

CONSTRUÇÃO DO RESERVATÓRIO NOVO MARAPICU, TRONCO, EXTRAVASOR E ADUTORA DO SISTEMA DE PRODUÇÃO DE ÁGUA NOVO GUANDU

CANAL EXTRAVASOR

RELATÓRIO GEOTÉCNICO CANAL EXTRAVASOR

A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-I30-RL-020

FEVEREIRO/2024



Documento assinado digitalmente

RODRIGO DE MELLO FENIZOLA

Data: 04/11/2025 16:29:50-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

SUMÁRIO

1. Introdução	3
2. Documentos de Referência	3
3. Objetivos	4
4. Caracterização do Terreno de Fundação	4
5. Definição dos Parâmetros de Resistência do Solo	7
6. Seções Consideradas para o Canal Extravaso	10
7. Determinação da Capacidade de Carga do Terreno de Fundação	24
7.1. Verificação da Capacidade de Carga – CR1 e CR2	24
7.2. Verificação da Capacidade de Carga – CR3, CR4 e CR5	28
7.3. Verificação da Capacidade de Carga – TRAV1	31
7.4. Verificação da Capacidade de Carga – TRAV 3	33
7.5. Verificação da Capacidade de Carga – TRAV 2, TRAV4 e TRAV5	34
7.6. Verificação da Capacidade de Carga – Transição entre Concreto e Gabião	36
8. Verificação da Estabilidade dos Taludes	37
9. Conclusões e Recomendações	44

1. Introdução

Este documento tem por objetivo apresentar os estudos geotécnicos desenvolvidos, necessários à implantação do Canal Extravasor do Reservatório Novo Marapicu, situado no município de Nova Iguaçu, no estado do Rio de Janeiro.

O Canal Extravasor será implantado sobre uma vala já existente no local, e deverá suportar as cheias de projeto, em recorrências adequadas para a macrodrenagem da bacia na qual está inserido e a vazão extraordinária de extravasão do Reservatório Marapicu, na ocasião crítica de parada de operação normal do mesmo.

O presente documento corresponde a uma revisão geral dos estudos apresentados na revisão anterior em função do recebimento dos resultados das investigações geológico-geotécnicas de campo programadas (Agosto/2023), com as quais serão ratificados ou retificados os resultados obtidos anteriormente.

2. Documentos de Referência

CÓDIGO DO DOCUMENTO	TÍTULO
A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-H00-DE-016-00 a A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-H00-DE-019-00	CANAL EXTRAVASOR – HIDRÁULICA - CANAL ENTRE AS RUAS DAS CAMÉLIAS E INGÁ - PLANTA E PERFIL – PROJETO EXECUTIVO – 19/01/2024
A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-H00-DE-021-00 a A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-H00-DE-023-00	CANAL EXTRAVASOR – HIDRÁULICA - CANAL ENTRE AS RUAS DAS CAMÉLIAS E INGÁ - SEÇÕES – PROJETO EXECUTIVO – 19/01/2024
—	BOLETINS DE SONDAGEM SPT01 a SPT22 REALIZADAS PELO PLANO 1, NA REGIÃO DO ENTORNO DO CANAL EXTRAVASOR – 23/03/2023 a 13/04/2023.
—	DESENHO SEM NUMERAÇÃO E SEM INDICAÇÃO DE AUTORIA, COM A LOCAÇÃO DAS SONDAGENS SPT-01 A SPT-22.

—	FUNDAÇÕES: TEORIA E PRÁTICA – 2ª EDIÇÃO, EDITORA PINI, SÃO PAULO, 1998 - W., HACHICH; F.F., FALCONI; J.L., SAES; R. G. Q., FROTA; C.S., CARVALHO E S., NIYAMA.;
—	FUNDAÇÕES VOLS 1 E 2– COOPE/UFRJ, 2002 – D.A., VELLOSO; F.R., LOPES
NBR 6122/2019	PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES
NBR 11.682/2009	ESTABILIDADE DE TALUDES DE ENCOSTA
RT-1115-24	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA – SPT - RELATÓRIO DE ENSAIOS E SONDAgens – PLANO 2 – Out/2024.

3. Objetivos

Em uma primeira etapa, os estudos geotécnicos desenvolvidos para o projeto de implantação do Canal Extravador do Reservatório Novo Marapicu compreenderam a elaboração de uma campanha de investigações geotécnicas para avaliação do terreno de fundação ao longo do eixo do Canal Extravador, bem como a determinação dos parâmetros geotécnicos dos estratos de solo envolvidos.

A segunda etapa dos estudos visa as verificações de capacidade de carga do terreno de fundação, as verificações quanto à flutuação das estruturas de concreto, nos trechos em concreto armado do canal e as verificações de estabilidade dos taludes definitivos nos trechos em seção trapezoidal revestido em gabião colchão e dos taludes provisórios de escavação, necessários à implantação das estruturas de concreto.

4. Caracterização do Terreno de Fundação

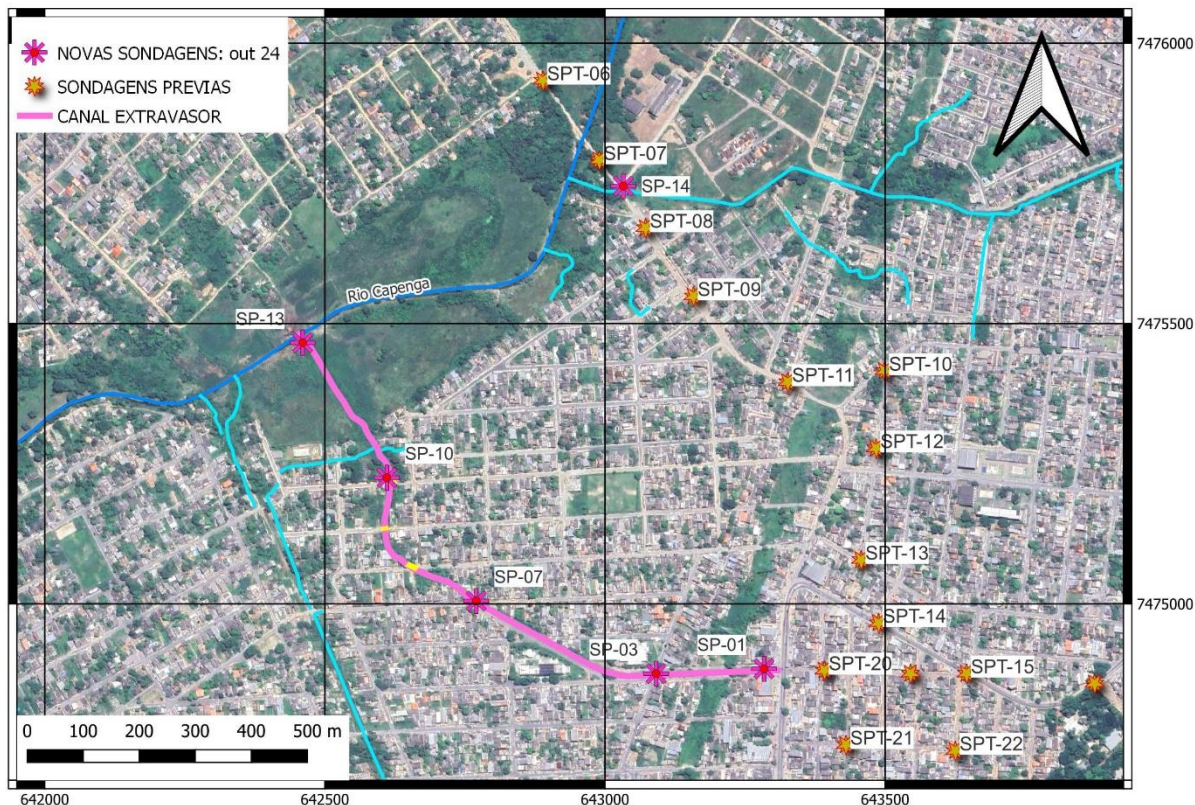
Para o presente projeto executivo do canal extravasor foi programada uma campanha específica de investigações geotécnicas de campo, apresentada nos desenhos A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-I30-DE-001-00 a A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-I30-DE-005-00, composta por 09 (nove) furos de sondagens a percussão, com ensaios padronizados de determinação da

resistência à penetração (SPT), metro a metro da perfuração até uma profundidade mínima prevista de 10,0m.

4.1. Caracterização a partir das Sondagens – Plano 1 (março/abril - 2023):

Para a revisão anterior do presente relatório, não dispúnhamos das informações resultantes da campanha de investigações programada. Com isso, para as verificações geotécnicas necessárias para canal extravasor, buscou-se por informações disponíveis oriundas de investigações geotécnicas de campanhas anteriores. Foi disponibilizado os boletins de 22 sondagens à percussão executadas pelo Plano de Sondagem 1 (março/abril de 2023) na região do entorno do canal extravasor. A Figura 4-1 apresenta, em planta, a localização dos furos de sondagem disponibilizados.

A partir dessa figura, verifica-se que a maioria dos furos se encontra com afastamento razoável da área de implantação do canal extravasor. Para avaliação do solo de fundação do canal, uma vez que este será implantado ao longo de uma calha da drenagem natural regional, a qual se encontra canalizada de maneira rudimentar, onde são esperados estratos argilosos inconsolidados, foram consideradas as sondagens localizadas mais próximas aos cursos d'água existentes, onde ocorrem estratos de características similares. Nesse sentido, foram consideradas sete das sondagens executadas no Plano de Sondagem 1, sendo estas as SPT-06, SPT-07, SPT-10, SPT-11, SPT-13, SPT-13 e SPT-20.



LEGENDA:

- | | |
|---|---|
|  Eixo do Canal Extravasor |  Rio Capenga |
|  Sondagens Executadas – Plano 1
(março a abril / 2023). |  Sondagens Executadas – Plano 2
(outubro / 2024). |

Figura 4-1 – Planta de localização das sondagens executadas no entorno do canal extravasor: Plano 1 (Março a Abril de 2023) e Plano 2 (outubro de 2024) – (Fonte: Adaptado de imagem do Google Earth e das coordenadas dos furos de sondagem, obtidas dos boletins de sondagem)

0

Quadro 4.2 apresenta um resumo do trecho entre os seis a sete primeiros metros das seis sondagens a percussão consideradas na região do entorno do canal extravasor pelo Plano 1 (março e abril / 2023).

A partir dos boletins de sondagens, verifica-se que abaixo da cota de implantação do canal, que se encontra em torno de 3,0m de profundidade, há um predomínio de estrato de argila arenosa de consistência variando de média (N_{SPT} entre 4 e 10 golpes) a rija (N_{SPT} entre 11 e 19 golpes).

Nesses furos de sondagem, o nível d'água encontra-se a profundidades entre 1,35 e 2,60m abaixo da superfície do terreno.

Quadro 4.1 - Resumo dos boletins de sondagens a percussão executadas ao longo do eixo do canal extravasor (Fonte: Plano de Sondagem 1 – Março e Abril / 2023).

Sondagem	Profundidade do NA (m)	Número de Golpes (N_{SPT}) obtidos no terreno de fundação						
		1,0m	2,0m	3,0m	4,0m	5,0m	6,0m	7,0m
SPT-06	2,60	5	7	3	9	17	14	11
SPT-07	2,60	5	9	9	13	10	15	-
SPT-10	1,90	7	6	6	9	14	11	-
SPT-11	2,00	6	9	7	9	11	17	-
SPT-12	2,00	4	5	8	9	9	12	-
SPT-13	2,00	4	6	8	11	11	15	-
SPT-20	1,35	7	6	8	8	14	11	-

Legenda Materiais presentes nos furos de sondagens

 Silte argiloso pouco arenoso	 Silte arenoso	 Areia média	 Areia argilosa
 Argila arenosa	 Argila mole	 Argila siltosa pouco arenosa	 Aterro de pedregulho

4.2. Caracterização a partir das Sondagens – Plano 2 (outubro / 2024):

Em outubro de 2024, foram disponibilizados os boletins de sondagem da campanha programada, sendo que das nove sondagens propostas na campanha de investigações, foram recebidos cinco boletins, com locações conforme apresentado na Figura 4-1.

A partir dos boletins de sondagens, verifica-se com exceção da sondagem SP-10, do Plano de Sondagem 2 (outubro / 2024), indicou resistência à penetração nos ensaios SPT superiores às das sondagens realizadas pelo Plano de Sondagem 1 (março e abril/2023), o que significa que as verificações realizadas com base nessas sondagens conduziram a resultados conservadores. Por outro lado, o trecho do canal caracterizado pela sondagem SP-10, ficaram superestimados.

Para as sondagens SP-01, SP-03, SP-07 e SP-13, verifica-se que abaixo da cota de implantação do canal, que se encontra em torno de 3,0m de profundidade, tem-se um estrato superior variando de silte arenoso compacto ($N_{SPT} = 19$ golpes) a argila siltosa pouco arenosa mole a dura (N_{SPT} de 4 a 39 golpes) sobreposto a uma areia fina a média / areia argilosa de compactidade média a muito compacta (N_{SPT} de 11 a 42 golpes). Em todas as sondagens foi verificado valores de N_{SPT} crescentes com a profundidade até atingir o impenetrável à percussão entre 9,0 e 12,0m de profundidade.

Apenas a sondagem SP-10 indicou a presença de material de baixa capacidade de suporte na cota de implantação do canal, correspondente a uma argila siltosa pouco arenosa ($N_{SPT} = 1$ a 4 golpes). Uma vez que esse estrato se apresentou a uma profundidade máxima de 4,0m – 1,0m abaixo da base do canal, será considerada a remoção do solo mole sob a fundação e sua substituição por solo compactado com características adequadas de capacidade de suporte, ou seja, compatível com valores de N_{SPT} mínimo de 10golpes.

As sondagens executadas indicaram nível d'água em profundidades variando entre 2,07 e 2,42m abaixo da superfície do terreno. O

Quadro 4.2 apresenta um resumo das cinco sondagens a percussão executadas ao longo do eixo do canal extravasor do Plano de Sondagem 2 (outubro / 2024).

Quadro 4.2 - Resumo dos boletins de sondagens a percussão executadas no entorno do canal extravasor (Fonte: Plano de Sondagem 2 – Out/2024).

Sondagem	Profundidade do NA (m)	Número de Golpes (N_{SPT}) obtidos no terreno de fundação										
		1,0m	2,0m	3,0m	4,0m	5,0m	6,0m	7,0m	8,0m	9,0m	10m	11m
SP-01	2,16	8	12	16	19	31	37	42	46	30/15	–	–
												
SP-03	2,07	5	13	14	35	39	36	42	43	56/25	30/5	–
												
SP-07	2,10	4	8	14	12	13	13	27	23	31	39	43
												
SP-10	2,42	5	2	1	4	11	16	18	23	31	39	43
												
SP-13	2,40	4	5	11	17	19	25	25	32	36	35/15	–
												

Legenda Materiais presentes nos furos de sondagens

 Argila arenosa
  Argila plástica orgânica
  Argila siltosa pouco arenosa
  Aterro de pedregulho

 Silte argiloso pouco arenoso
  Silte arenoso
  Areia fina a média
  Areia argilosa

 Argila

5. Definição dos Parâmetros de Resistência do Solo

5.1. A Partir das Sondagens do Plano 1 (março/abril - 2023):

Inicialmente, nas avaliações geotécnicas constantes neste documento, foram estimados parâmetros de resistência para o solo natural bem como para o peso específico com base nos resultados das sondagens à percussão executadas pelo Plano 1 (março e abril / 2023). De forma conservadora, a favor da segurança, buscou-se por parâmetros correspondentes aos valores mais baixos de resistência à penetração (SPT).

Essas sondagens indicaram um predomínio de argila arenosa com resistência à penetração mínima corresponde a um N_{SPT} de 6 golpes. Nos locais onde fosse encontrada argila mole ($N_{SPT} < 4$), na cota

de assentamento das estruturas de concreto, era prevista a escavação do terreno até a obtenção de solo com as características especificadas. De acordo com as sondagens disponíveis, não eram esperadas espessuras do estrato de solo mole sob as estruturas de concreto, superiores a 1,0m, o que conduziria a escavações factíveis.

Para o trecho do canal em seção trapezoidal revestido em gabião colchão, mais próximo ao rio Capenga, as sondagens indicaram estratos de argila siltosa/silte argiloso com N_{SPT} ente 5 a 9 golpes na região dos taludes escavados para implantação do canal, para os quais serão realizadas avaliações de estabilidade quanto ao deslizamento.

Com base na experiência da projetista e na bibliografia geotécnica disponível, foram estabelecidos os parâmetros geotécnicos compatíveis com uma argila arenosa rija com N_{SPT} de 6golpes e para argila siltosa/silte argiloso com N_{SPT} ente 5 a 9 golpes. No Quadro 5.1 são indicados os parâmetros geotécnicos adotados com base nas sondagens executadas pelo Plano 1 (março e abril / 2023).

Quadro 5.1 - Parâmetros adotados para o solo de fundação na área de implantação do Canal Extravisor – Plano de Sondagem 1 (março e abril / 2023)

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO APARENTE ÚMIDO (kN/m ³)	COESÃO (kPa)	ÂNGULO DE ATRITO (°)
Argila arenosa média a rija	17,5	5	20
Argila siltosa / Silte argiloso	17,5	10	20

5.2. A partir das Sondagens do Plano 2 (outubro / 2024):

Para a presente revisão deste documento, serão considerados parâmetros geotécnicos com base nas sondagens executadas pelo Plano de Sondagem 2 (outubro / 2024). As verificações necessárias terão como base a área de influência de cada uma das sondagens executadas ao longo do eixo do canal extravisor. Desse modo, tem-se:

- Sondagem SP-01 - trecho do canal entre o km 0 e o km 0 + 150m;
- Sondagem SP-03 - trecho do canal entre o km 0 + 150m e o km 0 + 400m;
- Sondagem SP-07 - trecho do canal entre o km 0 + 400 e o km 0 + 780m;
- Sondagem SP-10 - trecho do canal entre o km 0 + 780 e o km 1 + 020m, e
- Sondagem SP-13 - trecho do canal entre o km 01 + 020m e o km 1 + 180m;

Uma vez que as sondagens executadas no Plano de Sondagem 2 (outubro / 2024) indicaram um sensível aumento da resistência à penetração a partir de 3,0m de profundidade, os diferentes estratos de solo observados nas sondagens foram agrupados de acordo com os valores de N_{SPT} , definindo-se parâmetros para um valor médio de N_{SPT} até 3,0m de profundidade e para um valor mínimo, a partir de 3,0m de profundidade. A exceção a essa regra ficou por conta da SP-10, uma vez que essa sondagem apresentou uma maior dispersão de valores de N_{SPT} nos três primeiros metros de profundidade. Nesse caso, nesse trecho do solo de fundação foram considerados dois estratos. O Quadro 5.2 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados para os estratos de solo ao longo do canal extravasor, com base em correlações empíricas com os valores de resistência à penetração N_{SPT} obtidos nas sondagens a percussão executadas pelo Plano 2 (outubro / 2024), bem como na experiência da projetista com materiais semelhantes.

Quadro 5.2 - Parâmetros adotados para o solo de fundação na área de implantação do Canal Extravisor – Plano de Sondagem 2 (outubro / 2024)

SONDAGEM		MATERIAL	PESO ESPECÍFICO APARENTE ÚMIDO (kN/m³)	COESÃO (kPa)	ÂNGULO DE ATRITO (°)
FURO	PROFUNDIDADE				
SP-01	0 a 3,0m $N_{SPT \text{ méd.}} = 12$ golpes	Silte argiloso pouco arenoso a argila arenosa	17,5	10	25
	> 3,0m $N_{SPT} > 19$ golpes	Areia fina a média	18	0	35
SP-03	0 a 3,0m $N_{SPT \text{ méd.}} = 10$ golpes	Silte argiloso pouco arenoso/Argila/Areia a	17,5	10	25

SONDAGEM		MATERIAL	PESO ESPECÍFICO APARENTE ÚMIDO (kN/m³)	COESÃO (kPa)	ÂNGULO DE ATRITO (°)
FURO	PROFUNDIDADE				
		argila argilosa/Argila siltosa pouco arenosa			
	> 3,0m N _{SPT} > 35 golpes	Argila siltosa pouco arenosa a areia argilosa	18	20	30
SP-07	0 a 3,0m N _{SPT méd.} = 8 golpes	Argila arenosa a Argila siltosa pouco arenosa	17,5	15	25
	> 3,0m N _{SPT} > 12 golpes	Areia fina a média	17,5	0	32
SP-10	0 a 2,0m N _{SPT méd.} = 3 golpes	Argila arenosa / Argila siltosa pouco arenosa / Argila plástica orgânica	17,0	15	0
	2,0 a 3,0m N _{SPT} = 1 golpe	Argila plástica orgânica	16,5	5	0
	> 3,0m N _{SPT} > 10 golpes	Areia argilosa	17,5	5	28
SP-13	0 a 3,0m N _{SPT méd.} = 8 golpes	Argila arenosa	17,5	10	25
	> 3,0m N _{SPT} > 17 golpes	Argila siltosa pouco arenosa	18	15	30

6. Seções Consideradas para o Canal Extravisor

O canal extravisor será implantado a partir das escavações necessárias ao longo da vala de drenagem já existente para conformação das seções previstas em projeto. O canal extravisor projetado apresenta 1,178 km de extensão, sendo entre o km 0 e o km 0 + 878,5m constituído em seção retangular em concreto armado, seguido por um trecho de transição entre o concreto e gabião, denominado desemboque e, a partir do km 0 + 890m, é conformado em seção trapezoidal em gabião colchão do

tipo colchão reno. Nos desenhos de projeto A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-H00-DE-016-00 a A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-H00-DE-019-00 constam as seções transversais levantadas para o canal extravasor a cada 20,0m ao longo de seu eixo.

O trecho do canal em concreto armado apresenta segmentos constituídos por canaletas retangulares ligadas por bueiros duplos celulares (travessias), nos pontos onde ocorre a passagem de veículos. Ao todo, são cinco seções tipo para as canaletas retangulares, denominadas CR1, CR2, CR3, CR4 e CR5, apresentadas das Figura 6-1 à Figura 6-5, cinco seções para as travessias em bueiros duplos celulares, denominadas TRA1, TRAV2, TRAV3, TRAV4 e TRAV5, apresentadas das Figura 6-6 a Figura 6-10.

Conectando as canaletas retangulares às travessias, foram considerados elementos de transição, num total de nove elementos, denominados TR-CR1 a TR-CR-9. Ao final do trecho em concreto armado, fazendo a transição entre concreto e gabião colchão foi considerado um desemboque, apresentado na Figura 6-11.

No Item 7 do presente relatório, são apresentadas as verificações quanto à flutuação das estruturas de concreto e no item 8, são apresentadas as verificações de capacidade de carga do terreno de fundação das estruturas de concreto.

As canaletas CR1 e CR2, apresentam as mesmas dimensões, diferindo apenas na configuração topográfica do terreno do entorno. Da mesma forma, as canaletas CR3, CR4 e CR5, também são idênticas em suas dimensões, porém, com relevos topográficos distintos. Para efeito das verificações geotécnicas do presente documento, para cada geometria, as canaletas foram avaliadas de acordo com a área de influência das sondagens executadas. Nesse caso, as verificações para a Canaleta CR1, tiveram por base a sondagem SP-01, a canaleta CR2, foi baseada na sondagem SP-03, as canaletas CR3 e CR4, na sondagem SP-07 e a canaleta CR-05, na sondagem SP-10.

Quanto às suas dimensões, as cinco travessias a serem avaliadas, se dividem em dois grupos, sendo a TRAV1 a única de seu grupo, e as TRAV2 a TRAV5 no outro. Nesse segundo grupo, a diferença entre

as seções corresponde à altura de aterro sobre o topo dos elementos, neste caso, para efeito de dimensionamento será considerada a travessia com maior altura de aterro no seu topo. Nos cinco casos foi considerado, nas verificações de capacidade de carga, um carregamento adicional correspondente ao tráfego de veículos.

Da mesma forma que para as canaletas, as verificações geotécnicas das travessias tiveram por base a área de influência das sondagens executadas. Nesse caso, as verificações para a travessia TRAV1, tiveram por base a sondagem SP-03, as travessias TRAV2 e TRAV3 foram baseadas na sondagem SP-07, as travessias TRAV4 e TRAV 5, na sondagem SP-10.

Para efeitos de verificação de capacidade de carga do terreno de fundação, foi considerado o nível d'água coincidente com o nível do terreno ao longo de todo o trecho do canal extravasor em concreto armado. Para as verificações quanto à flutuação e de estabilidade dos taludes, foi considerado o nível freático ao longo do canal obtido a partir do nível d'água registrado nas sondagens executadas.

Tanto para o trecho do canal em concreto armado quanto para o trecho em gabião colchão, foram realizadas avaliações da estabilidade dos taludes laterais quanto à possibilidade de ruptura por deslizamento. Nesse caso, foram avaliadas as seções com maior altura de talude lateral, combinadas à situação mais crítica de nível d'água e considerando as sondagens na área de influência. A partir desse conceito, foram avaliadas duas seções para o trecho do canal em concreto armado, sendo uma correspondente à seção de maior altura, localizada no km 0 + 420 (Figura 6-12), com os parâmetros dos estratos de solo definidos a partir da sondagem SP-07. A segunda seção correspondeu ao km 0 + 870 (Figura 6-13), com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-10, com menores valores de resistência à penetração SP registrados no três primeiros metros a partir da superfície do terreno.

Para o trecho de canal revestido em gabião colchão, foi considerada uma seção representativa, correspondente à seção de maior altura, localizada no km 1 + 020 (Figura 6-14), sendo que, para essa seção, foram consideradas duas possibilidades de parâmetros dos estratos de solo, com uma, a

partir da sondagem SP-10 e outra, a partir da sondagem SP-13, uma vez que as áreas de influência dessas duas sondagens interceptam as maiores alturas de talude desse trecho do canal.

No item 9 do presente relatório são apresentadas as verificações de estabilidade dos taludes laterais provisórios das escavações necessárias à implantação das estruturas de concreto armado, bem como dos taludes definitivos do trecho em gabião colchão.

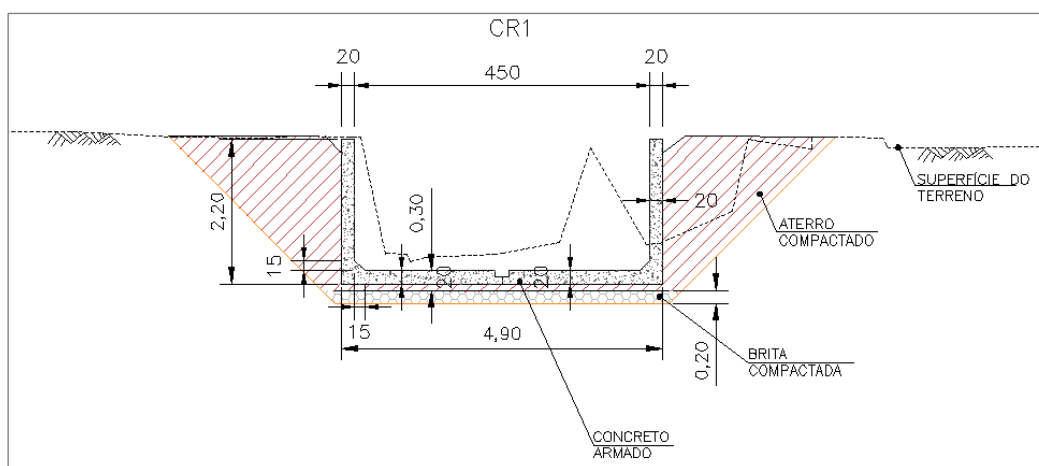


Figura 6-1 – Trecho do canal extravasor em canaleta retangular em concreto armado com seção do tipo CR1.

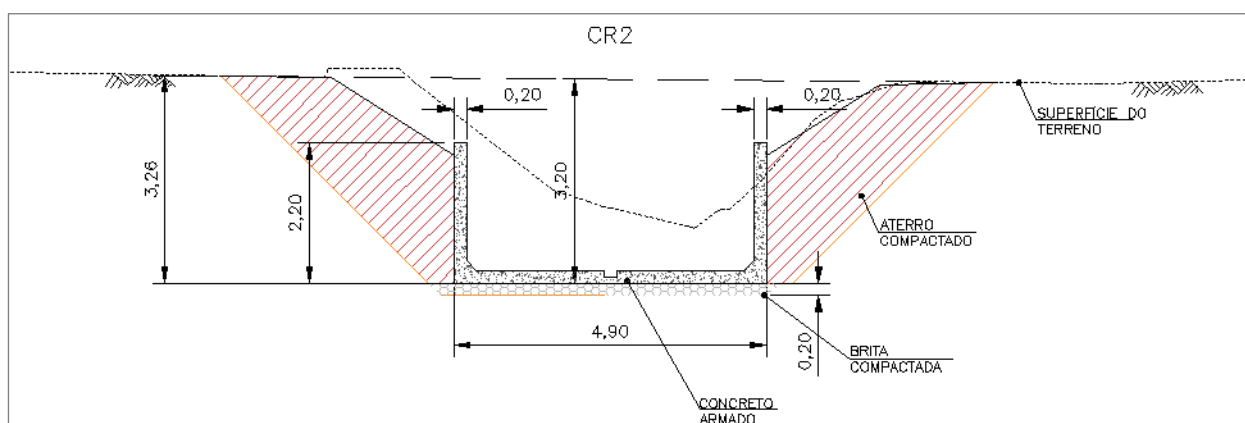


Figura 6-2 – Trecho do canal extravasor em canaleta retangular em concreto armado com seção do tipo CR2.



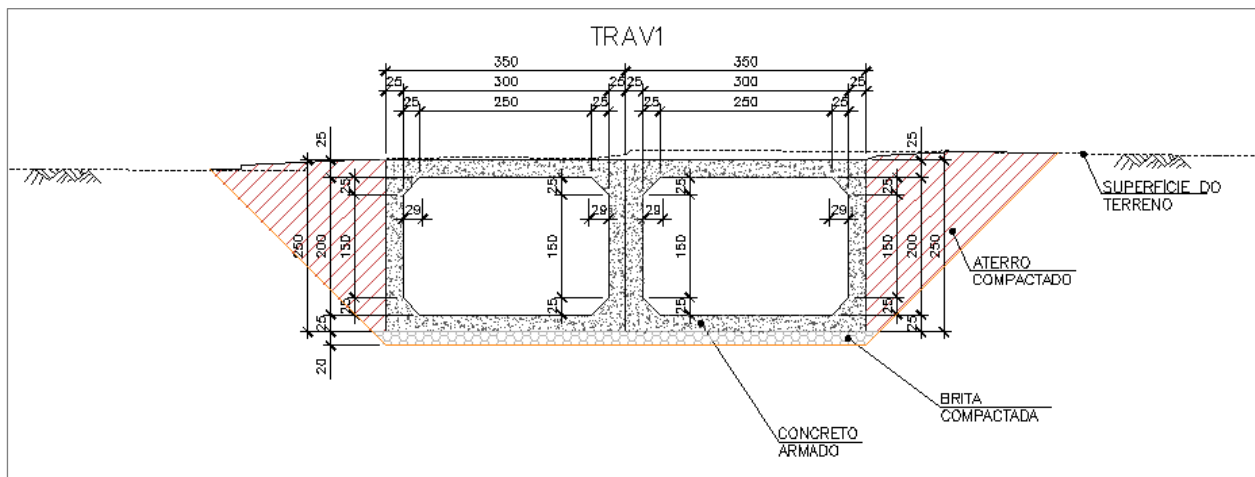


Figura 6-6 – Trecho do canal extravasor em bueiro celular duplo em concreto armado correspondente à travessia TRAV1.

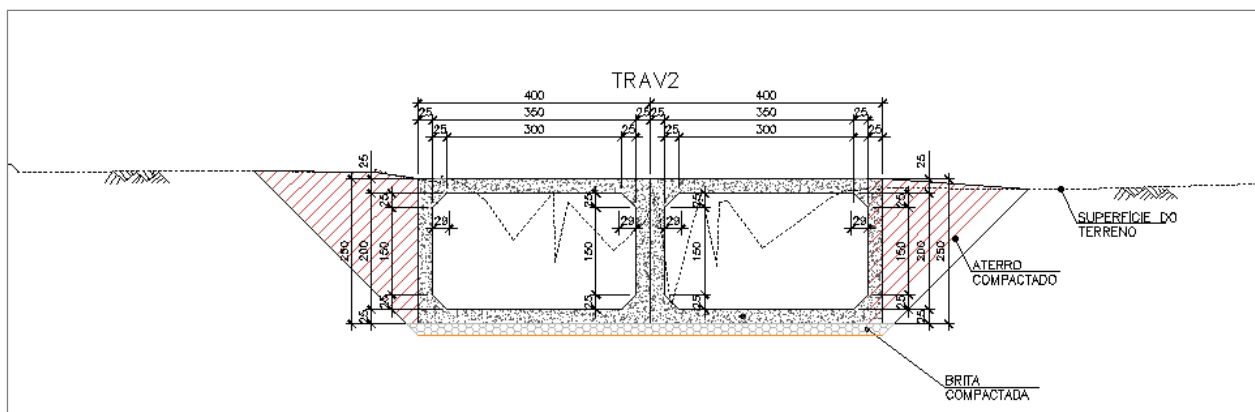


Figura 6-7 – Trecho do canal extravasor em bueiro celular duplo em concreto armado correspondente à travessia TRAV2.

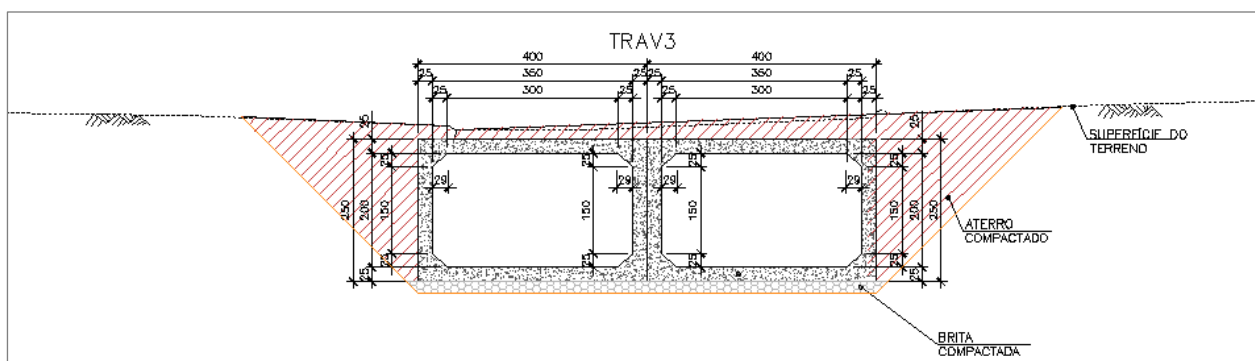


Figura 6-8 – Trecho do canal extravasor em bueiro celular duplo em concreto armado correspondente à travessia TRAV3.

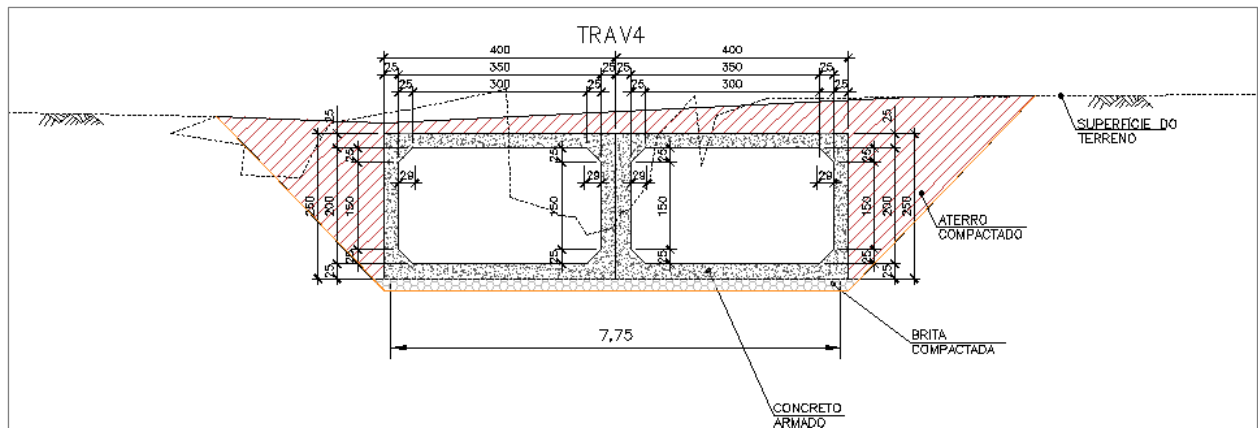


Figura 6-9 – Trecho do canal extravasor em bueiro celular duplo em concreto armado correspondente à travessia TRAV4.

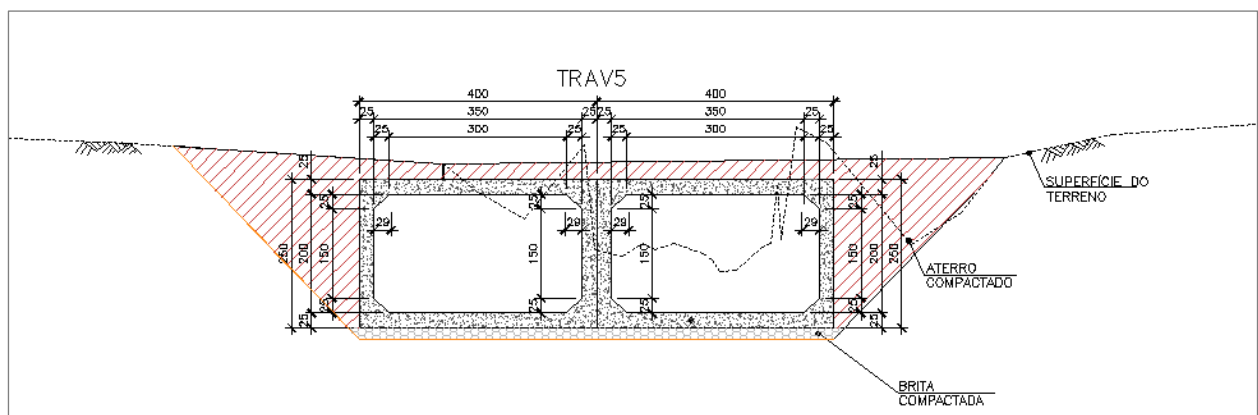


Figura 6-10 – Trecho do canal extravasor em bueiro celular duplo em concreto armado correspondente à travessia TRAV5.

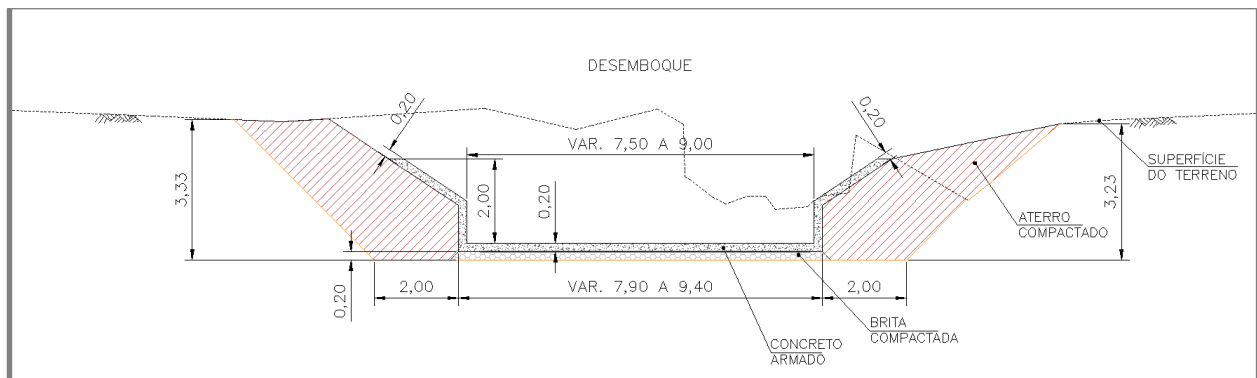


Figura 6-11 – Desemboque do canal extravasor – Trecho de transição entre concreto armado e gabião.

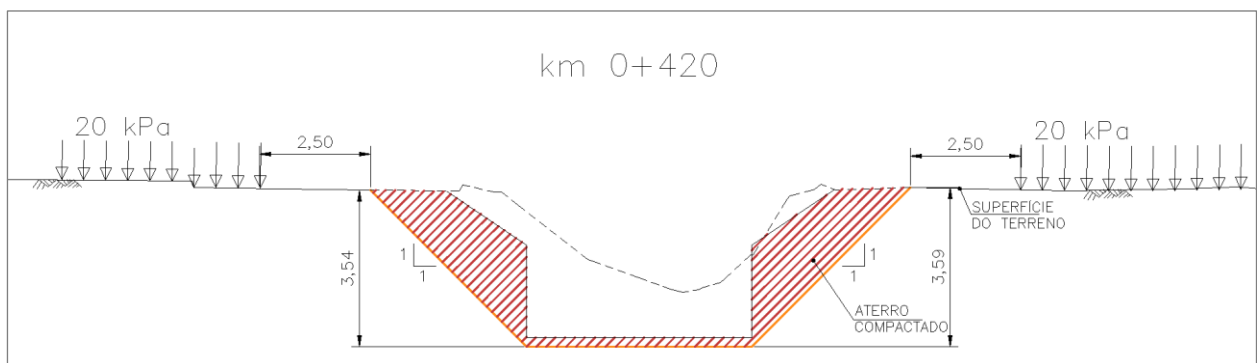


Figura 6-12 – Taludes provisórios do trecho do canal extravasor em concreto armado, correspondente à Seção do km 0 + 420m – Seção de maior altura de taludes.

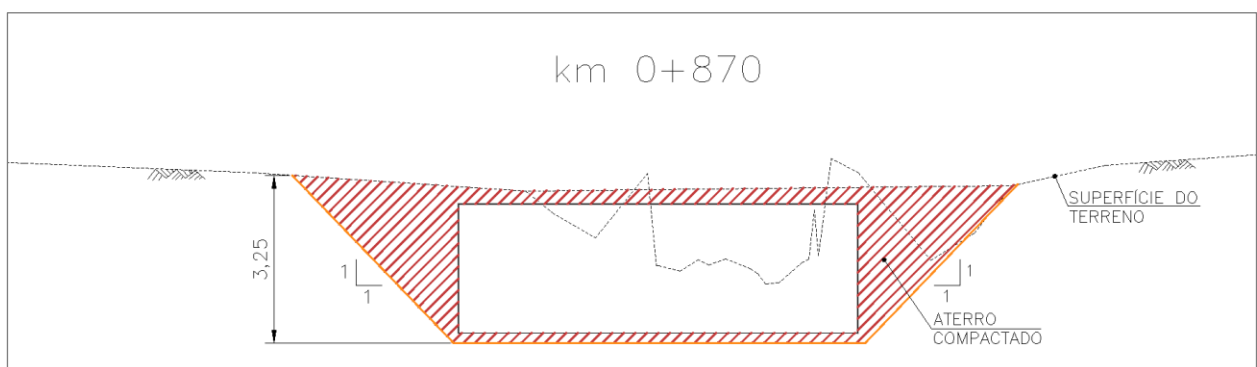


Figura 6-13 – Taludes provisórios do trecho do canal extravasor em concreto armado, correspondente à Seção do km 0 + 870m – Seção na área de influência da sondagem SP-10, com valores de resistência à penetração críticos.

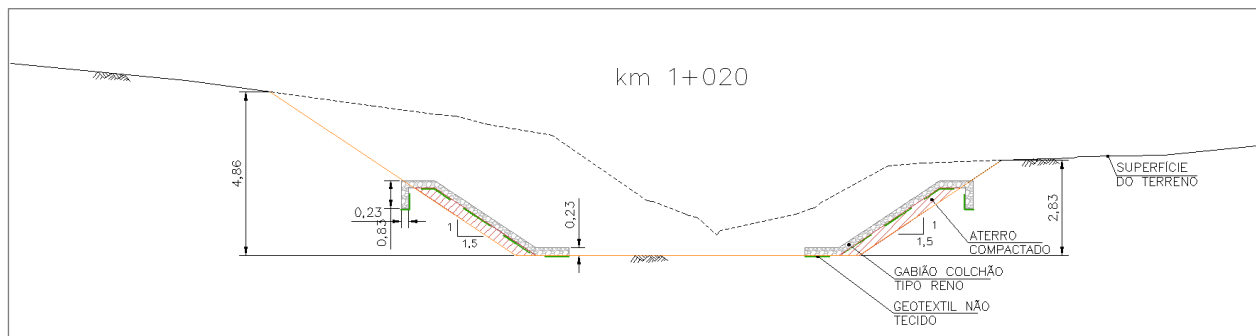


Figura 6-14 – Trecho do canal extravasor em seção trapezoidal (CTR1) revestido com gabião colchão do tipo Colchão Reno.

7. Verificação das Estruturas Quanto à Flutuação

7.1. Verificação Quanto à Flutuação – CR1

Verificação para a condição mais crítica observada – seção do km 0 + 195m (coluna d'água acima do fundo da canaleta = 0,66m)

- Carga distribuída do concreto = $(44,55 \div 4,90) = 9,09 \text{ kN/m}^2$
- Empuxo de água = coluna d'água $\times \gamma_h = 0,66 \times 10 = 6,6 \text{ kN/m}^2$
- Fator de segurança à flutuação = $9,09 \div 6,6 = 1,50 > 1,1 \Rightarrow \text{ok!}$

7.2. Verificação Quanto à Flutuação – CR2

Verificação para a condição mais crítica observada – seção do km 0 + 370m (coluna d'água acima do fundo da canaleta = 1,12m)

- Carga distribuída do concreto = $(44,55 \div 4,90) = 9,09 \text{ kN/m}^2$
- Empuxo de água = $1,12 \times 10 = 11,20 \text{ kN/m}^2$
- Fator de segurança à flutuação = $9,09 \div 11,20 = 0,81 < 1,1 \Rightarrow \text{Não atende}$

Determinação da coluna d'água máxima acima do fundo das estruturas para assentamento da canaleta tipo CR2, para garantia de fator de segurança à flutuação – (FS > 1,1).

- Empuxo da água (E_a) < Carga distribuída do concreto $\times 1,1$
- coluna d'água $\times \gamma_h < 9,09 \times 1,1 \Rightarrow E_a < (9,99 \div 10) \Rightarrow X < 1,00 \text{m}$

Quando assentadas em locais onde o lençol freático se encontre 1,00m acima do fundo da canaleta retangular tipo CR2, estas deverão ter suas paredes espessadas em 0,10m, passando com isso a 0,30m de espessura. Esta condição se dá no trecho entre os quilômetros 0 + 310m e 0 + 395m.

Verificação do empuxo de água nestes casos:

- Peso da canaleta CR2 (espessura = 0,30m) – 68,30kN/m²/m
- Carga distribuída do concreto = $(68,30 \div 5,10) = 13,39\text{kN/m}^2$
- Empuxo de água máximo = $1,12 \times 10 = 11,20 \text{ kN/m}^2$
- Fator de segurança à flutuação = $13,39 \div 11,20 = 1,2 \Rightarrow FS > 1,1 \Rightarrow \text{Ok!}$

7.3. Verificação Quanto à Flutuação – CR3, CR4 e CR5

Verificação para a condição mais crítica observada – seção do km 0 + 880m (coluna d'água acima do fundo da canaleta = 1,05m)

- Carga distribuída do concreto = $(55,05 \div 6,90) = 7,98\text{kN/m}^2$
- Empuxo de água = $1,05 \times 10 = 10,50 \text{ kN/m}^2$
- Fator de segurança à flutuação = $7,98 \div 10,50 = 0,76 < 1,1 \Rightarrow \text{Não atende.}$

Determinação da coluna d'água máxima acima do fundo das estruturas para assentamento das canaletas tipo CR3, CR4 e CR5, para garantia de fator de segurança à flutuação – ($FS > 1,1$).

- Empuxo da água (E_a) < Carga distribuída do concreto $\times 1,1$

$$\text{coluna d'água} \times \gamma_h < 7,98 \times 1,1 \Rightarrow E_a < (7,98 \div 10) \Rightarrow X < 0,90\text{m}$$

Quando assentadas em locais onde o lençol freático se encontre 0,90m acima do fundo das canaletas retangular tipo CR3, CR4 e CR5 estas deverão ter suas paredes espessadas em 0,15m, passando com isso a 0,35m de espessura. Esta condição se dá no trecho entre os quilômetros 0 + 820m e 0 + 870m.

Verificação do empuxo de água nestes casos:

- Peso das canaletas CR3, CR4 e CR5 (espessura = 0,35m) – 98,55kN/m²/m
- Carga distribuída do concreto = $(98,55 \div 7,20) = 13,68\text{kN/m}^2$

- Empuxo de água máximo = $1,20 \times 10 = 12,00 \text{ kN/m}^2$

7.4. Fator de segurança à flutuação = $13,68 \div 12,00 = 1,14 \Rightarrow FS > 1,1 \Rightarrow \text{Ok!}$

7.5. Verificação Quanto à Flutuação – TRAV1

(coluna d'água máxima acima do fundo da travessia = 0,66m)

- Carga distribuída do concreto = $(143,75 \div 7,00) = 20,53 \text{ kN/m}^2$
- Empuxo de água = $0,66 \times 10 = 6,60 \text{ kN/m}^2$
- Fator de segurança à flutuação = $20,53 \div 6,60 = 3,1 > 1,1 \Rightarrow \text{ok!}$

7.6. Verificação Quanto à Flutuação – TRAV2, TRAV3, TRAV4 e TRAV5

(coluna d'água máxima acima do fundo da travessia = 1,04m)

- Carga distribuída do concreto = $(156,25 \div 8,00) = 19,53 \text{ kN/m}^2$
- Empuxo de água = $1,04 \times 10 = 10,40 \text{ kN/m}^2$
- Fator de segurança à flutuação = $19,53 \div 10,40 = 1,87 > 1,1 \Rightarrow \text{ok!}$

7.7. Verificação Quanto à Flutuação – Transições TR-CR1 e TR-CR2

- Coluna d'água máxima acima do fundo da transição = 0,66m
- Dimensões das Transições – Variável de 4,50m x 2,00m a 6,50m x 2,00m

Uma vez que a maior largura das Transições TR-CR1 e TR-CR2 corresponde à da canaleta CR2 (dimensões 6,50 x 2,00m), na qual o nível d'água pode ficar até 1,0m acima do fundo da canaleta, logo, as Transições TR-CR1 e TR-CR2 atendem à verificação quanto à flutuação.

7.8. Verificação Quanto à Flutuação – Transição TR-CR3

- Coluna d'água máxima acima do fundo da transição = 0,25m
- Dimensões da Transição – Variável de 4,50m x 2,00m a 7,50m x 2,00m

Uma vez que a maior largura da Transição TR-CR3 corresponde às das canaletas CR3, CR 4 e CR 5 (dimensões 7,50 x 2,00m), nas quais o nível d'água pode ficar até 0,90m acima do fundo da canaleta, logo, a Transição TR-CR3 atende à verificação quanto à flutuação.

7.9. Verificação Quanto à Flutuação – Transições TR-CR4 a TR-CR8

- Coluna d'água máxima acima do fundo das transições = 0,80m
- Dimensões das Transições – Variável de 6,50m x 2,00m a 7,50m x 2,00m

Uma vez que a maior largura das Transições TR-CR4 a TR-CR8 correspondem às das canaletas CR3, CR 4 e CR 5 (dimensões 7,50 x 2,00m), nas quais o nível d'água pode ficar até 0,90m acima do fundo da canaleta, logo, as Transições TR-CR4 a TR-CR8 atendem à verificação quanto à flutuação.

7.10. Verificação Quanto à Flutuação – Transição TR-CR9

- Coluna d'água máxima acima do fundo da transição = 1,04m
- Dimensões da Transição – Variável de 6,50m x 2,00m a 7,50m x 2,00m

Uma vez que a maior largura da Transição TR-CR9 corresponde às das canaletas CR3, CR 4 e CR 5 (dimensões 7,50 x 2,00m), nas quais o nível d'água não deve ultrapassar 0,90m acima do fundo da canaleta, logo, a Transição TR-CR9 não atende à verificação quanto à flutuação, devendo sua espessura passar a 0,35m.

7.11. Verificação Quanto à Flutuação – Desemboque

- Coluna d'água máxima acima do fundo do desemboque = 1,10m
- Dimensões da Transição – Variável de 7,50m x 2,00m a 9,0m x 2,00 m
- Área média do desemboque -2,87 m²
- Carga distribuída – $71,70 \div 8,65 = 8,29 \text{ kN/m}^2$
- Empuxo de água – 11 kN/m²
- Fator de segurança à flutuação = $8,29 \div 11 = 0,76 < 0,75 \Rightarrow$ Não atende.

Nesse caso, a estrutura do desemboque deverá ter suas paredes espessadas e, 0,20m de modo a atender a verificação quanto à flutuação. Nesse caso:

- Coluna d'água máxima acima do fundo do desemboque = 1,30m
- Dimensões da Transição – Variável de 7,50m x 2,00m a 9,0m x 2,00 m
- Área média do desemboque -5,93 m²
- Carga distribuída – $148,28 \div 9,05 = 16,38 \text{ kN/m}^2$
- Empuxo de água – 13 kN/m²
- Fator de segurança à flutuação = $148,28 \div 13 = 1,26 > 1,1 \Rightarrow$ Ok!

8. Determinação da Capacidade de Carga do Terreno de Fundação

A seguir é apresentada a metodologia para determinação da capacidade de suporte do terreno de fundação, com a consideração de um carregamento vertical correspondente ao peso próprio das estruturas em concreto armado, o peso da água em seu interior e, no caso dos trechos de travessia do canal, a sobrecarga correspondente ao tráfego de veículos, juntamente com a sobrecarga correspondente ao aterro sobre a estrutura, nos casos em que essas se encontram enterradas.

Todas as canaletas retangulares foram consideradas como fundações corridas, uma vez que seus comprimentos são muito superiores às suas larguras. Da mesma forma, as travessias TRAV1 e TRAV3 também foram consideradas como fundações corridas e as demais TRAV2, TRAV4 e TRAV5 foram consideradas fundações retangulares. Neste caso, para efeito de dimensionamento, foi considerada a TRAV4, de maior comprimento, tendo em vista a redução da capacidade de carga de fundações retangulares com o aumento do comprimento.

N a presente revisão do relatório, estão sendo considerados parâmetros dos estratos de solo definidos a partir das sondagens executadas pelo Plano 2 (outubro / 2024), apresentados no Quadro 5.2 do presente relatório.

8.1. Verificação da Capacidade de Carga – CR1

Carregamento considerado.

- Concreto – Área = $1,782\text{m}^2$
- Peso específico do concreto armado – 25 kN/m^3
- Peso de concreto – $44,55\text{kN/m}$
- Peso da água (sem a consideração de borda livre) – 90kN/m
- Peso total – $134,55\text{kN/m}$
- Carga distribuída no terreno de fundação = $134,55 \div 4,90 = 27,46\text{ kN/m}^2$

Características da estrutura

- Fundação corrida com largura de base (B) – $4,90\text{m}$.
- Altura de embutimento no terreno (D) – $2,00\text{m}$

Características do terreno de fundação, considerando os parâmetros adotados para a sondagem SP-01.

- Peso específico do solo – 18,0kN/m³
- Peso específico do solo submerso – 8kN/m³
- Coesão – 0kPa.
- Ângulo de atrito – 35°

8.1.1 Determinação da tensão de ruptura (σ_r) da fundação

Para determinação da tensão de ruptura da fundação (σ_r), foi empregada a teoria desenvolvida por Therzagui para fundações rasas, considerando-se uma sapata corrida com carregamento vertical, onde:

$$\sigma_r = c N_c s_c + \gamma D N_q s_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (1)$$

Os parâmetros N_c , N_q e N_γ , presentes na expressão (1) acima, são obtidos a partir do ábaco constante na Figura 8-1, em função do ângulo de atrito da fundação. Para $\phi = 35^\circ$

$$\begin{aligned} N_c &= 46,12 \\ N_q &= 33,30 \\ N_\gamma &= 48,03 \end{aligned}$$

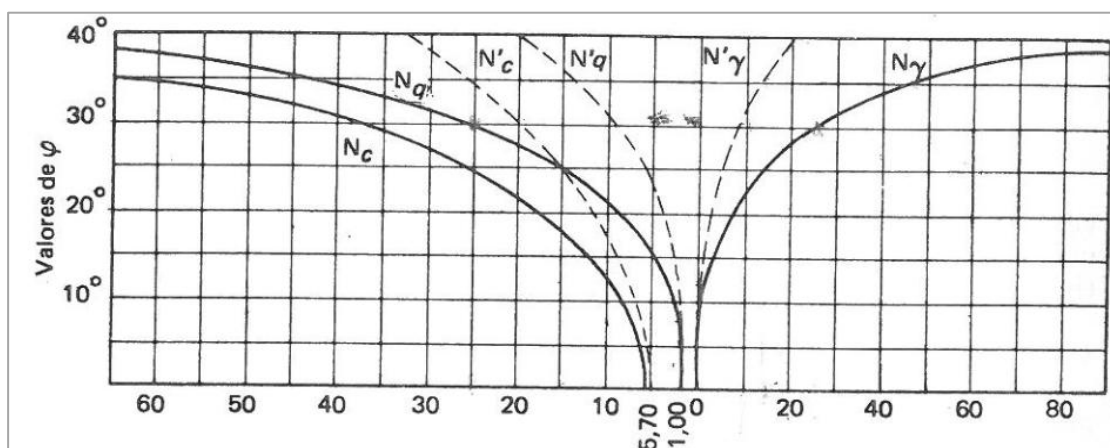


Figura 8-1 – Ábaco para determinação dos fatores de carga de constantes na equação 1.

s_c , s_q e s_γ – são fatores de forma da sapata, sendo que para fundações corridas, são iguais à unidade.

Com os dados acima, chega-se a uma tensão de ruptura (σ_r) para o terreno de fundação de **1.474,10 kN/m²**

8.1.2 Determinação da tensão admissível (σ_{adm}) na fundação

De acordo com a NBR 6122/2019, para a determinação da tensão admissível (σ_{adm}) do terreno de fundação, deve ser aplicado um fator de segurança igual a 3 na tensão de ruptura (σ_r) calculada, com isso:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= \sigma_r / 3 = 1.474,10 / 3,00 = 491,37 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{adm} &= 491,37 \text{ kN/m}^2 > 27,46 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

A tensão admissível é maior que a tensão atuante, sendo, portanto, atendida a capacidade de suporte do terreno de fundação.

8.2. Verificação da Capacidade de Carga – CR2

Carregamento considerado.

- Concreto – Área = 1,782m²
- Peso específico do concreto armado – 25 kN/m³
- Peso de concreto – 44,55kN/m
- Peso da água (sem a consideração de borda livre) – 90kN/m
- Peso total – 134,55kN/m
- Carga distribuída no terreno de fundação = 134,55 ÷ 4,90 = **27,46 kN/m²**

Características da estrutura

- Fundação corrida com largura de base (B) – 4,90m.
- Altura de embutimento no terreno (D) – 2,00m

Características do terreno de fundação, considerando os parâmetros adotados para a sondagem SP-03.

- Peso específico do solo – 17,50kN/m³
- Peso específico do solo submerso – 7,50kN/m³
- Coesão – 10kPa.
- Ângulo de atrito – 25°

8.2.1 Determinação da tensão de ruptura (σ_r) da fundação

Para determinação da tensão de ruptura da fundação (σ_r), foi empregada a teoria desenvolvida por Therzagui para fundações rasas, considerando-se uma sapata corrida com carregamento vertical, onde:

$$\sigma_r = c N_c s_c + \gamma D N_q s_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (1)$$

Os parâmetros N_c , N_q e N_γ , presentes na expressão (1) acima, são obtidos a partir do ábaco constante na Figura 8-1, em função do ângulo de atrito da fundação. Para $\phi = 25^\circ$

$$\begin{aligned} N_c &= 20,72 \\ N_q &= 10,66 \\ N_\gamma &= 10,88 \end{aligned}$$

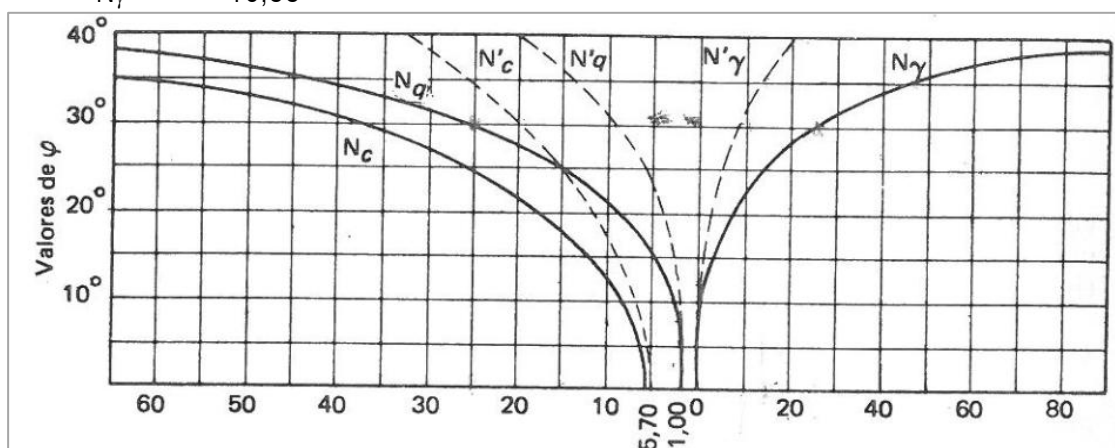


Figura 8-2 – Ábaco para determinação dos fatores de carga de constantes na equação 1.

s_c , s_q e s_γ - são fatores de forma da sapata, sendo que para fundações corridas, são iguais à unidade.

Com os dados acima, chega-se a uma tensão de ruptura (σ_r) para o terreno de fundação de 566,99 kN/m²

8.2.2 Determinação da tensão admissível (σ_{adm}) na fundação

De acordo com a NBR 6122/2019, para a determinação da tensão admissível (σ_{adm}) do terreno de fundação, deve ser aplicado um fator de segurança igual a 3 na tensão de ruptura (σ_r) calculada, com isso:

$$\sigma_{adm} = \sigma_r / 3 = 566,99 / 3,00 = 189,00 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_{adm} = 189,00 \text{ kN/m}^2 > 27,46 \text{ kN/m}^2$$

A tensão admissível é maior que a tensão atuante, sendo, portanto, atendida a capacidade de suporte do terreno de fundação.

8.3. Verificação da Capacidade de Carga – CR3 e CR4

Carregamento considerado.

- Concreto – Área = 2,202m²
- Peso específico do concreto armado – 25 kN/m³
- Peso de concreto – 55,05kN/m
- Peso da água (sem a consideração de borda livre) – 128,81kN/m
- Peso total – 183,86kN/m
- Carga distribuída no terreno de fundação = 213,25 ÷ 6,90 = 26,66kN/m²

Características da estrutura

- Fundação corrida com largura de base (B) – 6,90m.
- Altura de embutimento no terreno (D) – 2,00m

Características do terreno de fundação, considerando os parâmetros adotados para a sondagem SP-07.

- Peso específico do solo submerso – 7,5kN/m³
- Coesão – 0kPa.
- Ângulo de atrito – 32°

8.3.1 Determinação da tensão de ruptura (σ_r) da fundação

Para determinação da tensão de ruptura da fundação (σ_r), foi empregada a teoria desenvolvida por Terzagui para fundações rasas, considerando-se uma sapata corrida com carregamento vertical, onde:

$$\sigma_r = c N_c s_c + \gamma D N_q s_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (1)$$

Os parâmetros N_c , N_q e N_γ , presentes na expressão (1) acima, são obtidos a partir do ábaco constante na Figura 8-1, em função do ângulo de atrito da fundação. Para $\phi = 20^\circ$

$$\begin{aligned} N_c &= 35,49 \\ N_q &= 23,18 \\ N_\gamma &= 30,21 \end{aligned}$$

s_c , s_q e s_γ - são fatores de forma da sapata, sendo que para fundações corridas, são iguais à unidade.

Com os dados acima, chega-se a uma tensão de ruptura (σ_r) para o terreno de fundação de **1.129,46 kN/m²**

8.3.2 Determinação da tensão admissível (σ_{adm}) na fundação

De acordo com a NBR 6122/2019, para a determinação da tensão admissível (σ_{adm}) do terreno de fundação, deve ser aplicado um fator de segurança igual a 3 na tensão de ruptura (σ_r) calculada, com isso:

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &= \sigma_r / 3 = 1.129,46 / 3,00 = 376,49 \quad \text{kN/m}^2 \\ \sigma_{adm} &= 376,49 \quad \text{kN/m}^2 > 26,66 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

A tensão admissível é maior que a tensão atuante, sendo, portanto, atendida a capacidade de suporte do terreno de fundação.

8.4. Verificação da Capacidade de Carga – CR5

Carregamento considerado.

- Concreto – Área = $3,942\text{m}^2$
- Peso específico do concreto armado – 25 kN/m^3
- Peso de concreto – $98,95\text{kN/m}$
- Peso da água (sem a consideração de borda livre) – $128,81\text{kN/m}$
- Peso total – $227,36\text{kN/m}$
- Carga distribuída no terreno de fundação = $227,36 \div 7,20 = 31,57\text{kN/m}^2$

Características da estrutura

- Fundação corrida com largura de base (B) – $7,20\text{m}$.
- Altura de embutimento no terreno (D) – $2,00\text{m}$

Características do terreno de fundação, considerando os parâmetros adotados para a sondagem SP-10.

- Peso específico do solo – $17,5\text{kN/m}^3$
- Peso específico do solo submerso – $7,5\text{kN/m}^3$
- Coesão – 5kPa .
- Ângulo de atrito – 28°

8.4.1 Determinação da tensão de ruptura (σ_r) da fundação

Para determinação da tensão de ruptura da fundação (σ_r), foi empregada a teoria desenvolvida por Therzagui para fundações rasas, considerando-se uma sapata corrida com carregamento vertical, onde:

$$\sigma_r = c N_c s_c + \gamma D N_q s_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (1)$$

Os parâmetros N_c , N_q e N_γ , presentes na expressão (1) acima, são obtidos a partir do ábaco constante na Figura 8-1, em função do ângulo de atrito da fundação. Para $\phi = 35^\circ$

$$\begin{aligned} N_c &= 25,80 \\ N_q &= 14,72 \\ N_\gamma &= 16,72 \end{aligned}$$

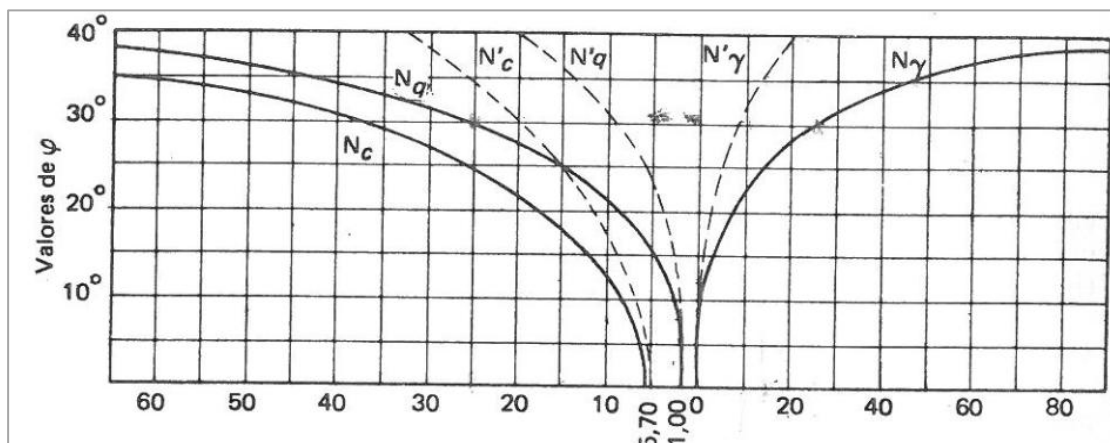


Figura 8-3 – Ábaco para determinação dos fatores de carga de constantes na equação 1.

s_c , s_q e s_γ – são fatores de forma da sapata, sendo que para fundações corridas, são iguais à unidade.

Com os dados acima, chega-se a uma tensão de ruptura (σ_r) para o terreno de fundação de 801,17 kN/m²

8.4.2 Determinação da tensão admissível (σ_{adm}) na fundação

De acordo com a NBR 6122/2019, para a determinação da tensão admissível (σ_{adm}) do terreno de fundação, deve ser aplicado um fator de segurança igual a 3 na tensão de ruptura (σ_r) calculada, com isso:

$$\sigma_{adm} = \sigma_r / 3 = 801,17 / 3,00 = 267,06 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm} = 267,06 \text{ kN/m}^2 > 31,57 \text{ kgf/cm}^2$$

A tensão admissível é maior que a tensão atuante, sendo, portanto, atendida a capacidade de suporte do terreno de fundação.

8.5. Verificação da Capacidade de Carga – TRAV1

Carregamento considerado.

- Concreto – Área = 5,75m²
- Peso específico do concreto armado – 25 kN/m³

- Peso de concreto – 143,75kN/m
- Peso da água (sem a consideração de borda livre) – 117,50kN/m
- Peso total – 261,25kN/m
- Sobrecarga devido ao tráfego de veículos 20kPa
- Carga distribuída no terreno de fundação = $(261,25 \div 7,0) + 20 = 37,32 + 20,0 = 57,32 \text{ kN/m}^2$

Características da estrutura

- Fundação corrida de base (B) = 7,00m (esta consideração se deve ao comprimento igual a 57,0m, ser superior a 3x a largura da fundação).
- Altura de embutimento no terreno (D) = 2,50m

Características do terreno de fundação considerando os parâmetros adotados para a sondagem SP-03.

- Peso específico do solo – 17,50kN/m³
- Peso específico do solo submerso – 7,50kN/m³
- Coesão – 10kPa.
- Ângulo de atrito – 25°

Determinação da tensão de ruptura (σ_r) da fundação

Para determinação da tensão de ruptura da fundação (σ_r), foi empregada a teoria desenvolvida por Terzagui para fundações rasas, considerando-se uma sapata corrida com carregamento vertical, onde:

$$\sigma_r = c N_c s_c + \gamma D N_q s_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (1)$$

Os parâmetros N_c , N_q e N_γ , presentes na expressão (1) acima, são obtidos a partir do ábaco constante na Figura 8-1, em função do ângulo de atrito da fundação. Para $\phi = 20^\circ$

$$\begin{aligned} N_c &= 20,72 \\ N_q &= 10,66 \\ N_\gamma &= 10,88 \end{aligned}$$

s_c , s_q e s_γ - são fatores de forma da sapata, sendo que para fundações corridas, são iguais à unidade.

Com os dados acima, chega-se a uma tensão de ruptura (σ_r) para o terreno de fundação de 652,64kN/m²

8.5.1 Determinação da tensão admissível (σ_{adm}) na fundação

De acordo com a NBR 6122/2019, para a determinação da tensão admissível (σ_{adm}) do terreno de fundação, deve ser aplicado um fator de segurança igual a 3 na tensão de ruptura (σ_r) calculada, com isso:

$$\sigma_{adm} = \sigma_r / 3 = 652,64 / 3,00 = 217,45 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 217,45 \text{ kgf/cm}^2 > 57,32 \text{ kgf/cm}^2$$

A tensão admissível é maior que a tensão atuante, sendo, portanto, atendida a capacidade de suporte do terreno de fundação.

8.6. Verificação da Capacidade de Carga – TRAV 2 e TRA3

Carregamento considerado.

- Concreto – Área = 6,25m²
- Peso específico do concreto armado – 25 kN/m³
- Peso de concreto – 156,25kN/m
- Peso da água (sem a consideração de borda livre) – 137,50kN/m
- Sobrecarga do aterro compactado – 50,93kN/m
- Peso total – 344,68kN/m
- Sobrecarga devido ao tráfego de veículos - 20kPa
- Carga distribuída no terreno de fundação = $(344,68 \div 8) + 20 = 43,09 + 20,0 = 63,09 \text{ kN/m}^2$

Características da estrutura

- Fundação corrida de base (B) = 8,00m (esta consideração se deve ao comprimento igual a 26,0m da TRAV3 ser superior a 3x a largura da fundação)..
- Altura de embutimento no terreno (D) – 2,50m

Características do terreno de fundação considerando os parâmetros adotados para a sondagem SP-07.

- Peso específico do solo submerso – 7,5kN/m³
- Coesão – 0kPa.
- Ângulo de atrito – 32°

8.6.1 Determinação da tensão de ruptura (σ_r) da fundação

Para determinação da tensão de ruptura da fundação (σ_r), foi empregada a teoria desenvolvida por Therzagui para fundações rasas, considerando-se uma sapata corrida com carregamento vertical, onde:

$$\sigma_r = c N_c s_c + \gamma D N_q s_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (1)$$

Os parâmetros N_c , N_q e N_γ , presentes na expressão (1) acima, são obtidos a partir do ábaco constante na Figura 8-1, em função do ângulo de atrito da fundação. Para $\phi = 20^\circ$

$$\begin{array}{ll} N_c = & 35,49 \\ N_q = & 23,18 \\ N_\gamma = & 30,21 \end{array}$$

s_c , s_q e s_γ - são fatores de forma da sapata, sendo que para fundações corridas, são iguais à unidade,

Com os dados acima, chega-se a uma tensão de ruptura (σ_r) para o terreno de fundação de **1.254,09 kN/m²**

8.6.2 Determinação da tensão admissível (σ_{adm}) na fundação

De acordo com a NBR 6122/2019, para a determinação da tensão admissível (σ_{adm}) do terreno de fundação, deve ser aplicado um fator de segurança igual a 3 na tensão de ruptura (σ_r) calculada, com isso:

$$\sigma_{adm} = \sigma_r / 3 = 1.254,09 / 3,00 = 418,03 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm} = 418,03 \text{ kgf/cm}^2 > 63,09 \text{ kgf/cm}^2$$

A tensão admissível é maior que a tensão atuante, sendo, portanto, atendida a capacidade de suporte do terreno de fundação.

8.7. Verificação da Capacidade de Carga –TRAV4 e TRAV5

Carregamento considerado.

- Concreto – Área = 6,25m²

- Peso específico do concreto armado – 25 kN/m³
- Peso de concreto – 156,25kN/m
- Peso da água (sem a consideração de borda livre) – 137,50kN/m
- Sobrecarga do aterro compactado – 53,0kN/m
- Peso total – 346,72kN/m
- Sobrecarga devido ao tráfego de veículos - 20kPa

Carga distribuída no terreno de fundação = $(346,72 \div 8,0) + 20 = 43,34 + 20,0 = 63,34 \text{ Pa kN/m}^2$

Características da estrutura

- Fundação retangular com largura de base (B) = 8,0m e comprimento (L) = 14,0m.
- Altura de embutimento no terreno (D) – 2,50m

Características do terreno de fundação considerando os parâmetros adotados para a sondagem SP-10.

- Peso específico do solo submerso – 7,5kN/m³
- Coesão – 5kPa.
- Ângulo de atrito – 28°

8.7.1 Determinação da tensão de ruptura (σ_r) da fundação

Para determinação da tensão de ruptura da fundação (σ_r), foi empregada a teoria desenvolvida por Therzagui para fundações rasas, considerando-se uma sapata retangular com carregamento vertical, onde:

$$\sigma_r = c N_c s_c + \gamma D N_q s_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (1)$$

Os parâmetros N_c , N_q e N_γ , presentes na expressão (1) acima, são obtidos a partir do ábaco constante na Figura 8-1, em função do ângulo de atrito da fundação. Para $\phi = 20^\circ$

$$\begin{aligned} N_c &= 25,80 \\ N_q &= 14,72 \\ N_\gamma &= 16,72 \end{aligned}$$

s_c , s_q e s_γ - são fatores de forma da sapata, sendo que para fundações retangulares, tem-se:

$$s_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1,33$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) * \tan\varphi = 1,30$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right) = 0,77$$

Com os dados acima, chega-se a uma tensão de ruptura (σ_r) para o terreno de fundação de 917,80kN/m²

8.7.2 Determinação da tensão admissível (σ_{adm}) na fundação

De acordo com a NBR 6122/2019, para a determinação da tensão admissível (σ_{adm}) do terreno de fundação, deve ser aplicado um fator de segurança igual a 3 na tensão de ruptura (σ_r) calculada, com isso:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= \sigma_r / 3 = 917,80 / 3,00 = 305,93 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_{adm} &= 305,93 \text{ kgf/cm}^2 > 63,34 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

A tensão admissível é maior que a tensão atuante, sendo, portanto, atendida a capacidade de suporte do terreno de fundação.

8.8. Verificação da Capacidade de Carga – Transições entre Canaletas e Travessias e Desemboque

Dada a compatibilidade das seções dessas estruturas com as canaletas e travessias, porém com carregamentos distribuídas inferiores, entendemos não haver necessidade de apresentação das verificações quanto à capacidade de carga do terreno de fundação, tendo todas as estruturas atendido ao fator de segurança mínimo previsto na norma de fundações, considerando-se as sondagens representativas dos trechos onde se situam.

9. Verificação da Estabilidade dos Taludes

Na verificação da estabilidade dos taludes de corte do canal extravasor foi adotada a metodologia de equilíbrio limite e para as determinações dos fatores de segurança, foram considerados os métodos de Spencer e Morgenstern-Price, com uso do programa computacional Slide da Rocscience.

Na presente revisão do relatório, estão sendo considerados parâmetros dos estratos de solo definidos a partir das sondagens executadas no Plano 2 (outubro / 2024), apresentados no Quadro 5.2 do presente relatório.

Com exceção dos taludes na área de influência da sondagem, SP-10, nas análises de estabilidade foram consideradas apenas superfícies de ruptura circulares, uma vez que as demais sondagens apresentaram materiais de características similares quanto à granulometria, gênese e grau de compactação / consistência.

Para o caso da SP-10, devido à pouca espessura do estrato de argila orgânica mole confinado entre estratos com maiores resistência, há um potencial para ocorrência de rupturas planares. Por tanto, para o trecho do canal extravasor, na área de influência da SP-10, foram consideradas rupturas não circulares.

9.1. Verificação da Estabilidade dos Taludes Definitivos do Canal

Para o trecho do canal extravasor onde ocorrerão taludes definitivos em seção trapezoidal revestido com gabião colchão, não foram consideradas sobrecargas na superfície do terreno a montante dos taludes, uma vez que nesse trecho do canal, a região corresponde a uma área desocupada.

As verificações de estabilidade dos taludes da esquerda e direita hidráulica do canal extravasor levaram em consideração a seção de maior altura de taludes obtida para o canal, com cerca de 4,90m, no talude da esquerda hidráulica do canal, correspondente ao km 1 + 020,0m, apresentada no desenho A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-H00-DE-023-00 e reproduzida na Figura 6-14 do presente relatório.

Nas verificações de estabilidade dos taludes da seção do km 1 + 020m, foi considerado nível d'água 1,10m acima do fundo do canal e levaram em consideração os parâmetros definidos tanto para a sondagem SP-10, quanto para a sondagem SP-13, uma vez que as áreas de influência de ambas as sondagens se sobrepõem na região dessa seção. Foi considerado como área de influência da sondagem SP-10 o trecho do canal entre o km 0 + 900m e o km 1 + 020m e como área de influência da sondagem SP-13, o trecho entre o km 1 + 020m e o km 1 + 180m.

Os resultados das verificações de estabilidade para a seção do km 1 + 020m, considerando parâmetros dos estratos de solo definidos a partir da sondagem SP-13, constam na Figura 9-1 e Figura 9-2, respectivamente para os taludes da esquerda e direita hidráulica.

O projeto do canal extravasor no trecho revestido em gabião colchão, prevê taludes de corte com inclinação 1 (V) : 1,5 (H). Os resultados indicam fatores de segurança satisfatórios ($FS > 1,5$) para ambos os taludes, atendendo às exigências da norma de estabilidade de taludes. NBR 11.682/2009 para taludes definitivos.

A partir desses resultados, considera-se que a geometria prevista em projeto poderá ser adotada no trecho do canal extravasor entre o km 1 + 030m e o km 1 + 180m, desde que durante as escavações sejam constados estratos de solo compatíveis com a sondagem SP-13.

Os resultados das verificações de estabilidade para a seção do km 1 + 20m, considerando parâmetros dos estratos de solo definidos a partir da sondagem SP-10, constam na Figura 9-3 e Figura 9-4, respectivamente taludes da esquerda e direita hidráulica.

Os resultados obtidos indicam fatores de segurança insatisfatórios ($FS < 1,5$) para ambos os taludes do canal, com a geometria prevista em projeto, não atendendo às exigências da norma de estabilidade de taludes. NBR 11.682/2009 para taludes definitivos.

Em função ao não atendimento às recomendações de norma, buscou-se por uma geometria para os taludes que levasse a uma condição satisfatória de estabilidade. Para tanto, foi considerada a introdução de uma berma intermediária de 5,0m de largura no talude esquerdo e de 3,0m no talude

direito, implantadas no nível de topo do gabião colchão e o abatimento dos taludes acima das bermas para 1 (V) : 2 (H). Os resultados das análises com a geometria alterada são apresentados na Figura 9-5 e na Figura 9-6 e indicaram fator de segurança satisfatório, com atendimento às exigências da NBR 11.682/2009, apenas no talude da direita hidráulica. Para o talude da esquerda hidráulica, mesmo com a introdução de mais uma berma de 5,0m, o fator de segurança mínimo de norma não é atendido, conforme pode ser observado na Figura 9-7.

Com a proposta de alteração da geometria, foi verificado para o talude da esquerda hidráulica o atendimento ao fator de segurança mínimo de norma para altura máxima do talude da ordem de 2,70m (Figura 9-8).

A Figura 9-9 apresenta a geometria do canal extravasor com as alterações propostas para a geometria dos taludes e considerando a altura limite de 3,367m, para atendimento ao fator de segurança mínimo de norma. Considerando que prevaleçam o perfil geotécnico conforme definido pela sondagem SP-10 e o relevo do terreno segundo a topografia disponibilizada, essa geometria pode ser aplicada sem restrições nos seguimentos do canal do km 0 + 900m a 0 + 930m e do km 0 + 970m a 0 + 990m.

Uma vez que a sondagem SP-10 se encontra cerca de 140m distante da seção crítica do trecho entre o km 0 + 900m e 1 + 020m, é recomendada a realização de uma sondagem adicional na seção do km 1 + 020m. Da mesma forma, para o desenvolvimento de uma solução técnica adequada, recomenda-se a ampliação do levantamento topográfico na margem esquerda desse segmento. Essas medidas visam confirmar a presença de camadas de argila mole na base do canal, bem como detalhar as condições geomorfológicas dessa margem, uma vez que o levantamento disponível não contemplou essa porção do canal.

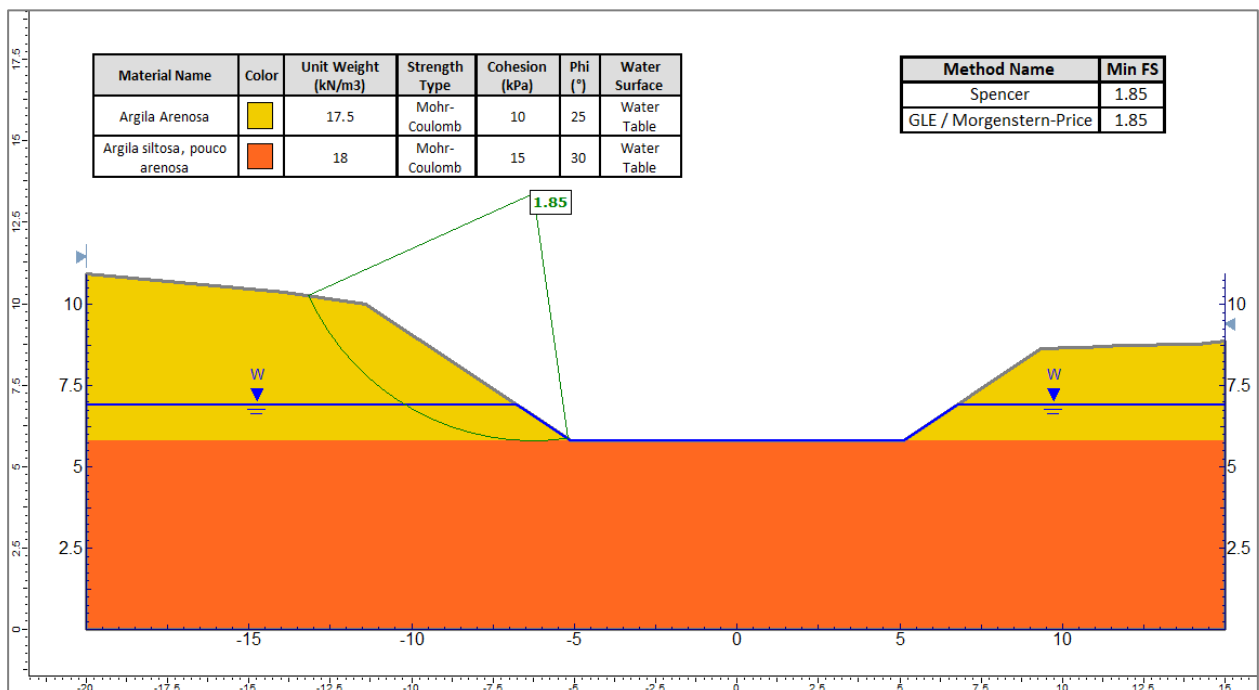


Figura 9-1 – Seção do km 1 + 020m - Talude da esquerda hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-13.

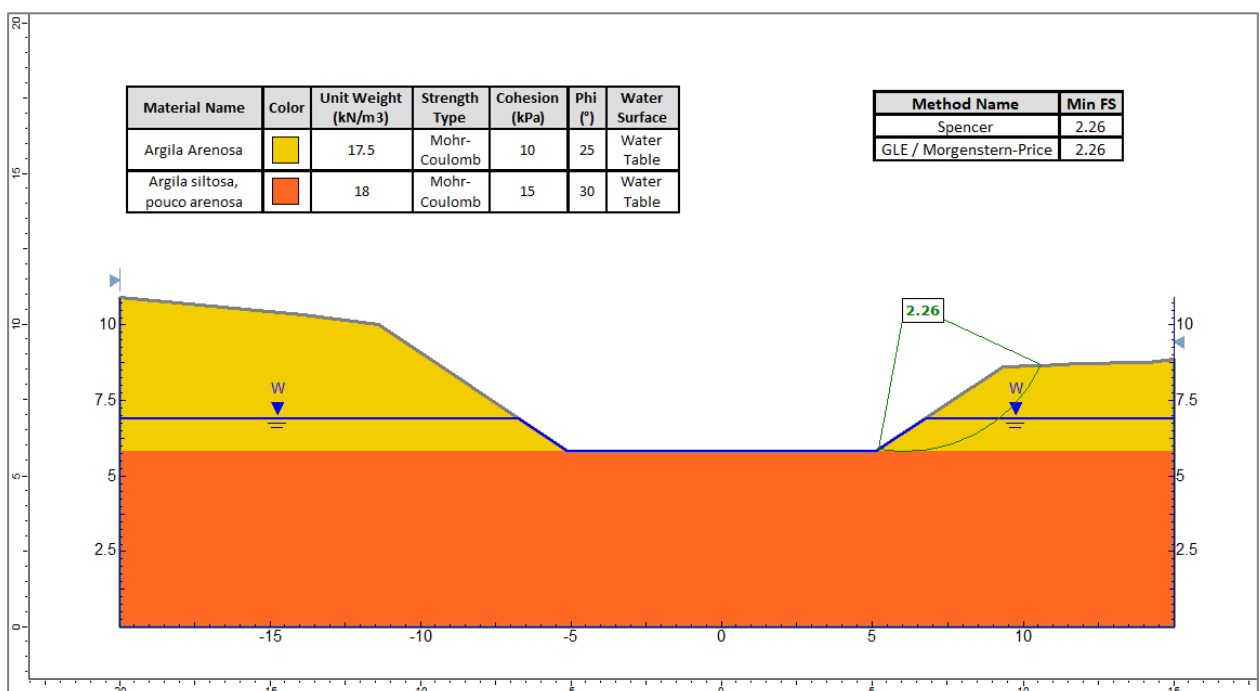


Figura 9-2 – Seção do km 1 + 020m - Talude da direita hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-13.

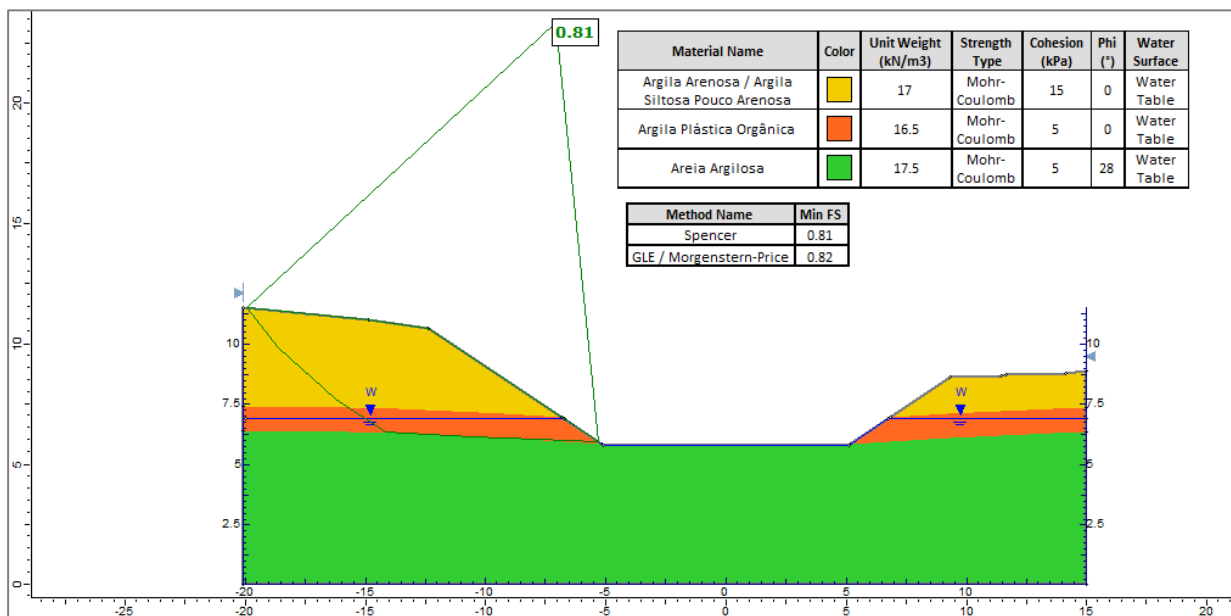


Figura 9-3 – Seção do km 1 + 020m - Talude da esquerda hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-10.

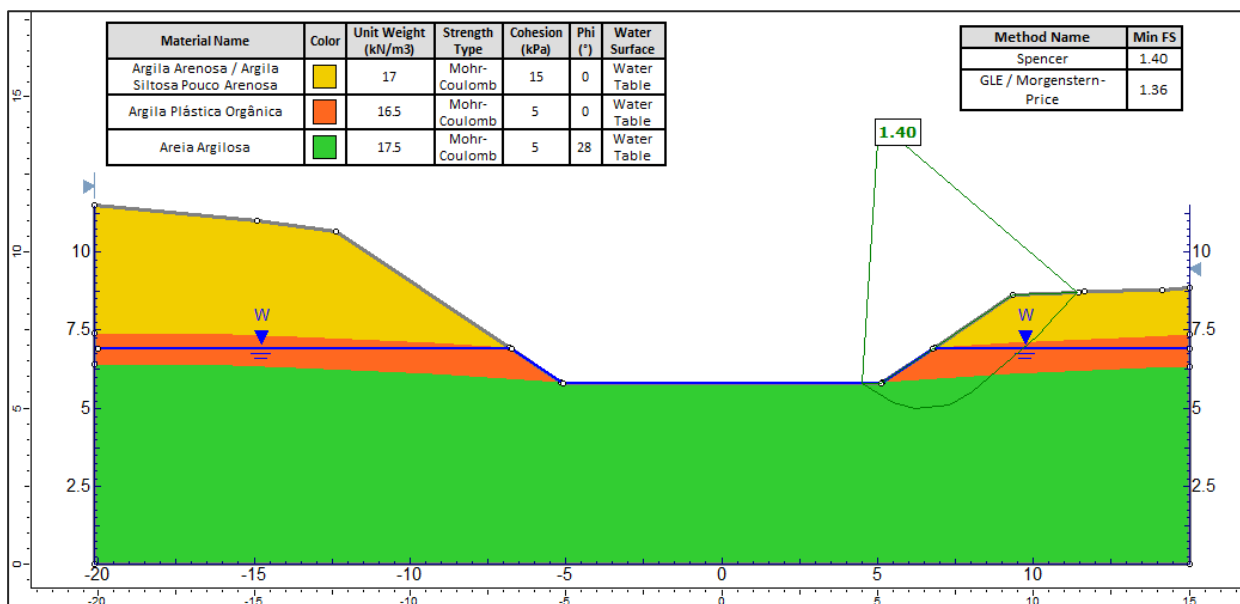


Figura 9-4 – Seção do km 1 + 020m - Talude da direita hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-10.

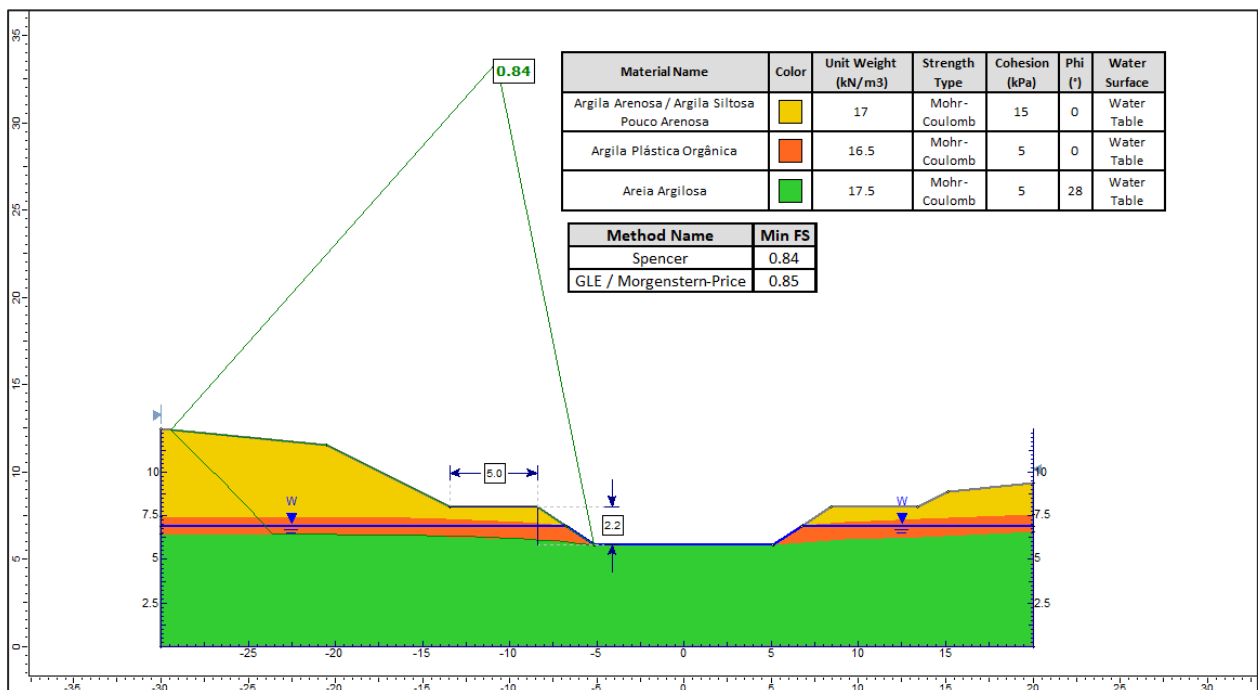


Figura 9-5 – Seção do km 1 + 020m - Talude da esquerda hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-10 e com a implantação de uma bermã intermediária e abatimento do talude acima da bermã.

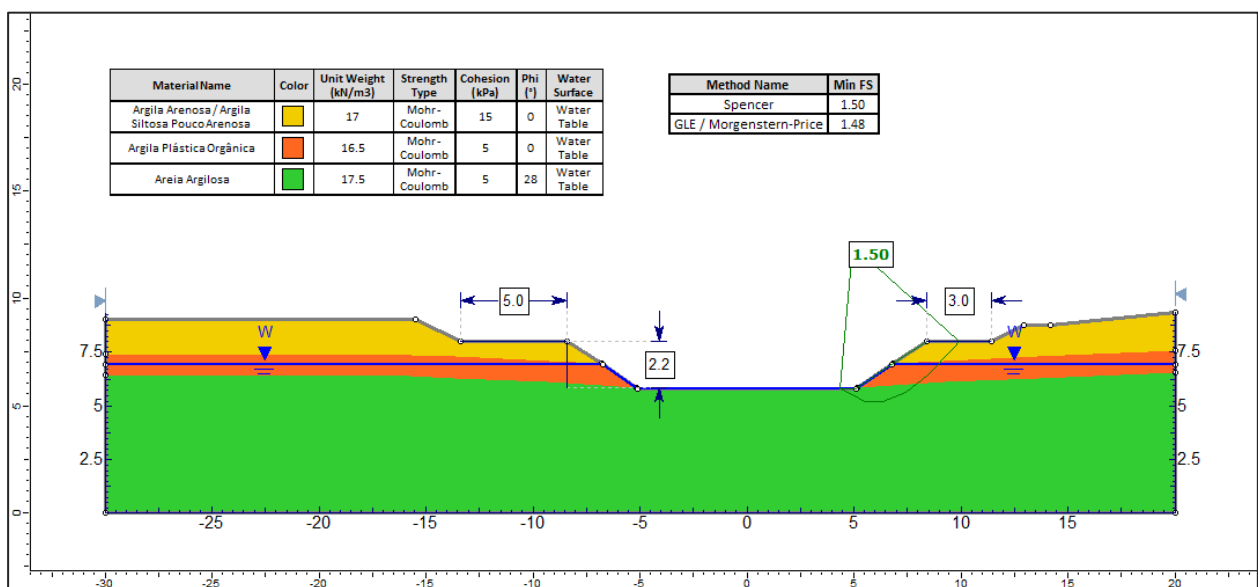


Figura 9-6 – Seção do km 1 + 020m - Talude da direita hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-10 e com a implantação de uma bermã intermediária e abatimento do talude acima da bermã..

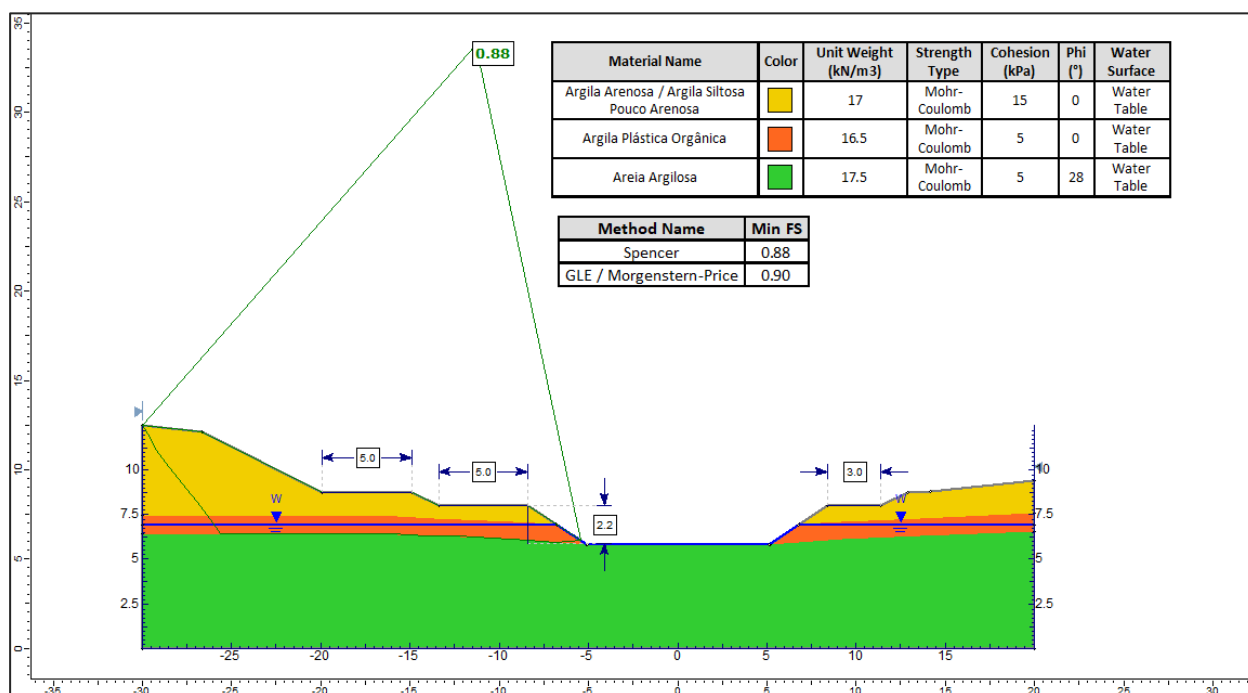


Figura 9-7 – Seção do km 1 + 020m - Talude da esquerda hidráulica - parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-10 - duas bermas intermediárias e abatimento do talude acima da primeira berma.

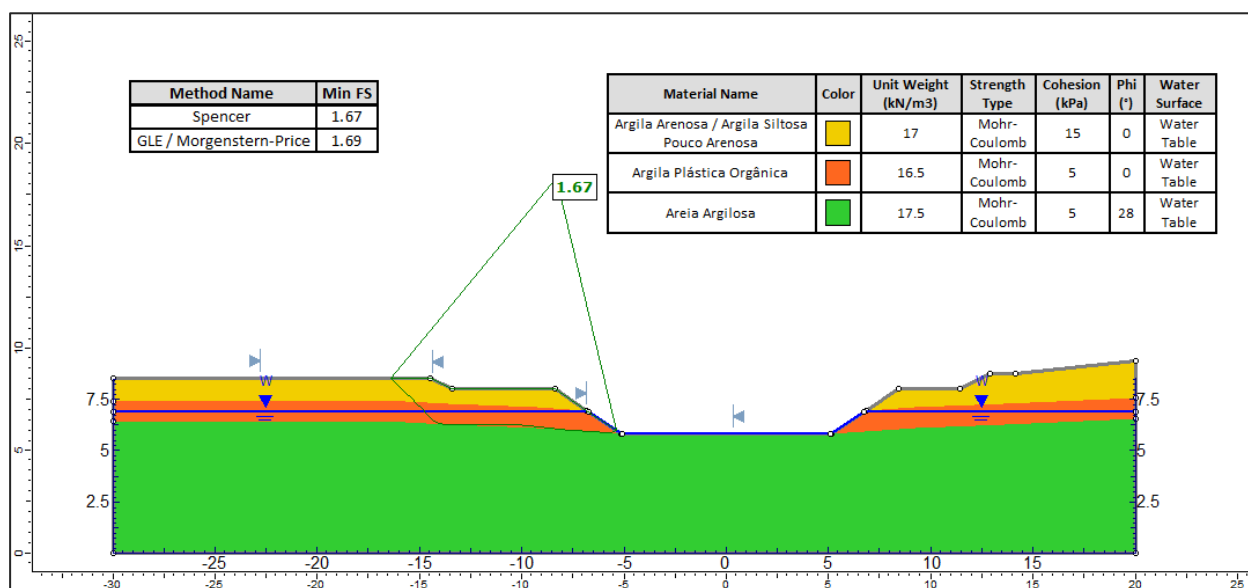


Figura 9-8 – Seção do km 1 + 020m - Altura máxima para o talude da esquerda hidráulica (2,70m) - parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-10 - com berma intermediária e abatimento do talude acima berma.

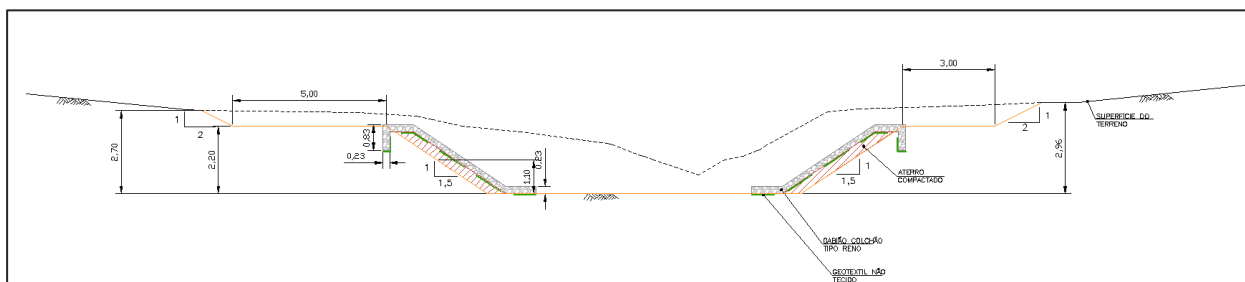


Figura 9-9 – Geometria proposta para o trecho do canal extravasor entre os km 0 + 900m e 1 +020m, onde os taludes possuem altura superior a 2, 25m.

9.2. Verificação da Estabilidade dos Taludes Provisórios do Canal

Para o trecho do canal extravasor em concreto armado onde, para implantação das estruturas, será necessária a escavação do terreno, foram realizadas verificações de estabilidade dos taludes provisórios da esquerda e direita hidráulica com o canal extravasor dividido em dois segmentos, com o primeiro correspondente às sondagens SP-01, SP-03 e SP-07, com área de influência entre a seção do km 0 e a seção do km 0 + 780m. No segundo segmento encontra-se a sondagem SP-10, com área de influência entre a seção do km 0 + 780 e a seção do km 0 + 880m.

No projeto do canal extravasor no trecho em concreto armado, foi considerada a inclinação de 1 (V) : 1 (H) para os taludes provisórios de corte.

9.2.1 Segmento entre km 0 e km 0 + 780m

A maior altura de talude obtida no primeiro segmento apresenta cerca de 3,6m e a superfície freática encontra-se 1,00m acima do fundo da escavação e corresponde à seção do km 0 + 420m, conforme mostra a Figura 6-12, adaptada do desenho A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-H00-DE-023-00.

Uma vez que nas áreas de influência das sondagens SP-01 e SP-03 os taludes apresentam alturas inferiores aos dos taludes na área de influência da sondagem SP-07, bem como a superfície freática encontra-se em níveis mais baixos, o segmento correspondente a esta última sondagem apresenta

maior criticidade em relação aos demais, sendo assim, nas avaliações de estabilidade dos taludes provisórios foram considerados os parâmetros obtidos a partir da sondagem SP-07.

Nesse segmento, nas avaliações de estabilidade dos taludes provisórios, foi considerada uma sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do terreno, nas laterais da área escavada, correspondente ao tráfego de veículos nas vias locais.

Os resultados das verificações de estabilidade para a seção do km 0 + 420m constam na Figura 9-10 e na Figura 9-12, respectivamente esquerda e direita hidráulica. Os resultados obtidos com afastamento da sobrecarga distribuída de 2,50m dos bordos dos taludes indicam fatores de segurança satisfatórios ($FS > 1,3$), tanto à direita quanto à esquerda da área escavada, de acordo com exigências da norma de estabilidade de taludes. NBR 11.682/2009 para taludes provisórios em período construtivo.

9.2.2 Segmento entre km 0 + 780m e km 0 + 880m

No seguimento entre o km 0 + 780m e km 0 + 880m, a seção crítica corresponde ao km 0 + 880m, conforme mostra mostrada a Figura 6-13, adaptada do desenho A-7800-RMT.3500.S017-PB-EXT.000.01-H00-DE-023-00. De acordo com a sondagem SP-10, foi considerado nível d'água 1,10m acima do fundo do canal. Dada à presença de estrato de solo mole na fundação, para esse segmento do canal extravasor, não foi considerada a sobrecarga de 20kPa, no topo dos taludes e, nesse caso, durante o período construtivo, não poderá haver circulação de veículos junto aos bordos.

Os resultados das verificações de estabilidade para a seção do km 0 + 880m, considerando parâmetros dos estratos de solo definidos a partir da sondagem SP-10, constam na Figura 9-12 e Figura 9-13, respectivamente taludes da esquerda e direita hidráulica.

Os resultados obtidos indicam fatores de segurança insatisfatórios ($FS < 1,3$) para ambos os taludes do canal, com a geometria prevista em projeto não atendendo às exigências da norma de estabilidade de taludes NBR 11.682/2009 para taludes provisórios, durante o período construtivo.

Em função ao não atendimento às recomendações de norma, buscou-se por uma geometria para os taludes que levasse a uma condição satisfatória de estabilidade. Para tanto, foi considerada a introdução de uma berma intermediária de 3,0m de largura, posicionada 2,0m acima do fundo da escavação, e o abatimento dos taludes acima das bermas para 1 (V) : 2 (H). Os resultados das análises com a geometria alterada são apresentados na Figura 9-14 e na Figura 9-15, respectivamente esquerda e direita hidráulica, e indicaram fator de segurança satisfatório ($FS > 1,3$), com atendimento às exigências da NBR 11.682/2009, para taludes provisórios.

A Figura 9-16 apresenta a geometria do canal extravasor com as alterações propostas para os taludes.

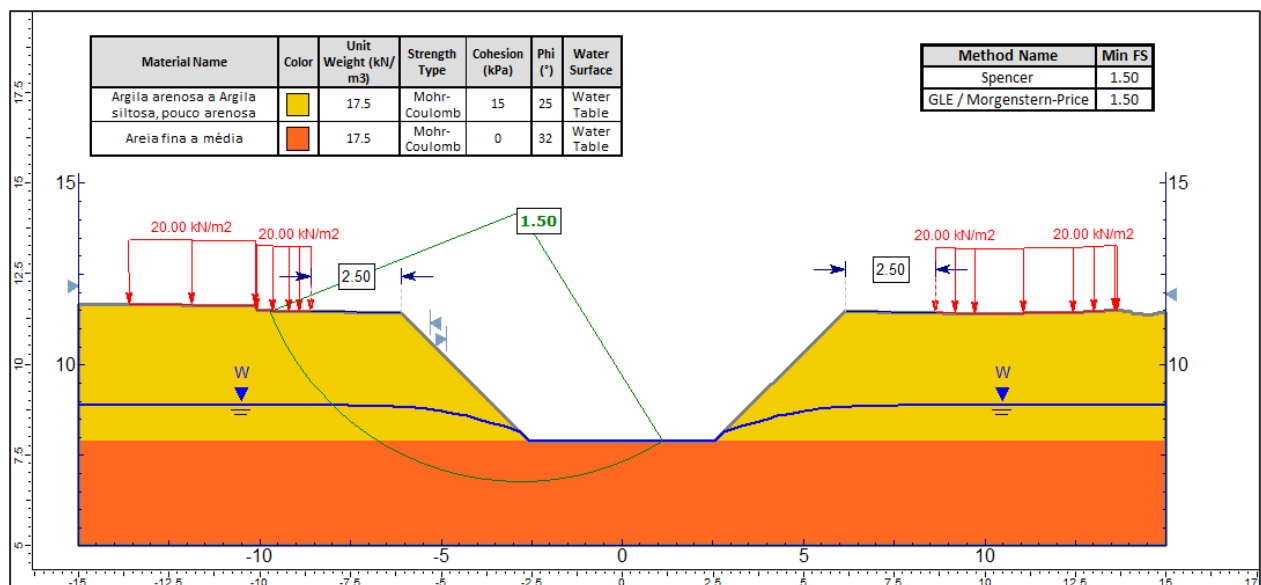


Figura 9-10 – Seção do km 0 + 420m - Talude da esquerda hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-07.

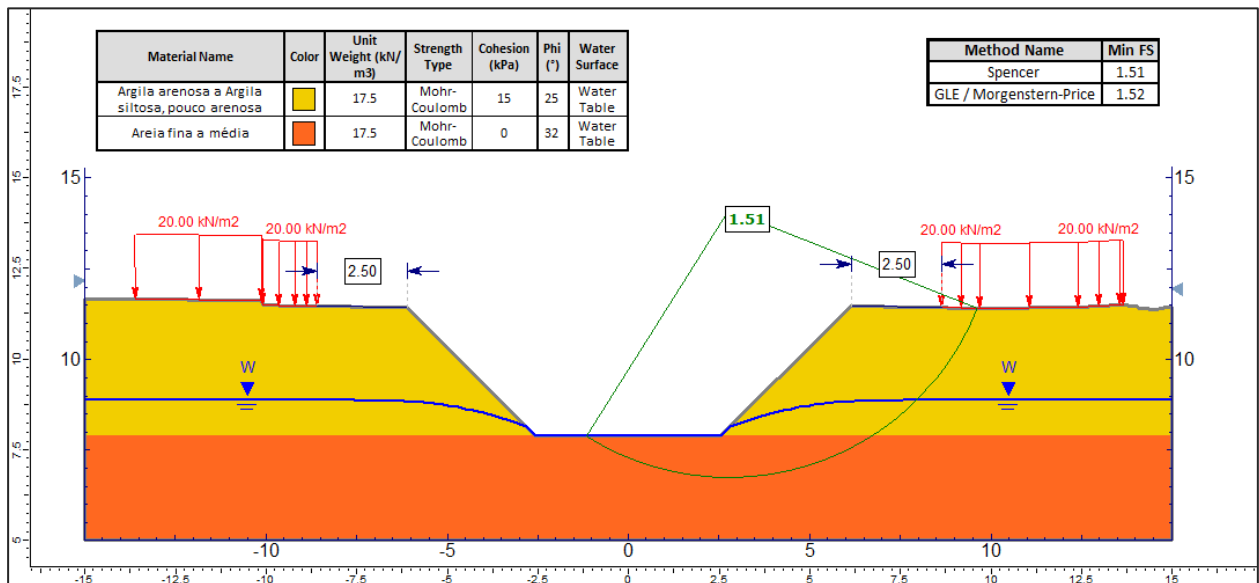


Figura 9-11 – Seção do km 0 + 420m - Talude da direita hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-07.

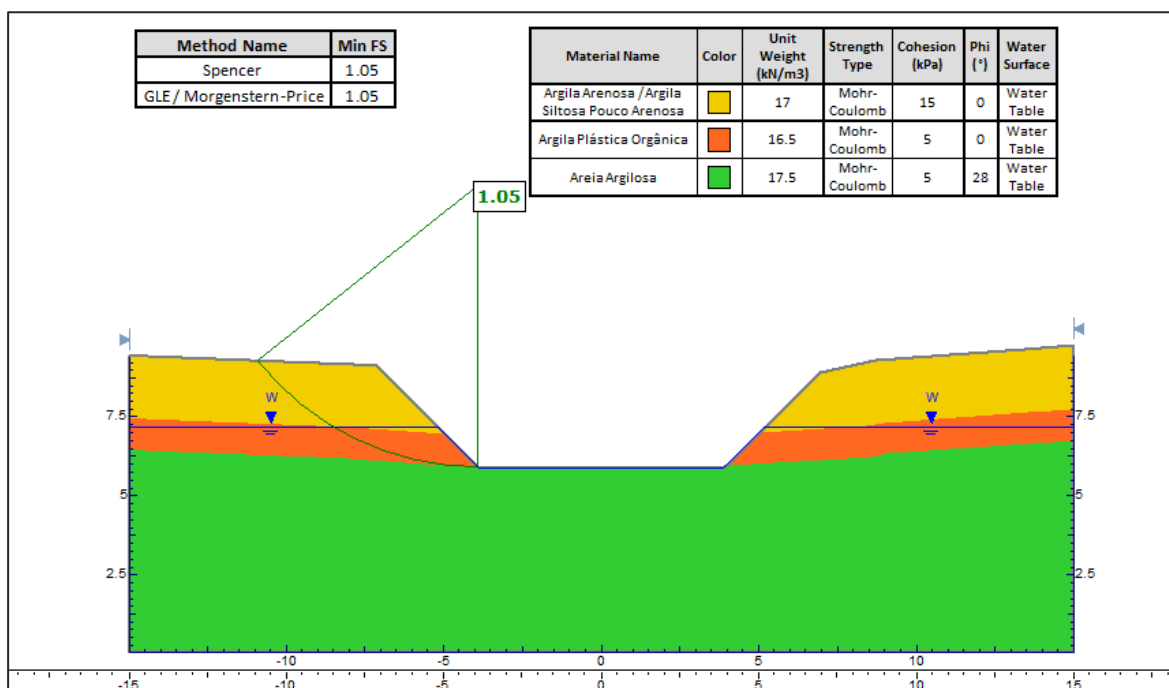


Figura 9-12 – Seção do km 0 + 880m - Talude da esquerda hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-010.

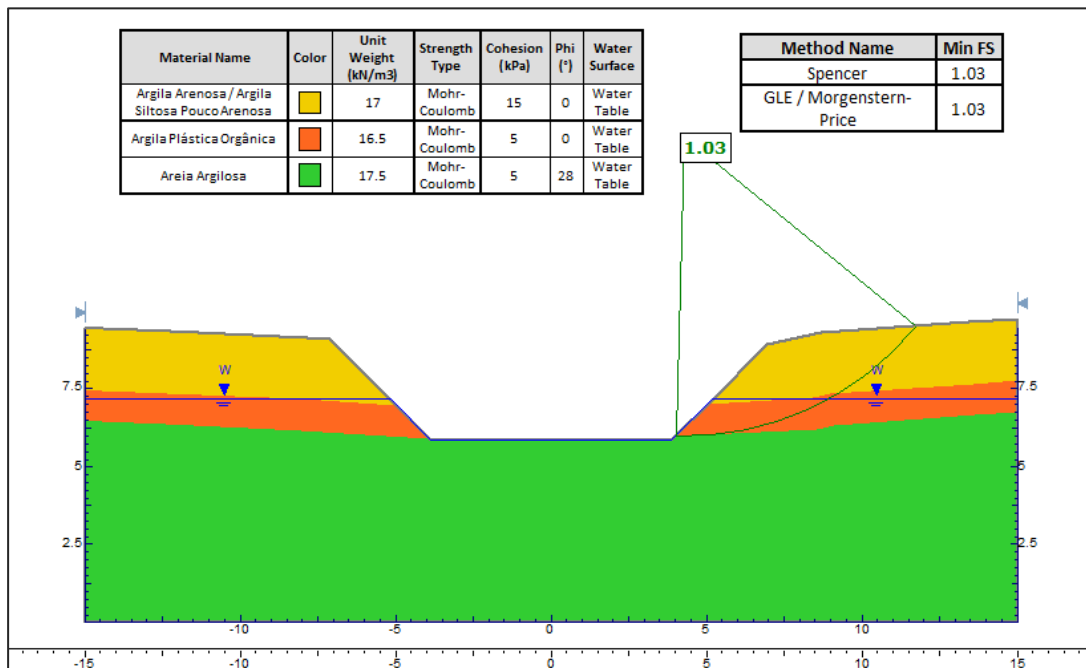


Figura 9-13 - Seção do km 0 + 880m - Talude da direita hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-010.

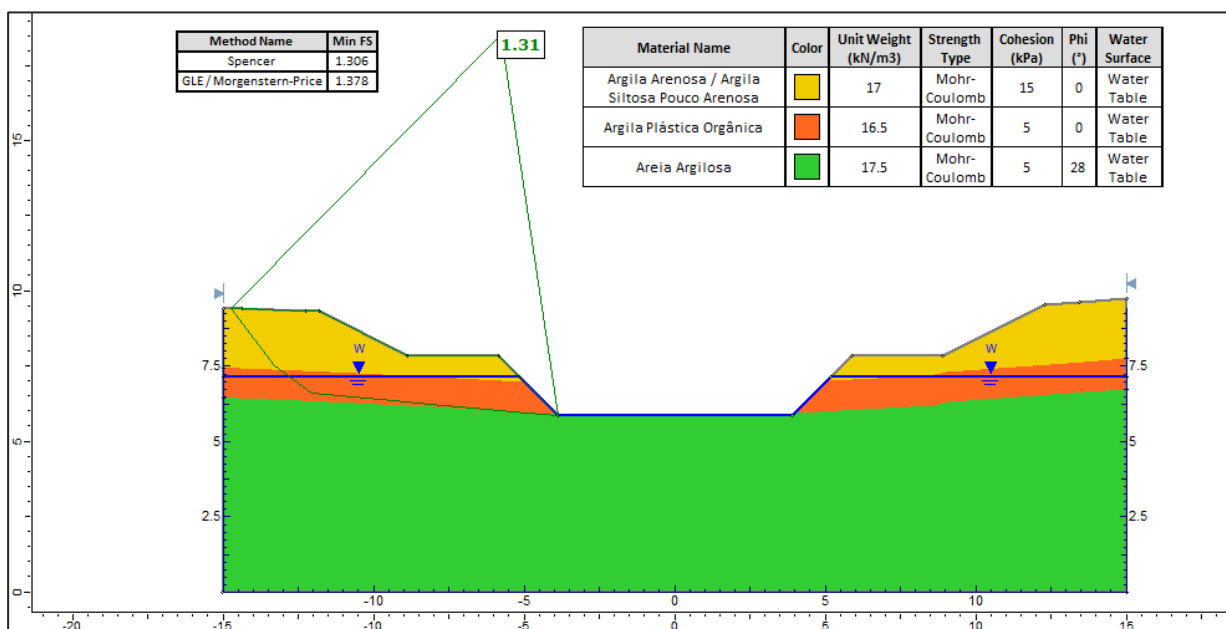


Figura 9-14 - Seção do km 0 + 880m - Talude da esquerda hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-10 - com introdução de berma de 3,0m de largura e abatimento do talude acima da berma.

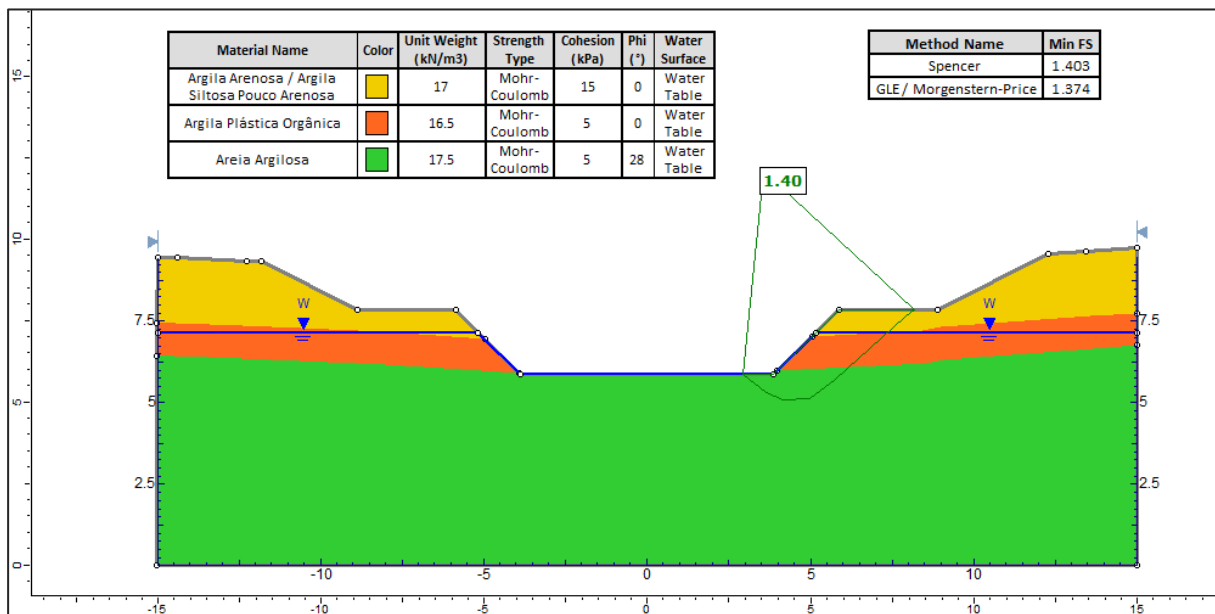


Figura 9-15 - Seção do km 0 + 880m - Talude da direita hidráulica, com parâmetros dos estratos de solo a partir da sondagem SP-10 - com introdução de berma de 3,0m de largura e abatimento do talude acima da berma.

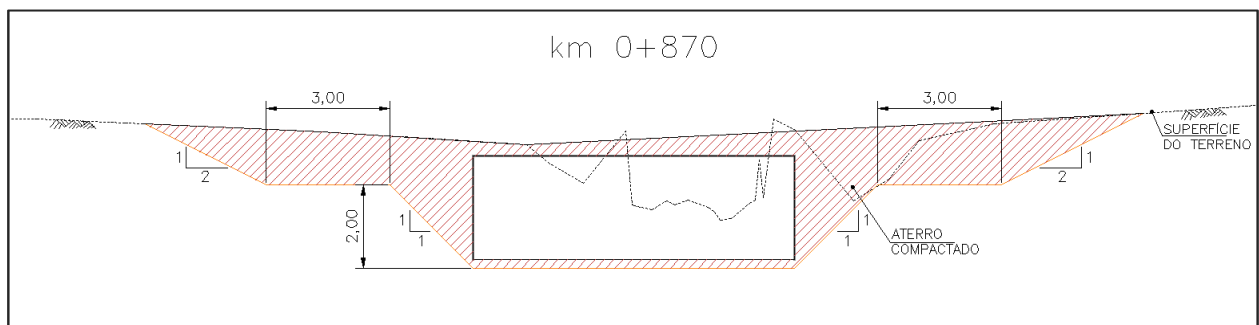


Figura 9-16 – Geometria proposta para o trecho do canal extravasor entre o km 0 + 780 km e km 0 + 880m.

10. Conclusões e Recomendações

O presente documento corresponde a uma revisão geral da memória de cálculo geotécnica em função da disponibilização dos resultados da campanha de investigações de campo, a partir de furos de sondagem a percussão.

Os resultados obtidos nas verificações de capacidade de carga do terreno de fundação, no trecho do canal extravasor em seção retangular revestido com estruturas de concreto armado, apresentaram fatores de segurança acima dos recomendados pela norma de fundações, indicando que os parâmetros adotados, obtidos a partir de correlações com os valores de resistência à penetração (N_{SPT}) das novas sondagens à percussão executadas pelo Plano 2 (outubro / 2024) não alteraram os resultados obtidos na revisão anterior deste documento, a partir das sondagens disponíveis na ocasião, executadas na região do entorno do canal extravasor, pelo Plano 1 (março e abril / 2023).

As verificações das estruturas de concreto do canal extravasor quanto ao efeito de flutuação, considerando o nível freático ao longo do eixo do canal extravasor, a partir das leituras de nível d'água das sondagens executadas pelo Plano 2 (outubro / 2024), indicaram que em alguns trechos do canal haverá a necessidade de espessamento das paredes das estruturas de modo a garantia de atendimento ao fator de segurança mínimo previsto pela norma de fundações. Nesse caso, os desenhos de projeto foram revisados para atendimento a esta verificação.

As análises de estabilidade realizadas para o trecho do canal extravasor em seção trapezoidal, revestida com gabião colchão, indicaram que, no trecho entre os km 0 + 900m e km 1 + 020m, haverá necessidade de alteração da seção de projeto, com a introdução de uma berma intermediária ao nível do topo do revestimento em gabião, com 5,0m de largura na esquerda hidráulica e de 3,0m na direita hidráulica, bem como o abatimento do talude previsto de 1 (V) : 1,5 (H) para 1 (V) : 2 (H), como forma de atendimento às exigências de norma para a de estabilidade de taludes definitivos.

Da mesma forma, para os taludes provisórios do trecho do canal extravasor revestido em concreto armado, indicaram que, no segmento entre os km 0 + 780m e km 0 + 880m, haverá necessidade de

alteração da seção de projeto, com a introdução de uma berma intermediária, posicionada 2,0m acima do fundo do canal, com 3,0m de largura em ambas laterais, bem como o abatimento do talude previsto de 1 (V) : 1 (H) para 1 (V) : 2 (H), como forma de atendimento às exigências de norma para a de estabilidade de taludes provisórios. Neste segmento do canal, também foi considerada a restrição da circulação de veículos junto aos bordos do canal.

Para o segmento entre os km 0 e km 0 + 780m, onde foi considerada a aplicação de um carregamento distribuído de 20 kPa com afastamento de 2,50m dos bordos dos taludes e as verificações de estabilidade indicaram fator de segurança satisfatório, atendendo às exigências de norma para a de estabilidade de taludes provisórios, sem necessidade de ajustes da seção proposta em projeto.

Para os casos em que houve necessidade de alteração da geometria da seção do canal, para atendimento às exigências da estabilidade de taludes, NBR 11682, os desenhos de projeto foram revisados para atendimento às verificações.

Dado ao afastamento entre as sondagens executadas no plano 1 (outubro /2024), em alguns casos, superior a 100m, podem ocorrer divergências entre a condição de campo e a prevista em projeto. Com isso, chamamos atenção para o fato dos resultados obtidos no presente documento precisarem de validação durante o período o período construtivo, quando deverão ser confirmadas as previsões de projeto quanto às características de resistência dos estratos de solo e posicionamento do nível freático por ocasião da execução das escavações para implantação do canal.

Condições de campo divergentes das previstas em projeto deverão ser avaliadas caso a caso, promovendo-se as adequações que se fizerem necessárias. Este fato deve ser observado com mais atenção no trecho do canal entre os km 0 + 900m e 1 + 020m, onde a sondagem representativa disponível, encontra-se com afastamento de 140m da seção de estudo e existem incertezas quanto a topografia local.