

Pedro Ivo Oliveira de Almeida

**PROJETO GEOTÉCNICO DE ATERROS SOBRE SOLOS
MOLES:**

Estudo de caso dos aterros necessários para construção das vias do posto
integrado de fiscalização –BR 280

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina para a
obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Marciano Maccarini, PhD.

Florianópolis
2018

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Almeida, Pedro Ivo

Projeto geotécnico de aterros sobre solos moles
: Estudo de caso dos aterros necessários para
construção das vias do posto integrado de
fiscalização - BR 280 / Pedro Ivo Almeida ;
orientador, Marciano Maccarini, 2018.

100 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro
Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil,
Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Projeto dos aterros
necessários para construção das vias do posto
integrado de fiscalização . I. Maccarini, Marciano.
II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Pedro Ivo Oliveira de Almeida

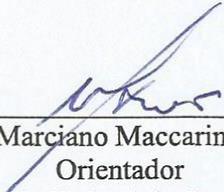
**PROJETO GEOTÉCNICO DE ATERROS SOBRE SOLOS
MOLES:
Estudo de caso dos aterros necessários para construção das vias do
Posto Integrado de Fiscalização**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovada em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 09 de fevereiro de 2018.

Prof.^a Luciana Rohde, Dr.^a.
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:


Prof. Marciano Maccarini, PhD.
Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Gracieli Dienstmann, PhD.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Henrique Magnani de Oliveira, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Este trabalho é dedicado aos meus colegas de classe e aos meus queridos pais.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente a meus pais (Ivo e Marli) que desde que me conheço me incentivaram a estudar, sempre dando suporte no que precisei seja de maneira emocional ou financeiro; A todos os meus avós que torceram muito por mim durante toda minha vida; A Rodrigo Hummes por ter me dado a oportunidade de entrar na área de mecânica dos solos e tido a paciência de me ensinar muitas coisas; A meu orientador (Maccarini) que desde que entrei no laboratório de mecânica dos solos em minha segunda fase do curso me passou muito conhecimento e me fez dar boas risadas; A meus amigos de infância que seguem comigo (João Paulo, Maycon, Luiz Felipe, Maíke, Rafael, Giuliano, Felipe Vesco, Murilo), não deixando que eu nunca me esqueça de onde eu vim. A meus irmãos Igor e Iago que me orgulham muito; A meus amigos de Laboratório (Rodrigo, Miryan, Rodolfo Joaquim, Aline, Giuly, Luiz) que são minha força e minha inspiração para seguir na engenharia civil. A meus amigos de graduação (Fred, Joelson, Rodolfo Giordani, Geisebel, Edilberto, Melissa e Mauro) que passaram boas horas comigo na biblioteca da universidade rindo ou chorando; A meus amigos do trabalho (Jader, Max, Marcelo, Marcelo Bini, André, Marcos, Angelita, Tiago e Aruana) por me ensinarem que trabalho é coisa muito séria, mas também pode ser muito divertido; E de maneira geral a todos que cruzaram meu caminho durante este período e agregaram algo bom para minha vida.

“A definição de loucura é fazer todos os dias as
mesmas coisas e esperar resultados diferentes”
(Albert Einstein Físico teórico)

RESUMO

Projetos geotécnicos caracterizam-se pela gama de incertezas que o subsolo apresenta. Logo analisar os resultados dos ensaios com muito cuidado, sempre buscando muitas referências torna-se algo indispensável para sua realização

Em vista disso o presente trabalho refere-se ao projeto de aterros sobre solos moles que serão construídos para as pistas do posto integrado de fiscalização na BR-280 que são previstas para serem construídas em pavimentos rígidos que não aceitam grandes deformações do solo de suporte.

Assim sendo buscou-se uma solução com drenos verticais e sobrecarga para acelerar os recalques previstos pelo peso da infraestrutura construída. Posteriormente uma análise de estabilidade envolvendo bermas de equilíbrio e geogrelhas foi realizada.

Palavras-chave: Aterros sobre solos moles; Drenos verticais; Aceleração de recalques; Estabilidade de aterros sobre solos moles.

ABSTRACT

Geotechnical projects are characterized by the range of uncertainties that the subsoil presents. Soon, analyzing the results of the tests very carefully, always seeking many references becomes indispensable for its realization.

In view of this the present work refers to the design of landfills on soft soils that will be built for the runways of the integrated inspection post in the BR-280 that are planned to be built on rigid pavements and these do not accept large deformations of the support soil.

Thus, a solution with vertical drains and overload was sought to accelerate the setbacks predicted by the weight of the built infrastructure. Afterwards a stability analysis involving equilibrium berms and geogrids was performed

Keywords: soft soils; vertical drains.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Distância da área de estudos do mar	18
Figura 2 – Área de contato entre as partículas de solo	19
Figura 3 - Equipamento padrão do SPT	21
Figura 4 - Detalhe da sonda piezocone : (A) medida da pressão neutra em dois pontos; (B) detalhe da pressão neutra atuando na ponta	22
Figura 5 – Ilustração da palheta.....	24
Figura 6 - Resultados típicos do ensaio de palheta.....	25
Figura 7 - Ilustração do equipamento de adensamento.....	26
Figura 8 - Gráfico resultante do ensaio oedométrico.....	27
Figura 9 - Deformação vertical.....	28
Figura 10 - Gráfico do fator correção pelo índice de plasticidade	29
.....	
Figura 11 - Perfil Su corrigido.....	30
Figura 12 - Fatias e arco de circunferência.....	31
Figura 13 - Lamela de Bishop	32
Figura 14 Ábaco para determinação do fator de influência (I) para carregamento trapezoidal.....	35
Figura 15 - Exemplo de Terzaghi da Mola.....	37
Figura 16 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles .	39
Figura 17 - Seção típica de aterros sobre geodrenos	40
Figura 18 - Malha triangular de geodrenos.....	42
Figura 19 - Layout do projeto PIAF	43
Figura 20 - Perspectiva projeto PIAF	43
Figura 21 - Vista superior projeto PIAF.....	44
Figura 22 – Representação dos segmentos analisados.....	44
Figura 23 - Pista em placas de concreto em azul e pista em <i>pavers</i> em rosa	45
Figura 24 - Localização do município de Guaramirim no mapa de Santa Catarina.....	45
Figura 25 - Distância do PIAF até o município de Guaramirim.	46
Figura 26 - Seta vermelha indicando a posição do PIAF	47
Figura 27 - Ilustração do tipo de solo PVA	47
Figura 28 - Localização	50
Figura 29 - Perfil estratigráfico	51
Figura 30 - Resultados do CPTu 01.....	52
Figura 31- Resultados do CPTu 02.....	53
Figura 32 – Localizações dos ensaios de palheta	54
Figura 33 - Ensaio de palheta CPTu 01 profundidade 11,5 m....	54

Figura 34 - Ensaio de palheta CPTu 01 profundidade 15,5 m ...	55
Figura 35 - Ensaio de palheta CPTu 02 profundidade 7,5 m	55
Figura 36 - Localização das amostras para ensaio de adensamento	56
Figura 37 - Curva de compressibilidade Turfa Decomposta	57
Figura 38 - Curva de compressibilidade Argila Fissurada	57
Figura 39 - Pressão de pré-adensamento pelo método de Pacheco na turfa decomposta	59
Figura 40 - Pressão de pré-adensamento pelo método de Pacheco na argila	60
Figura 41 - Método de Taylor para C_v	60
Figura 42 - Tensões efetivas antes do projeto CPTu 01	63
Figura 43 - Tensões efetivas antes do projeto CPTu 02	65
Figura 44 - CPTu 01 seção transversal 0+700 Pista de pesagem	66
Figura 45 - CPTu 02 seção transversal 0+700 Pista de pesagem	67
Figura 46 - CPTu 01 seção transversal 0+300 Pista de acesso ao pátio	67
Figura 47 - CPTu 02 seção transversal 0+300 Pista de acesso ao pátio	68
Figura 48 Aterro mais sobre altura pista de acesso ao pátio	73
Figura 49 - Aterro mais sobre altura pista de acesso ao pátio	73
Figura 50 - Ilustração do projeto dos geodrenos	75
Figura 51 - Resultado do ensaio CPTu 01	77
Figura 52 - Resultado do ensaio CPTu 02	78
Figura 53 - Perfil de resistência não drenada CPTu 01	80
Figura 54 - Perfil de resistência não drenada CPTu 02	81
Figura 55 - Perspectiva do projeto de aterros e bermas	83
Figura 56 - Escacas 0+000 até 0+220 m	84
Figura 57 - Escacas 0+220 até 0+720 m	84
Figura 58 - Escacas 0+720 até 0+800 m	85
Figura 59 - Escacas 2+000 até 2+080 m	85
Figura 60 - Escacas 2+080 até 2+200 m	86
Figura 61 Escacas 2+200 até 2+280 m	86
Figura 62 - Escacas 2+280 até 2+300 m	87
Figura 63 - Pista de Pesagem com aterro até 1,3 m	88
Figura 64- Pista de Pesagem com aterro até 2,3 m	89
Figura 65 - Pista de acesso ao pátio com aterro até 3 m	90
Figura 66 - Pista de acesso ao pátio com aterro até 3,6 m	91
Figura 67 - Pista de acesso ao pátio com aterro até 3,64 m	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Critérios para classificação da qualidade de amostra	27
Tabela 2 – métodos de equilíbrio-limite	31
Tabela 3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	33
Tabela 4 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.....	33
Tabela 5 - Fatores de segurança mínimos para deslizamento.....	34
Tabela 6 - Material: Turfa profundidade 3 m CPTu 01	62
Tabela 7 - Material: Argila profundidade 8 m CPTu 02.....	62
Tabela 8 - Parâmetros dos solos retirados do ensaio de adensamento	62
Tabela 9 - Classificação das amostras dos ensaios de adensamento	63
.....	
Tabela 10 - Tensões efetivas no ponto médio da camada.....	65
Tabela 11 - Tensões Efetivas para a Pista de Pesagem.....	68
Tabela 12 - Tensões Efetivas para a Pista de Acesso ao Pátio ...	68
Tabela 13 - Recalques para a Pista de Pesagem	69
Tabela 14 - Recalques para o Pista acesso ao pátio	69
Tabela 15 – Coeficientes de adensamento vertical obtidos	70
Tabela 16 – Tempo de adensamento pátio	70
Tabela 17 Porcentagem de consolidação em 6 meses	70
Tabela 18 – Cálculos dos parâmetros da malha dos geodrenos..	71
Tabela 19 – Comprimento dos geodrenos Pista de Pesagem.....	71
Tabela 20 - Comprimento dos geodrenos Pista de acesso ao pátio	72
.....	
Tabela 21 - Novas tensões efetivas finais	74
Tabela 22 – Novos recalques para perfil CPTu 01	74
Tabela 23 - Parâmetros mensurados pelo ensaio de palheta.....	79
Tabela 24 - Cálculo do Fator de Cone	79
Tabela 25 Resistência não drenada $\phi = 0$	82
Tabela 26 - Resistência Não drenada $\phi = 0$	82
Tabela 27 – Altura dos aterros por estaqueamento pista de pesagem	84
.....	
Tabela 28 - Altura dos aterros por estaqueamento pista de acesso ao pátio	85
Tabela 29 - Parâmetros dos solos do adotados para o projeto.....	87

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Alfabeto grego

β [*]	Fator de geometria de Su	σ [Pa]	Tensão normal total
γ [N/m ³]	Peso específico do solo	σ' [Pa]	Tensão normal efetiva
γ_{sat} [N/m ³]	Peso específico do solo saturado	σ'_{v} [Pa]	Tensão vertical efetiva
γ_{sub} [N/m ³]	Peso específico do solo submerso	σ'_{vm} [Pa]	Tensão de sobreadensamento
γ_d [N/m ³]	Peso específico do solo seco	ϕ [°]	Ângulo de atrito
Δu [Pa]	Excesso de pressão neutra máxima	ϕ' [°]	Ângulo de atrito efetivo
τ [Pa]	Tensão cisalhante	μ [*]	Fator de correção
Δh_p [m]	Recalque primário		

Alfabeto latino

Bq [*]	Incremento de poropressão	N _{SPT} [*]	Número de golpes SPT
c [Pa]	Intercepto coesivo	W [N]	Peso do solo
Cc [*]	Coefficiente de compressibilidade	T [s]	Fator tempo para drenagem vertical
Ch [m ² /s]	Coefficiente de adensamento horizontal	PA [*]	Pré Adensada
G _s [*]	Peso específico relativo	P [Pa]	Força de compressão axial
Cr [*]	Coefficiente de recompressão	qc [Pa]	Resistência de ponta do cone
Cs [*]	Coefficiente de expansão	Qtn [*]	Resistência de ponta normalizada
Cv [m ² /s]	Coefficiente de adensamento vertical	qn [kPa]	Resistência de cone líquida
e ₀ [*]	Índice de vazios inicial	S _v [kPa]	Resistência não drenada
V [m ³]	Volume do solo	t [s]	Tempo
g [m/s ²]	Aceleração da gravidade	u [kPa]	Pressão neutra
Ic [*]	Índice de classificação do solo	u ₂ [kPa]	Excesso de pressão neutra medida no ensaio de cone
NA [*]	Normalmente Adensada	umáx [*]	Dissipação máxima
Na [m]	Nível de água	S [m]	Espaçamento do dreno
U _v [%]	Consolidação vertical	U _h [%]	Consolidação horizontal
U [%]	Consolidação Global	D _g	Diâmetro de influência de um dreno
d _w [m]	diâmetro do dreno	Th [s]	Fator de tempo para drenagem horizontal

Siglas

CPT	Ensaio de Penetração de Cone
CPTu	Ensaio de Penetração de Cone com medida de poropressão
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
FVT	Ensaio de Palheta
N _{SPT}	Número de golpes do SPT (últimos 30cm)
OCR	Razão de sobreadensamento

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1	FORMAÇÃO DO SOLO	16
2.1.1	Argilas moles quaternárias	17
2.2	DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NO SOLO	18
2.2.1	Princípio das Tensões Efetivas.....	18
2.2.2	Histórico de tensões	19
2.3	ENSAIOS DE CAMPO	20
2.3.1	Sondagem a percussão – SPT	20
2.3.2	Ensaio de cone e piezocone.....	22
2.3.3	<i>Ensaio de Palheta</i>	23
2.4	ENSAIOS LABORATORIAIS.....	25
2.4.1	Compressão Oedométrica	25
2.5	RESISTÊNCIA DO SOLO	28
2.6	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO SOLO	30
2.6.1	Método de Bishop Simplificado.....	31
2.6.2	Fator de segurança	32
2.6.3	Investigações de recalques	34
2.7	CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	38
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	42
3.1	PROBLEMÁTICA.....	42
3.2	LOCALIZAÇÃO	45
3.3	PEDOLOGIA.....	46
3.4	GEOMETRIA	48
4	METODOLOGIA	49
4.1	DETERMINAÇÃO DO PERFIL ESTRATIGRÁFICO	49
4.1.1	Ensaio de Cone	52
4.1.2	Ensaio de Palheta.....	53

4.1.3	Ensaios de Adensamento	55
4.2	PARÂMETROS DO PROJETO.....	58
4.3	SEÇÕES ANALISADAS	58
4.3.1	Parâmetros para cálculo dos recalques primários	59
4.3.2	Tensões efetivas atuais.....	63
5	RESULTADOS OBTIDOS	65
5.1	NOVAS TENSÕES EFETIVAS	65
5.2	CÁLCULOS DE RECALQUE POR ADENSAMENTO.....	69
5.2.1	Tempo de Recalques	69
5.2.2	Aceleração de Recalques	70
5.3	ESTABILIDADE DE TALUDES	76
5.3.1	Resistência Não drenada do perfil	76
5.3.2	Parâmetros de resistência da Turfa decomposta	82
5.3.3	Coefficiente de segurança	83
5.3.4	Soluções de estabilidade	83
5.3.5	Seções de dimensionamento	83
5.3.6	Considerações para análise de estabilidade	87
5.3.7	Considerações finais de projeto	93
6	CONCLUSÕES.....	95
7	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	96
ANEXO 100		

1 INTRODUÇÃO

O transporta brasileiro é por sua maioria de caráter rodoviário. Portanto como é de conhecimento da engenharia, o transporte de cargas sobre os pavimentos, é o que mais gera danos a eles, sendo necessário então um controle das cargas transportadas. Assim com o propósito de controlar as cargas que passaram pela BR - 280, afim de preservar o máximo de vida útil dos pavimentos, uma balança de pesagem será instalada.

Nesse contexto o local escolhido para instalação da balança, por questões geométricas, apresentam solos como argilas moles e turfas que são altamente compressíveis e com baixíssima capacidade de carga. É previsto a construção do pavimento em placas de concreto, no qual estes não aceitam grandes deformações do solo de suporte.

Assim esse trabalho tem por objetivo projetar e apresentar os aterros que serão utilizados na construção dos pavimentos do posto de fiscalização. Utilizando bermas de equilíbrio e geogrelhas para estabilidade dos taludes e para aceleração dos recalques primários, drenos verticais e colchão drenante.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo tem por objetivo revisar os conceitos que norteiam a realização desse trabalho. Procurou-se abranger o máximo de bibliografias possíveis para que se tenha uma fundamentação necessária para as análises.

2.1 FORMAÇÃO DO SOLO

Segundo Caputo (1988), o solo é um sistema trifásico composto por ar, água e partículas de solo, as quais tem grande parte de sua origem do intemperismo das rochas da crosta terrestre. De acordo com Vargas (1977), para poder classificar um solo é necessário, no mínimo, os seguintes itens:

- a) Natureza da rocha de origem;
- b) Clima da região;
- c) O agente intempérico de transporte;
- d) Topografia da região;
- e) Os processos orgânicos.

É necessário ainda estabelecer um limite entre solo e rocha. O solo, do ponto de vista da engenharia civil é um material que não oferece uma resistência invencível à escavação mecânica e, quando em contato prolongado com a água, perde toda sua resistência (VARGAS, 1977).

Contudo, como via de regra classifica-se o solo de acordo com o último processo ocorrido; deixando os outros processos de um modo secundário. Com base nessa ótica, os solos são classificados em três grandes grupos, descritos a seguir:

- a) Residuais, quando solo tem sua formação e permanece no local de origem;
- b) Transportado, quando o solo é transportado de sua rocha mãe por agente como ar, água e gravidade, recebendo sua denominação de acordo com o agente de transporte;
- c) Orgânicos, quando o solo apresenta elevada porcentagem de matéria orgânica;

Dentre os solos sedimentares, destacam-se os solos moles, de ocorrência comum no litoral brasileiro devido à sedimentação do transporte fluvial e ou marinho das baías e restingas. Ortigão (1995)

destaca que a construção sobre esse tipo de terreno é sempre problemática uma vez que a camada superficial de argila é, em geral, muito fraca e requer a realização de estudos detalhados para caracterização e definição de seu comportamento.

O item seguinte descreve a formação das argilas moles quaternárias pois, segundo Vargas (1977), as camadas de solos moles mais recentes foram formadas neste período.

2.1.1 Argilas moles quaternárias

Massad (2010) destaca que os solos moles são aqueles que apresentam baixa resistência à penetração (em ensaios a percussão caracterizando valores de N_{SPT} inferiores a 4 golpes). Neles, a presença de uma fração argilosa confere características de solo coesivo e compressível, que na maior parte dos casos são argilas moles ou areias argilosas fofas, de deposição recente, ou seja, formadas durante o Quaternário. A grande maioria das argilas moles tem sua origem fluvial ou marinha.

Para Massad (2010), os solos moles de origem fluvial originaram-se da sedimentação das partículas argilosas nas regiões de planícies de inundação ou várzea dos rios, ou seja, nas regiões alagáveis por suas cheias.

De acordo com este mesmo autor, para a formação de solos moles de origem marinha, houve pelo menos dois ciclos de sedimentação no Quaternário. Um deles no Pleistoceno e, outro, no Holoceno, intervalado por um processo erosivo muito intenso, durante a última glaciação do globo, cujo ocorreu há cerca de 15 mil anos.

Destaca-se a localização da área de estudo, que se apresenta a cerca de 25 km de distância média do mar (Figura 1). A crescente expansão urbana nessa região litorânea fez com que houvesse a necessidade de estudos geotécnicos nos solos sedimentares de baixa capacidade de suporte para que as obras de infraestrutura pudessem ser instaladas com segurança.

Figura 1 – Distância da área de estudos do mar



Fonte: Google Earth (2017)

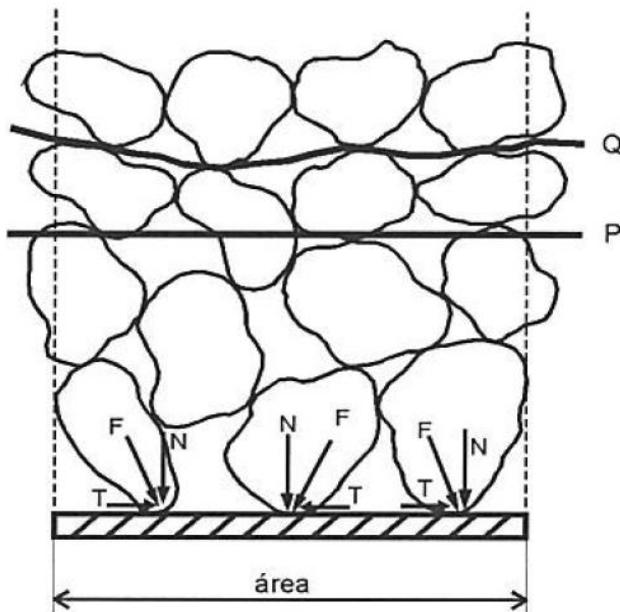
2.2 DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NO SOLO

2.2.1 Princípio das Tensões Efetivas

O princípio da tensão efetiva, o qual é um princípio fundamental dentro da área de mecânica dos solos, foi desenvolvido por Terzaghi (1925,1936). Esse princípio afirma que a tensão total em um ponto do solo (σ) é dividida entre a água de seus vazios, chamada de pressão neutra (u), e os pontos de contato das partículas sólidas, chamada de tensão efetiva (σ'), como mostra a Figura 2. Como medir a área de contato entre as partículas se torna impraticável, a tensão efetiva é obtida de maneira indireta como demonstra a equação (1)

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

Figura 2 – Área de contato entre as partículas de solo



Fonte: Pinto (2006).

2.2.2 Histórico de tensões

Uma massa de solo em uma determinada profundidade, foi submetida a diversas pressões efetivas durante sua história geológica, uma vez que o planeta está em constantes mudanças devido aos processos erosivos, vulcânicos, tectônicos entre outros. Com isso, a pressão efetiva atual desse solo pode ser maior, menor ou igual a máxima pressão efetiva que ele já recebeu ao longo do tempo. Esta pressão efetiva máxima à qual o solo foi submetido é denominada pressão de pré-adensamento.

Assim, de acordo com a pressão atual e a pressão de pré-adensamento podemos classificar as argilas em 3 grupos:

- a) *Argilas Normalmente Adensadas (NA)*, nas quais a pressão efetiva atual é igual a pressão de pré-adensamento
- b) *Argilas Sobreadensadas (PA)*, na qual a pressão efetiva do solo atual é menor que a pressão de pré-adensamento.

- c) *Argilas Subadensadas (SA)*, nas quais a pressão de pré-adensamento é menor que a pressão atual, neste caso o solo está em processo de consolidação.

O conhecimento do estado atual de um solo argiloso é de extrema importância, uma vez que a magnitude de compressibilidade muda razoavelmente no estado PA para NA.

A caracterização do estado de uma argila é dada pela razão de pré-adensamento:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} \quad (2)$$

Onde σ'_{vm} é pressão vertical de pré-adensamento, σ'_v é tensão vertical atual efetiva do solo.

2.3 ENSAIOS DE CAMPO

Para a definição das características físicas e mecânicas do subsolo, são necessárias investigações geotécnicas que forneçam dados a serem interpretados pela ótica da mecânica dos solos. Para isso, faz-se uso de ensaios de campo e laboratoriais, sendo ambos de grande importância em um projeto geotécnico. Os ensaios de campo realizados para a presente pesquisa encontram-se descritos a seguir.

2.3.1 Sondagem a percussão – SPT

A sondagem a percussão SPT (Standard Penetration Test) é a ferramenta de investigação geotécnica simples e bastante difundida.

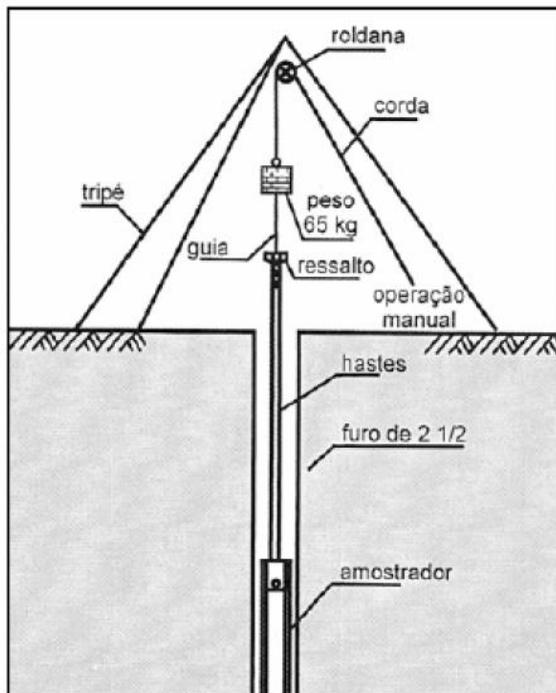
O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. As amostras são coletadas a cada metro de profundidade da sondagem por meio de um amostrador padrão com diâmetro de 50 mm.

Os equipamentos que formam o sistema de sondagem SPT são compostos por seis partes distintas:

- a) Amostrador
- b) Hastes
- c) Martelo
- d) Torre ou tripé de sondagem
- e) Conjunto de perfuração

A conjugação dessas peças no equipamento SPT pode ser observada na Figura 3:

Figura 3 - Equipamento padrão do SPT



Fonte: Pinto (2006).

A execução do ensaio SPT é feita com a perfuração realizada por tradagem e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de cravação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de cravação é realizado deixando-se cair um peso de 65 kg a uma altura de 75 cm sobre o amostrador. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 30 cm, após uma cravação inicial de 15 cm (SCHNAID, 2000).

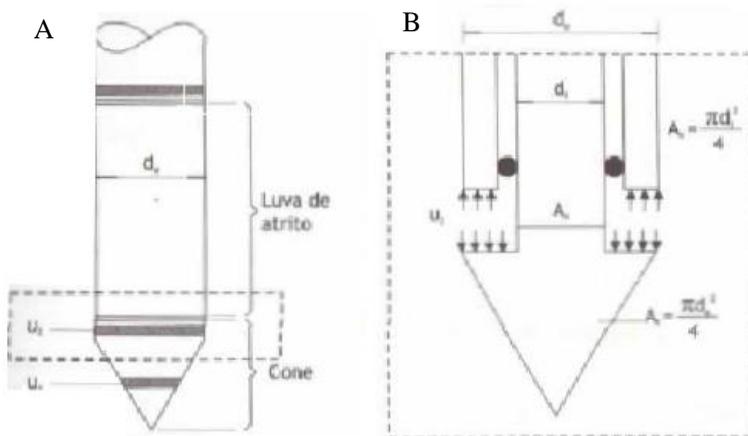
No Brasil esse ensaio de campo está normatizado pela NBR 6484/2001.

2.3.2 Ensaio de cone e piezocone

Os ensaios CPT (*cone penetration test*) e CPTu (*piezocone penetration test*), diferenciam-se pela presença de um elemento poroso, que permite a medição de poropressão (u). Ambos são caracterizados como uma das melhores ferramentas de prospecção geotécnica (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012)

O ensaio CPT é executado cravando no terreno um cone de uma ponteira cônica (60° de ápice) com uma velocidade constante de $20 \text{ mm/s} \pm 5 \text{ mm/s}$. A seção transversal do cone é, em geral, de 10 cm^2 , podendo atingir 15 cm^2 ou mais para equipamentos com maiores capacidade de carga, e 5 cm^2 ou menos em condições especiais (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012). Almeida e Marques (2014 *apud* Baroni, 2010 REVER: tvz seja Baroni *apud* almeida e marques), destacam que a sonda CPTu utilizada em solos moles tem, em geral, área de 10 cm^2 , porém sondas com áreas menores são também usadas, com o objetivo de acelerar os ensaios de dissipação da pressão neutra.

Figura 4 - Detalhe da sonda piezocone : (A) medida da pressão neutra em dois pontos; (B) detalhe da pressão neutra atuando na ponta



Fonte: Almeida e Marques (2014).

Os principais parâmetros medidos neste ensaio são resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), a razão entre as duas medidas fornece o primeiro parâmetro derivado, que é a razão de atrito, descrita como:

$$Rf' = \frac{fs}{qc} \quad (3)$$

A resistência real mobilizada (q_t) é obtida a partir da correção dos valores de q_c , uma vez que eles são influenciados pelo efeito de pressão neutra atuando em áreas desiguais do cone (CAMPANELLA *et al*, 1985 *apud* SCHNAID & ODEBRECHT, 2012), ver figura 4B.

A correção é feita pela equação:

$$qt = qc + u_2 \cdot (1 - a) \quad (4)$$

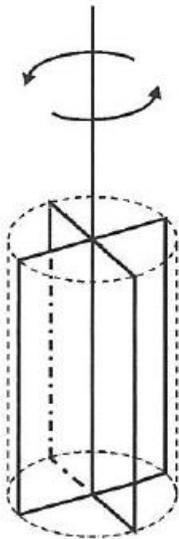
Onde o valor de “ a ” é determinado por meio de calibração em laboratório. No caso deste trabalho, o aparelho utilizado no ensaio possui a igual a 0,7.

2.3.3 Ensaio de Palheta

Para determinar a resistência não drenada (S_u) do solo mole, o ensaio de palheta (*Vane Test*) é o mais empregado. Este ensaio é realizado com uma palheta de formato cruciforme (Figura 5) que possui rotação constante de 6° por minuto. O ensaio é realizado nas profundidades em que se deseja mensurar a resistência do solo. No ensaio são feitas duas rotações no ponto analisado com intervalo máximo de 5 minutos, onde a primeira rotação tem por objetivo mensurar a resistência natural e a segunda a resistência amolgada, assim permitindo avaliar também a sensibilidade do solo. É importante salientar que a recomendação para realização do ensaio, é que o tempo entre sua cravação e rotação seja fixada em 1 minuto para evitar ao máximo possível a drenagem da água dos vazios do solo (ALMEIDA & MARQUES, 2014). Os autores também reforçam que, para realização desse ensaio, as seguintes condições têm que ser respeitadas

- a) Condição não drenada;
- b) Solo isotrópico;
- c) Resistência constante no entorno da palheta.

Figura 5 – Ilustração da palheta



Fonte: Pinto (2006)

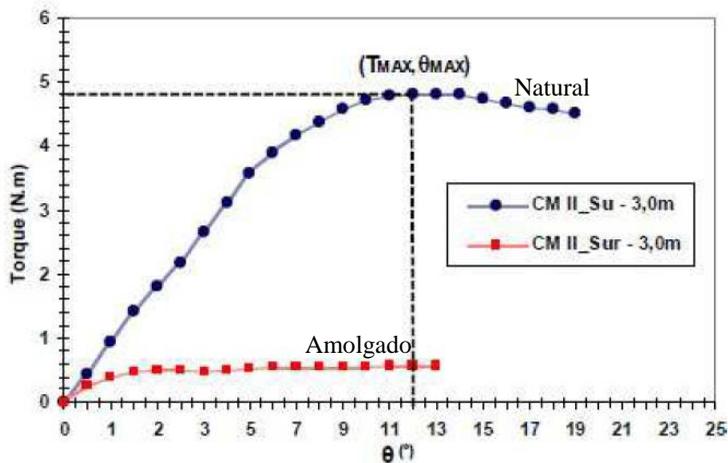
A norma brasileira define a resistência não drenada (S_u) obtida pelo ensaio de palheta por meio da equação 8:

$$S_u = \frac{0,86 T}{\pi D^3} \quad (5)$$

A norma indica também que a razão altura (H) *versus* o diâmetro (D) da palheta deve ser igual a 2 e (T) é o máximo valor de torque medido.

A Figura 6 mostra o resultado de um ensaio típico de palheta, sendo a curva de maior resistência a obtida para o solo natural a curva de menor resistência para o solo em condição amolgada.

Figura 6 - Resultados típicos do ensaio de palheta



Fonte: Baroni (2010)

2.4 ENSAIOS LABORATORIAIS

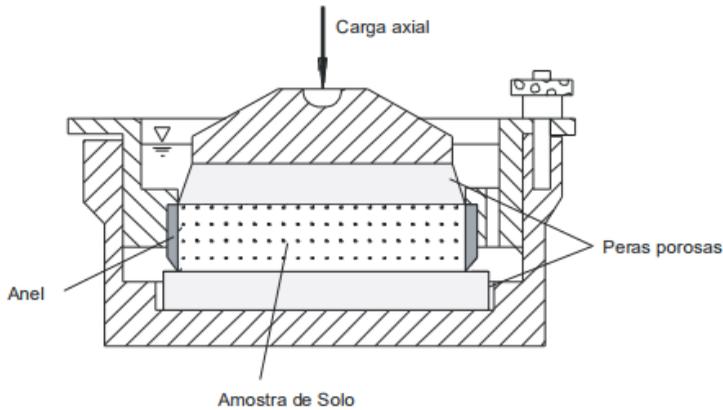
Os ensaios laboratoriais apresentam uma contribuição muito grande na compreensão do comportamento e das características das camadas de solo. Para a presente pesquisa, no entanto, os ensaios laboratoriais de caracterização infelizmente não foram realizados. O ensaio utilizado para determinação dos parâmetros de compressibilidade encontra-se descrito a seguir.

2.4.1 Compressão Oedométrica

Este ensaio tem como propósito determinar os parâmetros de adensamento do solo (CAPUTO, 1988)

O ensaio foi introduzido por Terzaghi e consiste em comprimir uma amostra saturada com uma carga axial. A amostra é confinada lateralmente por um anel rígido, para impedir a deformação lateral, sendo que no topo e na base são colocadas pedras porosas com intuito de permitir a drenagem (ORTIGÃO,1995). A Figura 7 ilustra a representação esquemática do aparelho.

Figura 7 - Ilustração do equipamento de adensamento



Fonte: Ortigão (2007)

As cargas axiais são aplicadas por uma célula de compressão oedométrica, na qual o carregamento é feito por etapas. Para cada carga aplicada é registrada a deformação, em diversos intervalos de tempo até que elas tenham praticamente cessado. Uma vez que os recalques tenham cessado as cargas são aumentadas, costumeiramente para o dobro do seu valor anterior (PINTO,2006)

Este ensaio resulta em um gráfico de índice de vazios em função da tensão efetiva como mostra a Figura 8. Uma segunda interpretação é feita com o gráfico da deformação vertical em função da raiz quadrada do tempo (Figura 9).

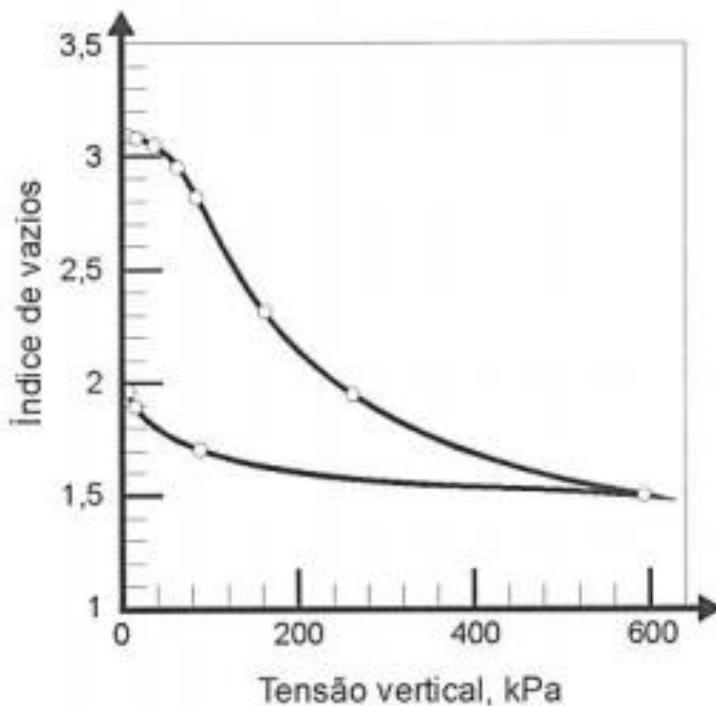
As amostras ensaiadas podem ser qualificadas quanto o seu estado por meio da Tabela 1 (LUNNE, BERRE & STRANDVIK ,1997 Apud ALMEIDA & MARQUES 2014).

Tabela 1 – Critérios para classificação da qualidade de amostra

OCR	$\Delta e/e'_0$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Ruim	Muito ruim
1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10

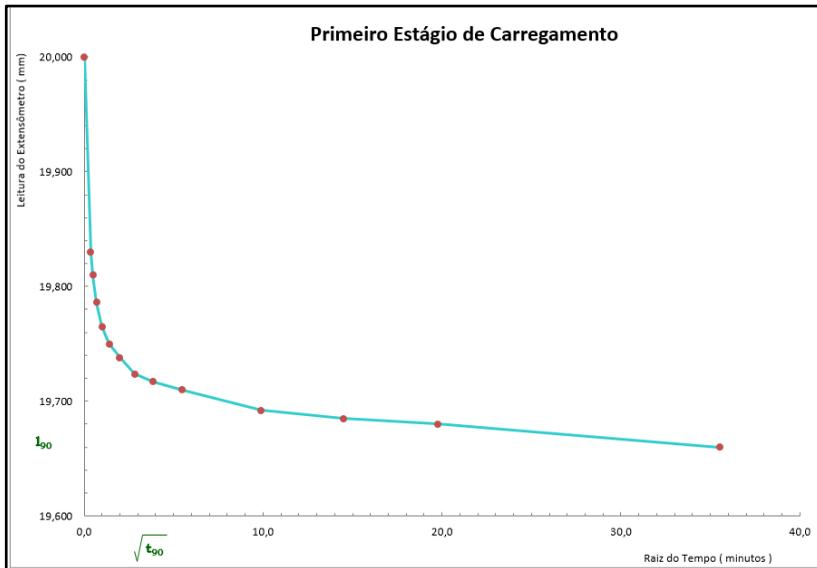
Fonte: Lunne, Berre e Strandvik (1997) Apud Almeida e Marques 2014

Figura 8 - Gráfico resultante do ensaio oedométrico



Fonte: Pinto (2006)

Figura 9 - Deformação vertical



Fonte: Laboratório de mecânica dos solos UFSC (2017).

2.5 RESISTÊNCIA DO SOLO

Uma interpretação importante a se fazer quando se estuda solos sedimentares argilosos é avaliar sua resistência em situações em que a drenagem é limitada ou inexistente.

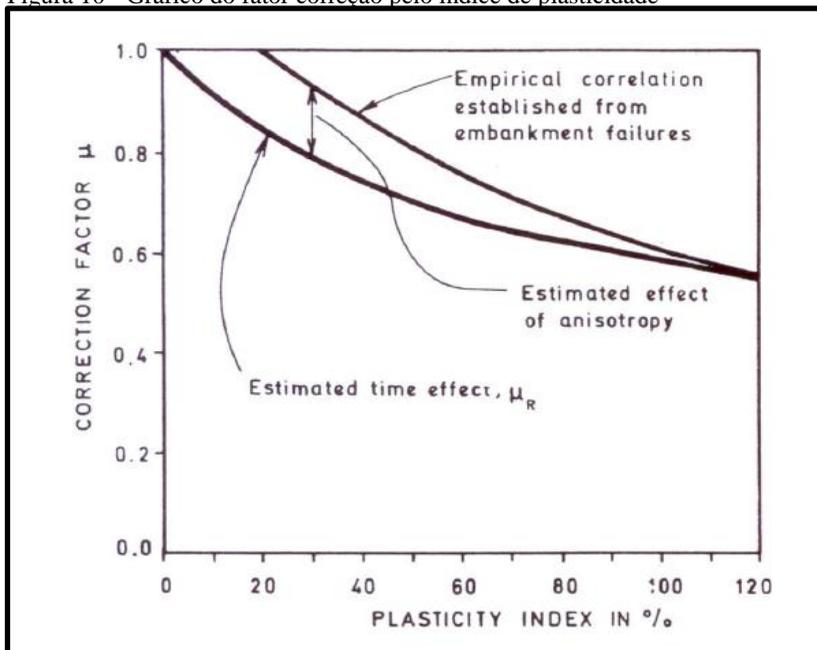
Segundo Caputo (1988), a capacidade do solo de suportar cargas e conservar sua estabilidade depende da resistência ao cisalhamento do solo que rompe quando essa é ultrapassada.

Quando a resistência ao cisalhamento do solo é mobilizada em um solo saturado, de maneira que ele não pode dissipar seu excesso de pressão neutra (Δu), essa resistência é denominada resistência ao cisalhamento não drenada (S_u). Nessa situação, a velocidade de carregamento no solo é mais rápida que a velocidade de dissipação do excesso de pressão neutra gerado pelo carregamento (Δu), portanto em solos com baixa permeabilidade, como os argilosos, a resistência ao cisalhamento mobilizada é a não drenada (MACCARINI, 2014).

Almeida e Marques (2014) enfatizam que, para obter o S_u de projeto, o valor de S_u medido no ensaio de palheta deve ser corrigido pelo fator de correção dado por Bjerrum (BJERRUM, 1973). Esse fator deve-se à anisotropia da argila e à diferença de velocidade de carregamento da obra no campo com a velocidade do ensaio de palheta. Tal correção é feita

em função do índice de plasticidade da argila, como mostrado na Figura 10.

Figura 10 - Gráfico do fator correção pelo índice de plasticidade



Fonte: Bjerrum (1973).

O S_u de projeto é o produto do fator de correção pelo S_u de palheta, conforme a equação seguinte:

$$S_{U \text{ PROJETO}} = S_{U \text{ PALHETA}} \cdot \mu \quad (6)$$

Vale destacar que o ensaio de palheta fornece valores pontuais diretos de S_u , já o ensaio de piezocone permite a obtenção de valores contínuos de S_u , porém indiretos, a partir do fator de cone (Nkt) (BARONI,2010).

Magnani (2006) salienta que o perfil completo de resistência não-drenada de uma camada de argila pode ser obtido a partir dos dados q_t e do parâmetro Nkt por meio da equação:

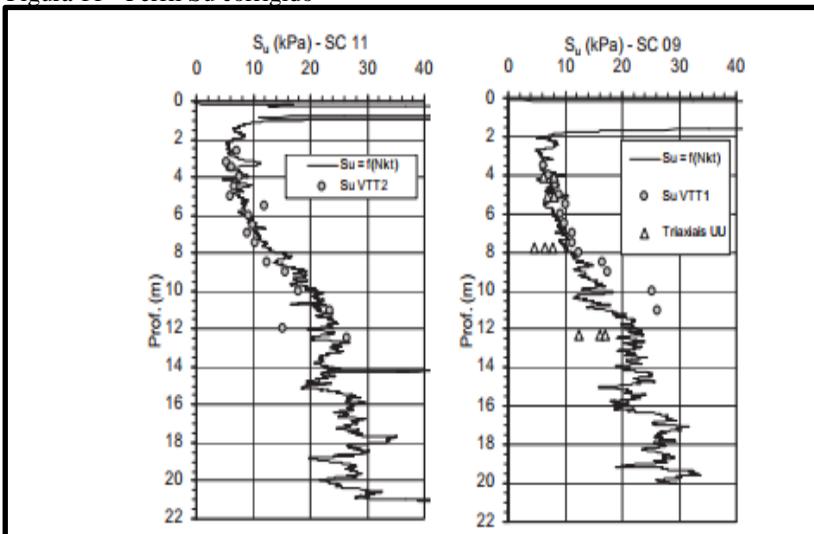
$$S_u = \frac{qt - \sigma_{v0}}{Nkt} \quad (7)$$

Onde o valor de Nkt de cada camada é obtido pelo S_u de *Vane* da camada, utilizando a mesma fórmula, porém isolando o fator Nkt, resultando na equação:

$$Nkt = \frac{qt - \sigma_{v0}}{S_u} \quad (8)$$

A Figura 11 mostra um gráfico típico de resistência não-drenada calculado a partir do perfil de resistência de ponta do cone corrigido pelo fator Nkt e por μ :

Figura 11 - Perfil S_u corrigido



Fonte: Magnani (2006)

2.6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO SOLO

Os métodos clássicos para análise da estabilidade de taludes, baseiam-se na ideia de haver equilíbrio numa massa de solo que é tomada como um corpo rígido-plástico na iminência de entrar em um processo de escorregamento (Massad, 2010). A Tabela 2 mostra os métodos de equilíbrio-limite.

Tabela 2 – métodos de equilíbrio-limite

Método do círculo de atrito	
Método sueco	Método de Fellenius Método de Bishop Simplificado Método de Morgenstern-Price
Método das cunhas	

Fonte: Massad (2010)

Massad (2010), destaca os pressupostos que os métodos de equilíbrio-limite utilizam em sua formulação:

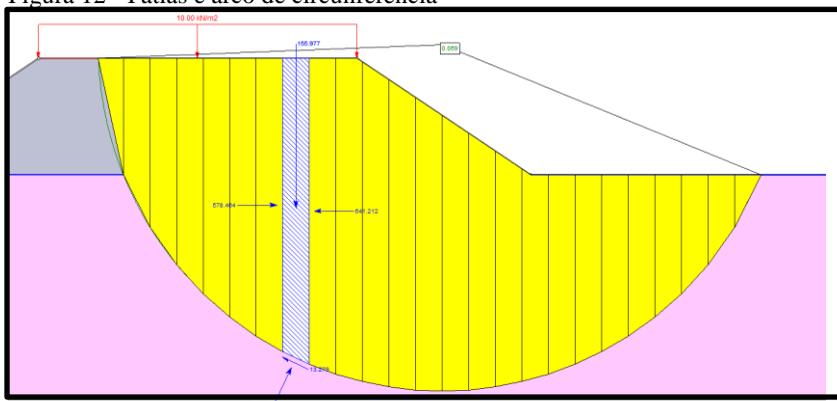
- O solo tem comportamento rígido-plástico;
- As equações de equilíbrio estático são validas até iminência da ruptura;
- O coeficiente de segurança é constante ao longo da linha de ruptura.

Como neste trabalho o método de equilíbrio-limite empregado é o de Bishop simplificado, esse será explicado no item seguinte.

2.6.1 Método de Bishop Simplificado

O método de Bishop simplificado subdivide a massa de solo em fatias ou lamelas e assume que a superfície de ruptura seja um arco de circunferência, vide Figura 12.

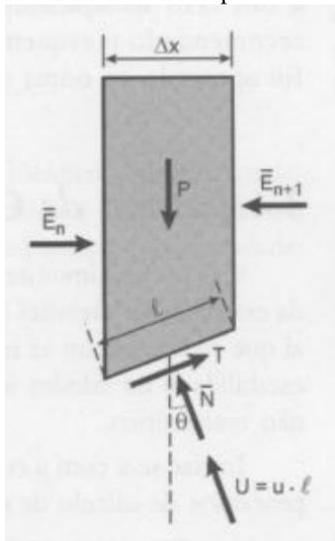
Figura 12 - Fatias e arco de circunferência



Fonte: Autor (2018).

O equilíbrio de forças que o método utiliza pode ser visto de forma esquemática na Figura 13:

Figura 13 - Lamela de Bishop



Fonte: Massad (2010).

A equação 9 é a equação utilizada pelo método. Como pode ser observado, o cálculo de FS é realizado por processo iterativo:

$$FS = \frac{\sum \left[c_i \cdot l_i + \left(\frac{w_i}{\cos \alpha_i} - U_i \cdot l_i \right) \right]}{\sum \left\{ w_i \cdot \text{sen} \alpha_i \cdot \left[1 + \left(\frac{\text{tg} \phi_i \cdot \text{tg} \alpha_i}{FS} \right) \right] \right\}} \quad (9)$$

Onde: c_i e a coesão do aterro [kPa]; l_i e o comprimento da fatia circular (lamela) [m]; w_i e a distancia medida na vertical do centro da fatia [m]; R e o raio da circunferência de ruptura [m]; α_i angulo formado pelas interseccao das retas w_i e o raio [°]; U_i e a força normal efetiva na base da lamela [kPa]; ϕ_i e o angulo de atrito [°].

2.6.2 Fator de segurança

O FS é o fator de segurança definido pelo projetista a partir de critérios de projeto que prezam pelo bom funcionamento e segurança da obra.

Para Almeida (2010), o valor de FS comum é 1,5, porém valores menores como 1,3 são aceitos no caso de cálculo de estabilidade para uma condição temporária, como por exemplo, aterro construídos em etapas com monitoramento e sem que haja vizinhos próximos.

A NBR 11682(2009) de estabilidade de encostas fornece as seguintes tabelas para que o projetista melhor avalie em qual nível de segurança o seu projeto se enquadra e, portanto, qual FS utilizar no dimensionamento.

Tabela 3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte : NBR 11682 (2009).

Tabela 4 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residências ou indústrias, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte : NBR 11682 (2009).

Tabela 5 - Fatores de segurança mínimos para deslizamento

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No Caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10%. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, indicando sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de Cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: NBR 11682 (2009).

2.6.3 Investigações de recalques

Um dos principais problemas da engenharia de fundações sempre foi a estimativa de compressibilidade de uma camada de solo. Como é sabido, sobre ação de uma carga aplicada, todos os materiais se deformam, no entanto, enquanto materiais utilizados em estruturas, como aço, concreto e madeira tem uma deformação unitária limite de segurança de cerca de 0,005%, solos podem atingir até 2,5% (CAPUTO,1998).

As deformações verticais ocorridas em solos, são reconhecidas como recalques. Almeida e Marques (2014) descrevem que o fenômeno do recalque é dividido em três tipos:

- a) Recalques imediatos;
- b) Recalques por adensamento primário;
- c) Recalques por compressão secundária.

Os recalques por compressão secundária fazem parte de uma análise detalhada do esqueleto sólido e não são explicados pelas teorias clássicas da mecânica dos solos. Sua interpretação é bastante complexa, e vêm sendo estudada por meio da fluência ou parcela viscosa do solo. Contudo, sua parcela é em geral, inferior às demais formas de recalque e, por essa razão, não será abordada nesta pesquisa.

2.6.3.1 Recalque imediato

O recalque imediato é fundamentado na teoria da elasticidade, sendo causado pela deformação elástica do esqueleto sólido dos solos, sem que haja alteração no teor de umidade (DAS, 2006)

O recalque imediato pode ser calculado pela equação (10):

$$\Delta_{hi} = 2 \cdot q \cdot \frac{b \cdot (1 - \nu^2) \cdot I}{E} \quad (10)$$

Onde:

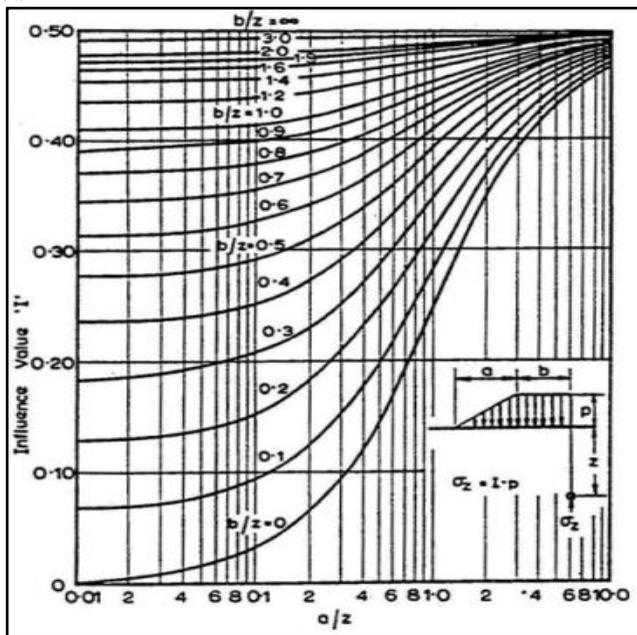
q= incremento de tensão vertical decorrente do aterro, ou seja, produto da altura do aterro (h) pelo seu peso específico (γ);

b= semilargura da plataforma do aterro;

E e ν = parâmetros elásticos do solo de fundação;

I= fator de influência, o qual pode ser obtido pelo ábaco da Figura 14, proposto por Poulos e Davis (1980).

Figura 14 Ábaco para determinação do fator de influência (I) para carregamento trapezoidal



Fonte: Poulos e Davis (1980).

2.6.3.2 Recalque por Adensamento

Recalque por adensamento estudado exaustivamente por Terzaghi e Frohlic, no início da Mecânica dos Solos (VARGAS, 1995), trata-se da compressibilidade do solo pela saída da água de seus vazios.

Quando uma carga externa é aplicada sobre uma camada de solo saturada, essa pressão externa é transferida para a água contida nos vazios do solo, resultando em um excesso de pressão neutra em um primeiro momento. Com o tempo a água começa a sair e transferir esse excesso de pressão para o esqueleto sólido do solo, fazendo com que aumente a tensão efetiva aproximando as partículas e, conseqüentemente, reduzindo seu volume. Esse tempo de saída da água é proporcional a permeabilidade do solo, sendo muito maior em solos pouco permeáveis como é o caso de solos argilosos.

O fenômeno do adensamento pode ser facilmente explicado pela analogia mecânica de Terzaghi, apresentada por Taylor (PINTO 2006). Terzaghi considerou a estrutura do solo como uma mola, na qual a deformação é proporcional à carga aplicada. Em seu exemplo, está mola está dentro de um recipiente fechado completo por água. Quando uma carga é colocada sobre esse recipiente, a mola não “sente” a presença dessa carga pois é a água quem está suportando. Porém, quando é aberto um orifício na parte superior do recipiente que permite a saída da água, esta ao sair a água transfere a carga suportada para mola, que é comprimida. Quando a água termina de transferir a carga para mola, ela para de sair do recipiente e a mola também cessa sua deformação, pois um equilíbrio foi estabelecido, ou seja, a mola deformou o necessário para suportar aquela carga. Caso a carga seja aumentada, o processo de saída da água se reinicia até um novo equilíbrio (PINTO, 2006). Essa analogia mostra que o processo de adensamento é dependente da carga externa e do processo de drenagem da água do interior do solo.

Figura 15 - Exemplo de Terzagi da Mola



Fonte: Pinto (2006).

O recalque primário pode ser calculado pela equação (11) exposta por:

$$\Delta h_p = \Sigma \left(\frac{C_r}{1+e_0} \Delta h \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1+e_0} \Delta h \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) \quad (11)$$

Onde:

C_c = índice de compressão;

C_r = índice de recompressão;

Δh = espessura da subcamada correspondente;

e_0 = índice de vazios da subcamada;

σ'_{vm} = tensão de sobreadensamento no meio da subcamada;

σ'_{v0} = tensão efetiva vertical *in situ* no meio da subcamada;

σ'_{vf} = tensão vertical final no meio da subcamada, decorrente da sobrecarga do aterro na superfície.

O tempo de recalque primário é calculado pela equação (15)

$$T = \frac{C_v \cdot t}{H_d^2} \quad (12)$$

Onde

C_v = coeficiente de adensamento vertical [m^2/s]

H_d = distância de drenagem [m]

t = tempo [s]

T = Fator tempo adimensional

$$T = \left(\frac{\pi}{4} \right) \cdot U_v^2, \text{ para } U_v \text{ de } 0\% \text{ a } 52\% \quad (13)$$

$$T = 1,781 - 0,933 \cdot \log(100 - U_v(\%)), \text{ para } U_v > 52\% \quad (14)$$

Onde:

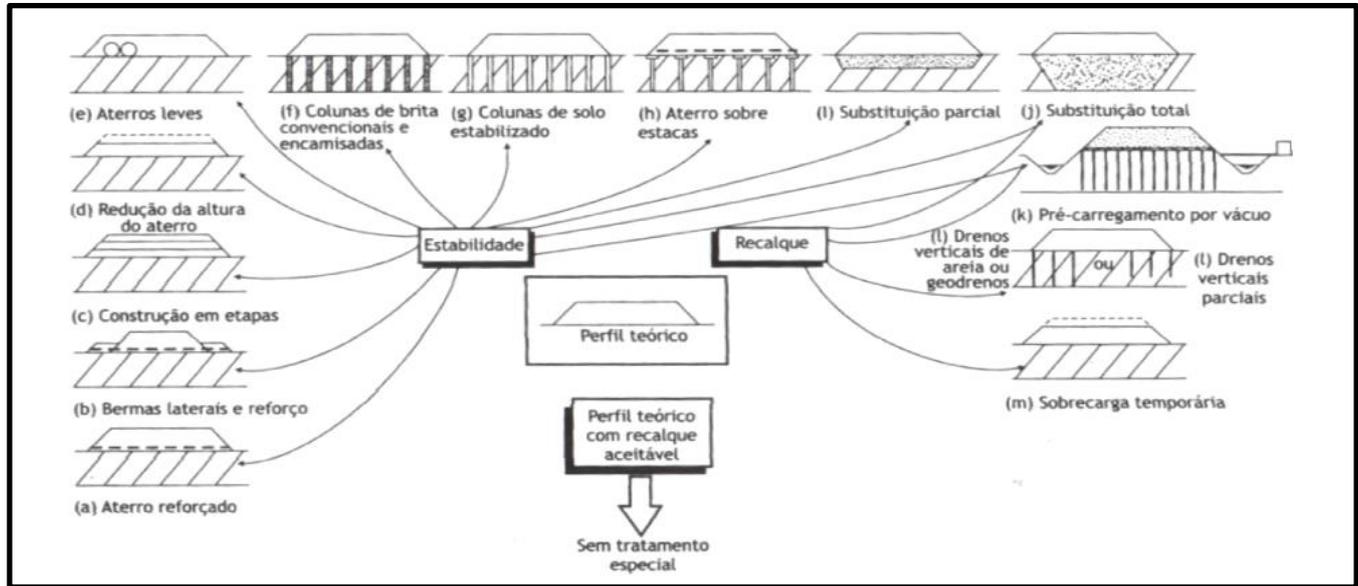
T = Fator tempo adimensional

U_v = Porcentagem de consolidação.

2.7 CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Existem várias formas de construir aterros sobre solos moles, porém, cada solução tem a sua particularidade, sendo vantajoso em algumas situações ou inviáveis em outras, ou seja, depende da situação de contorno. A figura 16 mostra os principais métodos.

Figura 16 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles



Fonte : Leroueil (1997) APUD Almeida e Marques (2014)

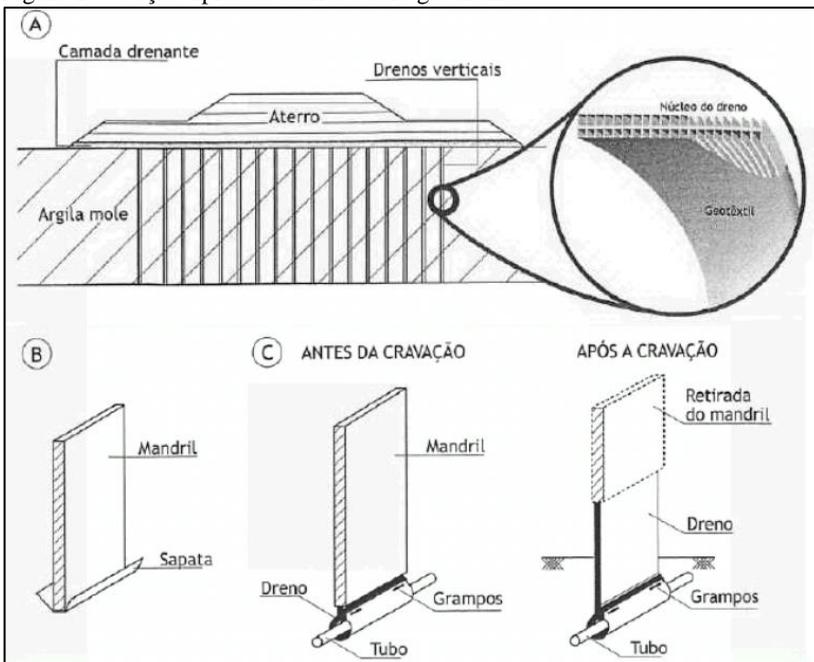
Aceleração de recalques por drenos verticais

Como foi descrito, o recalque primário depende da saída de água da massa de solo. Dessa forma, quanto maior for a facilidade de a água ser drenada, mais rápido será o recalque. Assim, uma maneira de acelerar o recalque total é a instalação de drenos verticais que permitam que água seja drenada horizontalmente.

Os geodrenos consistem em elementos de drenagem pré fabricados, com núcleo plástico possuindo ranhuras em forma de canaleta, envolto em um filtro geossintético (ALMEIDA & MARQUES, 2014). Os autores citam a importância de se executar uma camada drenante na base do aterro, que permita a água dos geodrenos ser drenada.

A Figura 17 exemplifica a forma de instalação dos geodrenos em um terreno de solos moles para a execução de um aterro e aceleração dos recalques.

Figura 17 - Seção típica de aterros sobre geodrenos



Fonte: Almeida e Marques (2010)

Para o dimensionamento adequado dos drenos, é necessário que haja uma investigação geotécnica de qualidade para que os parâmetros inseridos nas equações sejam confiáveis.

O ensaio de adensamento oedométrico permite a obtenção do coeficiente C_v , que corresponde à velocidade do adensamento vertical do solo. Assim como o C_v existe o C_h que fornece a velocidade de adensamento horizontal.

Considerando-se a drenagem radial pura, ou seja, desprezando a drenagem vertical, Barron (1948 *apud* Almeida e Marques, 2014) propôs a seguinte equação para obtenção do grau de adensamento médio da camada:

$$U_h = 1 - e^{-\left[\frac{8T_h}{F(n)}\right]} \quad (15)$$

$$T_h = \frac{C_h}{d_e^2} \quad (16)$$

$$F(n) = \ln(n) - 0,75 \quad (17)$$

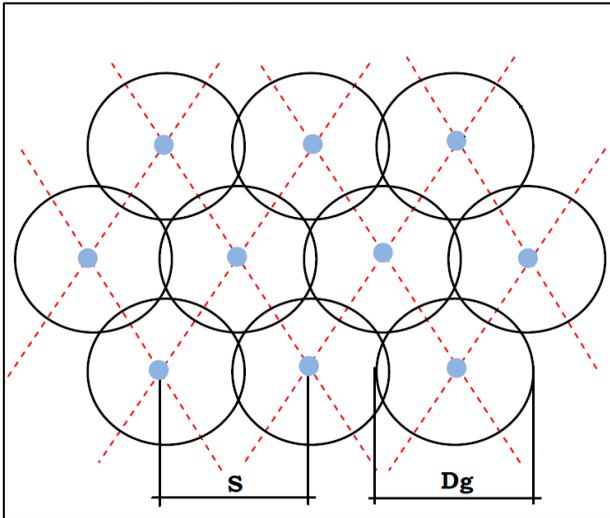
$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (18)$$

Como o processo de adensamento horizontal acontecerá ao mesmo tempo que o adensamento vertical, a combinação das duas contribuições resulta no recalque total. Dessa forma, Carrillo (1942, *apud* Almeida e Marques, 2014) propôs a equação:

$$(U - 1) = (1 - U_v) \cdot (1 - U_h) \quad (19)$$

Além dos parâmetros descritos, é importante a definição de características geométricas dos drenos verticais, como o diâmetro de influência D_g e o espaçamento entre os drenos como apresentado na Figura 18.

Figura 18 - Malha triangular de geodrenos



Fonte: Massoco (2013).

O diâmetro de influência tem relação com a geometria da malha de cravação dos geodrenos, quadrada ou triangular, referindo-se à região de atuação dos drenos (BARAN, 2014). Para uma malha triangular de espaçamento S , Dg pode ser descrito como:

$$Dg = 1,05 \cdot S \quad (20)$$

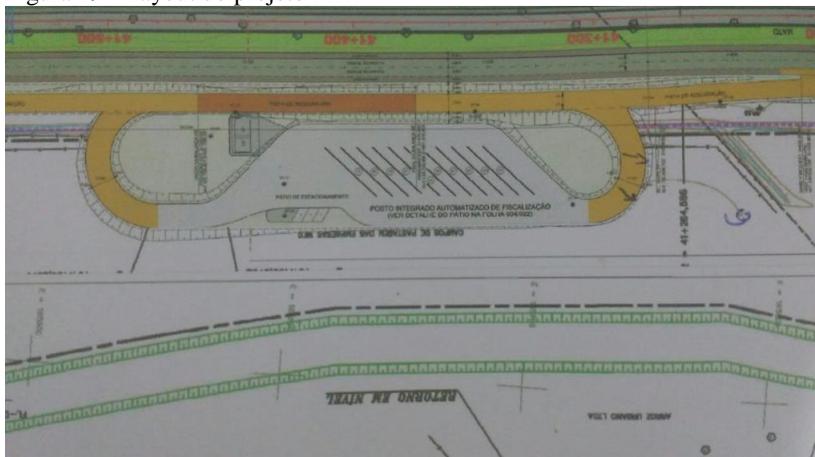
Para o diâmetro equivalente do geodreno (d_w), no presente trabalho utilizou-se valor médio de mercado de 65,6mm, conforme descrito por Hansbo (2004, *apud* Almeida e Marques, 2014).

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1 PROBLEMÁTICA

O presente trabalho refere-se à construção dos aterros sobre solos moles que serão necessários para a construção das pistas do Posto Integrado Automatizado de Fiscalização (PIAF). A Figura 19 mostra o *layout* do projeto. Com base no *layout* desejado, foi possível construir as Figuras 21 e 22 que são perspectivas do projeto realizado.

Figura 19 - Layout do projeto PIAF



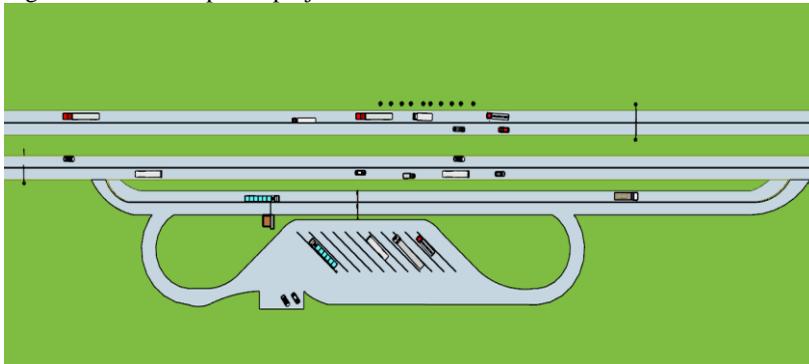
Fonte: DNIT (2015).

Figura 20 - Perspectiva projeto PIAF



Fonte: Autor (2018).

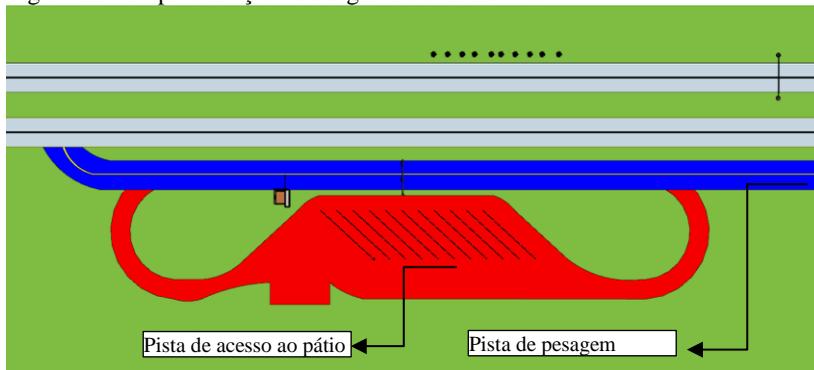
Figura 21 - Vista superior projeto PIAF



Fonte: Autor (2018).

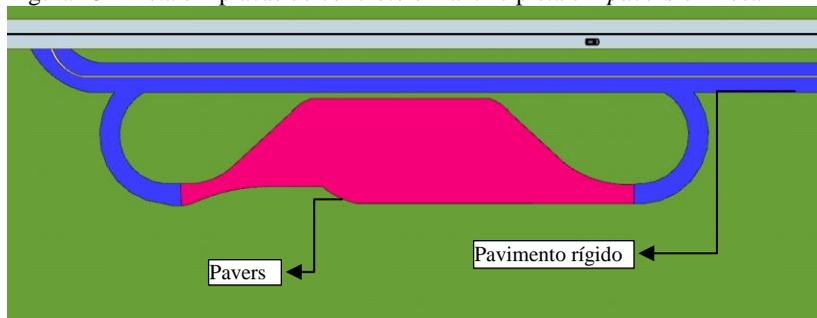
Dois segmentos de pistas são analisados: a pista de acesso ao pátio, que é representada em vermelho na Figura 22 e a pista de pesagem que está em azul na mesma figura. O pavimento será feito com placas de concreto e *pavers*. A Figura 23 ilustra onde será empregado cada um desses materiais.

Figura 22 – Representação dos segmentos analisados



Fonte: Autor (2018).

Figura 23 - Pista em placas de concreto em azul e pista em *pavers* em rosa



Fonte: Autor (2018).

3.2 LOCALIZAÇÃO

O projeto da PIAF localiza-se no Km 41 + 400 da obra de duplicação da BR-280, próximo ao município de Guaramirim – SC. A Figura 24 mostra a localização deste município, sendo a obra em questão localizada a cerca de 15,4Km da área urbana, como pode ser visto na Figura 25.

Figura 24 - Localização do município de Guaramirim no mapa de Santa Catarina



Fonte: Wikipédia (2013).

Figura 25 - Distância do PIAF até o município de Guaramirim



Fonte: Google Earth (2017).

3.3 PEDOLOGIA

O mapeamento pedológico do IBGE (Figura 26) mostra que o solo da região é constituído de Arissolos Vermelho-Amarelos (PVA, Figura 27), que são solos com cores vermelho-amareladas pois em sua constituição há presença da mistura dos óxidos de ferro hematita e goethita. Esses solos são desenvolvidos do grupo de barreiras de rochas cristalinas ou sob influência destas, tendo um horizonte de acumulação de argila, B textual (EMBRAPA 2012).

Figura 26 - Seta vermelha indicando a posição do PIAF



Fonte: IBGE (2012).

Figura 27 - Ilustração do tipo de solo PVA



Fonte: EMBRAPA (2012).

3.4 GEOMETRIA

As seções transversais estão disponíveis nos anexos ao final do trabalho. É importante ressaltar que a maior seção de aterro da pista de pesagem é a seção 0 + 700, e a maior da pista de acesso ao pátio é a seção 0+300. A altura desses aterros são 1,76 e 2,80 m respectivamente.

4 METODOLOGIA

A metodologia utilizada refere-se a uma análise de dados do solo obtidos pelos ensaios que foram realizados para composição do projeto do PIAF.

Os ensaios utilizados para análise dos aterros foram: ensaio de piezocone (CPTu), ensaio de palheta (*Vane test*), sondagem a percussão (SPT) e ensaios laboratoriais de adensamento.

Posteriormente, com os dados, uma análise de recalques e aceleração de recalques foi realizada. Assim definida a geometria dos aterros, uma análise de estabilidade de taludes foi feita no programa *Slide 6.0* pelo método de Bishop simplificado para identificação do fator de segurança.

A interpretação dos ensaios para obtenção dos parâmetros geotécnicos utilizados nos dimensionamentos é descrita nos itens seguintes.

4.1 DETERMINAÇÃO DO PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Analisando os dados das sondagens SPT e CPTu, o perfil estratigráfico dos solos pode ser construído. A figura 30 apresenta o perfil estratigráfico. Salienta-se que as cores escolhidas para representação dos solos foram escolhidas com base nas cores relatadas no ensaio de SPT. O N_{spt} de cada metro também é apresentado no perfil.

É importante reforçar que distância média dos ensaios foi de 102 metros ilustrado na Figura 28, portanto é possível que existam outras camadas de solos entre os ensaios, uma vez que o solo é um material muito heterogêneo, sobretudo quando se analisa solos de formação sedimentar.

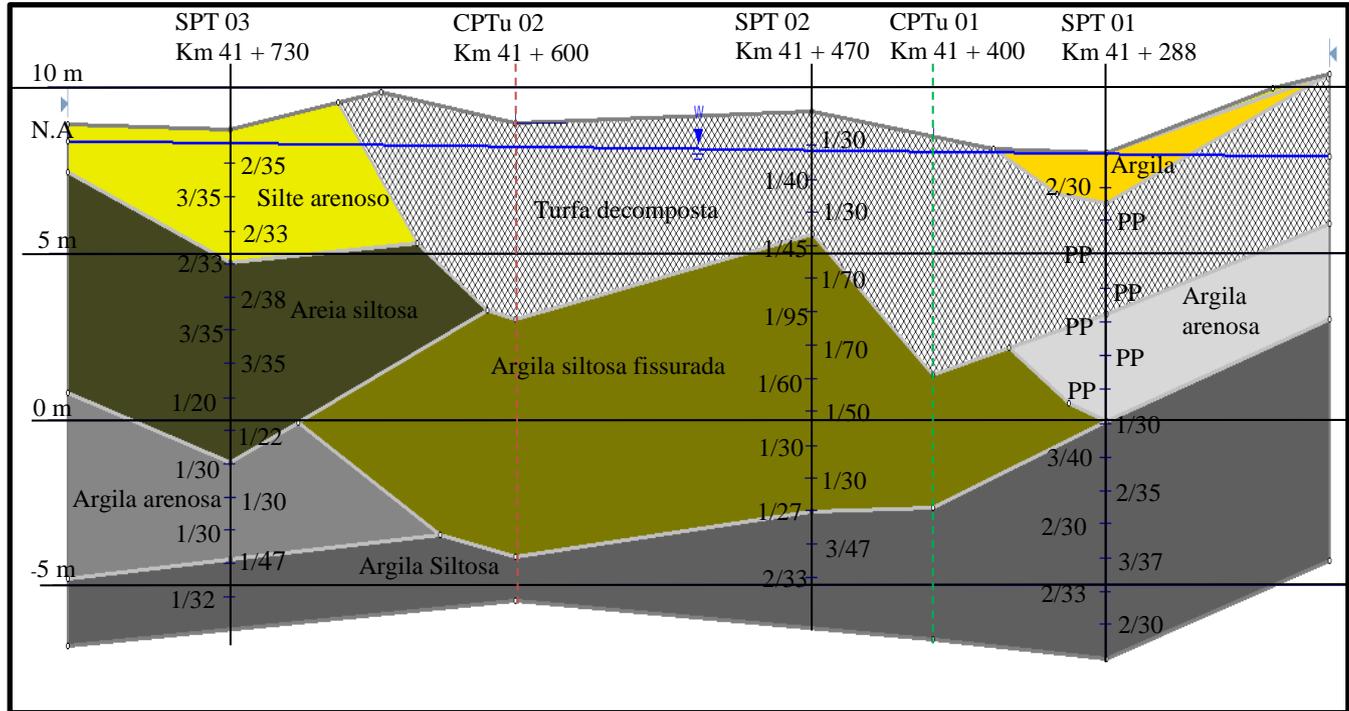
Uma observação a ser feita é que o perfil estratigráfico apontou um solo bem diferente do solo no qual o mapeamento do IBGE apresenta, logo isso evidencia a importância dos ensaios de campo para elaboração de projetos geotécnicos.

Figura 28 - Localização



Fonte : Google Earth (2018).

Figura 29 - Perfil estratigráfico

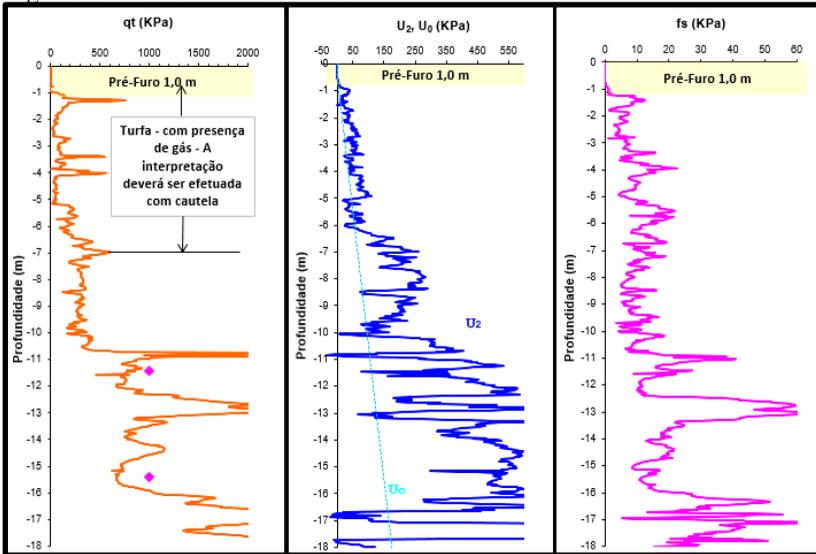


Fonte: Autor (2018).

4.1.1 Ensaios de Cone

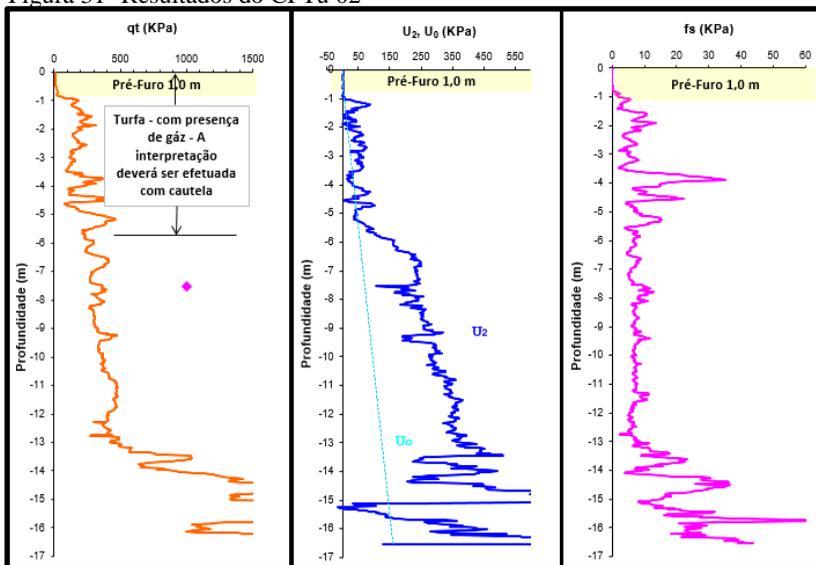
Os ensaios de cone foram realizados um no Km 41 + 400 (CPTu 01) (Figura 30) e outro no Km 41 + 600 (CPTu 02) (Figura 31).

Figura 30 - Resultados do CPTu 01



Fonte: Geoforma (2017).

Figura 31- Resultados do CPTu 02



Fonte: Geoforma (2017).

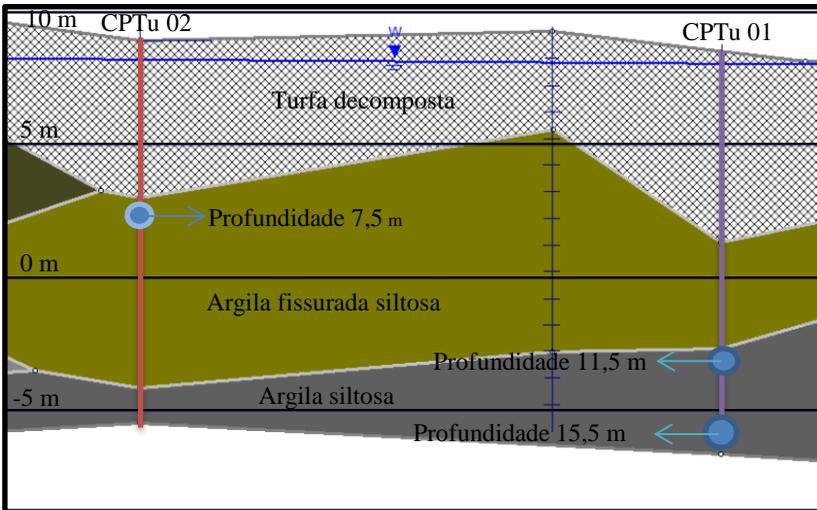
Em ambos os perfis foi notado a presença da turfa, a qual, assim como nos ensaios de SPT, foi a camada que apresentou menor resistência.

Fonte: Autor (2018)

4.1.2 Ensaios de Palheta

Como os primeiros ensaios apontaram a presença de solos argilosos saturados, justificou-se a realização de ensaios de palheta para obter a resistência não-drenada (S_u). Três ensaios de palheta foram realizados nas argilas, logo abaixo da camada de turfa. As localizações e profundidades desses ensaios são ilustrados na Figura 32.

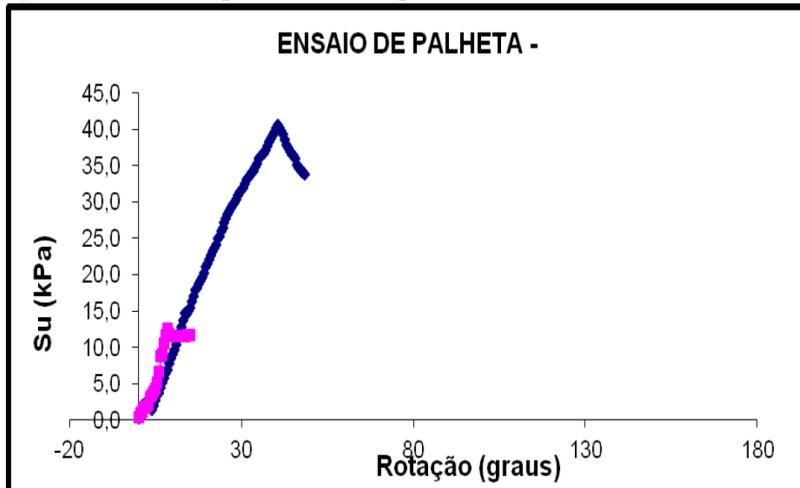
Figura 32 – Localizações dos ensaios de palheta



Fonte: Autor (2018).

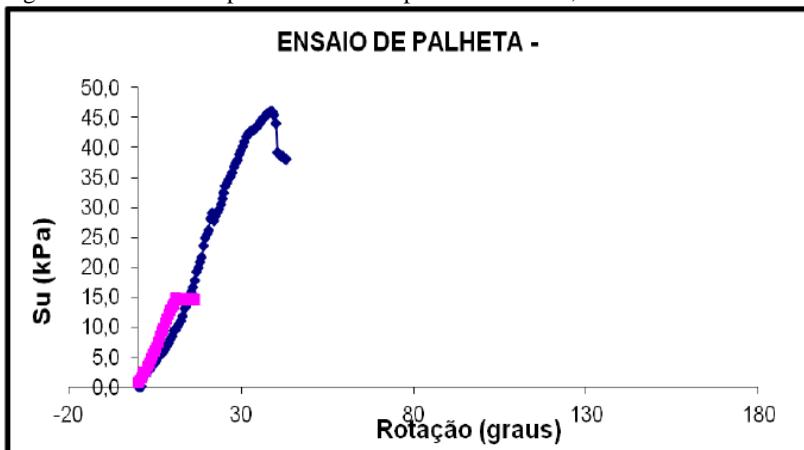
Os resultados dos ensaios de palheta são mostrados nas Figuras 35, 36 e 37;

Figura 33 - Ensaio de palheta CPTu 01 profundidade 11,5 m



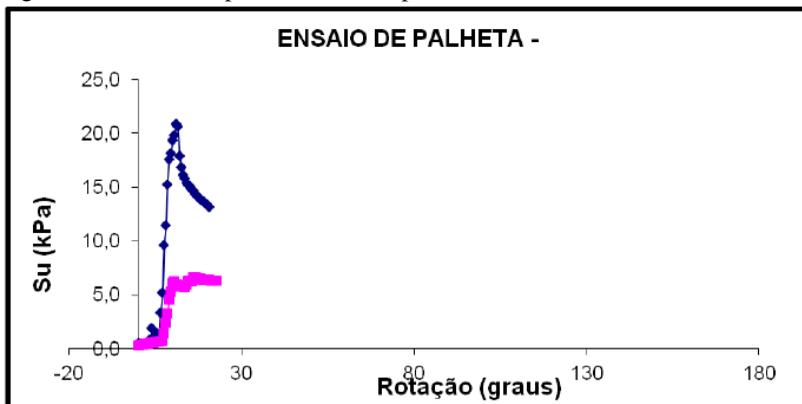
Fonte: Geoforma (2017).

Figura 34 - Ensaio de palheta CPTu 01 profundidade 15,5 m



Fonte: Geoforma (2017).

Figura 35 - Ensaio de palheta CPTu 02 profundidade 7,5 m

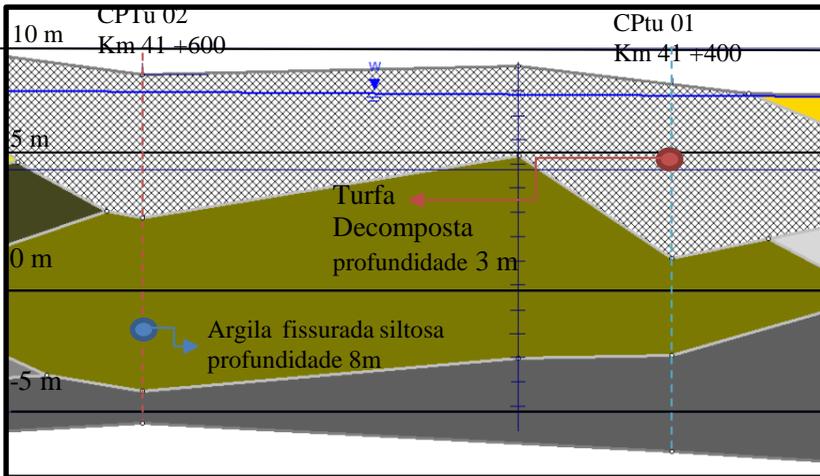


Fonte: Geoforma (2017).

4.1.3 Ensaios de Adensamento

Dois ensaios de adensamento foram realizados na mesma localização dos ensaios CPTu vide Figura 36.

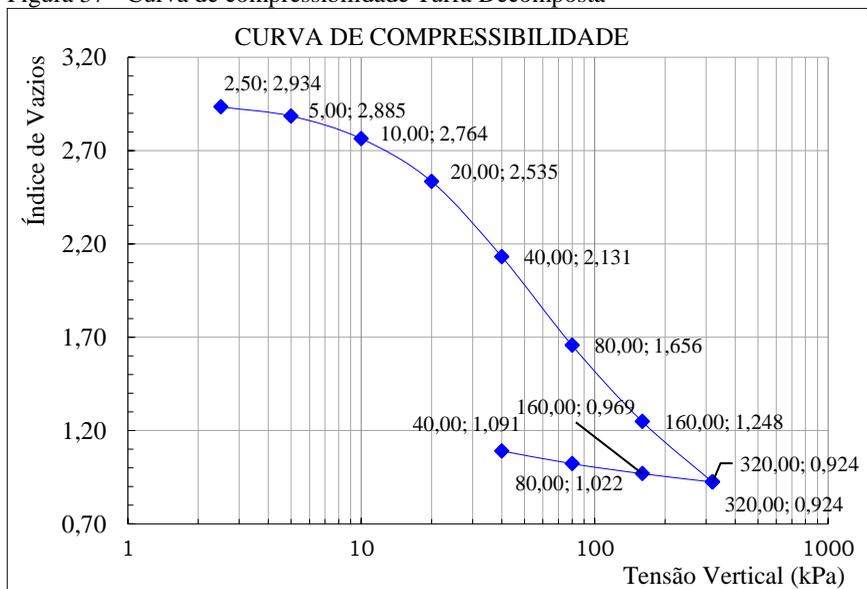
Figura 36 - Localização das amostras para ensaio de adensamento



Fonte: Autor (2018).

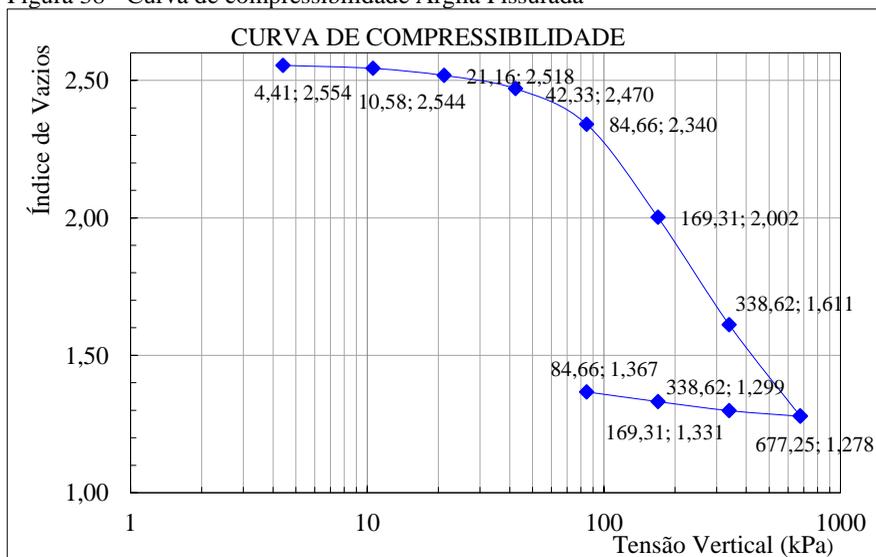
Como é observado na Figura 36, as amostras para os ensaios de adensamento foram coletadas nas camadas das quais os ensaios de CPTu mostraram baixíssima resistência de ponta. Isso deve-se ao fato de que, geralmente, solos que apresentam essa característica são altamente compressíveis. As figuras 39 e 40 mostram os resultados dos ensaios.

Figura 37 - Curva de compressibilidade Turfa Decomposta



Fonte: Laboratório de mecânica dos solos UFSC (2017)

Figura 38 - Curva de compressibilidade Argila Fissurada



Fonte: Laboratório de mecânica dos solos UFSC (2017)

Algumas observações importantes devem ser destacadas quanto a amostra de turfa decomposta ensaiada:

- a) Foi observado que a turfa não ofereceu dificuldades em sua moldagem e também não apresentou muita matéria orgânica;
- b) Essas características notadas no ensaio mostram que ela se encontra em um avançado grau de decomposição, portanto tenderá a apresentar um comportamento de uma argila (MACCARINI, 2017a).

4.2 PARÂMETROS DO PROJETO

O projeto como foi mostrado na Figura 22, trata-se de dois segmentos de pista em placas de concreto e *pavers*, ambos com espessura de 0,5 m. O *paver*, por ser uma estrutura articulada, aceita algum recalque do solo. Porém, as placas de concreto necessariamente precisam ter os recalques estabilizados antes de sua construção, pois estas têm suas vidas úteis reduzidas caso instaladas em solo de fundação com grande deformação. Em vista disso, e de que no cronograma da obra, as placas serão instaladas em até 6 meses após a construção dos aterros, o tempo de consolidação e estabilização das deformações também foi considerado como de seis meses para a estabilização dos aterros do projeto.

Nas seções transversais do projeto (vide anexo final do Trabalho), nota-se que em algumas seções dos segmentos a altura dos aterros são inferiores a 0,5m ou não existem. Assim, como o pavimento em placa de concreto necessita de um material mais rígido de suporte para poder espriar suas tensões, uma solução de remoção de 1,5 m do solo do terreno natural foi adotada, onde 0,5 será reservada para o colchão drenate e restante para um solo de substituição que será um pouco menos nobre do que o solo composto pelo aterro.

4.3 SEÇÕES ANALISADAS

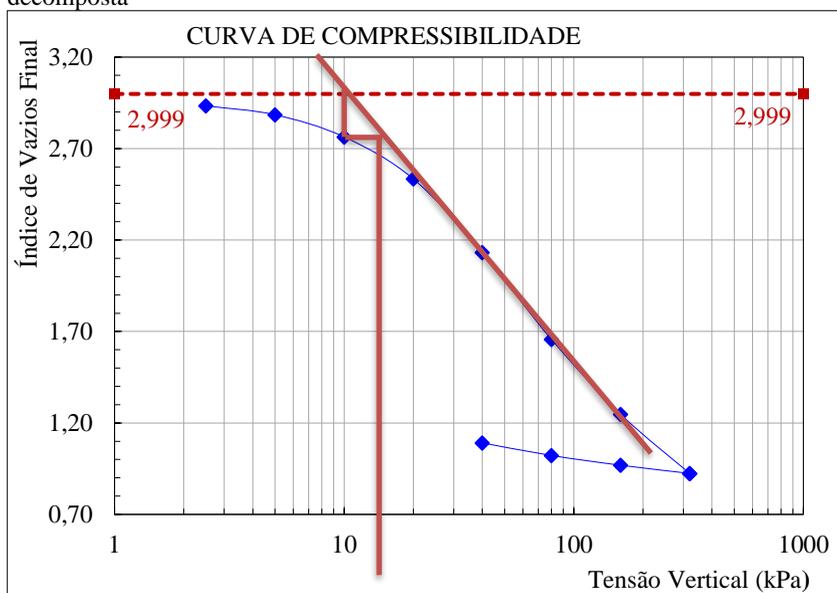
Como foi observado na Figura 29, a maioria das camadas de solo apresentou baixíssima ou nenhuma resistência ao ensaio de percussão, destaque para a turfa decomposta que em alguns pontos penetrou apenas com o peso próprio do equipamento. Portanto, as análises pelos ensaios de SPT se mostram inviáveis, pois tal equipamento não tem a sensibilidade necessária para mensurar a resistência desses tipos de solos.

Logo, as análises desse trabalho são feitas com base nos perfis dos ensaios CPTu uma vez que se mostram mais sensíveis e aplicáveis para o subsolo em questão.

4.3.1 Parâmetros para cálculo dos recalques primários

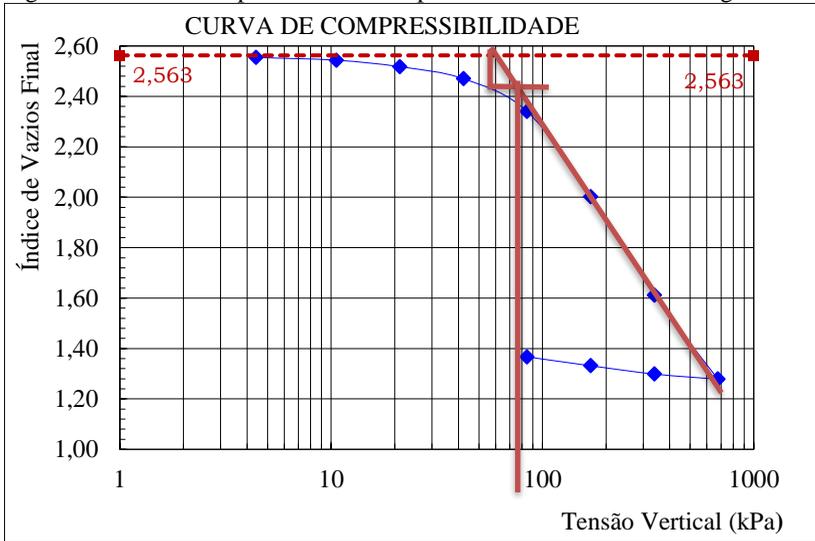
Os parâmetros para os cálculos dos recalques primários foram retirados dos ensaios já mencionados, onde para pressão de pré-adensamento foi utilizado o método gráfico de Pacheco (Figura 39, Figura 40) e para o coeficiente C_v foi utilizado o método de Gráfico de Taylor (Figura 41).

Figura 39 - Pressão de pré-adensamento pelo método de Pacheco na turfa decomposta



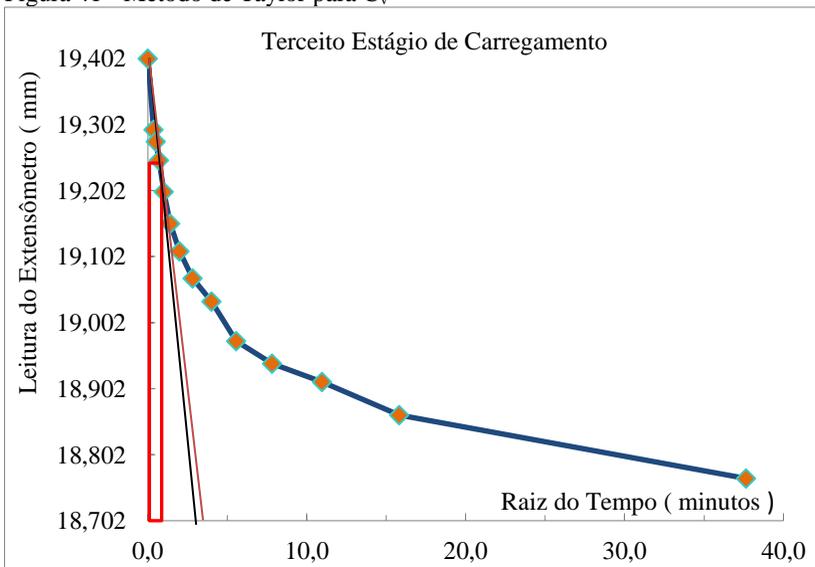
Fonte: Laboratório de mecânica dos solos UFSC (2017).

Figura 40 - Pressão de pré-adensamento pelo método de Pacheco na argila



Fonte: Laboratório de mecânica dos solos UFSC (2017).

Figura 41 - Método de Taylor para C_v



Fonte: Laboratório de mecânica dos solos UFSC (2017).

Os parâmetros C_r e C_c foram calculados pelas equações (21) e (22), respectivamente, de acordo com os pontos dos gráficos.

$$C_r = \frac{e1-e2}{\log \frac{p2}{p1}} \quad (21)$$

$$C_c = \frac{e4-e5}{\log \frac{p5}{p4}} \quad (22)$$

Os demais parâmetros geotécnicos foram calculados pelas equações abaixo.

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (23)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \quad (24)$$

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (25)$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (26)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1+e} \quad (27)$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (28)$$

As tabelas com todos os resultados são apresentadas abaixo:

Tabela 6 - Material: Turfa profundidade 3 m CPTu 01

Carregamento	Tensão (kPa)	Tempo de 90% do recalque (s)	Cv (m ² /s)
1°	2,5	9,6	9,6·10 ⁻⁶
2°	5,0	21,6	4,2·10 ⁻⁶
3°	10,0	32,9	2,6·10 ⁻⁶
4°	20,0	60,0	1,3·10 ⁻⁶
5°	40,0	86,4	8,3·10 ⁻⁷
6°	80,0	183,8	2,9·10 ⁻⁷
7°	160,0	1815,0	1,9·10 ⁻⁸
8°	320,0	2455,0	1,1·10 ⁻⁸

Fonte: Laboratório de mecânica dos solos UFSC (2017).

Tabela 7 - Material: Argila profundidade 8 m CPTu 02

Carregamento	Tensão (kPa)	Tempo de 90% do recalque (s)	Cv (cm ² /s)
1°	4,41	29,4	4,9·10 ⁻⁷
2°	10,58	60	2,4·10 ⁻⁷
3°	21,16	86,4	1,6·10 ⁻⁷
4°	43,33	101,4	1,4·10 ⁻⁷
5°	84,66	117,6	1,1·10 ⁻⁷
6°	169,31	1500	7,5·10 ⁻⁸
7°	338,62	1881,16	4,6·10 ⁻⁹
8°	667,25	1653,8	3,9·10 ⁻⁹

Fonte: Laboratório de mecânica dos solos UFSC (2017).

Tabela 8 - Parâmetros dos solos retirados do ensaio de adensamento

Material	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{sub} [kN/m ³]	e°	C_r	C_c	E_o	σ'_{vm} [kPa]	Profundidade [m]
Turfa	11,3	1,3	2,99	0,44	1,35	2,99	15	3,5
Argila	14	4	2,56	0,08	1,29	2,56	88	8

Fonte: Laboratório de mecânica dos solos UFSC (2017).

A classificação do estado das amostras foi feito com o critério de Lunne, Berre e Strandvik (1997) e está na Tabela 9

Tabela 9 - Classificação das amostras dos ensaios de adensamento

Solo	σ'_{vm} [kPa]	σ'_v [kPa]	OCR	$\Delta e/e_0$	Classificação
Turfa de composta	15	3,5	4	0,06	Boa a Regular
Argila fissurada	88	20,8	4	0,02	Muito boa a excelente

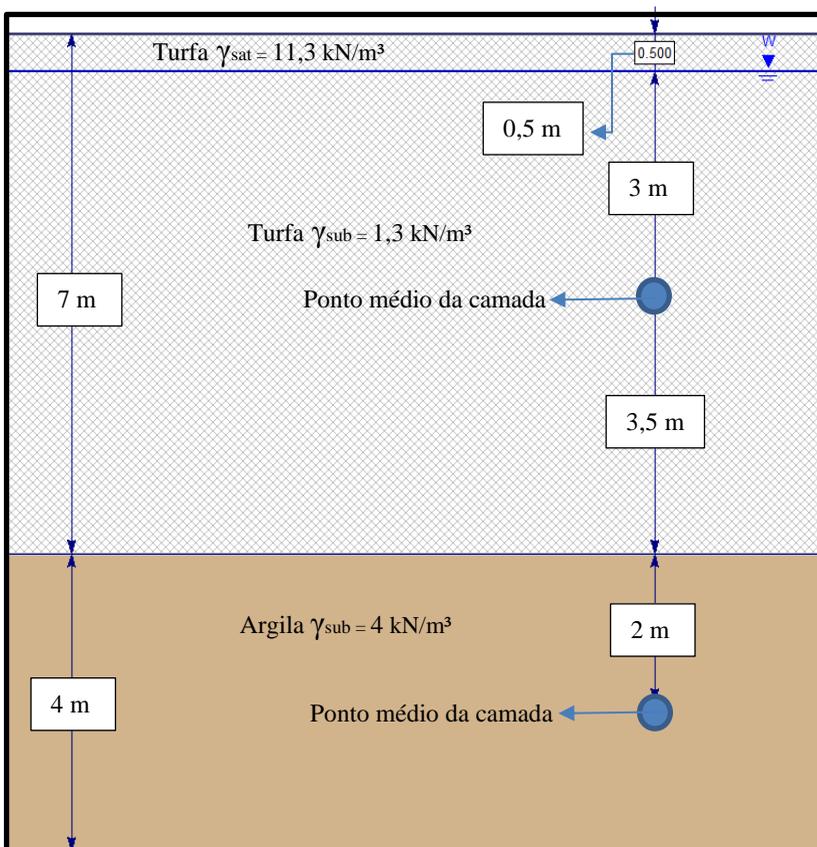
Fonte: Autor (2018)

A classificação apontada pela Tabela 9, mostra-se bastante precisa, pois ambas as amostras que foram moldadas se apresentaram em bom estado, com uma fácil moldagem (MACCARINI, 2017a).

4.3.2 Tensões efetivas atuais

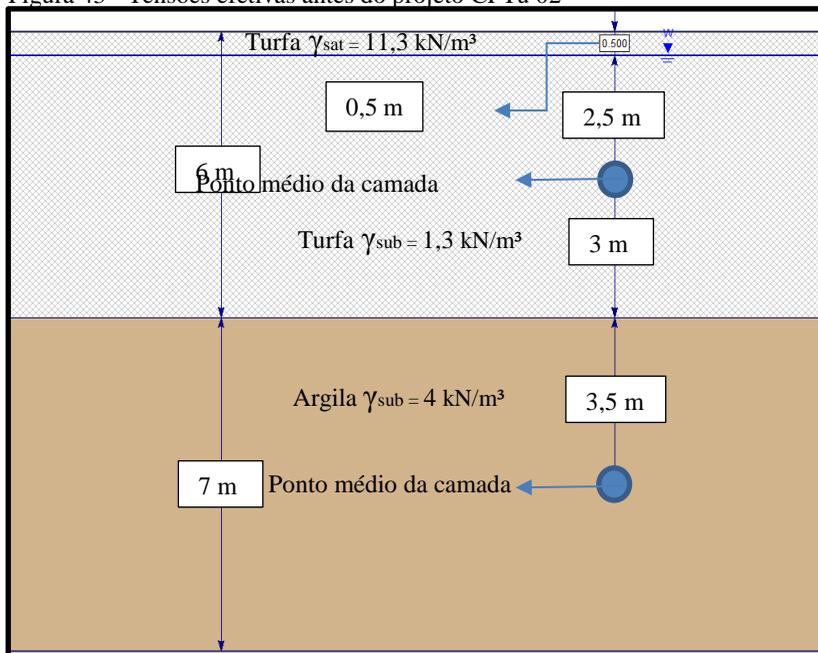
Para análise dos recalques das camadas de solo, é necessário calcular as tensões efetivas atuantes em campo. Com base nos perfis dos ensaios CPTu e dos dados do ensaio de adensamento foi calculada a tensão efetiva de campo com as equações (1). A Figura 42 e Figura 43, contém os dados utilizados para os cálculos e a Tabela 10 apresenta os resultados.

Figura 42 - Tensões efetivas antes do projeto CPTu 01



Fonte: Autor (2018)

Figura 43 - Tensões efetivas antes do projeto CPTu 02



Fonte: Autor (2018).

Tabela 10 - Tensões efetivas no ponto médio da camada

Solo	CPTu 01 σ' efetiva (kPa)	CPTu 02 σ' efetiva (kPa)
Turfa	9,55	8,9
Argila	22,1	26,8

Fonte: Autor (2018).

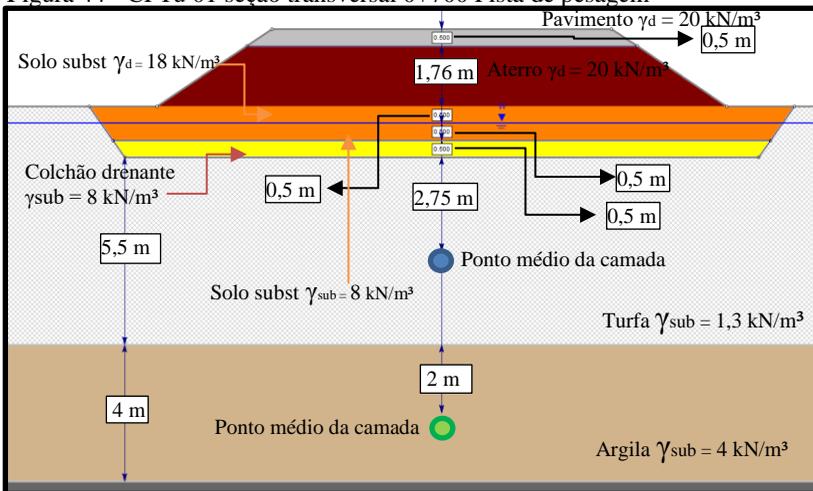
5 RESULTADOS OBTIDOS

5.1 NOVAS TENSÕES EFETIVAS

Como já citado, a maior seção do segmento da pista de pesagem é a seção transversal 0+700 e da pista de acesso ao pátio é a seção 0+300 transversal (vide anexo final do trabalho). Estas seções, considerando

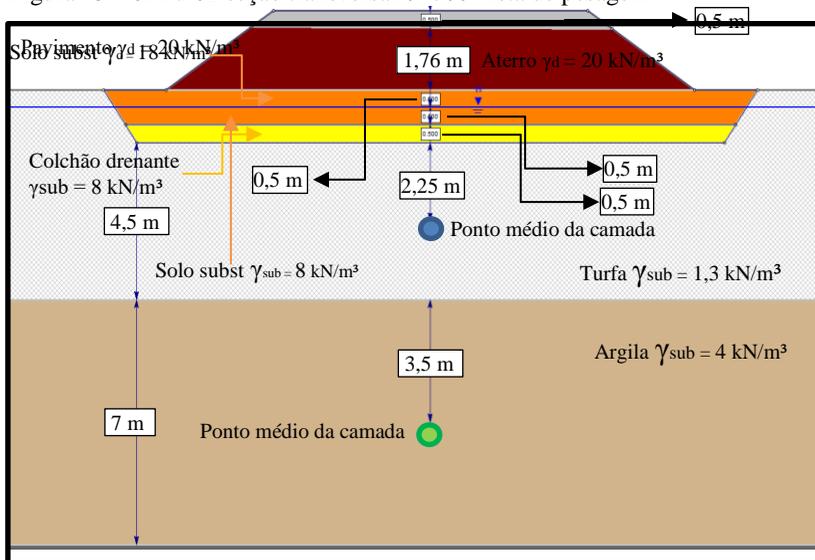
também a espessura do pavimento, serão usadas para cálculo das novas tensões efetivas, pois estas, por consequência, serão as seções que mais causarão aumento de tensões no solo. As figuras 44, 45, 46 e 47 apresentam um pré-dimensionamento para cálculo dos recalques de acordo com a seções e perfis dos ensaios CPTu.

Figura 44 - CPTu 01 seção transversal 0+700 Pista de pesagem



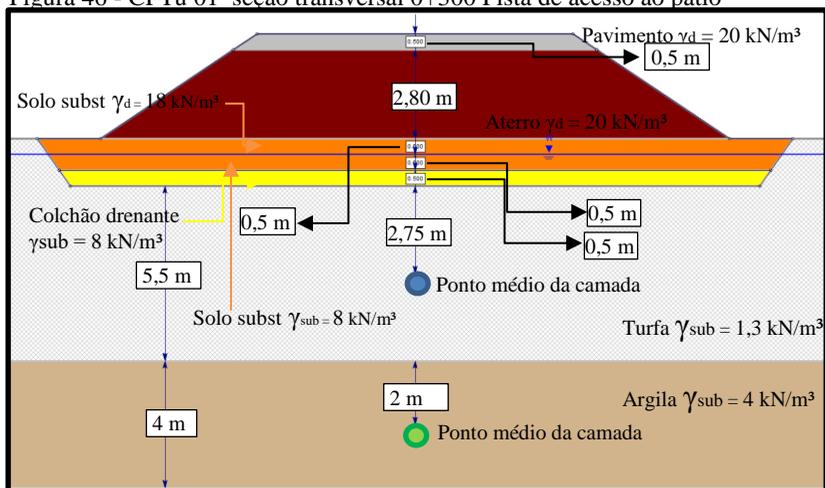
Fonte: Autor (2018).

Figura 45 - CPTu 02 seção transversal 0+700 Pista de pesagem



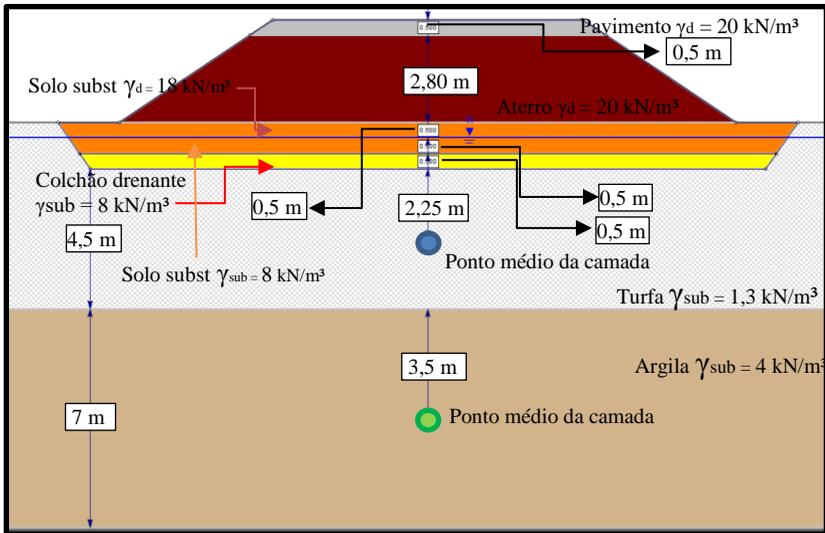
Fonte: Autor (2018).

Figura 46 - CPTu 01 seção transversal 0+300 Pista de acesso ao pátio



Fonte: Autor (2018).

Figura 47 – CPTu 02 seção transversal 0+300 Pista de acesso ao pátio



Fonte: Autor (2018).

Os cálculos foram feitos utilizando as equações (1), e os resultados por segmento são apresentados nas Tabelas 12 e 13.

Tabela 11 - Tensões Efetivas para a Pista de Pesagem

Solo	CPTu 01 σ' efetiva (kPa)	CPTu 02 σ' efetiva (kPa)
Turfa	66,8	65,1
Argila	77,4	82,0

Fonte: Autor (2018).

Tabela 12 - Tensões Efetivas para a Pista de Acesso ao Pátio

Solo	CPTu 01 σ' efetiva (kPa)	CPTu 02 σ' efetiva (kPa)
Turfa	86,6	85,9
Argila	98,1	102,8

Fonte: Autor (2018).

5.2 CÁLCULOS DE RECALQUE POR ADENSAMENTO

Com todos os parâmetros calculados e utilizando as tensões efetivas iniciais e finais da Tabela 10, Tabela 11 e Tabela 12, foi possível calcular o recalque por adensamento utilizando a teoria de Terzaghi por meio da equação 11. As tabelas 13 e 14, apresentam os recalques por segmento.

Tabela 13 - Recalques para a Pista de Pesagem

Solo	CPTu 01 Δh_p [m]	CPTu 02 Δh_p [m]
Turfa Decomposta	1,32	1,08
Argila Fissurada	0,05	0,08

Fonte: Autor (2018).

Tabela 14 - Recalques para o Pista acesso ao pátio

Solo	CPTu 01 Δh_p [m]	CPTu 02 Δh_p [m]
Turfa decomposta	1,53	1,26
Argila Fissurada	0,12	0,25

Fonte: Autor (2018).

Como é visto nas tabelas acima, os recalques primários na camada de turfa decomposta ultrapassam um metro. Assim sendo, o cálculo do recalque imediato e recalque secundário não se faz necessário, pois a magnitude destes pouco agregariam ao resultado. (MACCARINI, 2017a).

5.2.1 Tempo de Recalques

Como no tópico passado evidenciou-se que o grande problema de recalques primários é causado pela camada de turfa decomposta. O tempo para que ocorra 90% (U_{90}) da consolidação desta camada foi calculado por intermédio das equações (12) (13) e (14). Onde o C_v da equação foi calculado por interpolação (Tabela 15) das tensões efetivas finais e com base no ensaio de adensamento. É importante ressaltar que a drenagem da camada foi considerada apenas em uma interface, pois a turfa está sobre a camada de argila fissurada que tem baixíssima permeabilidade. O tempo de recalque calculado está apresentado na tabela 15 e 16:

Tabela 15 – Coeficientes de adensamento vertical obtidos

Segmento	Acesso ao pátio	Pista de Pesagem
Cv [m ² /s]	$2,6 \cdot 10^{-7}$	$4,7 \cdot 10^{-7}$

Fonte: Autor (2018).

Tabela 16 – Tempo de adensamento pátio

Solo	CPTu 01 T₉₀ [anos]	CPTu 02 T₉₀ [anos]
Turfa	3,1	2,0

Fonte: Autor (2018).

Como mostra a tabela, o menor tempo de recalque supera o estabelecido em projeto que é 6 meses, portanto a solução com geodrenos foi adotada para acelerar os recalques no prazo estipulado.

5.2.2 Aceleração de Recalques

Dado que o recalque primário acontece devido a saída de água dos vazios, facilitar essa saída, conseqüentemente acelera o recalque. O geodreno faz com que, além da drenagem vertical, aconteça uma drenagem horizontal, sendo portanto, uma solução satisfatória para o problema descrito. Então pelas equações (12),(13) e (14), é possível calcular o adensamento vertical de uma camada em um tempo desejado, e caso a consolidação não seja a necessária, é introduzido a drenagem radial para complementar. A Tabela 17 apresenta os resultados calculados pela equação (19) das porcentagens de consolidação vertical e horizontal necessárias para acontecer a consolidação global em 6 meses.

Tabela 17 Porcentagem de consolidação em 6 meses

Segmento	Acesso ao pátio	Pista de Pesagem
U	90%	90%
U _v	41%	56%
U _h	83%	77,2%

Fonte: Autor (2018).

Como não foi realizado ensaio de dissipação na turfa decomposta adotou-se um C_h com o valor de duas vezes C_v , conforme sugerido por Maccarini (2017).

Os geodrenos utilizados para o projeto são drenos sintéticos com espessura 0,0656m. Com a equações (15),(16),(17) e (18) é calculado o espaçamento de Geodrenos e o tipo de malha escolhido para o projeto é malha triangular que tem diâmetro de influência dado pela equação (20)

Os resultados dos cálculos é apresentado na Tabela 18

Tabela 18 – Cálculos dos parâmetros da malha dos geodrenos

Segmento	Acesso ao pátio	Pista de Pesagem
Ch [m ² /s]	$5,2 \cdot 10^{-7}$	$9,4 \cdot 10^{-7}$
D _g [m]	3,2	4,5
S [m]	3,0	4,3
Área [m ²]	7,29	14,42
T (meses)	5,27	5,34

Fonte : Autor (2018).

Os geodrenos utilizados serão cravados sobre o colhão drenante deixando uma dobra de 0,5 m sobre ele, e atravessaram a camada de turfa e argila fissurada, as dimensões são conforme o perfil de CPTu 1, pois esse apresentou uma condição mais acentuada de recalque primário. Assim o geodreno terá um comprimento total de 10 m. Os cálculos dos comprimentos dos geodrenos por estaca são apresentados nas tabelas 19 e 20, lembrando que os geodrenos serão cravados somente na área da base do aterro.

Tabela 19 – Comprimento dos geodrenos Pista de Pesagem

Estacas	Largura média da base do aterro	Comprimento do segmento	Comprimento dos geodrenos [m]
0 a 160	9	160	998,6

160 a 800,27	13	640,27	5772,2
-----------------	----	--------	--------

Fonte: Autor (2018).

Tabela 20 - Comprimento dos geodrenos Pista de acesso ao pátio

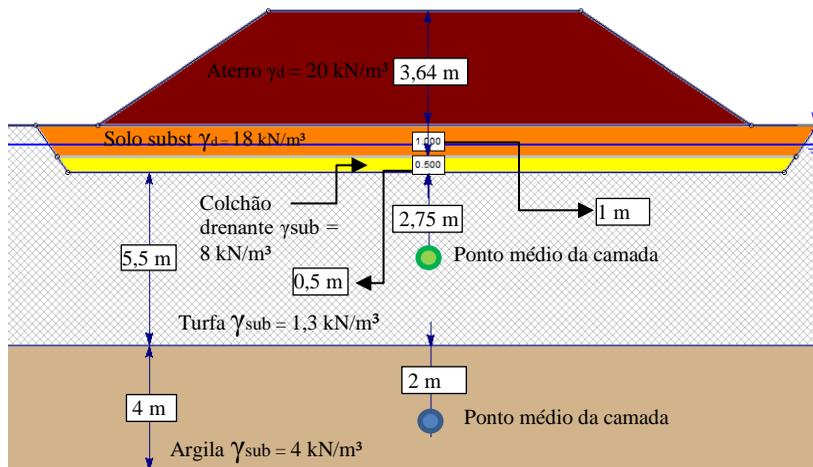
Estacas	Largura média da base do aterro	Comprimento do segmento	Comprimento dos geodrenos [m]
2 + 000 a 2+060	20	60	1646,1
2+060 a 2+200	43	140	8257,9
2+200 a 2+305	24	100	3292,2

Fonte : Autor (2018)

É importante destacar que será colocado uma manta de separação colchão drenante e solo drenado para a construção dos aterros. Realça-se também o fato de que o colchão drenante precisar ter uma drenagem longitudinal para que o processo de adensamento aconteça com eficiência. A ilustração completa do projeto está na Figura 50.

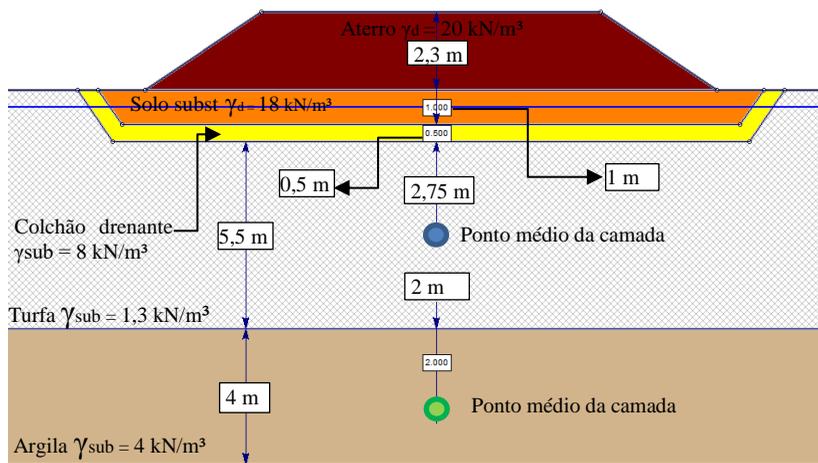
Para auxiliar o geodrenos na drenagem é previsto uma sobre altura no aterro de 30% de sua altura (MACCARINI, 2017a). Com a essa nova geometria uma nova tensão efetiva final é apresentada fazendo com que tenha um novo valor do recalque primário, os novos valores dos recalques com base no CPTu 01 que se mostrou menos favorável no cálculo anterior e as novas seções são apresentados a seguir:

Figura 48 Aterro mais sobre altura pista de acesso ao pátio



Fonte: Autor (2018)

Figura 49 - Aterro mais sobre altura pista de acesso ao pátio



Fonte: Autor (2018)

Tabela 21 - Novas tensões efetivas finais

Solo	Pista de Pesagem σ' efetiva (kPa)	Pista de Acesso ao pátio σ' efetiva (kPa)
Turfa	66,6	93,3
Argila	78,2	105

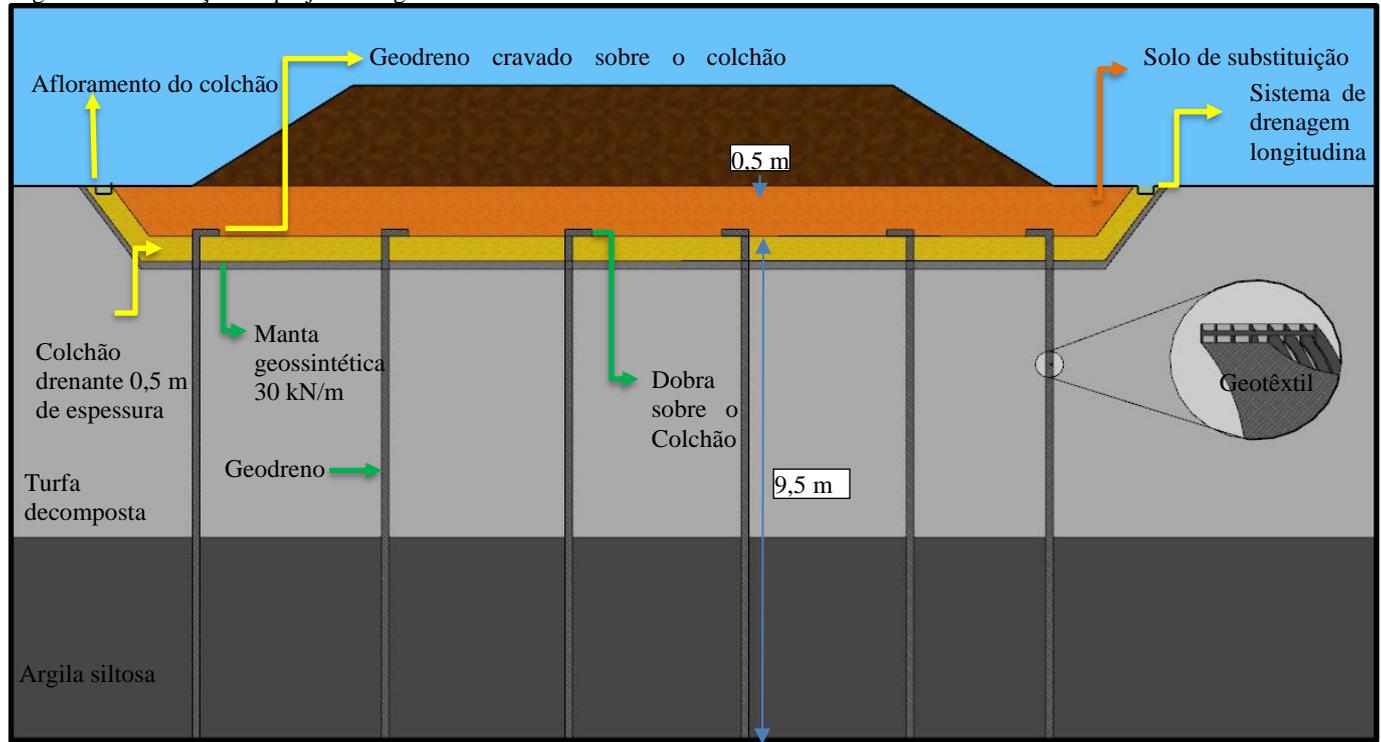
Fonte (Autor 2018)

Tabela 22 – Novos recalques para perfil CPTu 01

Solo	Pista de Pesagem Δh_p [m]	Pista de Acesso ao pátio Δh_p [m]
Turfa Decomposta	1,32	1,60
Argila Fissurada	0,03	0,08

Fonte: (Autor 2018)

Figura 50 – Ilustração do projeto dos geodrenos



5.3 ESTABILIDADE DE TALUDES

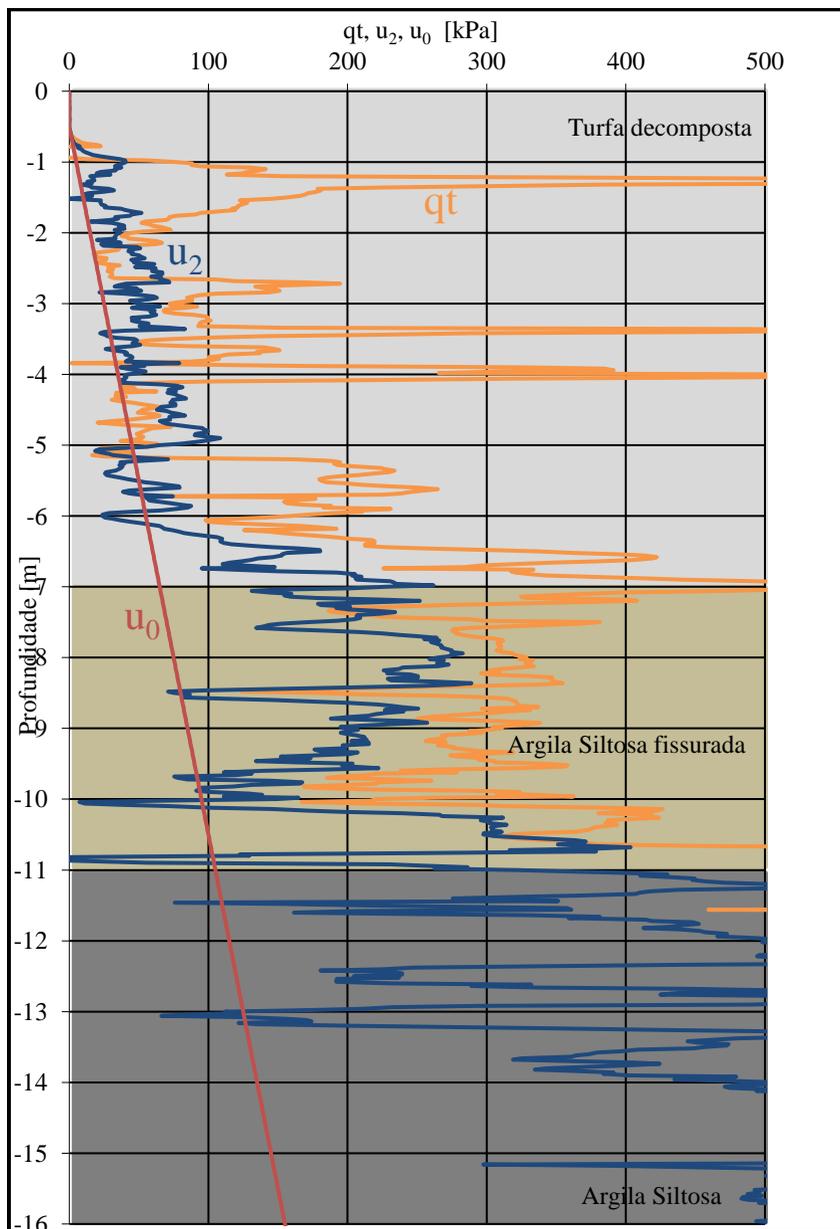
Após a geometria dos aterros definidas, é necessário fazer uma análise de estabilidade dos aterros. Primeiramente foi obtida a resistência dos perfis para que a análise de estabilidade e determinação do fator de segurança pudessem ser feitas.

5.3.1 Resistência Não drenada do perfil

As Figuras 49 e 50 mostram os resultados dos ensaios CPTu, todos em um só gráfico (pressão neutra, excesso de pressão neutra e resistência de ponta do cone corrigida). Como é observado, a turfa decomposta apresentou um menor excesso de pressão neutra em relação às camadas de argila abaixo. Portanto, conclui-se que esta camada apresenta um comportamento entre o não drenado e o drenado e, conseqüentemente, seu perfil não será interpretado pelo ensaio de palheta, já que o ensaio não foi realizado na turfa.

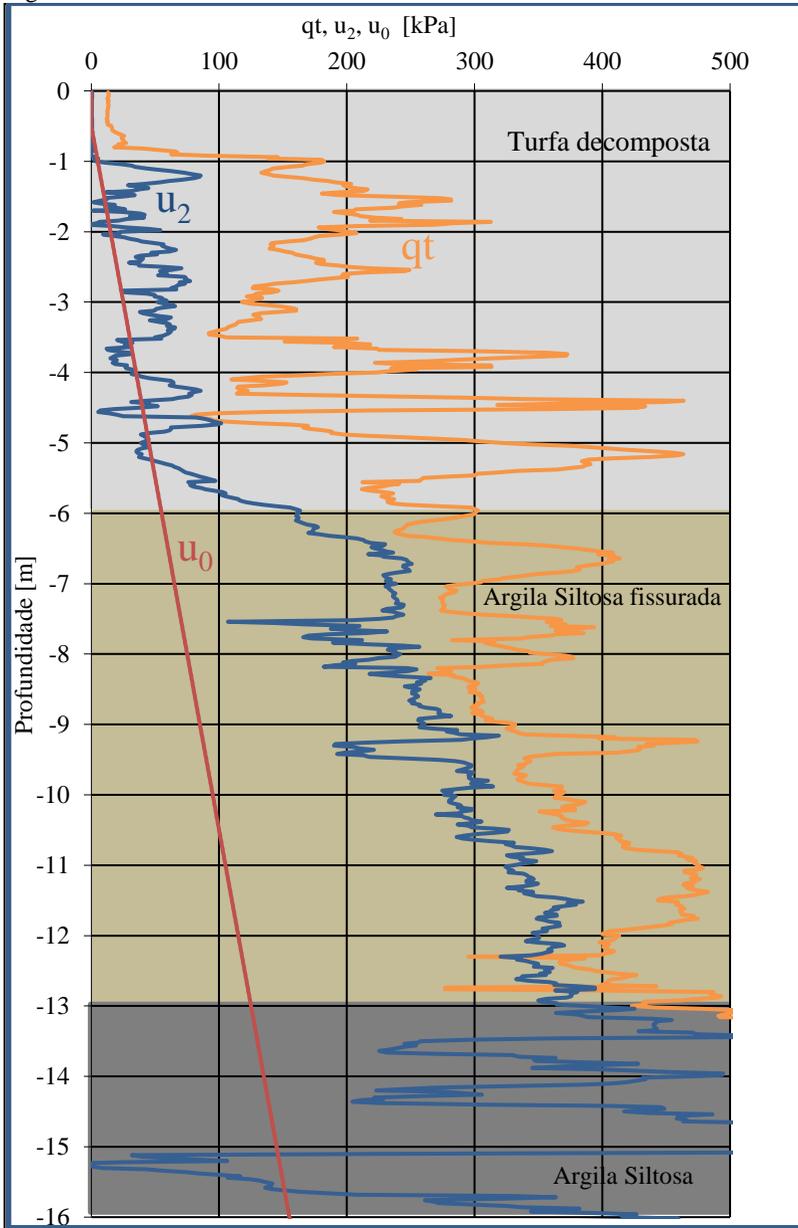
Como os ensaios dos limites de Atterberg não foram realizados, a obtenção do coeficiente μ de correção de Bjerrum, não é possível. No entanto, Magnani (2006), mostrou através de retroanálises de aterros experimentais em Santa Catarina, que o μ ideal está entre 0,6 e 0,7 em solos moles desta localidade. Da mesma forma, Pacheco (2017) recomenda o uso de um fator de correção de pelo menos 0,75, independentemente do índice de plasticidade. Dessa forma, adotou-se um valor intermediário entre os autores, de 0,7 para correção dos perfis. A Tabela 23 apresenta os resultado do ensaio de palheta dos solos.

Figura 51 – Resultado do ensaio CPTu 01



Fonte: Autor (2018)

Figura 52 – Resultado do ensaio CPTu 02



Fonte: Autor (2018)

Tabela 23 - Parâmetros mensurados pelo ensaio de palheta

Solo	Argila siltosa	Argila siltosa	Argila siltosa fissurada
Profundidade	11,5	15,5	7,5
C _{ptu}	1	1	2
Resistência Natural [kPa]	43,4	39,1	20,1
Resistência amolgada [kPa]	12,1	10,7	5,3
Divisão	3,5	3,6	3,7
Classificação	Argila de média sensibilidade	Argila de média sensibilidade	Argila de média sensibilidade
Correção por Bjerrum $\mu = 0,7$ [kPa]	30,3	27,4	14,07

Fonte: Autor (2018).

Pela equação (11) e os dados dos ensaios CPTus nos mesmos pontos do ensaio de palheta foi calculado o fator de cone (N_{kt}). A Tabela 24 fornece os resultados:

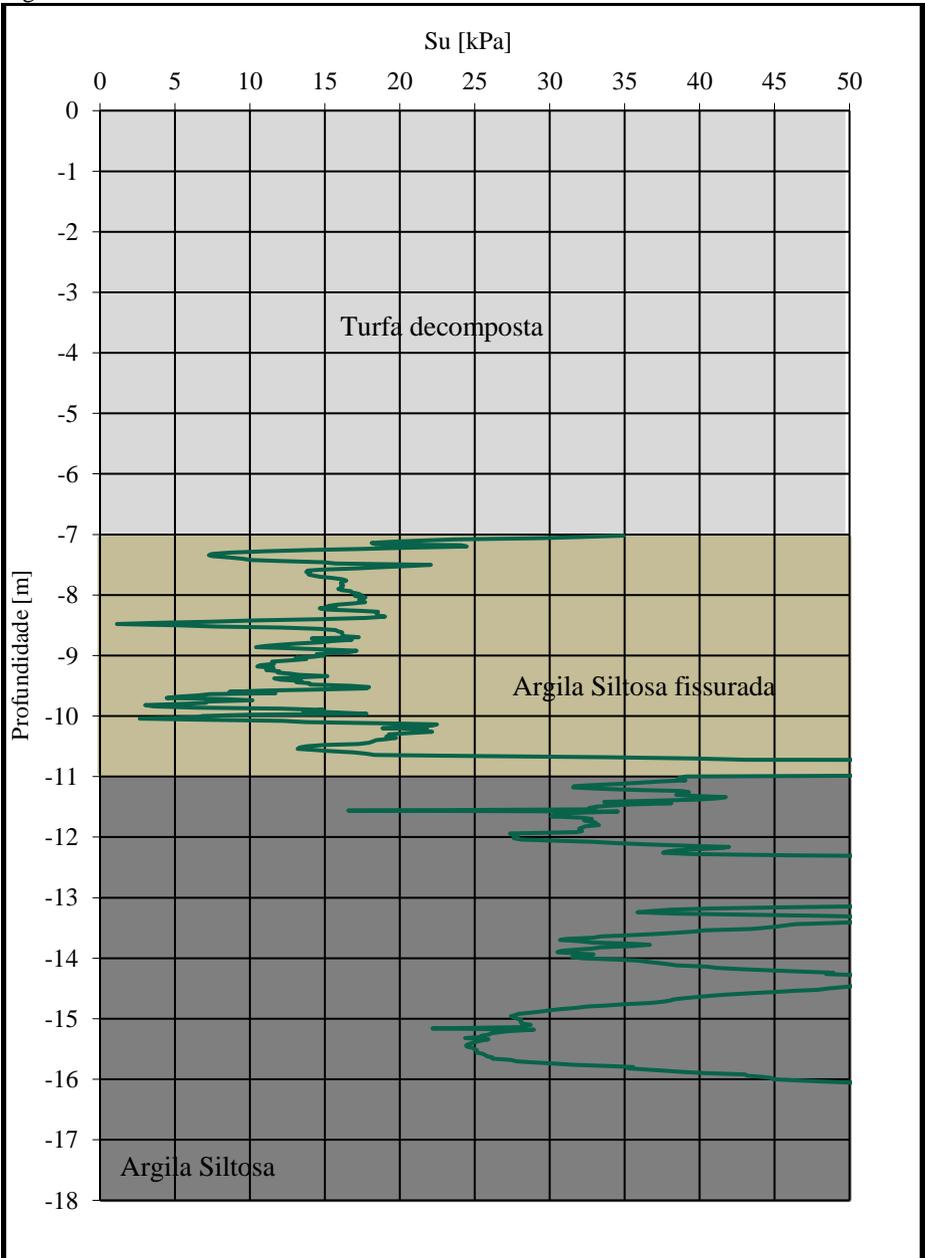
Tabela 24 - Cálculo do Fator de Cone

Solo	Argila siltosa	Argila siltosa	Argila siltosa fissurada
Profundidade [m]	11,5	15,5	7,5
CPTu	1	1	2
q_t [kPa]	761,5	671,44	275,8
σ Total [kPa]	154,5	213,0	91,8
Su [kPa]	30,3	27,4	14,07
N_{kt}	19,9	16,7	13,0

Fonte: Autor (2018).

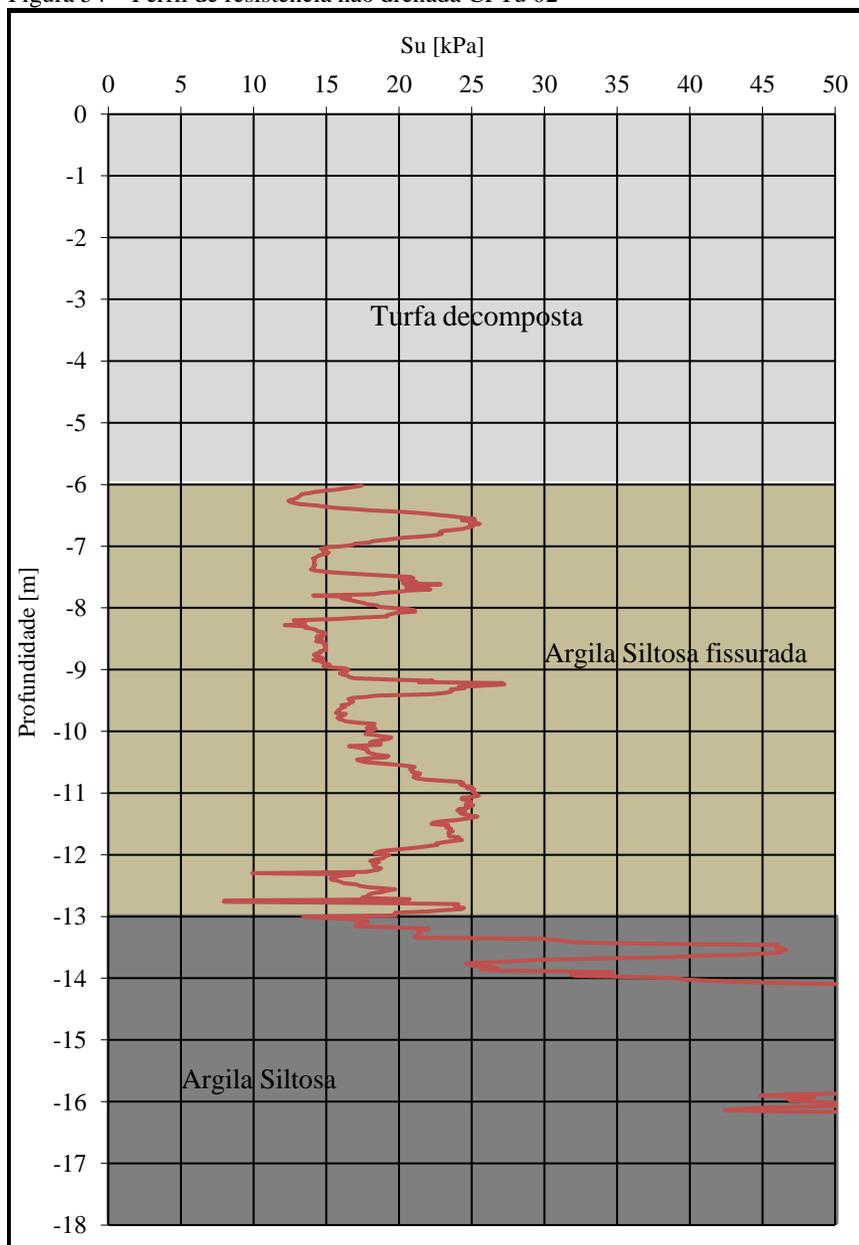
Com os fatores de cone calculados, a correção dos perfis q_t , pela equação (10) foi realizada, os perfis resultantes são apresentados pelas Figuras 53 e 54. Ressaltando que para a camada de argila siltosa, por ter dois N_{kt} , foi utilizado a média dos valores.

Figura 53 – Perfil de resistência não drenada CPTu 01



Fonte: Autor (2018)

Figura 54 – Perfil de resistência não drenada CPTu 02



Fonte: Autor (2018)

Por conseguinte, as resistências não-drenadas das camadas por perfis, foi interpreta, e os valores adotados estão nas Tabelas 23 e 24

Tabela 25 Resistência não drenada $\phi = 0$

Solo Argila siltosa fissurada	CPTu 01	CPTu 02
Profundidade (m)	7 a 11	6 a 13
Su (kPa)	15	17

Fonte: Autor (2018)

Tabela 26 - Resistência Não drenada $\phi = 0$

Solo Argila siltosa	CPTu 01	CPTu 02
Profundidade (m)	11 a 18	13 a 17
Su (kPa)	36	40

Fonte: Autor (2018)

Assim como observado o perfil de CPTu 01, apresentou as menores resistências, portanto ele será adotado para as análises de estabilidade, pois representa a condição mais desfavorável.

5.3.2 Parâmetros de resistência da Turfa decomposta

No projeto da PIAF não foi realizado nenhum outro ensaio na camada de turfa decomposta além do CPTu, porém é necessário ter os parâmetros de resistência para cálculo de estabilidade. Com base no perfil de resistência de ponta (q_t), observou-se que a resistência da turfa é cerca de 50 a 60% da resistência q_t da argila fissurada. Portanto, foi adotado uma resistência não-drenada com coesão de 8 kPa. Esta solução pode ser considerada um tanto conservadora visto que, como já discutido, a turfa decomposta apresentou um baixo excesso de pressão neutra no ensaio em relação as argilas ou seja ela indica que tem uma capacidade maior de transferência de excesso de pressão neutra para seu esqueleto sólido que as outras camadas. Então, dado que também haverá presença de drenagem no solo (drenos verticais e colchão drenante) e que os aterros serão construídos em etapas. A Turfa decomposta terá consolidado uma boa porcentagem até que a construção dos aterros seja finalizada, isso resultará em um grande ganho de resistência, fazendo com que o valor de resistência adotado seja totalmente a favor da segurança.

5.3.3 Coeficiente de segurança

Classificando o projeto da PIAF na tabela da norma NBR 9554894 de estabilidade de taludes, nota-se que o projeto se enquadra no fator de segurança 1,2, porém pela ausência de ensaios na turfa, que se mostra o material mais problemático, e sua resistência ter sido estimada, foi adotado um coeficiente de segurança de 1,4.

5.3.4 Soluções de estabilidade

Para auxiliar os aterros em sua estabilidade foi considerado bermas de equilíbrio e geogrelhas tipo soldadas com resistências variadas dependendo da necessidade da seção como é apresentado mais à frente. A Figura 55 apresenta uma vista em perspectiva com as bermas de equilíbrio.

Figura 55 – Perspectiva do projeto de aterros e bermas



Fonte: Autor (2018)

É observado pela localização que a pista de acesso ao pátio tem espaço para uma solução envolvendo bermas de equilíbrio enquanto que, a pista de pesagem não dispõe de tal espaço. Além de que em alguns pontos não serão necessários a construção de bermas dos dois lados da pista, pois os aterros da pista de pesagem farão esse papel.

5.3.5 Seções de dimensionamento

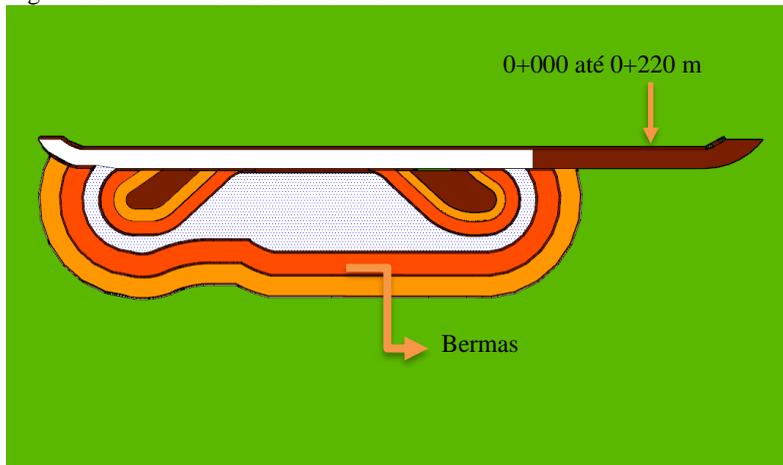
Com o projeto geométrico apresentado no anexo, as soluções de dimensionamento foram divididas por estacas como apresenta as tabelas 26 e 27 e também são ilustradas nas figuras indicadas nas tabelas.

Tabela 27 – Altura dos aterros por estaqueamento pista de pesagem

Estacas	Altura máxima de aterro mais sobre altura [m]	Figura
0+000 até 0+220 m	1,3	54
0+220 até 0+720 m	2,3	55
0+720 até 0+800 m	1,3	56

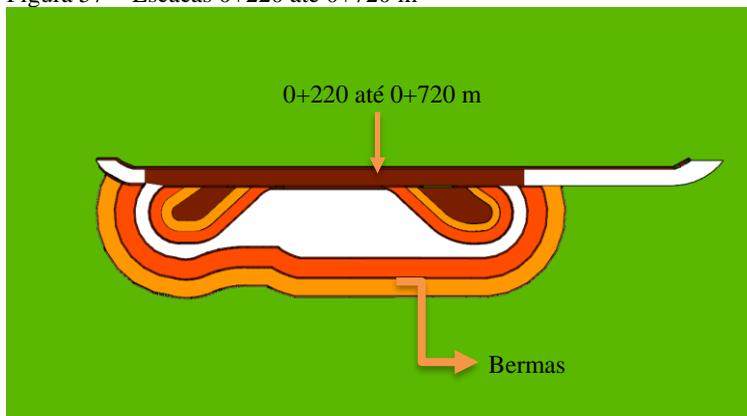
Fonte Autor (2018)

Figura 56 – Escacas 0+000 até 0+220 m



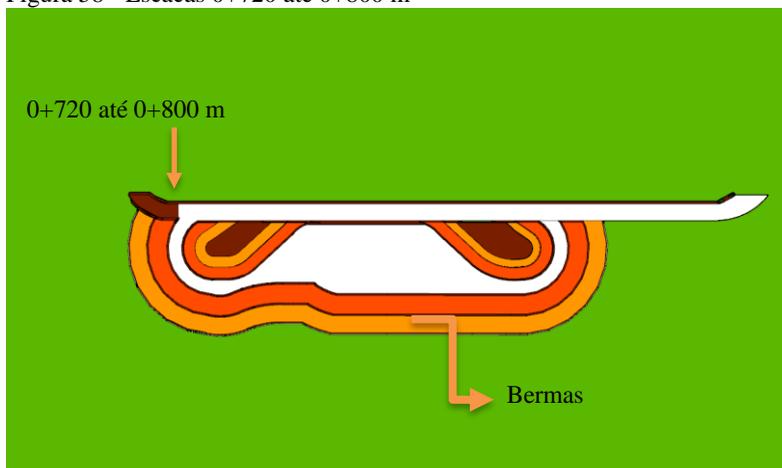
Fonte: Autor (2018)

Figura 57 - Escavas 0+220 até 0+720 m



Fonte: Autor (2018)

Figura 58 - Escacas 0+720 até 0+800 m



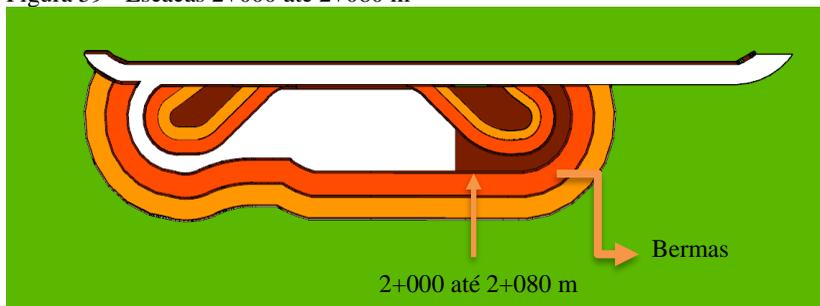
Fonte: Autor (2018)

Tabela 28 - Altura dos aterros por estaqueamento pista de acesso ao pátio

Estacas	Altura máxima de aterro mais sobre altura [m]	Figura
2+000 até 2+080 m	3	57
2+080 até 2+200 m	3,6	58
2+200 até 2+280 m	3	59
2+280 até 2+300 m	3,64	60

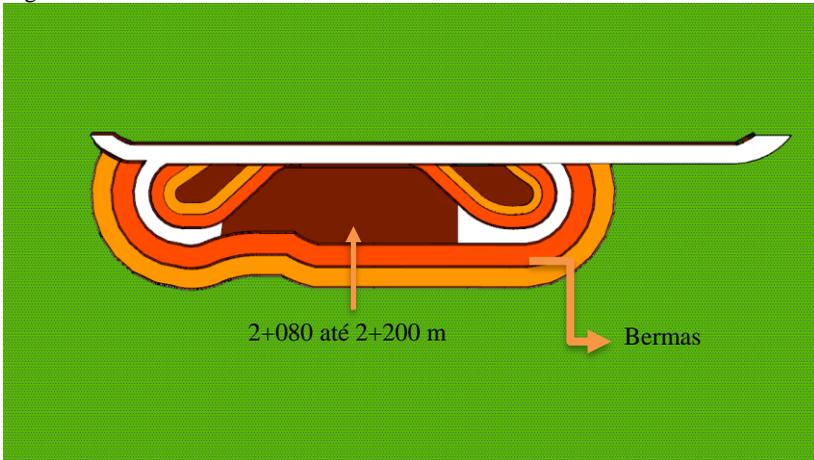
Fonte: Autor (2018)

Figura 59 - Escacas 2+000 até 2+080 m



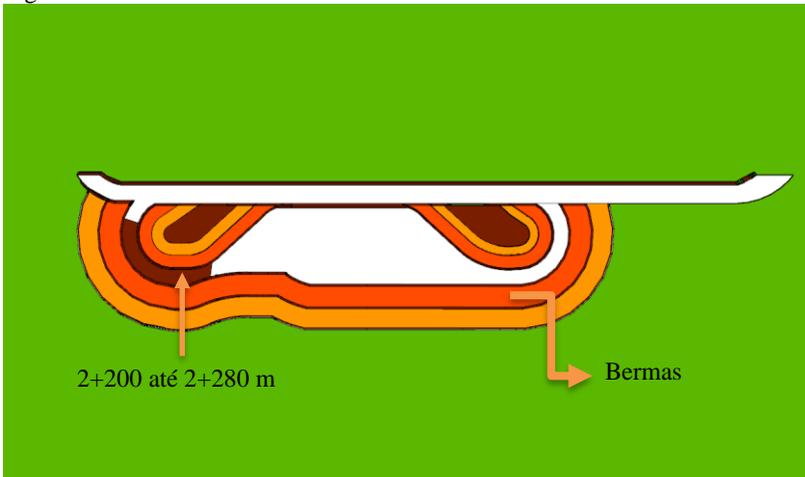
Fonte Autor (2018)

Figura 60 - Escacas 2+080 até 2+200 m



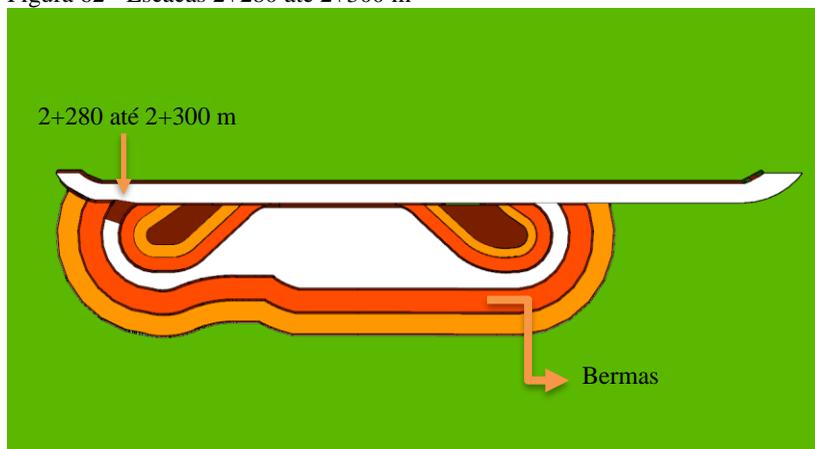
Fonte: Autor (2018)

Figura 61 Escacas 2+200 até 2+280 m



Fonte: Autor (2018)

Figura 62 - Escacas 2+280 até 2+300 m



Fonte: Autor (2018)

5.3.6 Considerações para análise de estabilidade

Os parâmetros de resistência do solos adotados para construção do aterro, colchão drenante e solo de substituição estão apresentados na Tabela 29 . Destaca-se o fato de que na análise da pista de pesagem não foi levado em consideração a influência dos aterros da pista de acesso, uma vez que os aterros desta serão construídos primeiro para auxiliar a estabilidade da pista de acesso ao pátio como já descrito.

Uma pressão de 20 kN/m^2 é aplicada no topo da camada, para fins de analisar a estabilidade de tráfego sobre o aterro, essa carga é para tráfego intenso sobre uma rodovia, no entanto, o momento mais crítico da construção será o aterro mais sobre altura, onde não haverá tráfego, porém, a carga é utilizada para fins de segurança, visto que a carga de tráfego de máquinas para construção do aterro ainda existira, por isso optou-se por manter a carga na análise (MACCARINI,2017).

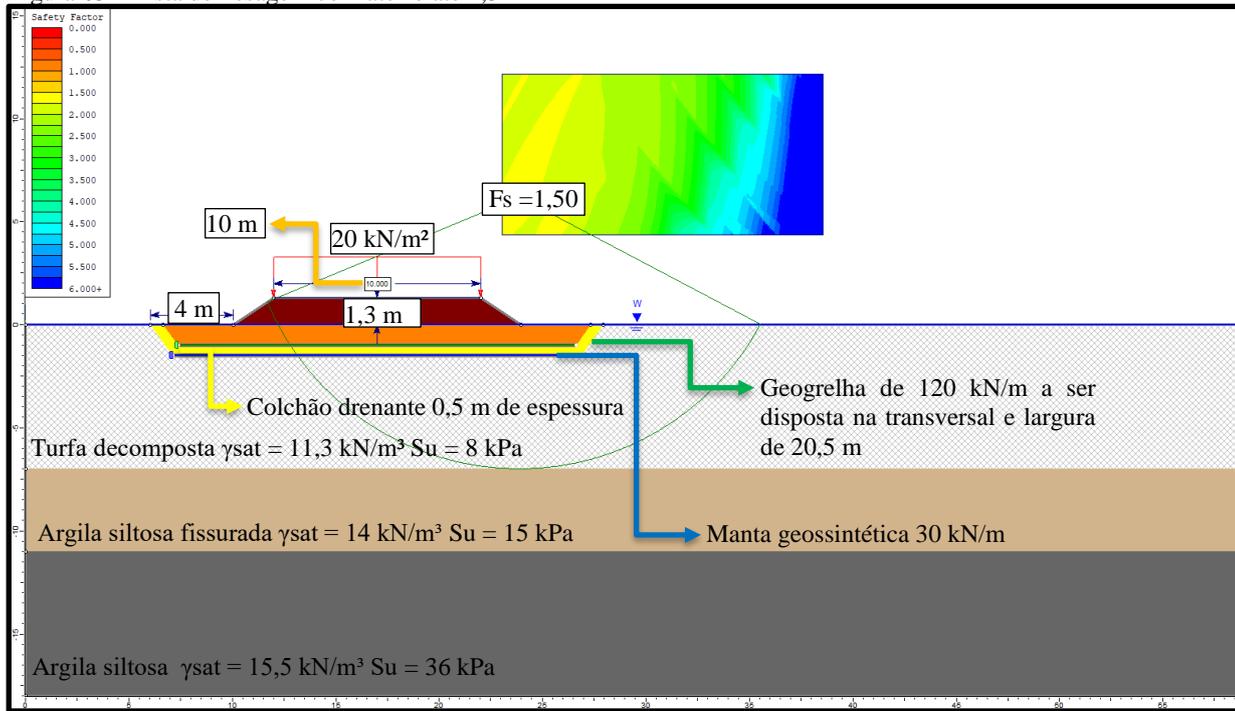
Tabela 29 - Parâmetros do solos do adotados para o projeto

Solo	γ [kN/m^3]	Φ [$^\circ$]	c [kPa]
Aterro	20	33	5
Solo de substituição	18	30	3
Colchão drenante	18	30	0

Fonte: Autor (2018)

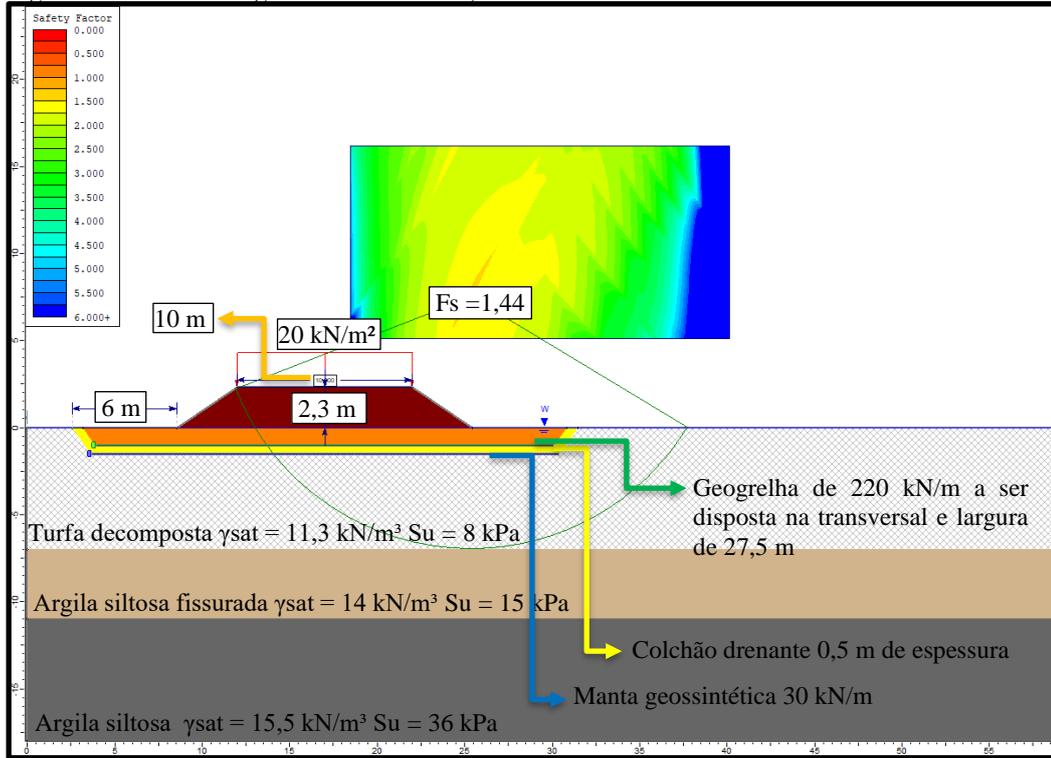
As figuras seguintes trazem as análises dos fatores de segurança assim como a geometria final e características dos aterros, bermas e geogrelhas.

Figura 63 – Pista de Pesagem com aterro até 1,3 m



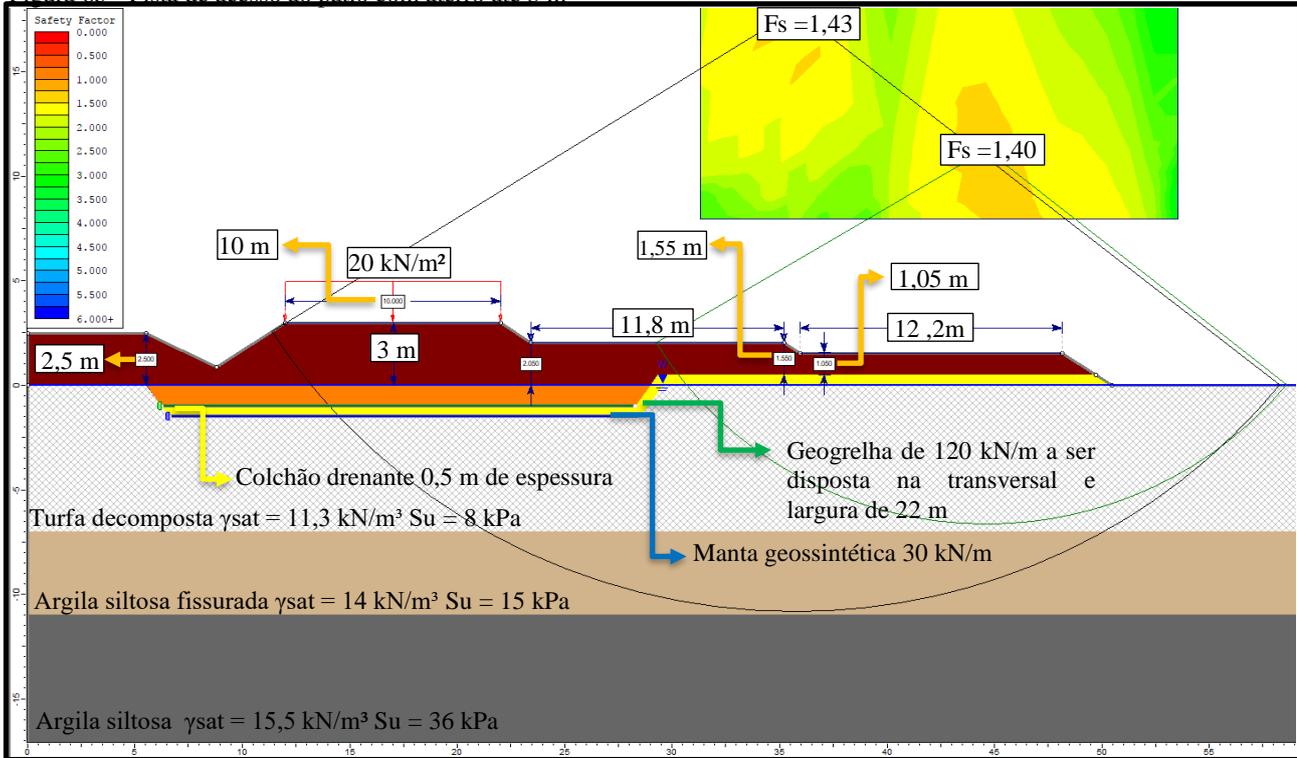
Fonte: Autor (2018)

Figura 64- Pista de Pesagem com aterro até 2,3 m



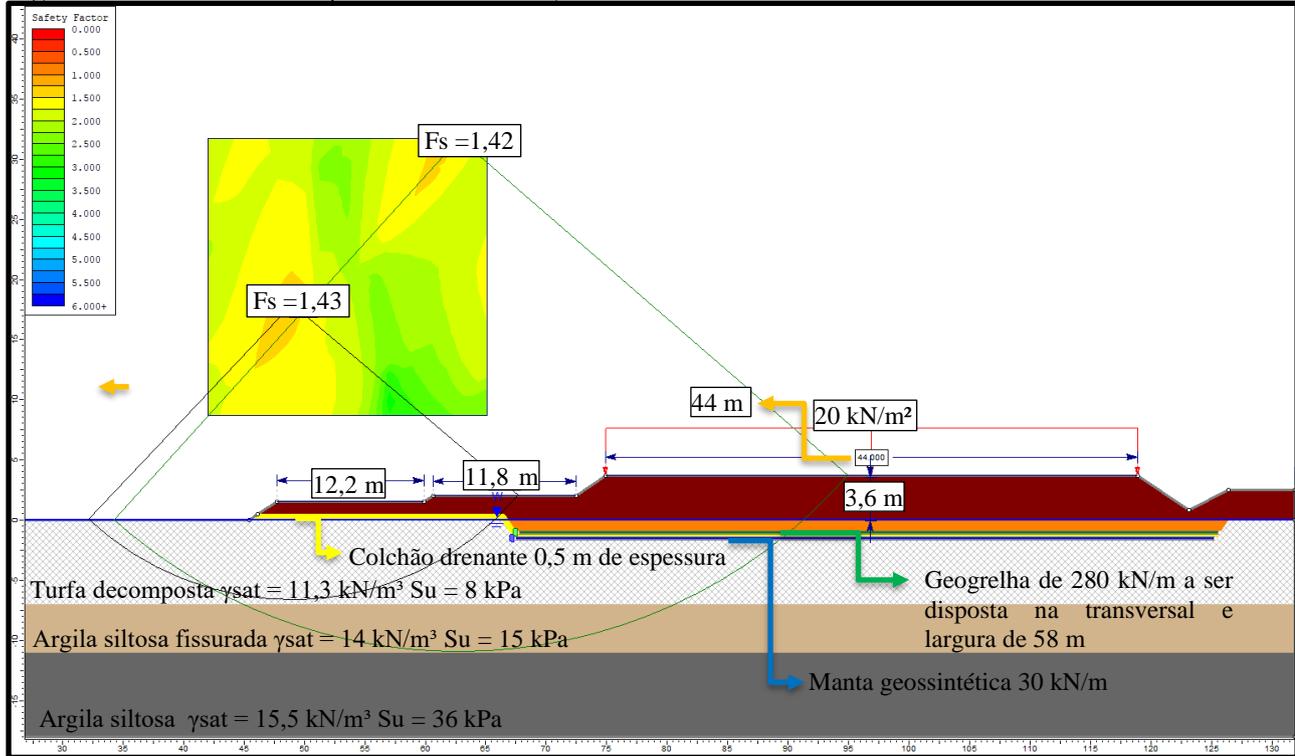
Fonte: Autor (2018)

Figura 65 - Pista de acesso ao pátio com aterro até 3 m



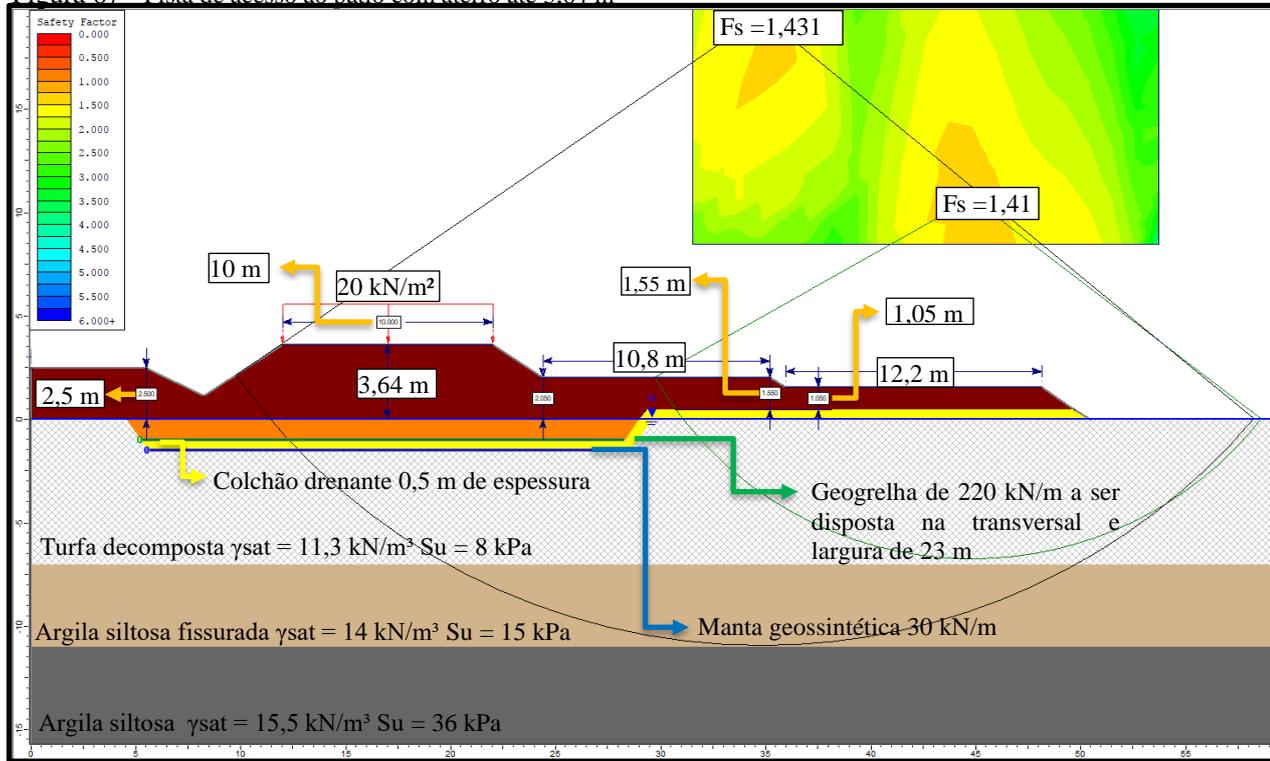
Fonte: Autor (2018)

Figura 66 - Pista de acesso ao pátio com aterro até 3.6 m



Fonte: Autor (2018)

Figura 67 - Pista de acesso ao pátio com aterro até 3,64 m



Fonte: Autor (2018)

Como foi observado todas as análises tiveram seus fatores de segurança acima do valor desejado de 1,4 atingindo assim o objetivo do dimensionamento.

5.3.7 Considerações finais de projeto

As seguintes recomendações devem ser seguidas para o funcionamento o bom eficácia do projeto.

- A instalação das geogrelhas devem ter a direção de sua resistência maior orientada transversalmente, entre as dimensões, e os valores de resistência calculados são valores de projeto e não nominais.
- Após o recalque será necessário à restauração do greide de projeto, isso fará com o recalque por adensamento se intensifique novamente, porém o solo como já haverá sofrido um recalque de cerca de 1 m na média em todos os seus pontos, estará mais resistente, portanto apresentara um recalque muito menor do que o anterior. No entanto é imprescindível que os recalques sejam monitorados por placas de recalque, sendo que qualquer valor acima do esperado, seja imediatamente reportado para o engenheiro geotécnico responsável.
- Os inícios da construção dos pavimentos deveram-se iniciar após a consolidação de 90% dos solos. Portanto é importante a instalação de piezômetros para analisar o excesso de pressão neutra existente nas camadas recalçadas.
- É indispensável que as geogrelhas estejam dispostas e tenham as dimensões indicadas, em razão de que esses valores foram dimensionados levando em consideração o ancoramento delas.
- A elevação da construção das bermas deve ser simultânea à construção do aterro principal. Em outras palavras, a camada de colchão drenante deve ser estendida inclusive na área das bermas, assim como cada

camada compactada de aterro, até completar as bermas e daí por diante completar o aterro principal.

- O solo compactado deve atingir 100% do peso específico seco determinado em laboratório, na energia correspondente ao ensaio Proctor Normal.
- A areia do colchão drenante deve atender a norma relativamente ao seu valor de coeficiente de permeabilidade, preferencialmente maior que 10^{-3} cm/s (MACCARINI,2017a).
- A instalação de sarjetas para destinação da água que saí do colchão drenante é importante para que aja um fluxo constante de saída de água e mantenha a drenagem eficiente.
- Os aterros devem ser executados em etapas, como especificado na norma 105/2009 – ES do DNIT
- Os aterros deverão ter a inclinação de V:H de 1:1,5

6 CONCLUSÕES

O projeto de aterros sobre solos moles, mostram-se um dos maiores desafios em projetos geotécnicos, dado que estes solos apresentam baixa capacidade de carga e grande compressibilidade. O engenheiro desse tipo de projeto deve ter muita cautela para as análises dos dados, pois existem muitas variáveis e incertezas no subsolo, já que, este é um material que foi moldado pela natureza, logo cabe ao engenheiro adaptar o seu projeto a ele e não o contrário. Porém na pratica, por vezes o engenheiro não terá todos os ensaios desejados, fazendo com que, sua experiência na área seja colocada em prática, algo que não é válido para um engenheiro iniciante. Então este deve recorrer sempre a mais ensaios ou a engenheiros mais experientes.

Assim sendo as análises do projeto PIAF, foram todos de cunho conservador pela falta de ensaio na camada que se apresenta mais problemática. Isso do ponto de vista econômico, pode acabar inviabilizando uma obra, visto que, podemos estar julgando um material bom como ruim.

Assim sendo, ensaios e investigações geotécnicas ajudam a diminuir as incertezas que temos no subsolo, fazendo com que os projetos de engenharia sejam dimensionados o mais próximo possível dos verdadeiros parâmetros do solo e atendendo a segurança exigida pelas normas.

7 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Realização de ensaios de caracterização e resistência de todos os solos analisados, para uma maior precisão e uma solução mais otimizada.
- Análise de estabilidade por outros softwares, para comparação dos resultados, principalmente em softwares que utilizem elementos finitos.
- Análise de recalques modelada em softwares de elementos finitos, assim comparando a divergência do método computacional com o manual.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR10905. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo - Ensaio de Palheta in Situ, 1989. Rio de Janeiro.

ABNT NBR12007. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional, 1990. Rio de Janeiro.

ABNT NBR12069. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo - Ensaio de Penetração de Cone in Situ (CPT), 1991. Rio de Janeiro.

ABNT NBR6484. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio**, 2001. Rio de Janeiro.

ALMEIDA, M. S. S. Aterros sobre solos moles – da concepção à avaliação de desempenho. 1ª ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros Sobre Solos Moles - Projeto e Desempenho**. 2ª ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2014.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (Collapsible, expansive and other). Proceedings 8th ICSMFE, Moscow. **Anais...** . v. 3(4), p.111–159, 1973.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações: Fundamentos**. LTC. Rio de Janeiro, RJ. 6ªed, 1967

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7º ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DNER. **Departamento Nacional de Estradas de Rodagem/Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Manual de Projeto e Execução de Aterros sobre Solos Moles**. Rio de Janeiro: Relatório RJ. 4218/072-B, 1990.

.

.

ESPÍNDOLA, M.S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz. Florianópolis.** 2011. 213f: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis 2011..

MACCARINI, M. **PROJETO FINAL DOS ATERROS NA ÁREA DO PIAF OBRA DE DUPLICAÇÃO DA BR - 280, GUARAMIRIM CONSÓRCIO ESTEIO-CONSEL-LENC-LBR.** Florianópolis. 2017. Relatório Final.
MACCARINI, M. (a) **Comunicação pessoal.** Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2017.

MACCARINI, M. **Notas de aula – Mecânica dos Solos I e II.** Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2014.

MAGNANI, H. O. **Comportamento de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles Levados à Ruptura,** 2006. Rio de Janeiro, Brasil: Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ.

MASSAD, F. **Solos Marinhos da Baixada Santista - Características e Propriedades Geotécnicas.** 2º ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MASSOCCO, N. S. **Determinação de Parâmetros de compressibilidade e resistência não drenada de argila mole – Estudo de caso.** 2013. 114p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis. 2013.

PACHECO, M. P. **Considerações sobre a Norma Brasileira de Estabilidade de Encostas – NBR 11682/2006.** Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – COBRAE. Palestra. Florianópolis, 2017.

PINTO, C. DE S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3º ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006..

ROBERTSON, P. K. Estimating In-Situ Soil Permeability From CPT and CPTu. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. **Anais...** . p.8, 2010. Huntington Beach, California.

ROBERTSON, P. K. Interpretation of Cone Penetration Tests - A Unified Approach. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46(11), p. 1337–1355, 2009.

ROBERTSON, P. K. Soil Classification Using the Cone Penetration Test. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 27, p. 151–158, 1990.

ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., et al, 1986, **Use of piezometer cone data**. In: Proceedings of ASTM Specialty Conference In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, pp. 1263-1280, Blacksburg.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering**. California: Gregg Drilling & Testing, Inc.: 2014. 6^a ed.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; WIGHTMAN, A. SPT-CPT Correlations. **Journal of Geotechnical Engineering, ASCE**, v. 109(11), p. 1449–1459, 1983.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo**. 2^o ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

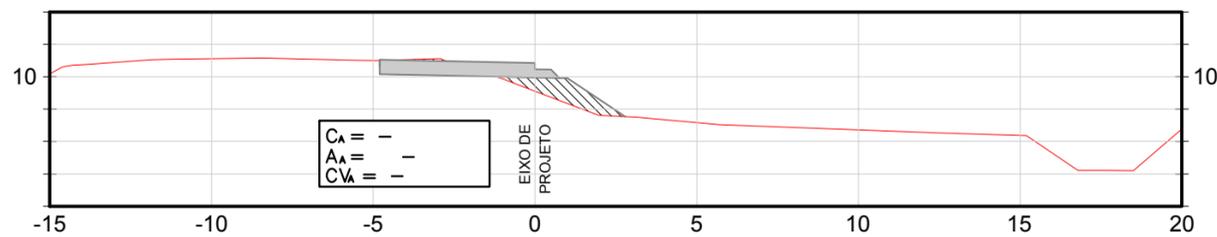
SUGUIO, K.; MARTIN, L.; BITTENCOURT, A. Flutuações do nível relativo do mar durante o Quaternário Superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 15(4), p. 273–286, 1985.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977.

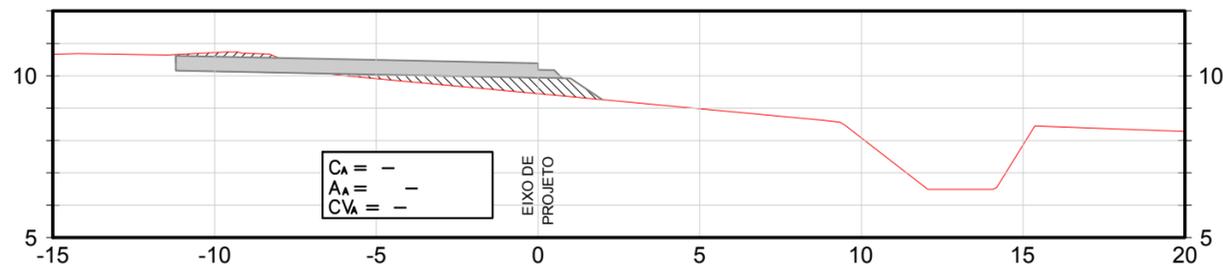
ANEXO

SEÇÕES TRANSVERSAIS - PISTA DE MEDIÇÃO

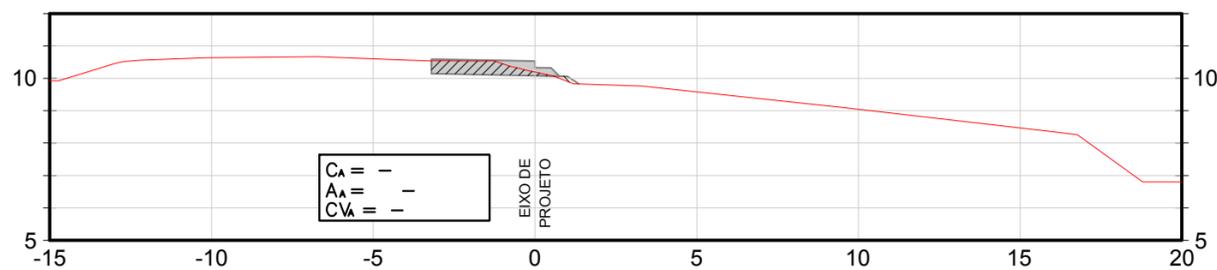
0+060



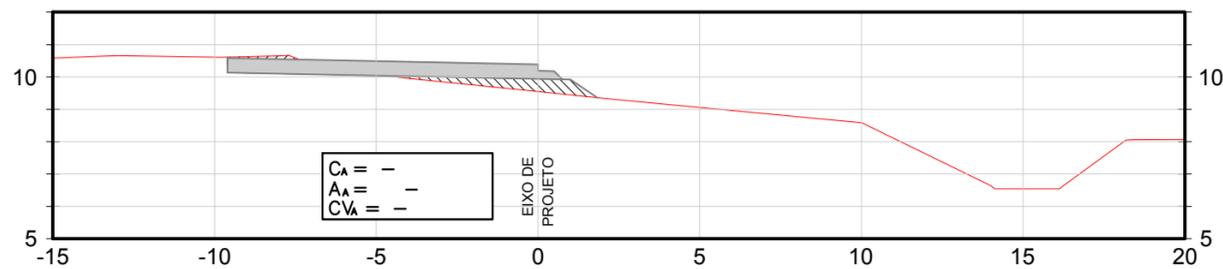
0+140



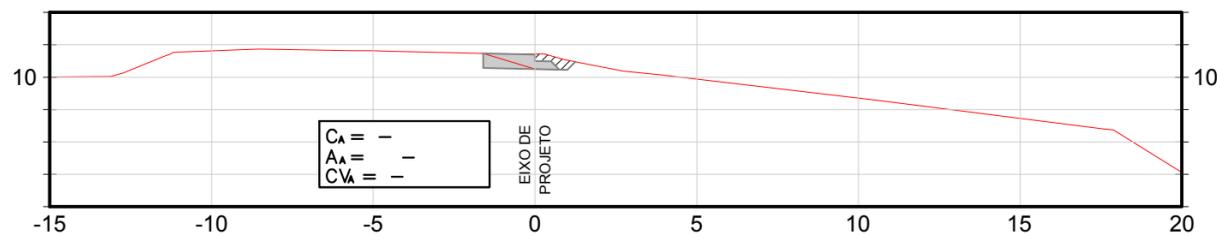
0+040



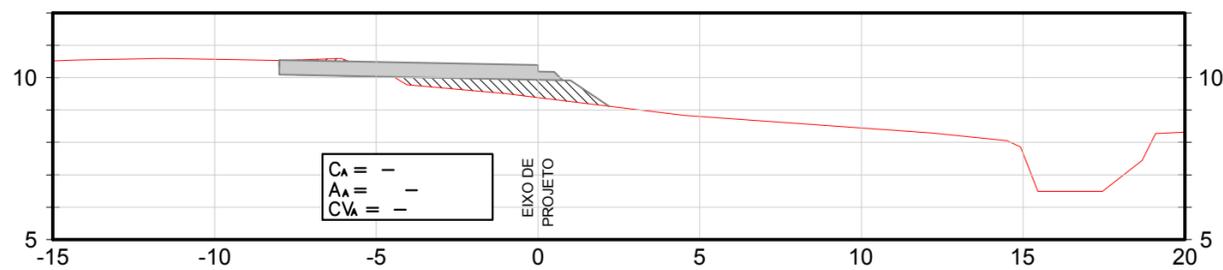
0+120



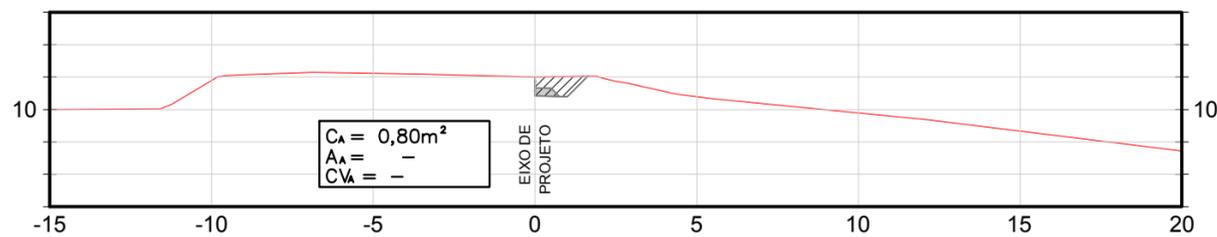
0+020



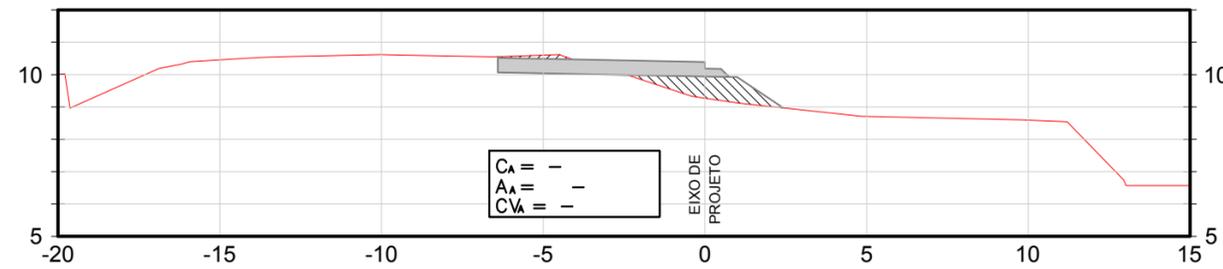
0+100



0+000



0+080

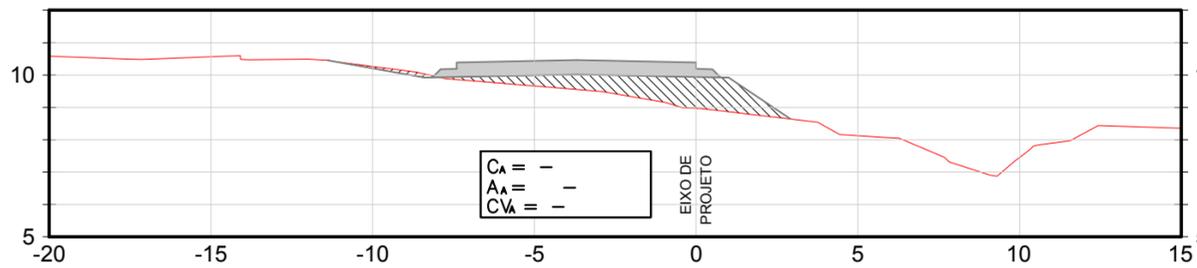


CONVENÇÕES		
	C _A =	ÁREA DE CORTE
	A _A =	ÁREA DE ATERRO
	CV _A =	REMOÇÃO DA CAMADA VEGETAL
		TERRENO NATURAL
		GREIDE DE TERRAPLENAGEM
		PAVIMENTO PROJETADO
		ALARG. DE CORTE

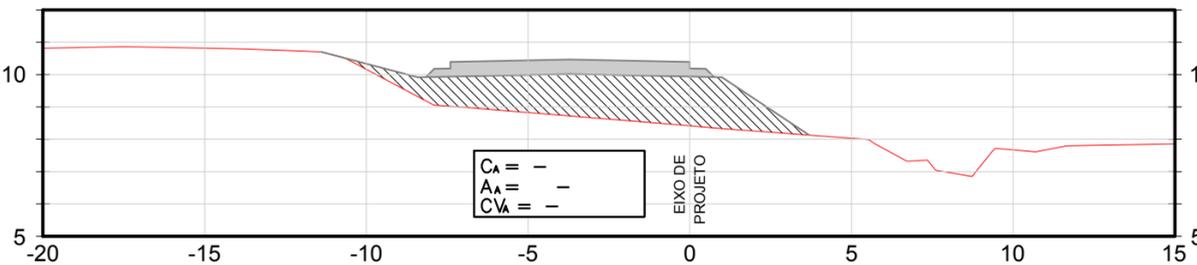
 DNT CGPERT	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ALEXANDRE ZUPPOLINI NETO REGISTRO CREA: 0601414015 DATA: 12/2015	PROJETO BÁSICO Nº CONTRATO: TT-17/2015 REV: 0
	RODOVIA BR-262/5 - TRECHO: SUPLENTE DO SENTIDO GUARABARRM - ENTRADA BR-101/5C SEQUÊNCIA: KM 41+600	FOLHA: 001/002
AS INFORMAÇÕES DESTES DOCUMENTOS SÃO DE PROPRIEDADE DO DNT, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE		

SEÇÕES TRANSVERSAIS - PISTA DE MEDIÇÃO

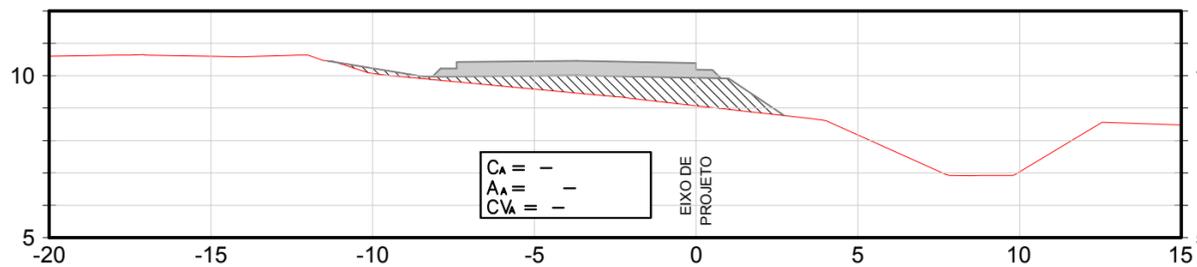
0+220



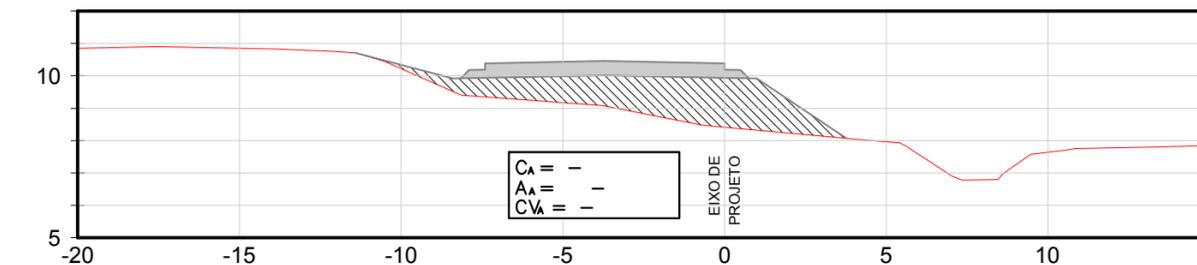
0+300



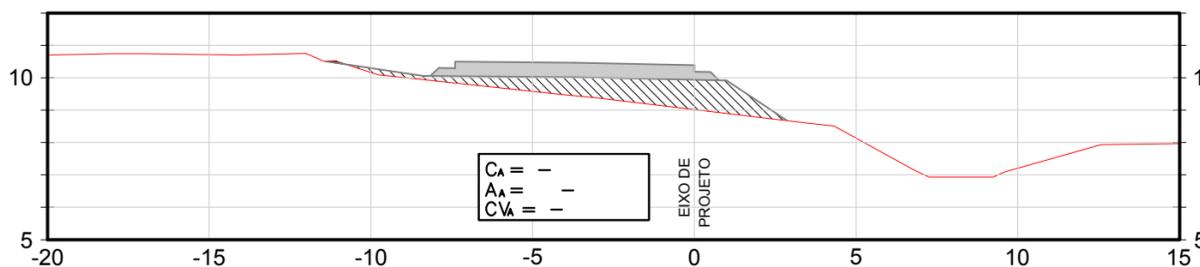
0+200



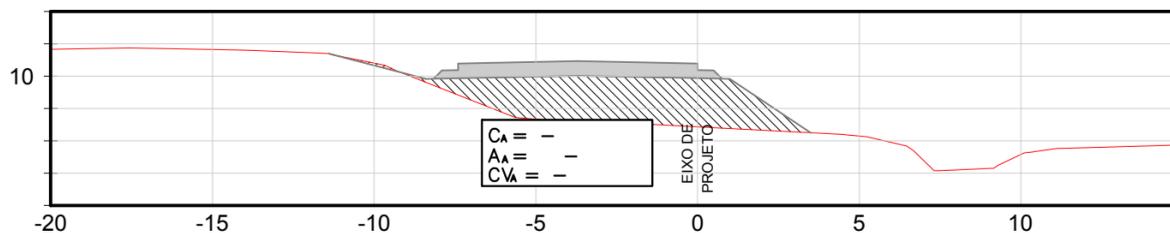
0+280



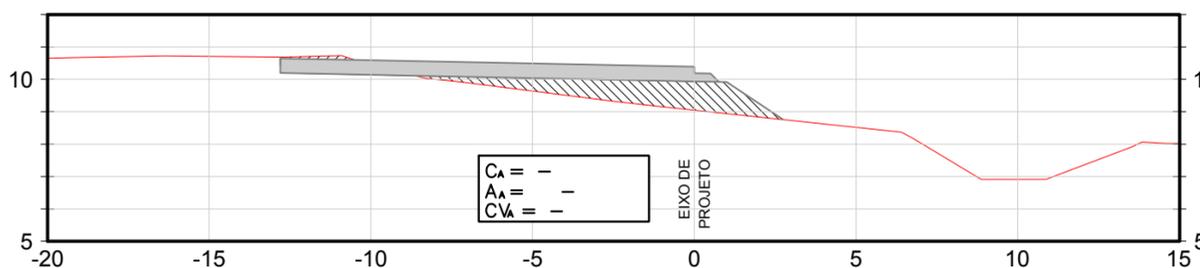
0+180



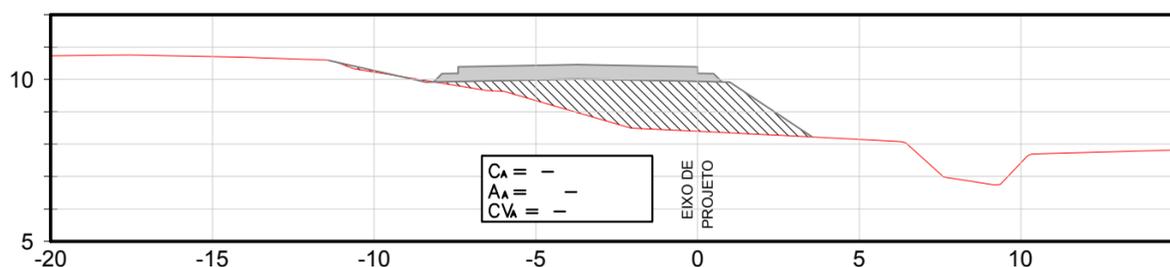
0+260



0+160



0+240



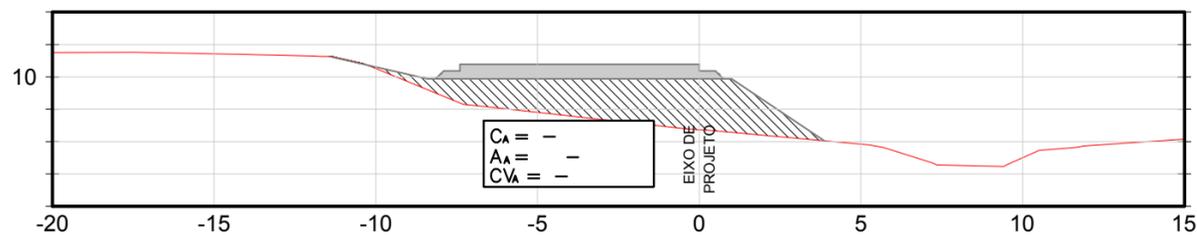
CONVENÇÕES		
	CA =	ÁREA DE CORTE
	AA =	ÁREA DE ATERRO
	CVV =	REMOÇÃO DA CAMADA VEGETAL
		TERRENO NATURAL
		GREIDE DE TERRAPLENAGEM

 CGPERT	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ALEXANDRE ZUPPOLINI NETO REGISTRO CREA: 0601414015 DATA: 12/2015	PROJETO BÁSICO Nº CONTRATO: TT-17/2015 FOLHA: 001/002
	TÍTULO: PROJETO DE TERRAPLENAGEM - SEÇÕES TRANSVERSAIS ESCALA 1:200	

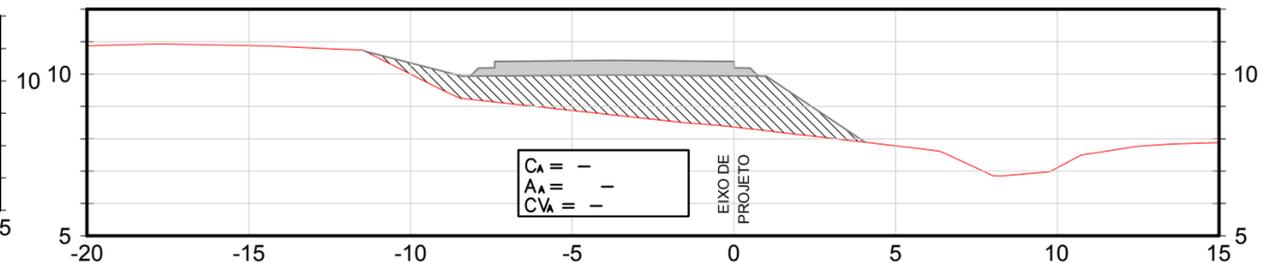
AS INFORMAÇÕES DESTES DOCUMENTOS SÃO DE PROPRIEDADE DO DNT, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE

SEÇÕES TRANSVERSAIS - PISTA DE MEDIÇÃO

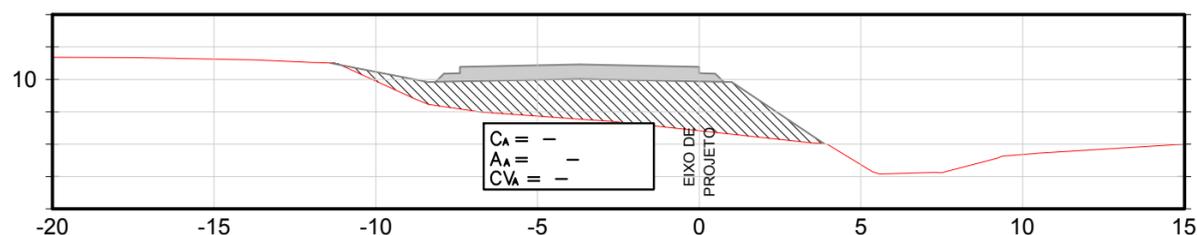
0+380



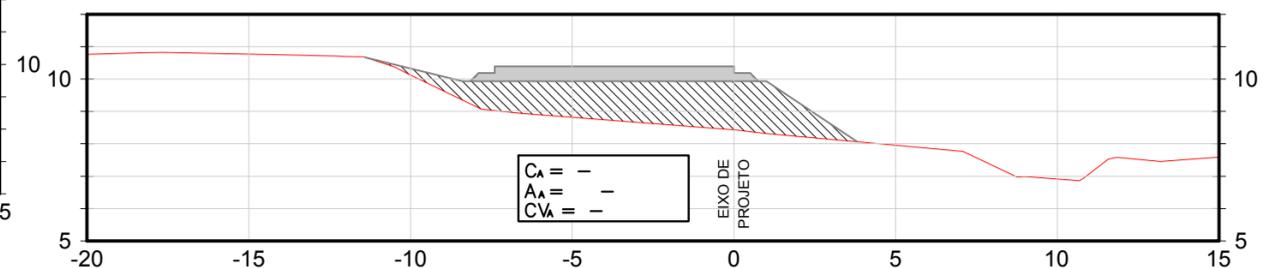
0+460



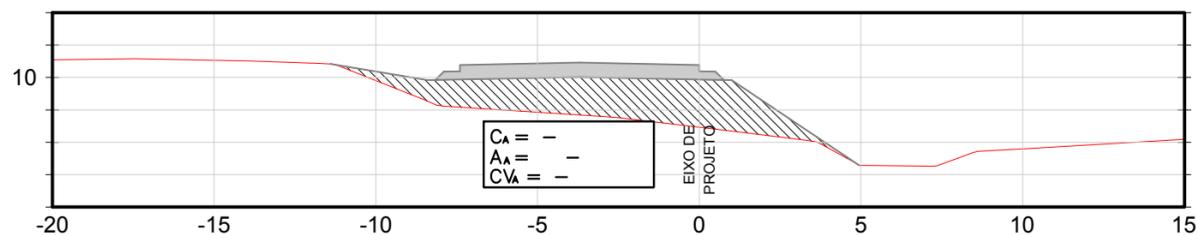
0+360



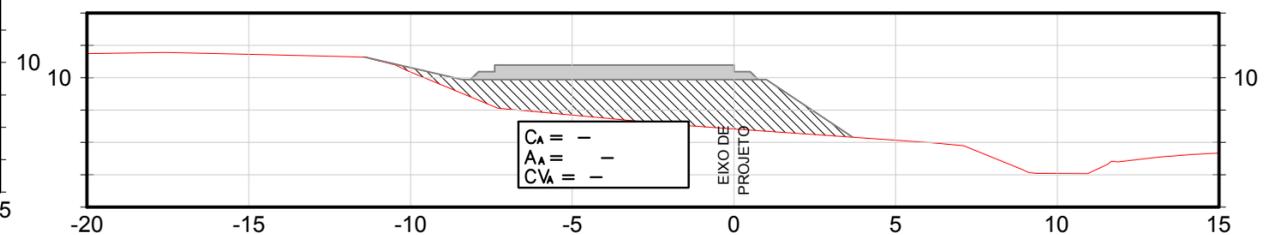
0+440



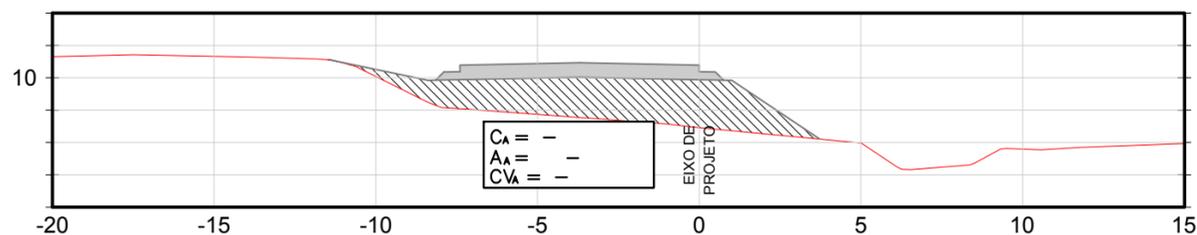
0+340



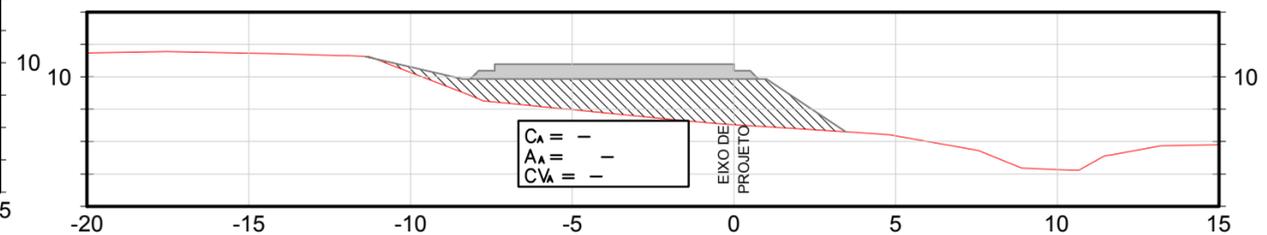
0+420



0+320



0+400



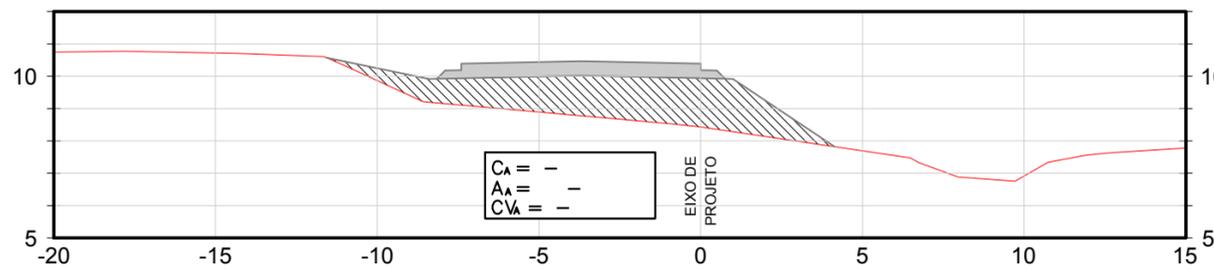
CONVENÇÕES	
	CORTE
	ATERRO
	ALARG. DE CORTE
	PAVIMENTO PROJETADO
$C_A =$	ÁREA DE CORTE
$A_A =$	ÁREA DE ATERRO
$CV_A =$	REMOÇÃO DA CAMADA VEGETAL
	TERRENO NATURAL
	GREIDE DE TERRAPLENAGEM

 CGPERT	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ALEXANDRE ZUPPOLINI NETO 001414615 12/2015	Nº CONTRATO: TT-17/2015	REV: 0
	PROJETO BÁSICO RODOVIA BR-262/RS - TRECHO: SUBTRECHO: SENTIDO GUARABIRÁ - ENTRADA BR-101/RS SEQUÊNCIA: KM 41+000	FOLHA: 001/002	TÍTULO: PROJETO DE TERRAPLENAGEM - SEÇÕES TRANSVERSAIS ESCALA 1:200

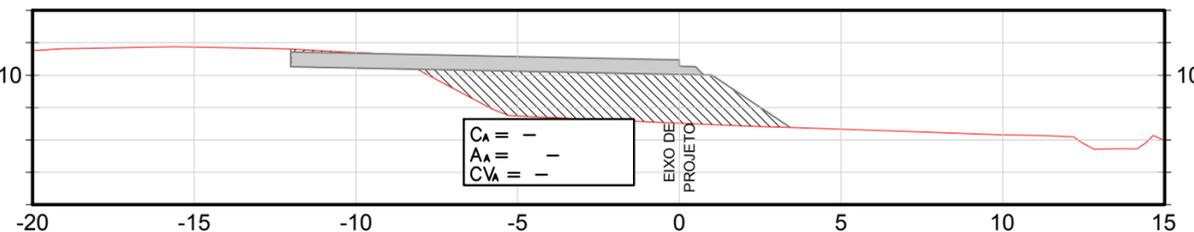
AS INFORMAÇÕES DESTES DOCUMENTOS SÃO DE PROPRIEDADE DO DNT, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE

SEÇÕES TRANSVERSAIS - PISTA DE MEDIÇÃO

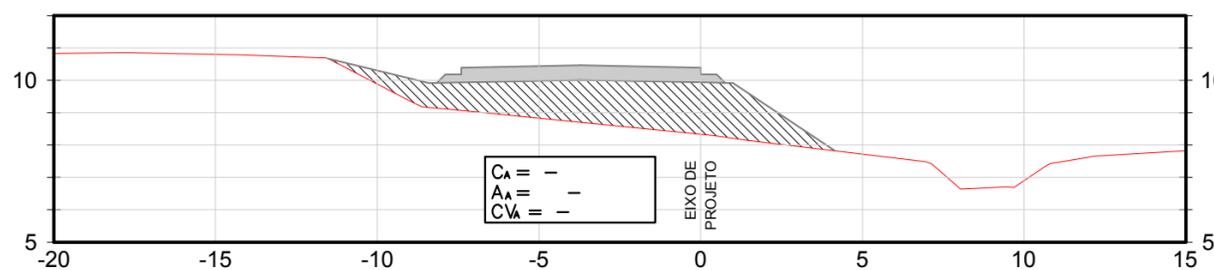
0+540



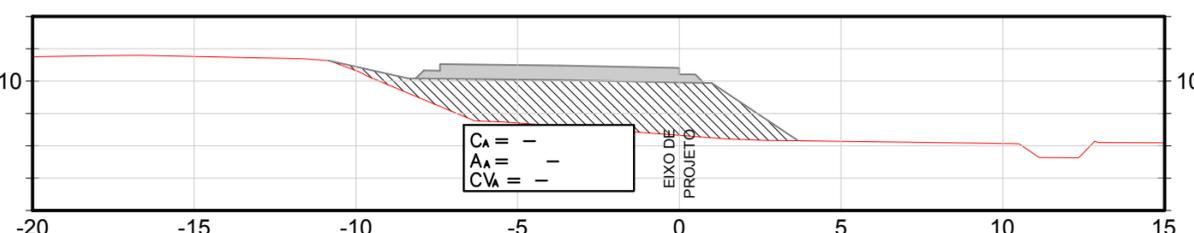
0+620



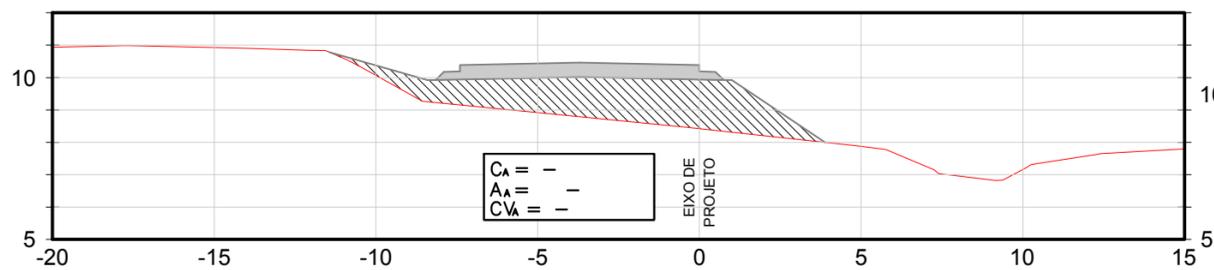
0+520



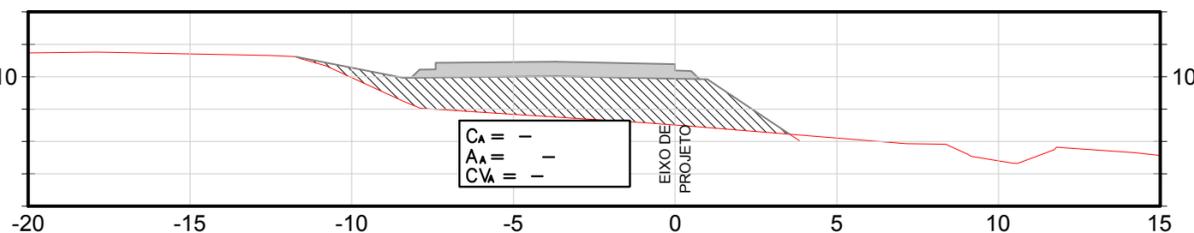
0+600



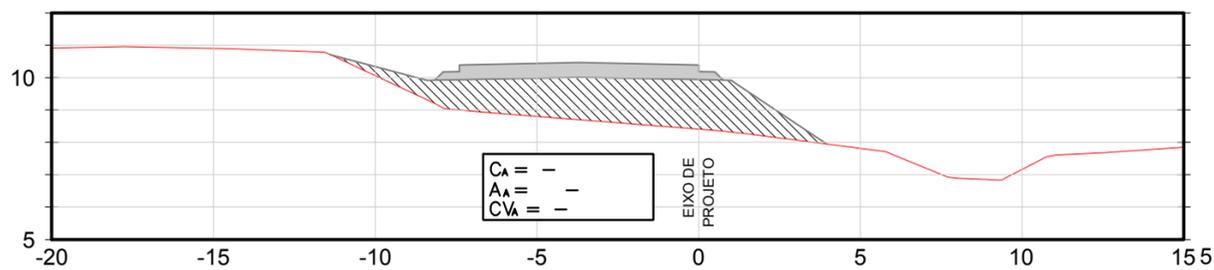
0+500



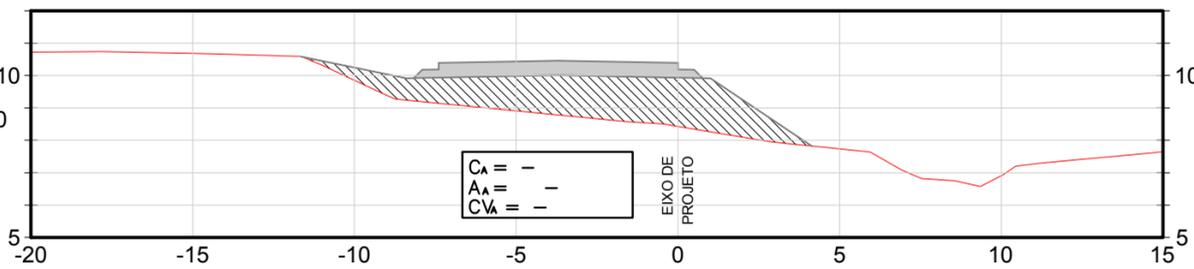
0+580



0+480



0+560



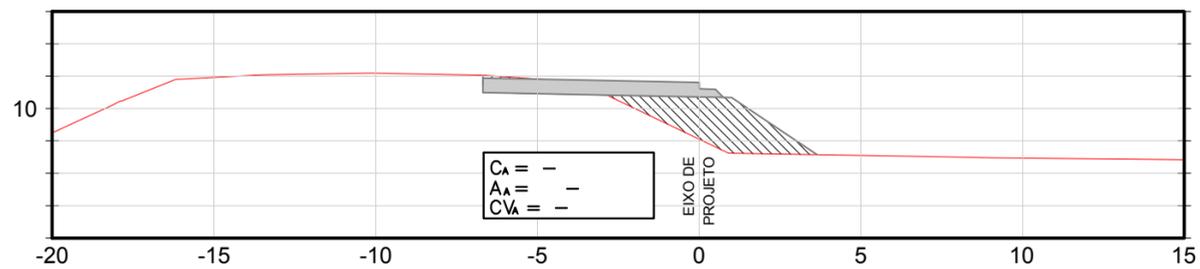
	CORTE	CONVENÇÕES CA = ÁREA DE CORTE AA = ÁREA DE ATERRO CVa = REMOÇÃO DA CAMADA VEGETAL		TERRENO NATURAL
	ATERRO			GREIDE DE TERRAPLENAGEM
	ALARG. DE CORTE			
	PAVIMENTO PROJETADO			

 DNIT	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ALEXANDRE ZUPPOLINI NETO	REGISTRO CREA: 0801416015	DATA: 12/2015	Nº CONTRATO: TT-17/2015	REV: 0
	PROJETO BÁSICO RODOVIA BR-262/RS - TRECHO: SUBTRIECHO SENTIDO GUARABIRÁ - ENTRADA BR-101/RS REGISTRO: RN-414600		FOLHA: 001/002		
CGPERT	PROJETO DE TERRAPLENAGEM - SEÇÕES TRANSVERSAIS ESCALA 1:200				

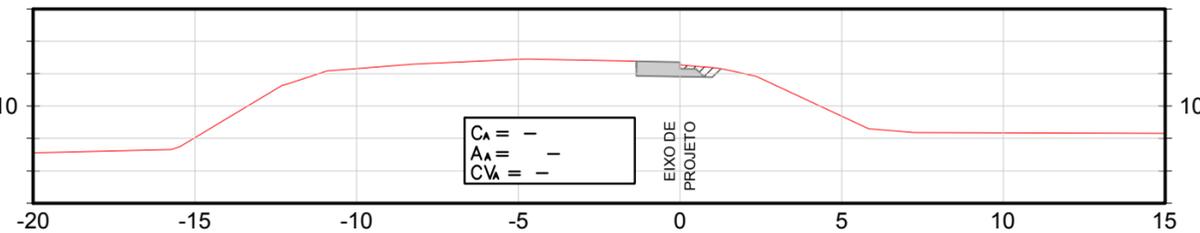
AS INFORMAÇÕES DESTES DOCUMENTOS SÃO DE PROPRIEDADE DO DNIT, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE

SEÇÕES TRANSVERSAIS - PISTA DE MEDIÇÃO

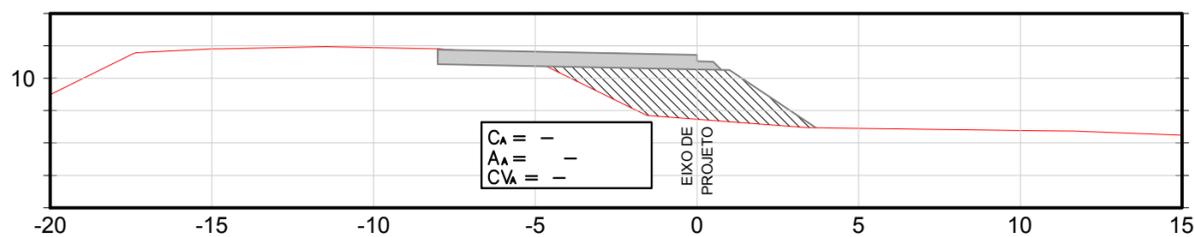
0+700



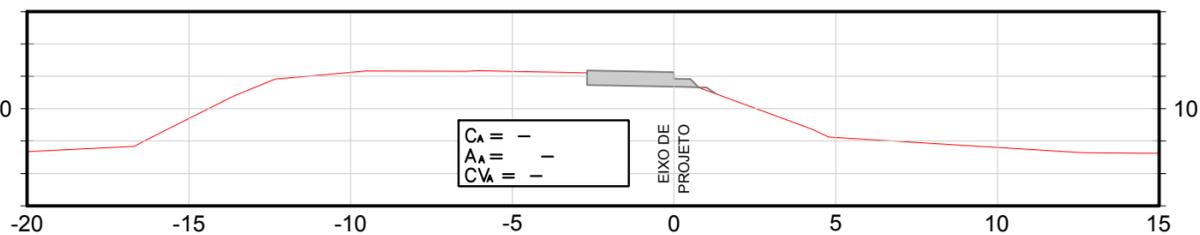
0+780



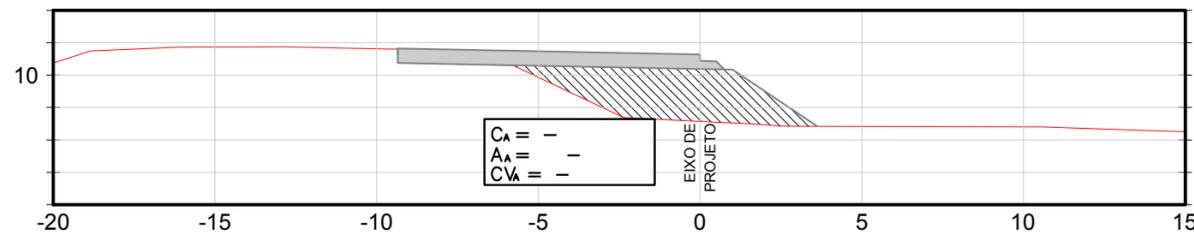
0+680



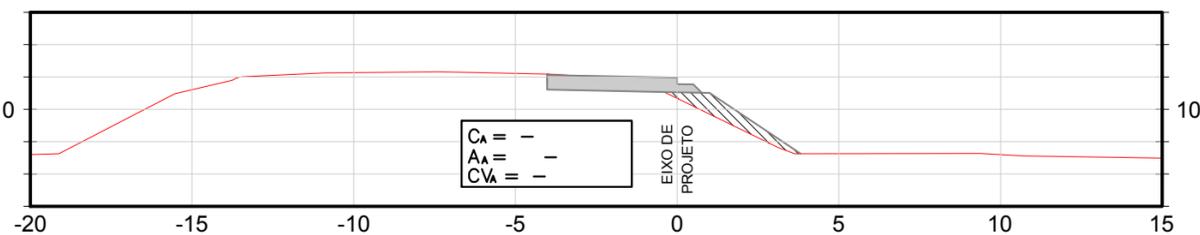
0+760



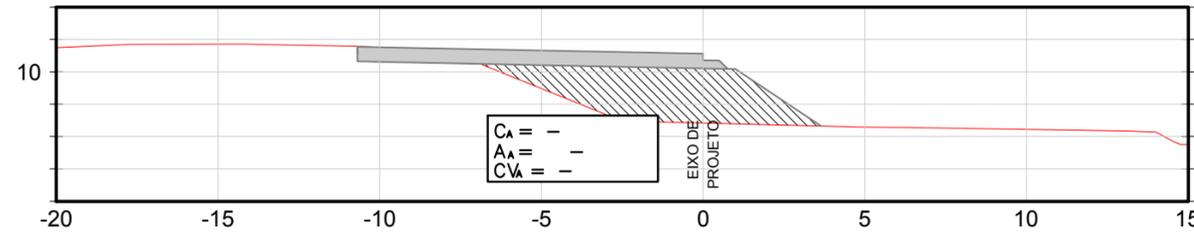
0+660



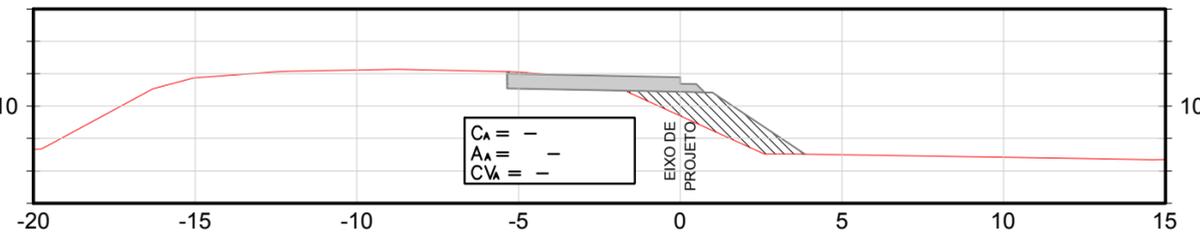
0+740



0+640



0+720



CONVENÇÕES		
	C _A =	ÁREA DE CORTE
	A _A =	ÁREA DE ATERRO
	CV _A =	REMOÇÃO DA CAMADA VEGETAL
		PAVIMENTO PROJETADO
		TERRENO NATURAL
		GREIDE DE TERRAPLENAGEM

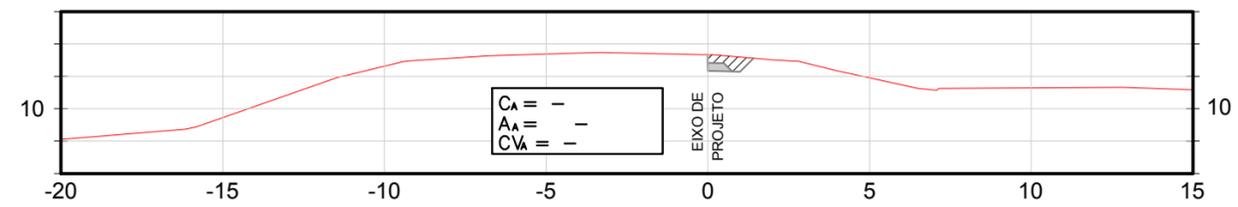
 	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ALEXANDRE ZUPPOLINI NETO	REGISTRO CREA: 901414015	Nº CONTRATO: TT-17/2015	REV: 0
	DATA: 12/2015	PROJETO BÁSICO	RODOVIA BR-260/5 - TRECHO: SUBTRIECHO SENTIDO GUARABIRÁ - ENTRADA BR-101/9C	FOLHA: 001/002
CGPERT	TÍTULO: PROJETO DE TERRAPLENAGEM - SEÇÕES TRANSVERSAIS			

ESCALA 1:200

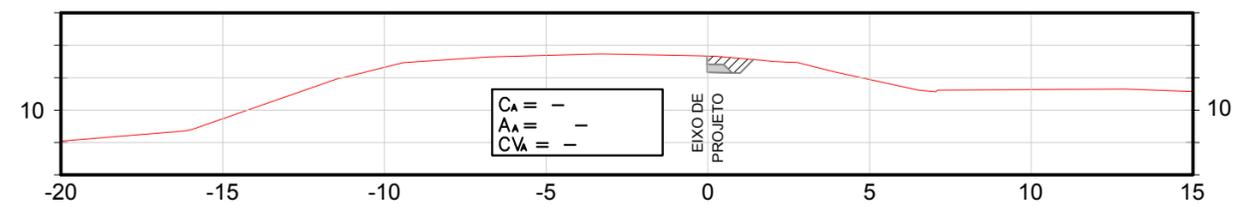
AS INFORMAÇÕES DESTES DOCUMENTOS SÃO DE PROPRIEDADE DO DNT, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE

SEÇÕES TRANSVERSAIS - PISTA DE MEDIÇÃO

0+800,27



0+800



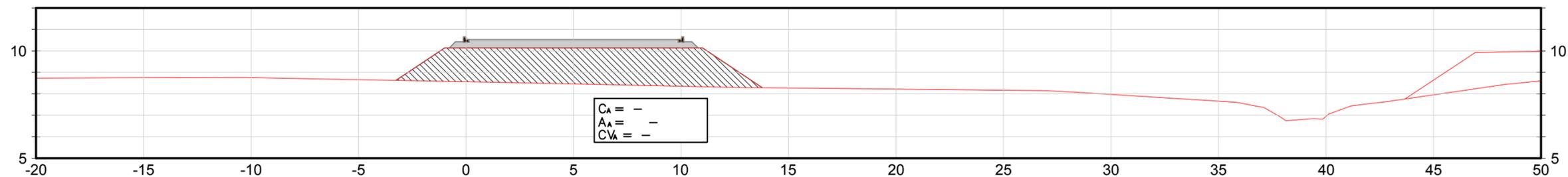
CONVENÇÕES	
	CORTE
	ATERRO
	ALARG. DE CORTE
	PAVIMENTO PROJETADO
C_A	ÁREA DE CORTE
A_A	ÁREA DE ATERRO
CV_A	REMOÇÃO DA CAMADA VEGETAL
	TERRENO NATURAL
	GREIDE DE TERRAPLENAGEM

 	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ALEXANDRE ZUPPOLINI NETO	REGISTRO CREA: 901414015	DATA: 12/2015
	PROJETO BÁSICO	Nº CONTRATO: TT-17/2015	REV: 0
CGPERT	TÍTULO: PROJETO DE TERRAPLENAGEM - SEÇÕES TRANSVERSAIS ESCALA 1:200		

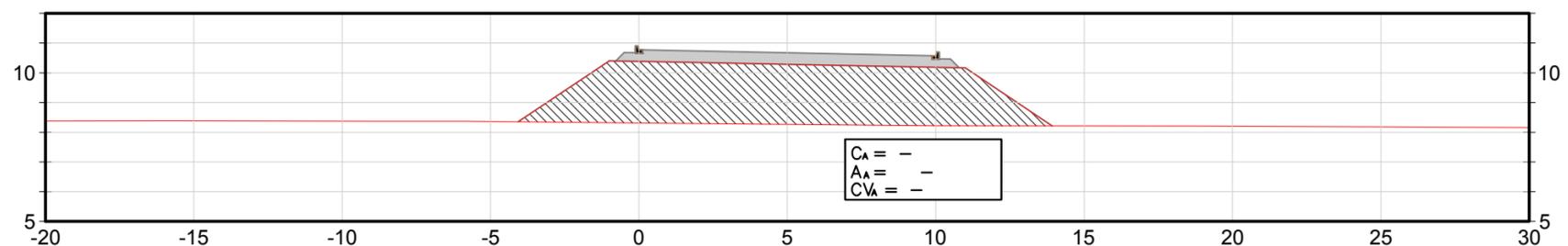
AS INFORMAÇÕES DESTES DOCUMENTOS SÃO DE PROPRIEDADE DO DNIT, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE

SEÇÕES TRANSVERSAIS - ACESSO AO PÁTIO

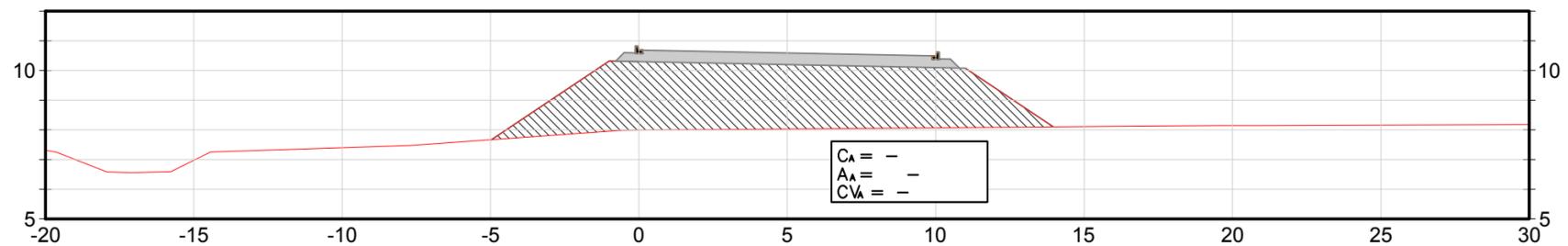
2+060



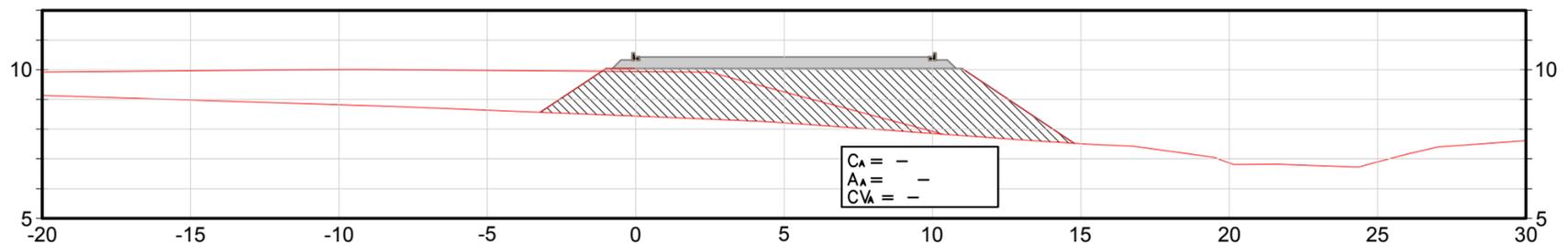
2+040



2+020



2+000



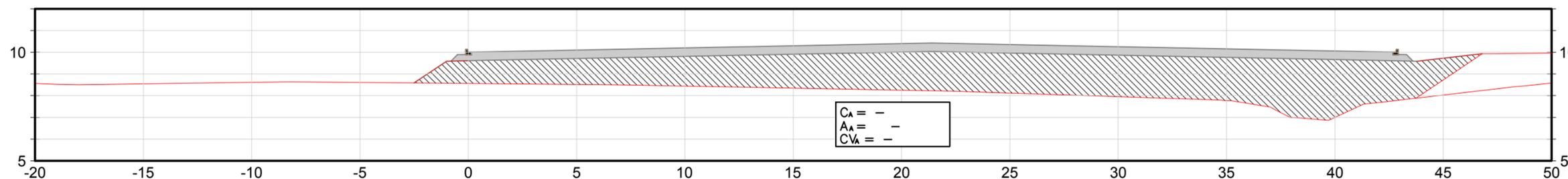
CONVENÇÕES	
	CORTE
	ATERRO
	ALARG. DE CORTE
	PAVIMENTO PROJETADO
	TERRENO NATURAL
	GREIDE DE TERRAPLENAGEM
$C_A =$	ÁREA DE CORTE
$A_A =$	ÁREA DE ATERRO
$CVA =$	REMOÇÃO DA CAMADA VEGETAL

 CGPERT	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ALEXANDRE ZUPPOLINI NETO REGISTRO CREA: 0601414015 DATA: 12/2015	N° CONTRATO: TT-17/2015 REV: 0
	PROJETO BÁSICO RODOVIA BR-262/SB - TRECHO: SUBTRIECHO SENTIDO GUARABIRÁ - ENTRADA BR-101/9C SEQUÊNCIA: KM 41+600	FOLHA: 001/002
TÍTULO: PROJETO DE TERRAPLENAGEM - SEÇÕES TRANSVERSAIS ESCALA 1:200		
AS INFORMAÇÕES DESTES DOCUMENTOS SÃO DE PROPRIEDADE DO DNT, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE		

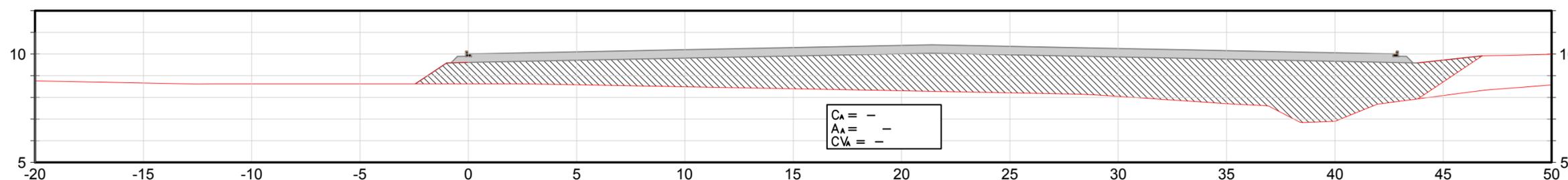
SEÇÕES TRANSVERSAIS - ACESSO AO PÁTIO

039

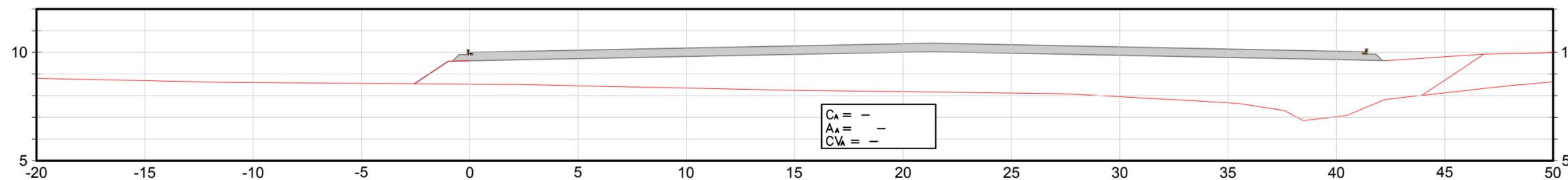
2+140



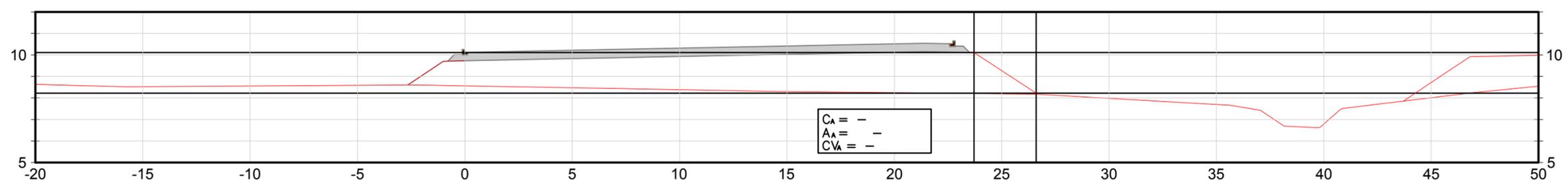
2+120



2+100



2+080

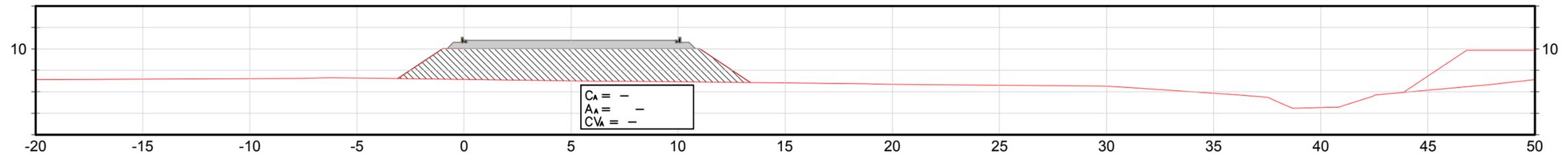


CONVENÇÕES		
	$C_A =$ ÁREA DE CORTE	
	$A_A =$ ÁREA DE ATERRO	
	$CV_A =$ REMOÇÃO DA CAMADA VEGETAL	

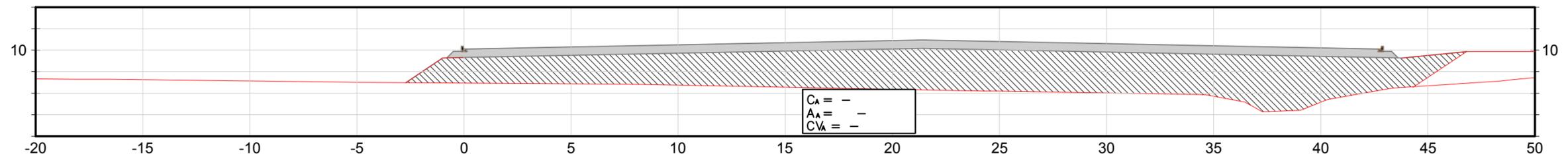
 	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ALEXANDRE ZUPPOLINI NETO	REGISTRO CREA: 0601416015	DATA: 12/2015	Nº CONTRATO: TT-17/2015	REV: 0
	PROJETO BÁSICO		RODOVIA BR-260/5 - TRECHO: SUBTRIECHO SENTIDO GUARARÁ - ENTRADA BR-101/9C		FOLHA: 001/002
CGPERT	TÍTULO: PROJETO DE TERRAPLENAGEM - SEÇÕES TRANSVERSAIS				
ESCALA 1:200					
AS INFORMAÇÕES DESTES DOCUMENTOS SÃO DE PROPRIEDADE DO DNIT, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE					

SEÇÕES TRANSVERSAIS - ACESSO AO PÁTIO

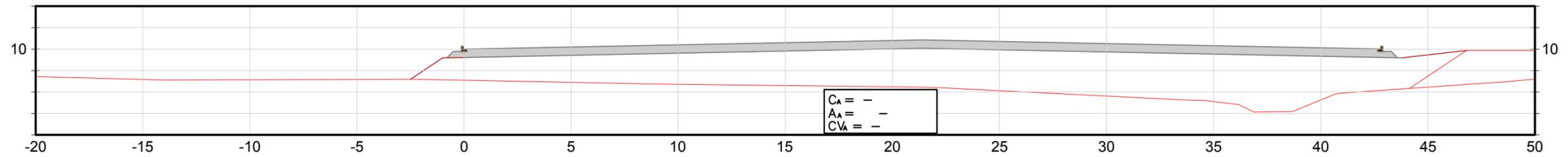
2+220



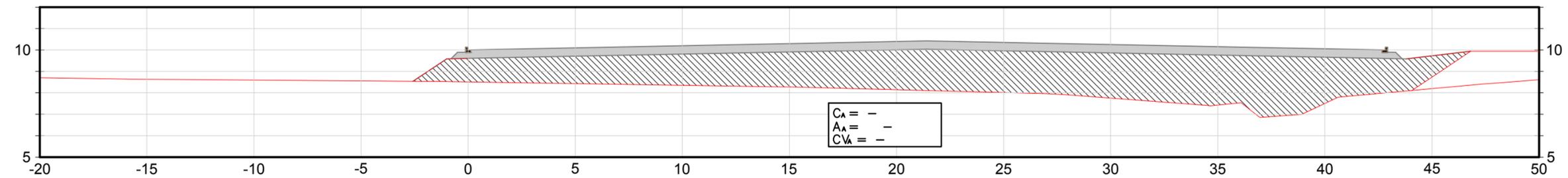
2+200



2+180



2+160



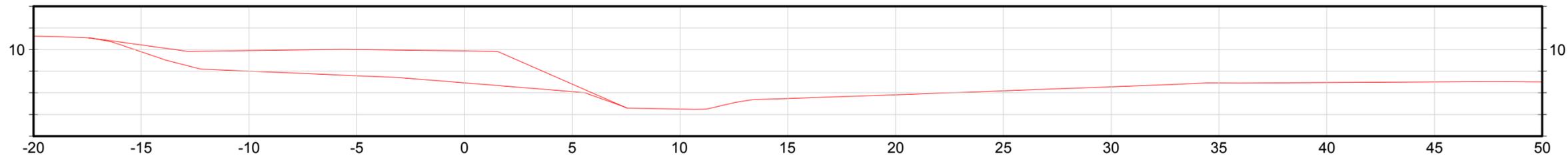
CONVENÇÕES	
	CORTE
	ATERRO
	ALARG. DE CORTE
	PAVIMENTO PROJETADO
$C_A =$	ÁREA DE CORTE
$A_A =$	ÁREA DE ATERRO
$CV_A =$	REMOÇÃO DA CAMADA VEGETAL
	TERRENO NATURAL
	GREIDE DE TERRAPLENAGEM

 CGPERT	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ALEXANDRE ZUPPOLINI NETO 0601416015 12/2015	Nº CONTRATO: TT-17/2015	REV: 0
	PROJETO BÁSICO RODOVIA BR-260/S - TRECHO: SUBTRECHO SENTIDO GUARABIRÁ - ENTRADA BR-101/9C SEQUÊNCIA: KM 41+000	FOLHA: 001/002	TÍTULO: PROJETO DE TERRAPLENAGEM - SEÇÕES TRANSVERSAIS ESCALA 1:200

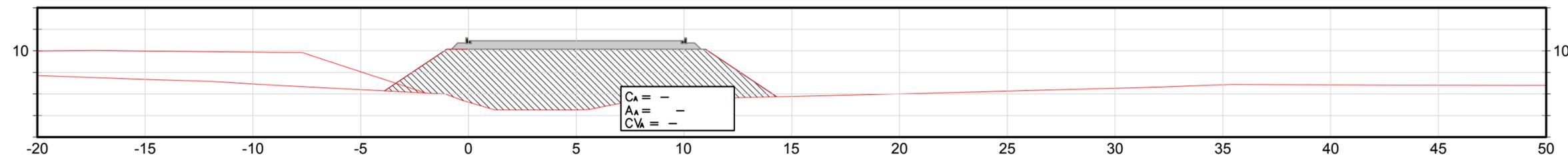
AS INFORMAÇÕES DESTES DOCUMENTOS SÃO DE PROPRIEDADE DO DNIT, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE

SEÇÕES TRANSVERSAIS - ACESSO AO PÁTIO

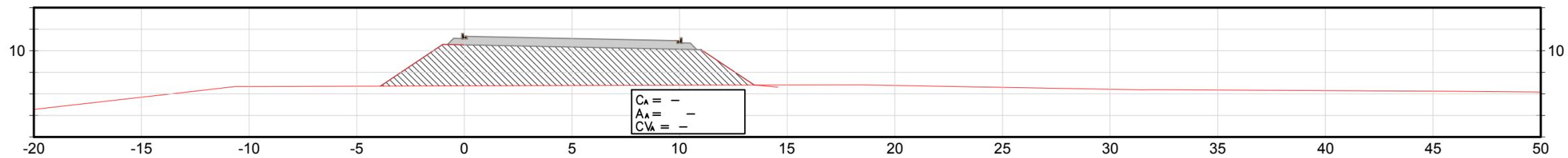
2+305,84



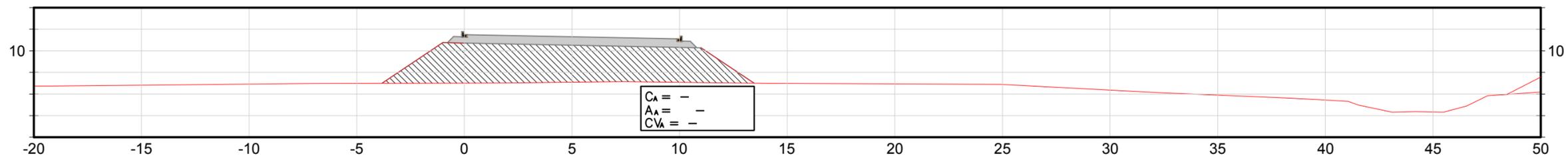
2+300



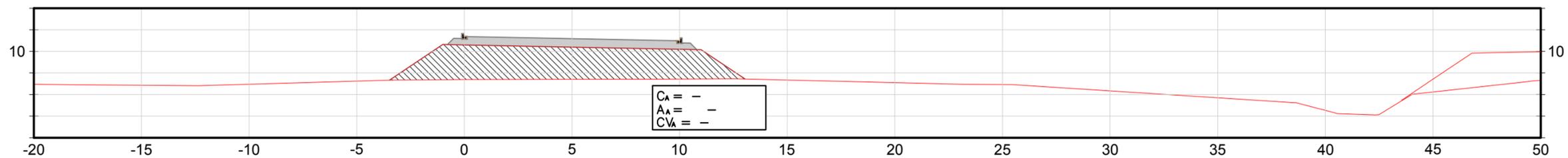
2+280



2+260



2+240



CONVENÇÕES		
	C _A =	ÁREA DE CORTE
	A _A =	ÁREA DE ATERRO
	CV _A =	REMOÇÃO DA CAMADA VEGETAL
		TERRENO NATURAL
		GREIDE DE TERRAPLENAGEM
		ALARG. DE CORTE
		PAVIMENTO PROJETADO

 CGPERT	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ALEXANDRE ZUPPOLINI NETO REGISTRO CREA: 0601414015 DATA: 12/2015	Nº CONTRATO: TT-17/2015	REV: 0
	PROJETO BÁSICO RODOVIA BR-260/RS - TRECHO: SUPLENTE DO SENTIDO GUARABIRÁ - ENTRADA BR-101/RS SEQUÊNCIA: KM 4+100	FOLHA: 001/002	TÍTULO: PROJETO DE TERRAPLENAGEM - SEÇÕES TRANSVERSAIS ESCALA 1:200

AS INFORMAÇÕES DESTES DOCUMENTOS SÃO DE PROPRIEDADE DO DNIT, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE