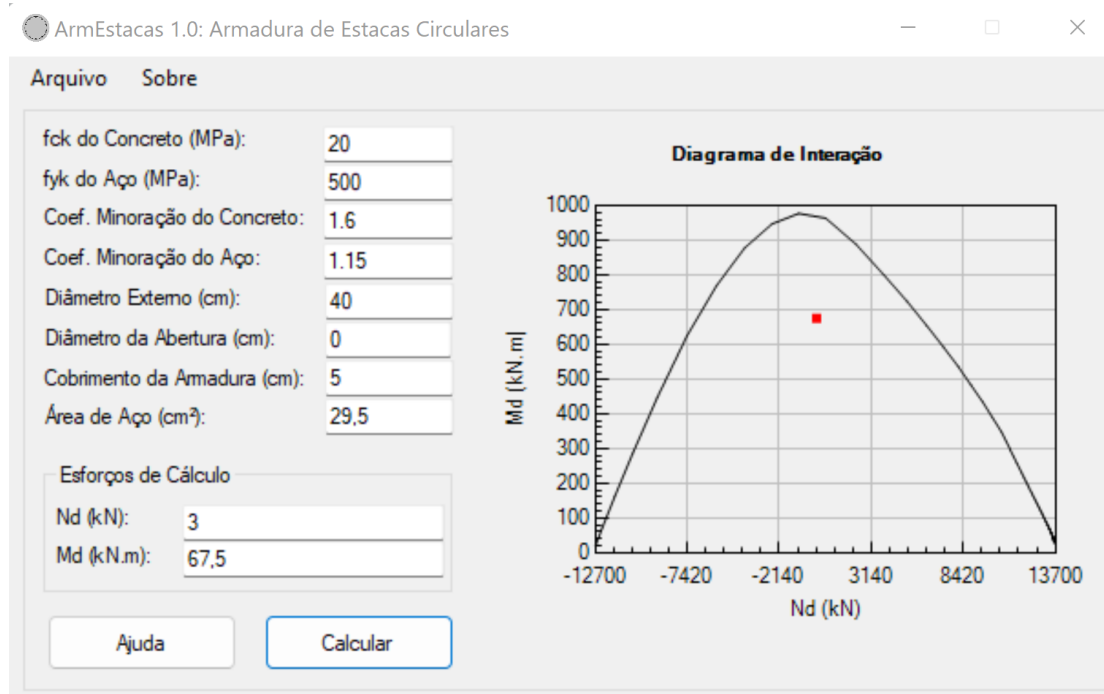


Figura 21 – Envoltória de normal momento – 4,0 m de desnível (flexo compressão).

10. DIMENSIONAMENTO DAS ESPESSURAS DA CAIXA DE TRANSIÇÃO

Para o dimensionamento das lajes, paredes e vigas da caixa de transição, optou-se por calcular as dimensões através de suas características e funções, no seu plano de inserção e nas especificações das normas técnicas.

A primeira etapa no pré-dimensionamento de lajes consiste em determinar os vãos teóricos (l) das lajes nas duas direções (x, y):

- l_x , correspondendo à borda menor da laje;
- l_y , correspondendo à borda maior da laje.

Conforme a NBR 6118 (2014), as espessuras das lajes devem respeitar os seguintes limites mínimos:

- 7 cm para lajes de cobertura, não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso, não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço (de cobertura ou de piso);
- 12 cm para lajes sujeitas a trânsito de veículos com até 3 ton.;
- 15 cm para lajes sujeitas a trânsito de veículos com mais de 3 ton.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

Para o cálculo da espessura mínima optou-se por utilizar o método de Libânio, conforme Figura 22. Para as vigas será utilizada o mínimo usual de pré-dimensionamento para vigas biapoiadas, sendo a altura mínima igual ao vão dividido por 10 ($H_{est}=L_0/10$).

$$h = [(2,5 - 0,1 \cdot n) \cdot \ell_z] + c$$

MÉTODO LIBÂNIO

h = espessura da laje
 ℓ_x = menor vão teórico
 ℓ_y = maior vão teórico
n = número de bordas engastadas
 ℓ_z = menor valor entre ℓ_x e $0,7\ell_y$
c = cobrimento das armaduras

Figura 22 – Pré-dimensionamento de lajes.

A Figura 23 apresenta os valores obtidos no pré-dimensionamento e os valores adotados para a altura das lajes e das vigas. Ressalta-se que os valores adotados estão dentro dos padrões utilizados para este tipo de estrutura e para uma melhor taxa de utilização de aço.

Laje de fundo	Laje superior	Vigas Laje superior
lx= 5 m	lx 1,5 m	hest L0/10 m
ly= 7 m	ly 2,5 m	l0 2,5 m
h = 14,5 cm	h = 9,25 cm	h = 0,25 cm
Adotado	Adotado	Adotado
h= 30cm	h= 30cm	h= 70cm

Figura 23 – Pré-dimensionamento de lajes.

As paredes da caixa de transição estarão sujeitas ao empuxo lateral de solo e ao empuxo devido ao carregamento do trem tipo em superfície. As paredes laterais estarão sujeitas a empuxos que variam em profundidade entre 15 kN/m² e 45 kN/m², além de outras solicitações. Adotou-se 30 cm de espessura das paredes para melhor acomodação das armaduras, concretagem, cobrimento correto das barras de aço e robustez da solução que ficará logo abaixo da Avenida Alberto Soares Sampaio.



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

11. INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

O monitoramento geotécnico deverá ser realizado durante e após a obra do túnel em NATM. Recomenda-se a instalação de instrumentação básica para monitoramento de deslocamentos verticais na superfície.

A instrumentação geotécnica consistirá em pinos e marcos de recalque, inclinômetros próximos à galeria existente e pinos de convergência dentro da seção do túnel.

A locação sugerida para esses instrumentos encontra-se no desenho MAU-001-MAUA-DE-IT-001 e MAU-001-MAUA-DE-IT-002.

A finalidade da instrumentação é, de maneira geral, subsidiar a avaliação da continuidade ou modificação da metodologia de execução da obra, com base nos resultados das leituras realizadas.

Os principais objetivos da instrumentação geotécnica são:

- Verificar as condições de segurança das obras, de modo a serem adotadas medidas corretivas em tempo hábil, se necessárias;
- Verificar a adequação do método construtivo;
- Comprovar o desempenho esperado das estruturas, antes e depois das obras;
- Subsidiar projetos futuros, desenvolver e aprimorar técnicas construtivas.

12. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em obras de túneis é indispensável o Acompanhamento Técnico de Obra (ATO) por profissionais experientes e especializados, que deverão confirmar ou adaptar as soluções de projeto.

A instalação e leitura inicial da instrumentação deve ser feita antes do início das obras.

Antes do início das obras, deve ser confirmada todas as interferências existentes no local. As interferências deverão ser expostas, e realizar a subfundação prévia para apoiar os dutos da Braskem e da Comgás na região do emboque. A solução deverá ser submetida para aprovação do responsável da Braskem.



MEMORIAL DESCRITIVO



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

Deve ser verificada a posição do lençol freático antes do início da escavação dos poços. Caso as condições geotécnicas ou de lençol freático se mostrem mais críticas que o previsto, a Projetista e o ATO deverão ser informados para reavaliação do projeto.

O projeto de concepção do túnel foi realizado com base nos dados das investigações geológico-geotécnicas, por meio de soluções analíticas para análise das estabilidades global, do local da frente de escavação e, também, por meio de uma análise numérica pelo método de Negro (*op. cit.*), implementado no *software* Phase2.

A escavação do túnel deverá ser realizada em seção plena, com a execução do arco invertido definitivo com atraso máximo de fechamento de 2,40 m. Os avanços na calota deverão ser executados com 0,80 m, com imediata aplicação de concreto projetado e instalação das telas e cambotas metálicas. Após a escavação do rebaixo, deverá ser executada a aplicação imediata de concreto projetado com instalação de telas metálicas e cambotas no arco invertido definitivo.

O condicionamento previsto para o maciço consiste em enfilagens horizontais injetadas no teto, nas paredes, e abaixo dos apoios da cambota, pelo emboque e desemboque, com 22 m de comprimento e mínimo 1,60 m de sobreposição longitudinal. O projeto prevê também a pregagem frontal da frente de escavação com barras de fibra de vidro, com 1/2" de diâmetro, amarradas a um tubo central de PVC com 2" de diâmetro, em uma malha regular de 1,4 m, com 12,0 m de comprimento e 2,40 m de sobreposição, além de drenos horizontais profundos (DHP's) com 8,0 m de e ponteiros filtrantes caso necessário.

A quantidade, comprimento e espaçamento das enfilagens poderá ser ajustada em campo em função das observações do ATO e das interferências levantadas. O desvio máximo admissível das enfilagens com a horizontal deverá ser da ordem de 2%.

Os trilhos na região do túnel podem sofrer influência, em função de deslocamentos verticais no decorrer da escavação. Portanto, com a finalidade de mitigar tal influência, a obra deverá adotar o reforço dos trilhos e, caso a superestrutura apresente recalque "permanente" de 15 mm ou 1⁰/₁₀₀, esta deverá ser realinhada.

É imprescindível que todas as soluções sejam confirmadas ou eventualmente adaptadas às reais condições de campo, por engenheiro especializado em geotecnia.



Projeto: TÚNEL PRÓXIMO AO PAÇO MUNICIPAL	Rev.: 03	Data: 03/2023
---	--------------------	-------------------------

13. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT-NBR 6118 (2014) – “Projeto e Execução de Obras de Concreto Simples, Armado e Protendido – Procedimento”. Rio de Janeiro, 2003.

ANAGNOSTOU, G. and KOVÁRI, K. (1994). “The face stability of slurry-shield-driven Tunnels”. Tunnelling and Underground Space Technology, v. 9, n. 2, pp.165-174.

ANAGNOSTOU, G. and KOVÁRI, K. (1996). “Face stability in slurry and EPB Shield tunneling”. In: International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Proceedings... Mair, R.J. & Taylor, R.N (editors), London. A.A. Balkema: Rotterdam, pp.453-458.

ATKINSON, J.H. e POTTS, D.M. (1977). “Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil”. Geotechnique, v.27, n.2, pp.203-215.

BRÊDA, Thaís Coelho; RAMOS, Renato Rodriguez Cabral; MELLO, Claudio Limeira. *Análise Petrográfica de Arenitos da Formação Resende (Bacia de Resende, RJ)*. Geociências, v. 32, n. 4, p. 659-676, 2013.

DUNCAN, J.M. e CHANG, C. (1970). “Nonlinear analysis of stress and strain in soil”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. New York, v.96, n.5, sept., p.1629-1653.

GeoSGB (2021) - *Mapa Geológico*: Extraído do SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL - CPRM - - Litoestratigrafia do Brasil 1:1.000.000. Disponível em <www.geoportal.cprm.gov.br/geosgb/>

MÜHLHAUS, H.B. (1985). “Lower Bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions”. Rock Mechanics and Rock Engineering, v.18, pp.37-52.

NC-03 (1980). Companhia do Metropolitano de São Paulo - “Normas Técnicas Complementares – vol I e II”.

NEGRO, A. (1988). Design of Shallow Tunnels in Soft Ground. PhD Thesis. University of Alberta, 1480p.

SOZIO, L.E. (2004). “NATM - Implicações do método construtivo na segurança das escavações”. In: 1º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. Anais... São Paulo: ABMS/CBT, 12p.

SZÉCHY, K (1966). “The Art of Tunnelling”. Akademiai Kiado, Budapest.