



PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTA LUZIA/MG

RELATÓRIO DE PROJETO EXECUTIVO

PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO DE ENCABEÇAMENTO DO VIADUTO GERALDO MAGELA BARBOSA DA CUNHA

- VOLUME ÚNICO –

ELABORADO POR:



NATUREZA: RELATÓRIO DE PROJETO EXECUTIVO

LOCAL: ENCABEÇAMENTO DO VIADUTO GERALDO MAGELA BARBOSA DA
CUNHA - MUNICÍPIO DE SANTA LUZIA – MG

CONTRATANTES: PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTA LUZIA

MAIO DE 2018



SUMÁRIO

1. OBJETO	3
2. INTRODUÇÃO	3
3. TOPOGRAFIA, SONDAGENS, ANÁLISE GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E ESTUDO DE ESTABILIDADE DO MACIÇO	12
3.1 TOPOGRAFIA.....	12
3.2 SONDAGENS.....	12
3.3 ANÁLISE GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	14
4. DIAGNÓSTICO DO PROBLEMA/SOLUÇÃO	16
4.1 DIAGNÓSTICO DO PROBLEMA.....	16
4.2 ANÁLISES COMPUTACIONAIS DOS DIAGNÓSTICOS APONTADOS.....	18
4.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A SOLUÇÃO.....	28
4.4 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO	29
5. CONCLUSÃO	33

1. OBJETO

Este documento vem apresentar o Relatório do Projeto Executivo do Aterro de Encabeçamento do Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha, que faz a Transposição da Av. das Indústrias à AV. Raul Teixeira da Costa; **bem como o Projeto da Fundação dos BSCC (3,00 X 3,00) m e dos bueiros tubulares de concreto BSTC Ø 1,00, além de avaliar os Muros de Contenção do Aterro de Encabeçamento** do Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha em Santa Luzia – MG, na prestação de serviços técnicos especializados de “CONSULTORIA TÉCNICA E PROJETO” elaborado pela CONEPP Consultoria Ltda.. Isto para a **solução de estabilização e adensamento da Fundação do Aterro sobre solo compressível no encabeçamento** do referido Viaduto.

2. INTRODUÇÃO

Por solicitação da CONEPP foram realizadas Visitas Técnicas ao local da ocorrência do Sinistro durante os dias 06 e 13 de Maio de 2017, localizada no Município de Santa Luzia – MG. Isto para análises iniciais e verificação da **solução de estabilização e adensamento da Fundação do Aterro de encabeçamento do** Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha, que faz a Transposição da Av. das Indústrias à AV. Raul Teixeira da Costa; **bem como para a Fundação dos BSCC (3,00 X 3,00) m e dos dois BSTC Ø 1,00 além de avaliar os Muros de Contenção existentes no Aterro de Encabeçamento** do Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha em Santa Luzia – MG.

As visitas iniciais se fizeram necessárias para uma análise das condições e dos danos causados na região de ocorrência do sinistro, bem como para levantamento dos ensaios e das investigações e procedimentos necessários para a determinação e adoção das soluções técnico-econômicas mais adequadas de engenharia, com a elaboração do Projeto Executivo.

O trabalho consiste portanto na elaboração do projeto de estabilização e adensamento da fundação do aterro de encabeçamento do Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha uma vez que o aterro executado anteriormente se rompeu durante a estação chuvosa do verão 2016/2017, causando danos à pista de rolamento da via com posterior interrupção do tráfego e necessidade da retirada do aterro executado.

A elaboração dos estudos deste Projeto Executivo apresentam as análises feitas a partir das sondagens e ensaios realizados pela Consultora CONEPP com a geração e análise do perfil geológico-geotécnico da região de assentamento do aterro de encabeçamento do Viaduto. Isto tudo à luz das sondagens mistas e dos resultados dos ensaios realizados nas coletas das amostras indeformadas (para a determinação dos parâmetros do solo mole da fundação desse aterro).

A partir dos ensaios e estudos está sendo indicada a solução considerada mais viável do ponto de vista técnico, econômico e ambiental, com as devidas justificativas para a solução escolhida. Assim estão sendo referendadas as soluções de estabilização e adensamento do aterro de encabeçamento que sofreu recalques e causou movimentações nos muros de contenção do mesmo, provocando deslocamento de aproximadamente 0,07 m. Também estão definidas as soluções de fundação dos bueiros existentes (a serem reconstruídos).

A **Foto 1** apresenta a retirada parcial do aterro de encabeçamento do Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha (realizada em Dezembro de 2016), onde podem ser observados os muros de contenção e verticalização do aterro de encabeçamento, a boca de jusante do bueiro celular BSCC (3,00 x 3,00) m e do bueiro tubular de concreto BSTC Ø 1,00 m a seu lado.



Foto 1: Vista superior do encabeçamento do Viaduto Geraldo Magela.

Na **Foto 2** pode ser observado o deslocamento causado pela movimentação dos muros de contenção M 03 e M 05 do aterro de encabeçamento do Viaduto.

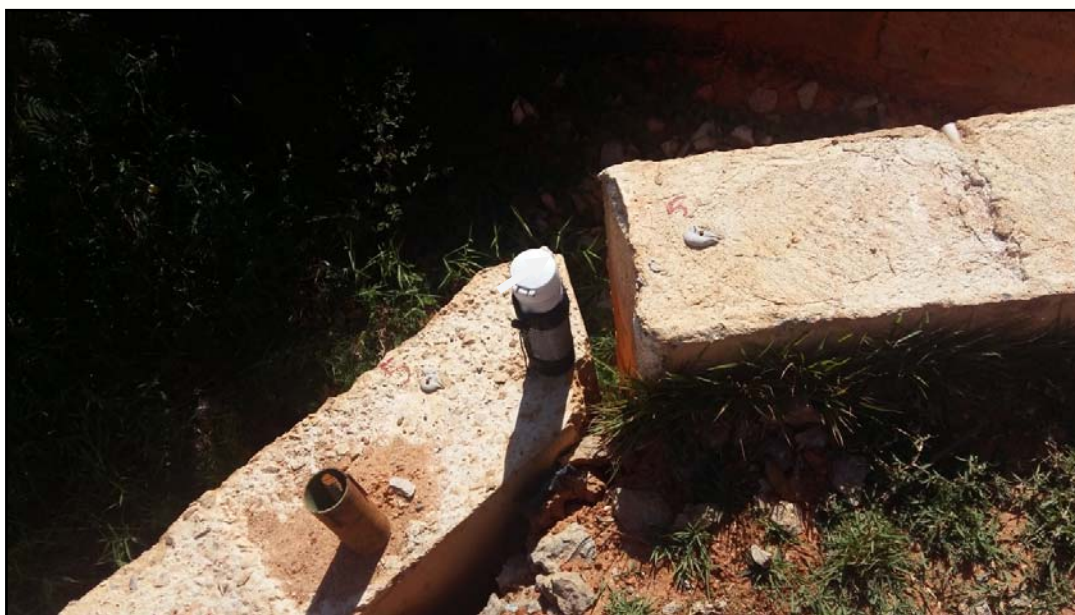


Foto 2: Deslocamento dos muros de contenção M 03 e M 05 do aterro de encabeçamento do Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha.



Foto 3: Danos causados no topo do muro M 01 por recalque e esmagamento no encontro do topo do M 01 com o M02.



Foto 4: Ilustração da movimentação dos muros M 01 e M 03 de contenção do aterro de encabeçamento do Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha.

Para a implantação do aterro de encabeçamento do Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha foi executado inicialmente um empedramento com espessura média em torno de 2,20m. Na Foto 05 temos detalhe do empedramento próximo à boca de montante do bueiro Celular BSCC (3,00 x 3,00) m. Cumpre salientar que não foi possível a remoção total do restante de aterro de encabeçamento ainda remanescente e do empedramento para a realização das sondagens a Penetrômetro Dinâmico Leve - PDL). Foram realizados ensaios triaxiais e de adensamento edométrico necessários à definição das soluções, além de furos de sondagem mista SM 01, SM 02, SM 03, SM 04, SM 05, SM 06 e SM 07 de modo a transpor a camada de rachão /empedramento da fundação do aterro executada, conforme mostra a **Foto 5**.



Foto 5: Região da boca de jusante do bueiro celular BSCC 3,00 x 3,00 m mostrando a camada de empedramento parcialmente encoberta pela vegetação de proteção da saia do aterro.



Foto 6: Vista da cerca /alambrado deformada pelo recalque do aterro de encabeçamento já um pouco mais afastado do viaduto.



Foto 7: Vista do bueiro celular (3,00 x 3,00) m, da boca de jusante para montante. Aparentemente não houve recalque diferencial das aduelas pré-moldadas.



Foto 8: Recalque da saia do aterro na região do alambrado e boca de jusante do outro bueiro tubular de concreto BSTC Ø 1,00 m.



Foto 9: Vista da boca de jusante pra montante de bueiro tubular de concreto BSTC Ø 1,00 m com assoreamento parcial, com pequeno selamento próximo ao eixo do mesmo.



Foto 10: Detalhe do local de bota espera do material retirado apenas parcialmente do aterro de encabeçamento.



Foto 11: Trinca no bordo da pista de rolamento causada pelo recalque do aterro na região do alambrado.



Foto 12: Vista do recalque do passeio entre a barreira New Jersey e o alambrado, ao fundo o local de bota espera do material oriundo do aterro removido apenas parcialmente.

Os estudos para a elaboração das análises e do Projeto Executivo foram realizados



pelos profissionais Eng.^o Betônio Osório Marcos Franco CREA/MG 45.782/D (MSc - Geotecnia de Barragens) e Eng.^o Civil Carlos Eduardo Sales Alves Filho – CREA MG 30719/D (MSc - Geotecnia de Barragens).

Trata-se, aqui portanto da elaboração de uma solução técnico-econômica mais viável de estabilização da Fundação do Aterro de encabeçamento do Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha e da Fundação dos BSCC (3,00 X 3,00) m (**Foto 7**) e bueiros tubulares e avaliação dos Muros de Contenção do Aterro de Encabeçamento do Viaduto conforme registrado nas fotos retiradas durante a Visita Técnica à obra.

3.1 TOPOGRAFIA

[illegible]

Figura 1: Planta baixa do levantamento topográfico da área em estudo com seu entorno.

3.2 SONDAGENS

Para a elaboração do Projeto Executivo, foram fornecidos o levantamento topográfico e as investigações geológicas e geotécnicas. Para tanto, foram realizados furos de sondagem mista SM 01, SM 02, SM 03, SM 04, SM 05, SM 06 e SM 07, conforme cadastrados na **Figura 2**. Cita-se não ter sido possível a retirada do aterro remanescente para a execução de uma bateria de furos de sondagens de Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL), que mapeariam a extensão de solo compressível/mole com mais acurácia. Nas sondagens mistas foram registrados o NA de modo a permitir a definição da linha piezométrica do solo de fundação do aterro. Durante as sondagens mistas foram retiradas amostras indeformadas (amostrador Shelby) para a realização de

ensaios triaxiais e de adensamento edométrico.

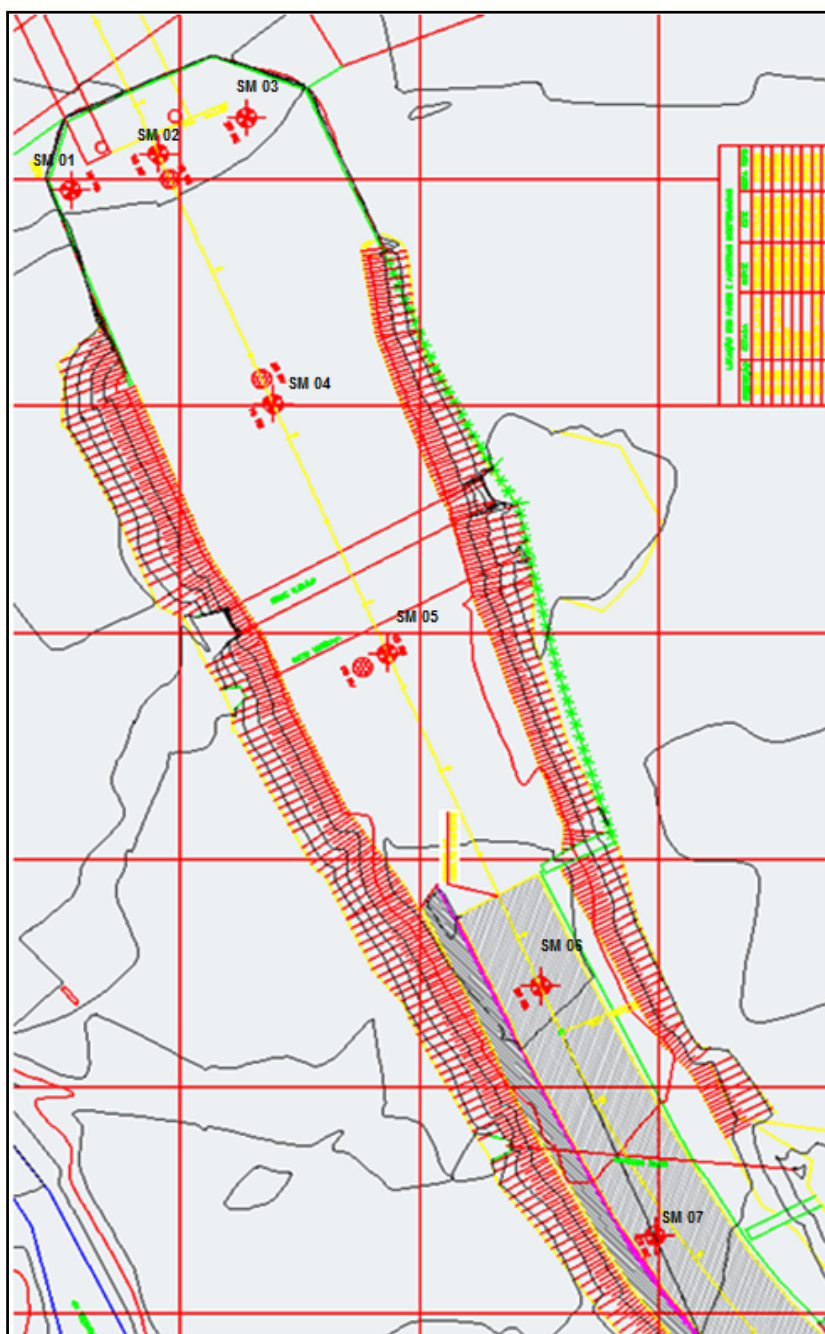


Figura 2: Localização dos furos de sondagens mistas.

As sondagens se fizeram necessárias para determinação dos parâmetros do solo compressível/mole, necessários para a elaboração dos estudos da estabilidade da fundação do aterro. Estes estudos foram feitos através do programa computacional GeoSlope, e serviram para avaliar as condições em que o aterro de encabeçamento inicial foi executado.

As amostras indeformadas foram retiradas dos furos de sondagem mista SM 02, SM 04

e SM 05, dos quais foram executados e apresentados os resultados dos ensaios de adensamento edométrico, ensaios triaxiais CIU, granulométricos com sedimentação, limites de Atterberg, densidade dos grãos, umidade natural, permeabilidade e teor de matéria orgânica ao longo da área de ocorrência do sinistro. Foram coletadas ainda amostras do material do Bota-Espera para reaterro (ensaios de caracterização e triaxial CID) e do material bica corrida indicada para o aterro envelopado de encabeçamento do viaduto (ensaios de caracterização e triaxial CID). Os resultados serão apresentados em anexo a este Relatório de Projeto Executivo.

Para a elaboração dos estudos foram utilizados os parâmetros de coesões efetivas e ângulos de atrito efetivos. Os ensaios de adensamento edométrico dos solos moles nos permitiram os cálculos dos módulos de deformações edométricos e de deformações efetivos, conforme **Quadro 1** abaixo. Tais sondagens e ensaios embasaram as análises a serem apresentadas subsequentemente.

Quadro 1: Quadro Resumo dos Ensaios Triaxiais e adensamento edométrico.

Furo	PESO ESPECÍFICO (t/m ³)	PROF. DO FURO (m)	COESÃO TOTAL (Kpa)	COESÃO EFETIVA (Kpa)	ÂNGULO DE ATRITO TOTAL Ø°	ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO Ø'°	m _v (cm ² /s)	c _v 0,848H ² /t ₉₀ (cm ² /s)	K (cm/s)	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO EDOMÉTRICO E _{ed} (Kpa)	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO EFETIVO E' (kPa)
SM-02	1,611	9,625	41,000	14,000	12,60	30,40	4,37E-02	5,66E-04	2,48E-08	2.288,330	2.059,50
SM-04	1,48	9,5	38,000	16,000	15,10	36,70	5,92E-02	3,56E-04	2,11E-08	1.689,190	1.520,27
SM-05	1,674	9,325	20,000	9,000	14,00	34,30	4,46E-02	6,64E-04	2,96E-08	2.242,150	2.017,94
MATERIAL DO ATERRO	1,748	-	58,000	12,000	16,80	32,10	-	-	-	-	-
BICA CORRIDA	2,159	-	-	40,000	-	51,29	-	-	-	-	-

3.3 ANÁLISE GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

Para a elaboração dos estudos da estabilização da fundação do aterro de encabeçamento do viaduto através do programa computacional GeoStudio, foram elaborados os perfis geológico-geotécnicos longitudinal e transversal do conjunto aterro e solo de fundação, conforme mostram as **Figura 3** e **Figura 4**.

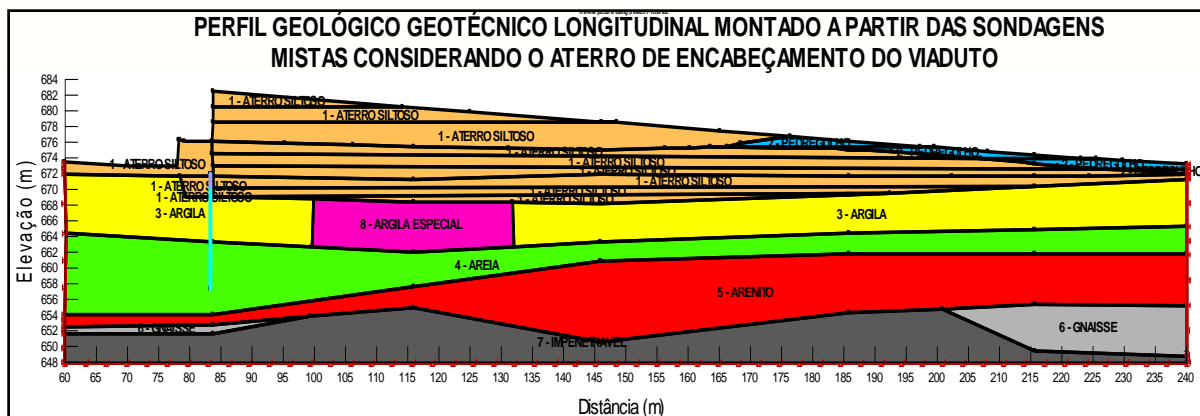


Figura 3: Perfil longitudinal do conjunto aterro e solo de fundação.

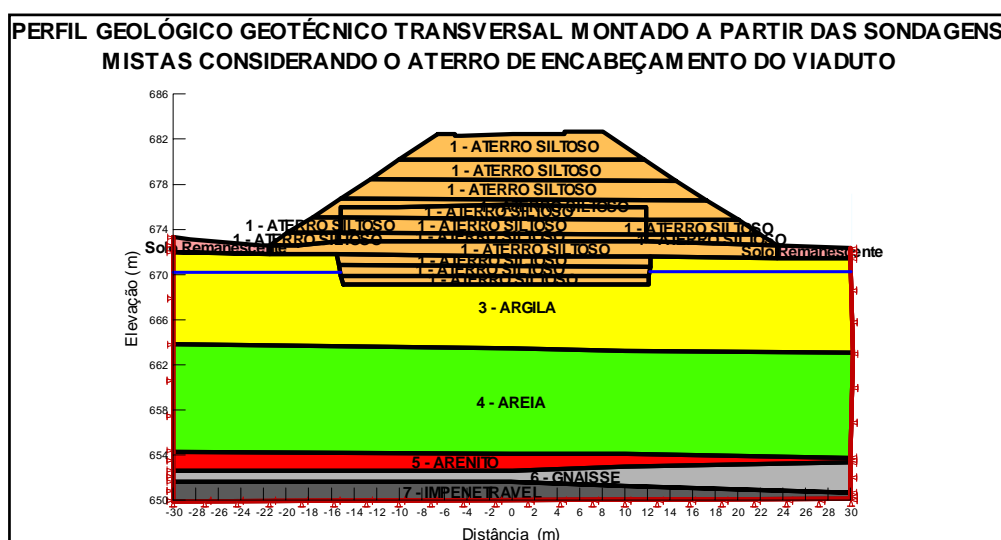


Figura 4: Perfil transversal do conjunto aterro e solo de fundação do aterro.

4. DIAGNÓSTICO DO PROBLEMA/SOLUÇÃO

4.1 DIAGNÓSTICO DO PROBLEMA

Para caracterizar a real situação da estabilidade do talude, sendo que o mesmo se mostrou instável, com indícios de recalques e ou trincas longitudinais indicando movimentações (conforme pode ser observado nas Fotos 2, 3, 9, 12 e 13), e para dar sequência ao diagnóstico do problema, foram feitas várias análises com simulações no programa computacional GeoStudio 2007 módulos Sigma e Slope/W. Isto considerando a constatação visual de instabilidade do maciço e de forma a verificar as condições de estabilidade e para simulação de modelagem para definição das soluções técnicas econômicas mais viáveis.

Ressalta-se aqui que a solução técnica econômica adotada, foi feita levando-se em conta as observações/sugestões e pareceres apresentadas nos Relatórios de investigação do sinistro da **ALVIM CAMARGOS ENGENHEIROS ASSOCIADOS LTDA**, no tocante à fundação do viaduto em estudo, conforme abaixo transcrito:

"1. APRESENTAÇÃO/OBJETIVO

ALVIM CAMARGOS ENGENHEIROS ASSOCIADOS LTDA, empresa sediada e estabelecida à Rua Pernambuco nº 189/605, nesta cidade de Belo Horizonte, inscrita no Cadastro Geral de Contribuintes do Ministério da Fazenda sob o número 11.791.809/0001-03, apresenta seu Parecer técnico na área de Estruturas e Geotecnia sobre o Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha, que faz a transposição da Av. das Indústrias à Av. Raul Teixeira da Costa, em Santa Luzia/MG.

No final de novembro de 2016, após alguns dias com fortes chuvas, a Defesa civil da Prefeitura Municipal de Santa Luzia identificou acentuados recalques no aterro junto ao "Encontro Oeste" (identificação do projeto estrutural do Viaduto), adjacente aos pilares P1 e P2 do Viaduto, observando ainda manifestações de trincas e movimentações anômalas dos muros de contenção do Viaduto, movimentações da crista do aterro e outros efeitos potencialmente prejudiciais à integridade da estrutura de sustentação dos pilares do viaduto, tomando a iniciativa de interdita-lo.

PARECER TÉCNICO ESTRUTURAL DO VIADUTO

Em função da preocupação do “Efeito Tschebotarioff” nas estacas de pequeno diâmetro junto ao Encontro Oeste do Viaduto, foram realizadas várias vistorias entre o período de dezembro de 2016 a março de 2017, constatando-se que não foram observadas manifestações patológicas nas estruturas do Viaduto.”

“ 1. APRESENTAÇÃO/OBJETIVO

ALVIM CAMARGOS ENGENHEIROS ASSOCIADOS LTDA, empresa sediada e estabelecida à Rua Pernambuco nº 189/605, nesta cidade de Belo Horizonte, inscrita no Cadastro Geral de Contribuintes do Ministério da Fazenda sob o número 11.791.809/0001-03, apresenta seu Parecer técnico complementar, na área de Estruturas, sobre o Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha, que faz a transposição da Rua José Pedro de Carvalho e a linha férrea da VLI – Valor Logística Integrada.

Este documento complementa o Parecer técnico datado de 05/04/2017, emitido pelos mesmos profissionais, em função do recebimento e análise dos Anexos A (Vigas longarinas do tabuleiro), B (Pórticos metálicos de apoio), C (Análise transversal do tabuleiro), D (Vigas transversinas), E (Pilares), F (Fundações dos pilares), G (Encontros), H (Processo construtivo) e I (Aparelhos de apoio), de autoria de ADEAM Engenharia e Consultoria, datado de março de 2015, parte integrante do “Memorial de cálculo” do Viaduto em questão.

...

CONCLUSÕES

Considerando as informações obtidas na vistoria técnica realizada em 12 de abril próximo passado às estruturas do Viaduto e nos Anexos “A”, “B”, “C”, “D”, “E”, “F”, “G”, “H” e “I” fornecidos pela VEREDA, parte integrante do Memorial de cálculo do Viaduto, de autoria de ADEAM Engenharia e Consultoria, é possível afirmar:

...

- *Sugere-se que os projetos a serem realizados para a construção do novo aterro do Encontro Oeste tenham características físicas e geométricas que não transmitam empuxos do terrapleno sobre os blocos de fundação BF1 e BF2, assim como os pilares P1 e P2. Caso a solução a ser adotada transmita esse tipo de solicitação, esses pilares (P1 e P2), assim como seus blocos de fundação (BF1 e BF2) deverão ser objeto de Intervenções estruturais (reforços estruturais), de forma a capacitá-los a suportar tais solicitações.*

...

”

Ressaltamos também que está sendo considerado o parecer do Especialista em Drenagem da CONEPP Consultoria José Roberto Cabral, onde o mesmo destaca:

"É importante então reiterar que o aterro de encabeçamento do viaduto se encontra em área de inundação, sujeita a níveis elevados de cheia fator esse que deve ser levado em consideração caso se consolide a permanência de aterros nessa área. Enfatiza-se ainda que este estudo é uma atividade paralela ao estudo que está sendo desenvolvido em relação à estabilidade do aterro de encabeçamento do viaduto Geraldo Magela. Consolidam-se então as propostas do Quadro 8.3 face à gravidade crescente dos processos de inundação, uma vez que o estágio futuro de urbanização da bacia sinaliza para eventos de cheias maiores do que as ocorridas em 2.016."

Para tanto, torna-se necessária a indicação da proteção da saia do aterro até 1 (um) metro acima da máxima cheia de projeto calculada, considerando o tempo de recorrência de cem anos, garantindo-se que não haja perda dos finos da saia do aterro durante as elevações chuvosas em que ocorram tais cheias.

4.2 ANÁLISES COMPUTACIONAIS DOS DIAGNÓSTICOS APONTADOS

As análises subsequentes, foram feitas com os parâmetros obtidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais realizados com as amostras retiradas dos furos de sondagens mistas SM 02, SM 04 e SM 05, e dos ensaios triaxiais feitos nos corpos de prova retirados do material a ser utilizado no aterro de encabeçamento, bem como nos ensaios realizados na bica corrida a ser utilizada no aterro envelopado (parte da solução indicada), conforme mostra o **Quadro 1**.

Para as análise do recalque foi simulado no Módulo Sigma do programa Geostudio o carregamento do aterro em etapas (em um total de dez etapas), sendo considerado o prazo de 11 dias para a execução de cada etapa, conforme mostram as **Figura 5** (perfil geológico geotécnico transversal) e **Figura 7** (perfil geológico geotécnico longitudinal) respectivamente.

A **Figura 6** e **Figura 8** mostram respectivamente o gráfico dos recalques ocorridos em função do tempo de execução das etapas do aterro até a ocorrência do recalque total.

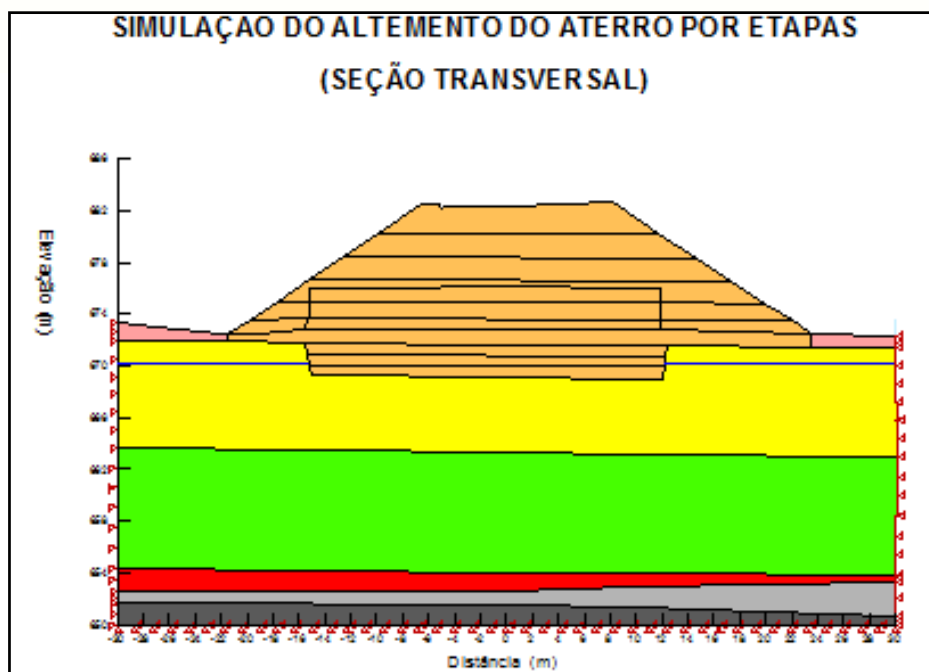


Figura 5: Simulação do carregamento no perfil geológico geotécnico transversal, em dez etapas.

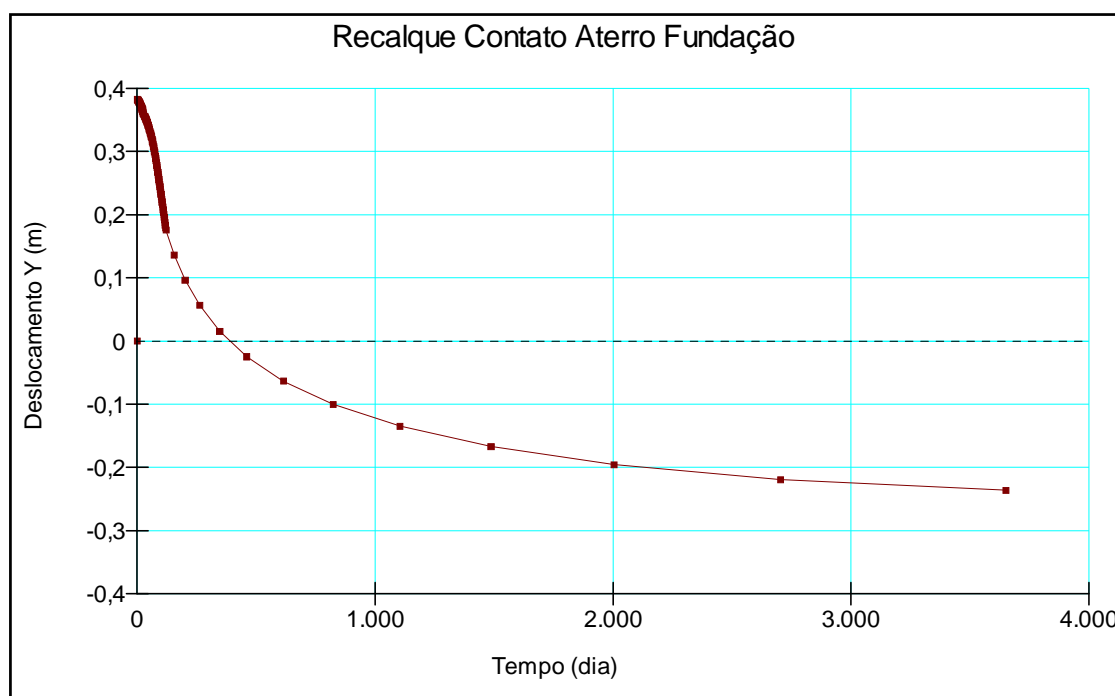


Figura 6: Recalque ocorrido na análise do perfil geológico geotécnico transversal até a ocorrência do recalque total após as dez etapas de construção.

SIMULAÇÃO DO ALTEMENTO DO ATERRO POR ETAPAS (PERFIL LONGITUDINAL)

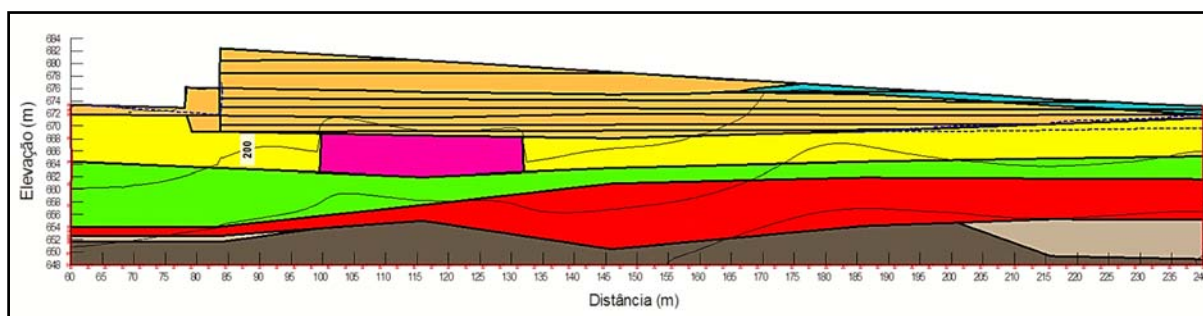


Figura 7: Simulação do carregamento do perfil geológico geotécnico longitudinal em dez etapas.

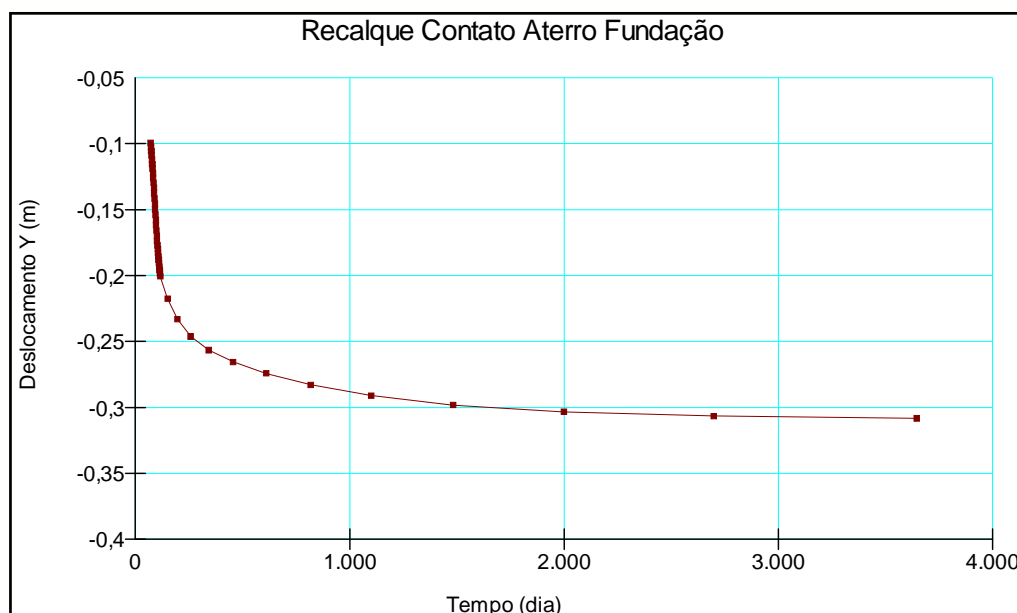


Figura 8: Recalques ocorridos na análise do do perfil geológico geotécnico longitudinal até a ocorrência do recalque total após as dez etapas de construção.

- Subsequentemente foram feitas as análises de tensão in situ, simuladas no Módulo Sigma do programa Geostudio, levando-se em conta as seguintes considerações:
 - o perfil geológico geotécnico longitudinal com a retirada do aterro remanescente (**Figura 9**);
 - o perfil geológico geotécnico longitudinal considerando o aterro remanescente existente (**Figura 11**);
 - o perfil geológico geotécnico longitudinal considerando a reconstrução total do aterro de encabeçamento (**Figura 13**).

A **Figura 9**, **Figura 11** e **Figura 13** mostram respectivamente a simulação das etapas de carregamento do aterro de encabeçamento do Viaduto que propiciaram o dimensionamento das tensões in situ, em função da profundidade do solo de fundação do aterro para cada situação estudada.

A **Figura 10**, **Figura 12** e **Figura 14** mostram respectivamente o gráfico das tensões in situ, em função da profundidade do solo de fundação do aterro para cada situação estudada.

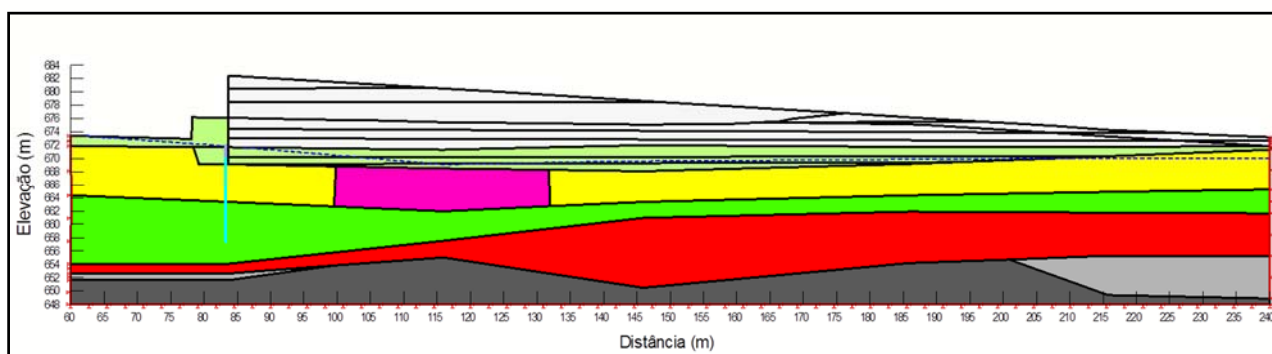


Figura 9: Simulação do perfil geológico geotécnico longitudinal com a retirada do aterro remanescente para análise da tensão in situ.

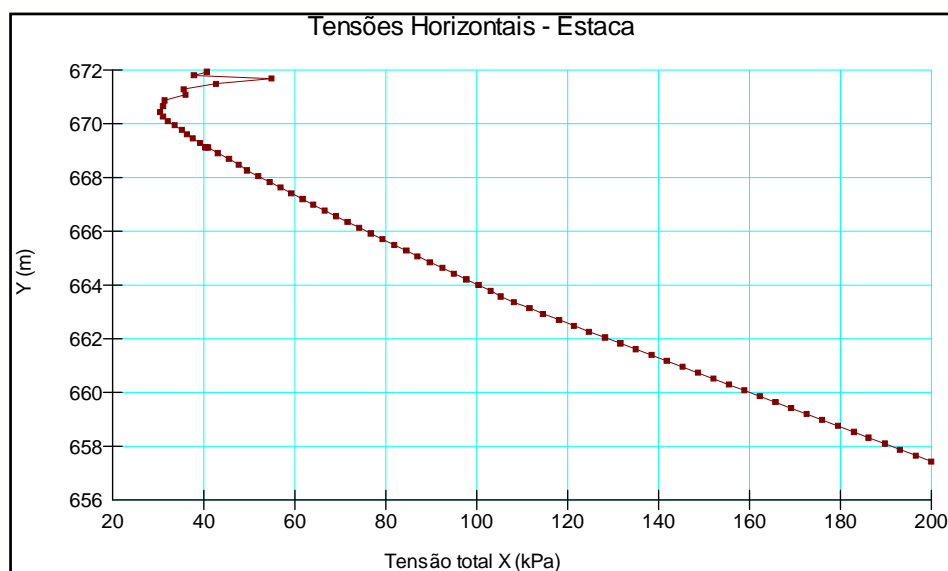


Figura 10: Cálculo da tensão in situ em função da profundidade do solo de fundação considerando a retirada do aterro remanescente.

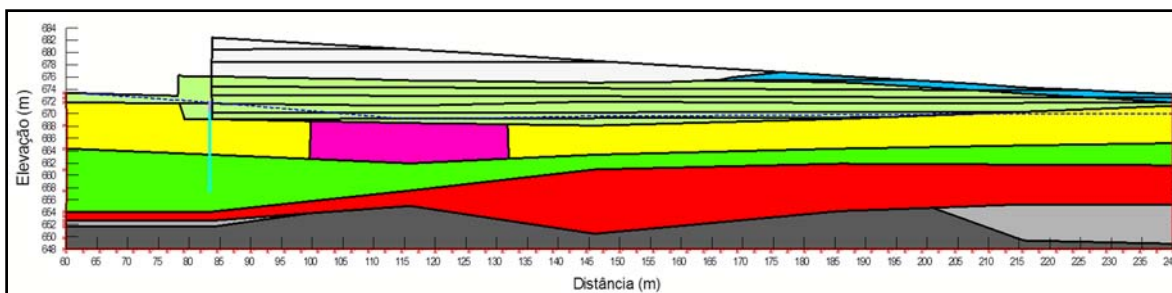


Figura 11: Simulação do perfil geológico geotécnico longitudinal com o aterro remanescente existente para análise da tensão in situ.

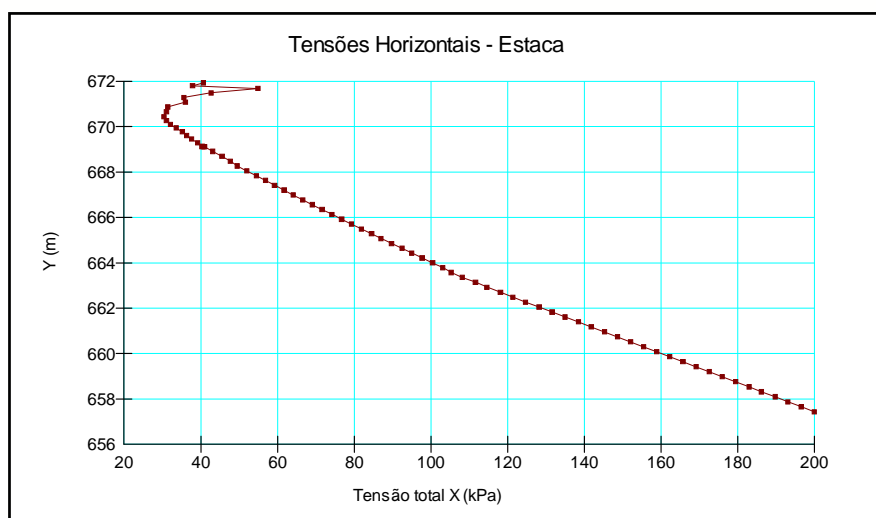


Figura 12: Cálculo da tensão in situ em função da profundidade do solo de fundação considerando o aterro remanescente para análise.

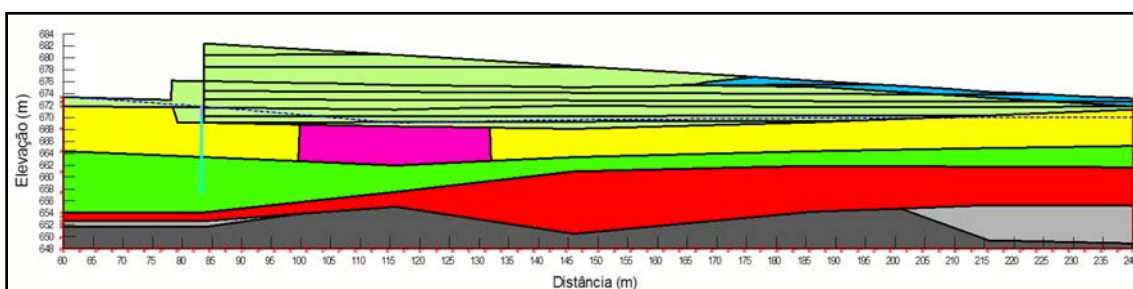


Figura 13: Simulação do perfil geológico geotécnico longitudinal com a execução total do aterro de encabeçamento do viaduto.

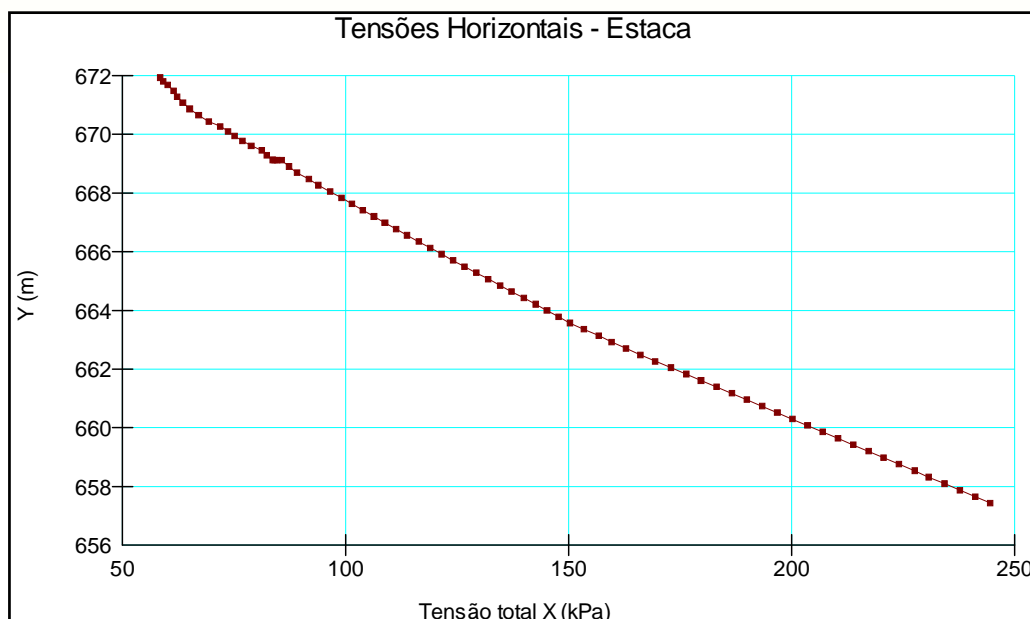


Figura 14: Cálculo da tensão in situ em função da profundidade do solo de fundação considerando a execução total do aterro para análise.

Complementarmente, foram feitas as análises das tensões horizontais in situ simulado no Módulo Sigma do programa Geostudio, considerando a reconstrução total do aterro de encabeçamento do viaduto, adotando-se a reconstrução do mesmo em dez etapas. Nessa simulação foi considerada a duração de 11 dias para cada etapa executada. A **Figura 15** mostra as tensões horizontais em relação à profundidade do solo de fundação após a conclusão da 1ª etapa do aterro, a **Figura 16** mostra as tensões horizontais em relação à profundidade do solo de fundação após a conclusão da reconstrução total do aterro em 121 dias.

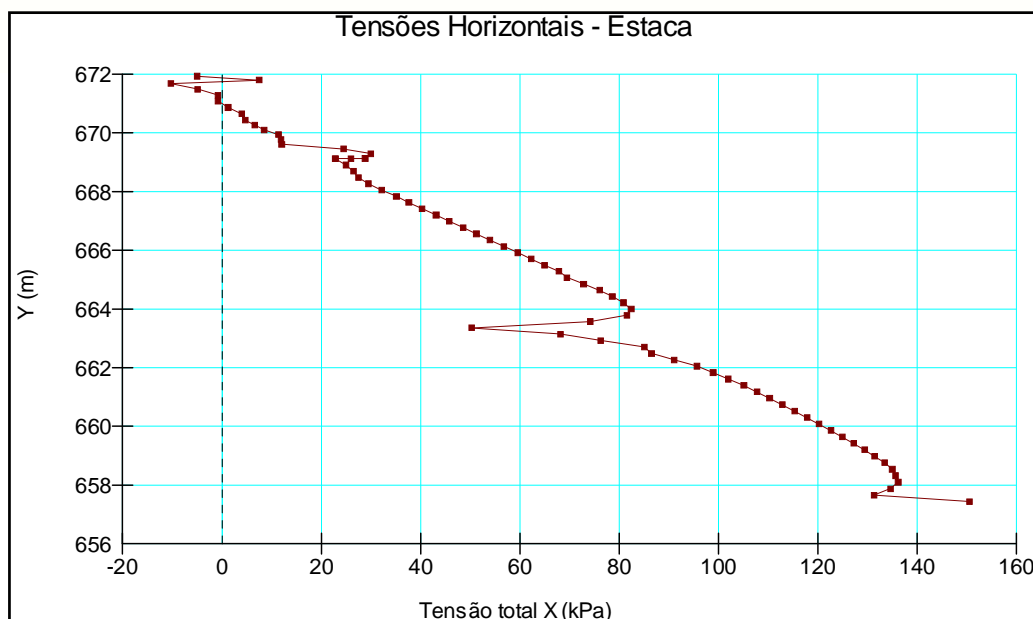


Figura 15: Gráfico das tensões horizontais em relação à profundidade do solo de fundação após a conclusão da 1ª etapa do aterro.

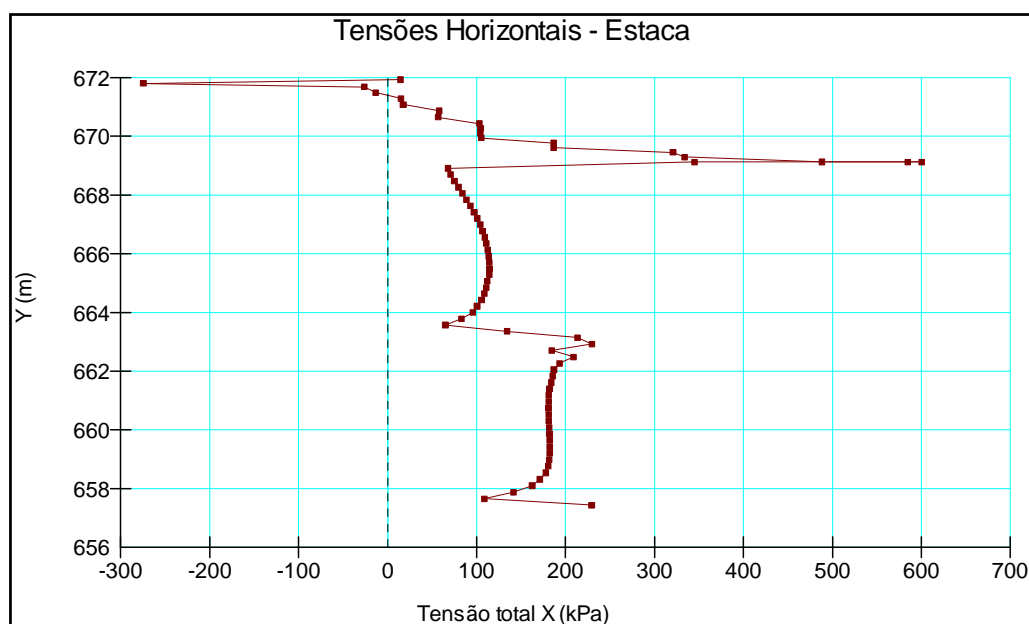


Figura 16: Gráfico das tensões horizontais em relação à profundidade do solo de fundação após a conclusão total do aterro em 121 dias.

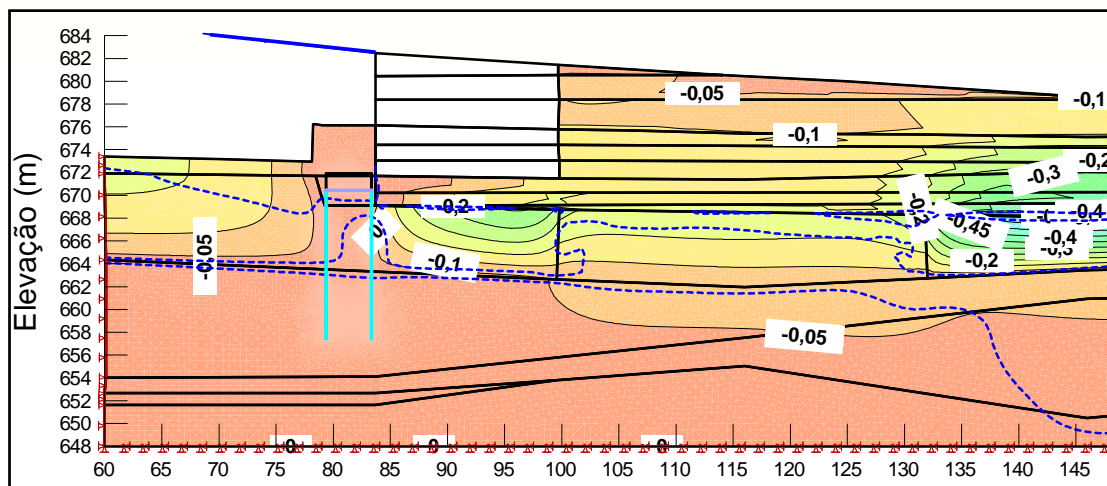


Figura 17: Recalques totais ocorridos após a conclusão total do aterro em 121 dias.

Após os estudos dos recalques e influência das tensões verticais e horizontais oriundas do mesmo, fez-se necessário analisar a estabilidade global do maciço.

Para a elaboração dos estudos de estabilidade global do aterro envelopado foi feita uma análise com a utilização do programa Geostudio no Módulo Slope. A **Figura 18** mostra os resultados da análise da estabilidade global do talude de aterro que apresentou um Fator de Segurança $FS = 1,828$ satisfatório.

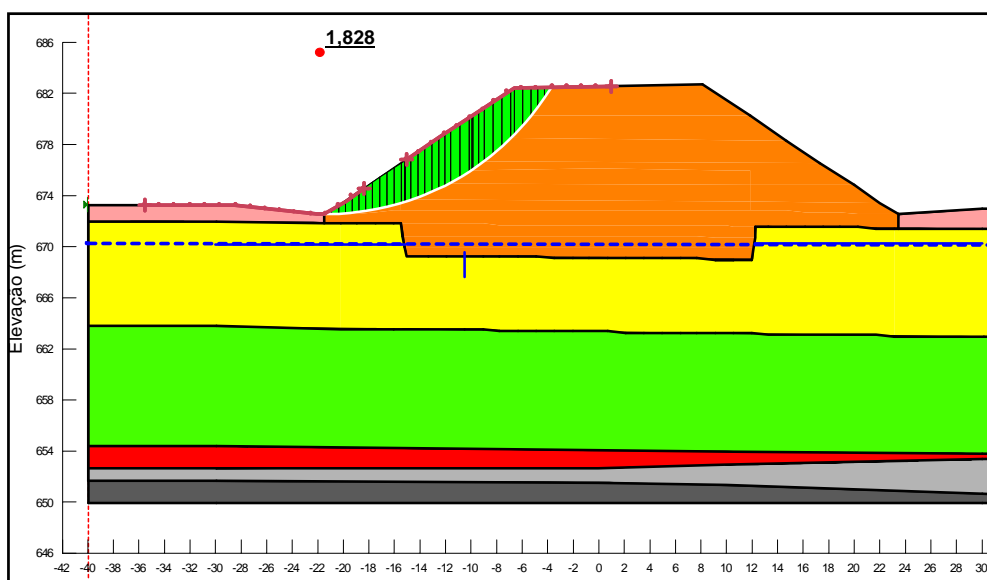


Figura 18: Análise global da estabilidade do aterro onde o Fator de Segurança obtido foi $FS = 1,828$.

Tal solução visa executar uma contenção segura para os trabalhadores e atingir um fator de segurança mínimo dentro das especificações da Norma Técnica ABNT-NB

11687- Estabilidade de Encostas, para uma situação de alto risco para vidas humanas e baixo risco de danos materiais e ambientais, cujo fator de segurança admissível é 1.5, conforme Tabela 4 da referida norma apresentada no Quadro 1 a seguir.

Tabela 4 — Fatores de segurança mínimos para deslizamentos			
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	1,5	1,5	1,4
	1,5	1,4	1,3
	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 semi-probabilístico indicado no Anexo D.			
NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/ blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo 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.			

Os resultados obtidos a partir da análise computacional deverão ter o seu fator de segurança conforme estabelecido pelas especificações contidas na Tabela 4 da Norma ABNT 11687.

Em virtude da espessa camada de solo compressível e do baixo fator de condutividade hidráulica média dessa camada ($K = 2,52E-08$ cm/s), fez-se necessária a inclusão de uma malha de drenos verticais para que ocorra 90% do recalque em 121 dias. Para tanto foram feitos os estudos através do programa Geofast para dimensionamento/espacamento de malha de geodrenos verticais com o respectivo tempo de recalque a 90%, conforme mostra a **Figura 19**, a serem aplicados em toda a extensão do aterro de encabeçamento sobre o solo compressível/mole.

A malha adotada para o estudo é a malha triangular equilátera, conforme ilustra a Figura 20. O espaçamento calculado para a ocorrência de 90% do recalque em 120 dias foi de $L=1,00$ m.

A **Figura 21** indica as equações utilizadas no da malha de drenos verticais utilizados na elaboração deste projeto Executivo.

GeoFast Treinamento e Consultoria em Geotecnia v1 mai15	
Dados de Entrada	
Drenagem Radial	
Tempo - t (dias)	120
Coefficiente de Adensamento Horizontal - C_h (m^2/s)	9,12E-08
Coefficiente de Adensamento Vertical - C_v (m^2/s)	4,56E-08
Espessura da Camada de Solo Mole (m)	6,50
Tipo de Malha	Triangular
Espaçamento dos Drenos - L (m)	1,00
Diâmetro de Influência - D (m)	1,05
diâmetro do dreno - d (m)	0,1
Tempo de Construção do Aterro - t_f (dias)	120
Tipo de Drenagem	Dupla
Caminho Máximo de Drenagem - Hdr (m)	3,25
Grau de Adensamento Horizontal - U_h (%)	88,26
Grau de Adensamento Vertical - U_v (%)	16,88
Grau de Adensamento - U_{vh} (%)	90,24

Figura 19: Quadro resumo dos resultados obtidos da malha de geodrenos verticais calculado para a elaboração do Projeto Executivo.

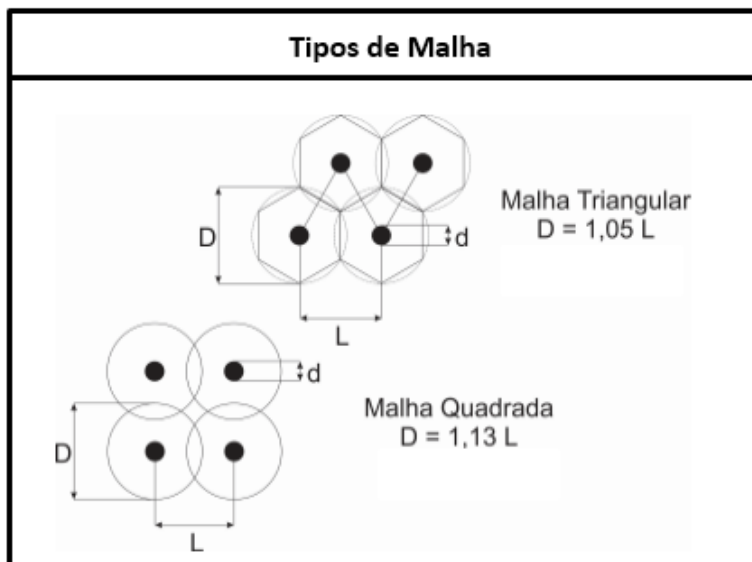


Figura 20: Tipos de malhas de geodreos verticais (adotada a malha triangular para o projeto em epígrafe).

Equações	
$U_V = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_V}$ $T_V = \frac{C_v t}{H_{dr}^2}$ $M = \left(\frac{\pi}{2}\right) (2m + 1)$ <p>m é um número inteiro.</p> <p>Terzaghi e Frolich (1936)</p>	$U_h = 1 - e^{\left(\frac{-8 T_h}{F(n)}\right)}$ $T_h = \frac{C_h t}{D^2}$ $F(n) \cong \ln\left(\frac{D}{d}\right) - 0,75$ <p>Barron (1948)</p> <hr/> $(1 - U_{vh}) = (1 - U_v)(1 - U_h)$ <p>Carrillo (1942)</p>

Figura 21: Equações utilizadas no programa Geofast para o dimensionamento da malha de geodrenos verticais do projeto.

A solução de estabilização indicada a partir da inspeção inicial e dos estudos acima apresentados será a execução de um aterro envelopado vertical sobre uma laje de concreto armado assente sobre uma bateria de estacas pré- moldadas de concreto com diâmetro de 0,33 m. No encontro 01 foi projetado execução de estacas raiz com diâmetro de 0,41m, de modo a evitar qualquer transferência de esforços para as estacas dos blocos desse encontro durante as cravação/execução das estacas. No restante da área delimitada da laje (com extensão de 16,00m), a mesma será apoiada sobre estacas de concreto armado pré-moldadas com diâmetro de 0,33 m. O aterro envelopado terá na sua parte externa um paramento de proteção de face executado com placas pré-moldadas de concreto em formato de “L” com os lados de 0,40 m.

4.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A SOLUÇÃO

A consideração da solução adotada de aterro envelopado sobre um segmento de laje de concreto armada assente sobre estacas raiz com diâmetros 0,41 nas proximidades do Encontro 01 do viaduto, e apoiada em estacas pré-moldadas com diâmetro de 0,33 m no restante do segmento da laje, sobrepondo a indicação de outras soluções se deveu aos seguintes fatores:

- A utilização de estacas raiz (17 unidades com 13,00m de comprimento cada) no entorno dos blocos de fundação do Encontro 01 do viaduto tem a função de evitar a transferência de esforços que possam advir da cravação de estacas pré-moldadas nas proximidades das estacas dos referidos blocos do Encontro E 01;

- Estrutura robusta que se adéqua à gravidade da tendência de instabilidade da fundação do aterro envelopado, bem como a de transferência de esforços para a fundação do Encontro 01 do Viaduto;
- Evitar totalmente quaisquer interferência da reconstrução do aterro de encabeçamento com a obra do viaduto existente, exceto no tocante à reconstrução da laje de transição do mesmo;
- Possibilidade de se aguardar um tempo mínimo de 4 meses para a ocorrência de 90% do recalque do aterro de reconstrução do encabeçamento;
- A solução adotada atende as observações/sugestão e pareceres feitas nos Relatórios de investigação do sinistro da **ALVIM CAMARGOS ENGENHEIROS ASSOCIADOS LTDA**, no tocante à fundação do viaduto em estudo.

4.4 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

A solução técnica econômica indicada para reconfecção do aterro de encabeçamento do Viaduto GERALDO MAGELA BARBOSA DA CUNHA levando-se em consideração as análises constantes nos Relatórios de investigação do sinistro feitos pela **ALVIM CAMARGOS ENGENHEIROS ASSOCIADOS LTDA.**, foi elaborada com as seguintes indicações:

- Retirada total do aterro remanescente, bem como a de todo o empedramento de fundação do aterro
- Após a retirada do empedramento, a cavidade do local do mesmo deverá ser preenchida com solo até o nível do terreno natural, sem a preocupação com o grau de compactação, uma vez que, após a execução do segmento de laje, será cravado uma bateria de geodrenos verticais, portanto na região da aplicação da malha de geodrenos verticais, o solo deverá ser compactado apenas com o tráfego dos equipamentos necessário para a execução do preenchimento da cavidade deixada pela retirada do empedramento existente;

Execução de uma laje de concreto armado sobre uma bateria de estacas pré-moldadas e raízes com uma extensão de 16,00 m a partir da face do tabuleiro Encontro E1 do referido viaduto, de modo a evitar o ***Efeito Tschebotarioff*** nas estacas e nos blocos das fundações dos pilares P1 e P2 do Encontro 01 do Viaduto;

- No extremo oposto da laje será executado um dreno de talvegue totalmente envolto em geotêxtil não tecido, com profundidade mínima de 3,00 m e largura variável de 1,00 a 3,00 m, para minimizar o **Efeito Tschebotarioff** nas estacas da laje.
- Execução de um aterro envelopado com geogrelhas tecida de poliéster tipo Macgrid WG120 ou similar, resistência a tração 120 KN/m no sentido longitudinal e 30 KN/m no sentido transversal. Instalá-las com o seu sentido de maior resistência (longitudinal) disposto longitudinalmente (perpendicular) ao eixo da pista. Este aterro será executado sobre a laje de concreto armado estaqueada (cota de topo 973,160), de modo a evitar empuxos deste aterro de encabeçamento nos pilares P1 e P2, blocos e estacas do Encontro 01 (Oeste) do Viaduto. O espaçamento vertical das geogrelhas é de 0,20m até 4,80m de altura, prosseguindo posteriormente com espaçamento de 0,40m até o topo. Ver figura 21 e detalhe na Figura 21a.

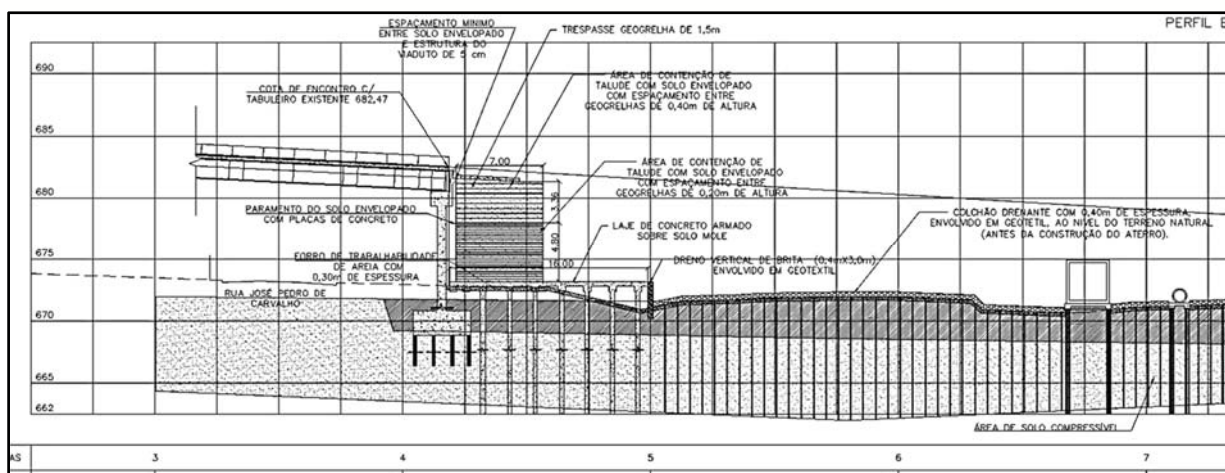


Figura 22: Detalhe do aterro envelopado no encabeçamento do viaduto sobre laje estaqueada. Também disposição dos geodrenos e fundação estaqueada do (BSCC 3,00 X 3,00) m e BSTC vizinho.

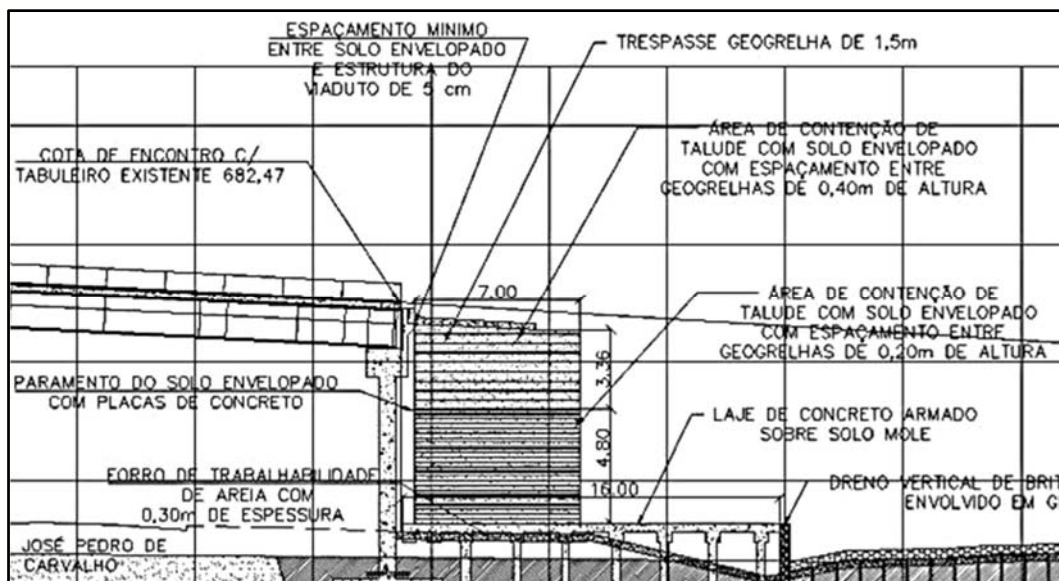


Figura 23: Detalhe do espaçamento vertical das geogrelhas.

- Após a execução do aterro envelopado até a altura do console da laje de transição, executar esta laje de transição apoiada no aterro e no console da cortina do viaduto. Isto com a inclusão de armação de Frey Sinet no console com perfuração e preenchimento com sikadur 32 ou similar e engastado na laje de transição;
- No restante da extensão do aterro de encabeçamento após a execução do dreno de talvegue, será executada uma bateria de drenos verticais geodrenos em malha triangular equilátera com lado igual a 1,00 m com o comprimento de toda a profundidade da camada de solo compressível. Deverá ser deixada uma sobra de aproximadamente 0,50 m dos geodrenos acima do forro inicial de trabalhabilidade de areia com espessura de 0,30 m;
- Após a execução da malha de geodrenos, as pontas de 0,50 m restantes deverão ser dobrada sobre o forro inicial de trabalhabilidade de areia de 0,30m de espessura;
- Executar colchão drenante de brita espessura 0,40m sobre o forro de trabalhabilidade e proceder à execução do aterro de encabeçamento do viaduto em camadas compactadas de 0,30m com a utilização do material de bota espera executado e de empréstimo de terraplenagem (ver **Figura 24**);

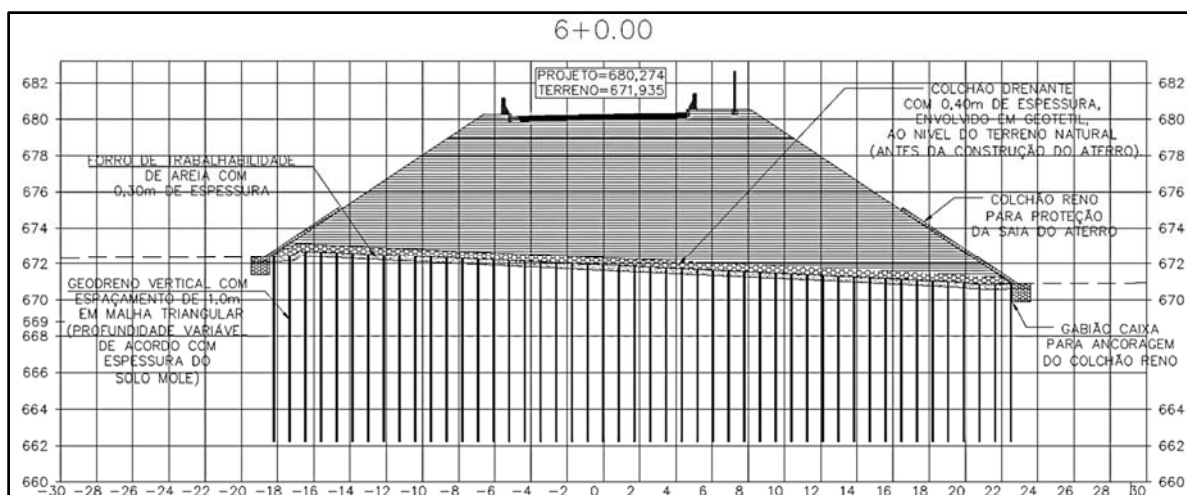


Figura 24: Seção transversal com geodreno, forro inicial de trabalhabilidade (areia) e colchão drenante (brita). Ainda proteção da saia com gabião e colchão Reno.

- As fundações do BSCC (3,00m x3,00) m (estaca 6+15,34) e BSTC Ø 1,00 m (estaca 7+2,68) serão em laje de concreto armado e sobre estacas de concreto pré-moldadas centrifugadas com Ø 0,33 m tipo SCAC ou similar comprimento 13,00 m. Tudo de acordo com as pranchas inerentes a este projeto.
- A fundação BSTC Ø 1,00 m (estaca 7+2,68) será em empedramento com remoção de uma espessura de 3,00m de profundidade de solo mole mais a remoção do empedramento anterior (espessura 1,90m. Para tanto, deverá se utilizada as pedras removidas anteriormente e previamente estocadas nesta fundação, conforme mostra a Figura 25 a seguir.

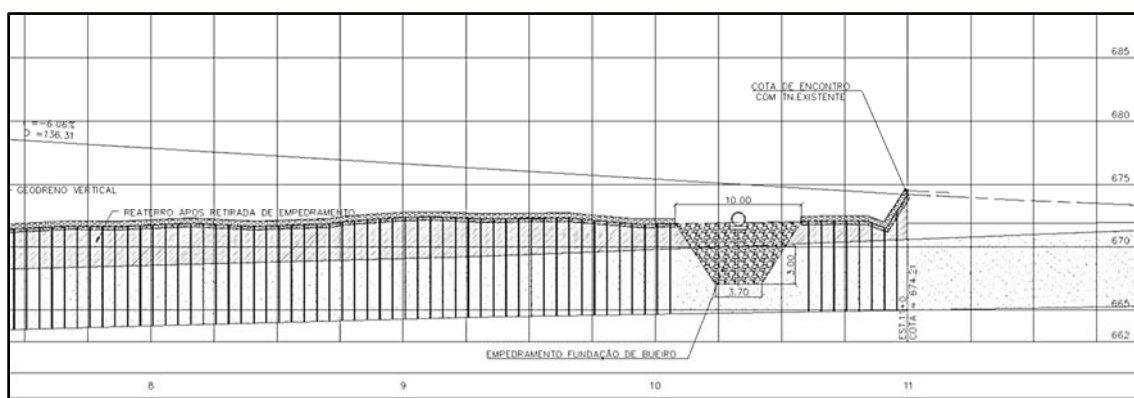


Figura 25: Empedramento na fundação do bueiro BSTC Ø 1,00 m estaca 10 + 6,58 e aplicação de geodrenos para adensamento do solo mole.

- As três últimas camadas deverão ser executadas com argila com CBR mínimo de 12% e com os ensaios de caracterização e limites de Atterberg admitido nas especificações do DNIT e com espessura de 0,20 m compactados;

- Após a conclusão das etapas acima proceder com as etapas de execução da pavimentação, sinalização, drenagem pluvial e revestimento/proteção contra enchentes da saia do aterro com Colchão Reno espessura 0,30m engastado na fundação por gabião caixa (1,00 X 1,00) m.

5. CONCLUSÃO

As observações feitas durante a Visita Técnica e com os resultados das análises feitas com os artifícios simulados no desenvolvimento do projeto, nos levam a afirmar que grande parte do problema foi ocasionado pelo adensamento da fundação do aterro assente sobre uma espessa camada de solo compressível e ou mole detectada e confirmada nas sondagens mista executadas.

A execução das sondagens mistas com coleta de amostras indeformadas foi fundamental para a execução dos ensaios necessários à elaboração deste projeto executivo.

A remoção do restante do aterro e empedramento será necessária para a implantação da drenagem profunda em geodrenos de 0,10 m com a malha triangular de 1,00 m calculada, de modo a ocorrer 90% do recalque calculado para 121 dias da reconstrução do aterro de encabeçamento do viaduto.

Indicamos a remoção/demolição parcial dos arrimos em concreto armado apenas a partir da estaca 4+4,30 para frente (sentido crescente do estaqueamento), preservando-se os segmentos abaixo/correspondentes ao alinhamento do tabuleiro do Viaduto. Isto pela melhoria das condições destes arrimos, com o descarregamento do aterro neste local.

A indicação da construção da laje em concreto armado e sobre estacas como fundação do aterro envelopado, com comprimento longitudinal de 16,00m se deu para combater os esforços horizontais provocados pelo recalque produzido pela a reconstrução do aterro de encabeçamento do viaduto sobre a espessa camada de solo compressível, conhecido como **Efeito Tschebotarioff** nas estacas dos blocos de fundação do Encontro 01 do viaduto. Tais esforços podem ser observados nos resultados dos estudos realizados através das simulações computacionais.

Ressalta-se ainda que os cuidados e tratamentos a serem dados em fundação de aterros solo compressíveis e ou mole próximo à estruturas existentes, no caso em

epígrafe, a fundação do Viaduto Geraldo Magela Barbosa da Cunha requer muito cuidado e atenção, uma vez que este tipo de solo quando submetido a cargas altas, como a do aterro de encabeçamento do viaduto, provocam esforços não apenas verticais, mas também horizontais denominados pela geotecnia como **Efeito Tschebotarioff**, que exerce tensões horizontais muito grandes que podem provocar arrastes, danificar ou até destruir as fundações das obras próximas.

A situação e condições locais são portanto muito graves, merecendo por isto todo o estudo, sondagens e ensaios indicados, bem com a solução técnica, econômica e ambiental aqui adotada.

As análises e diagnósticos finais foram emitidos e estão referendados pela topografia, sondagens mistas SM e ensaios especiais triaxiais e de adensamento fornecidos pela CONNEP CONSULTORIA e também pelos estudos deste Relatório de Projeto Executivo. O mesmo foi elaborado com a urgência requerida para as condições de estabilização do aterro de encabeçamento do Viaduto em estudo.

ENG.º CIVIL BETÔNIO OSÓRIO MARCOS FRANCO
CREA MG 45782/D

ENG.º CIVIL CARLOS EDUARDO SALES ALVES FILHO
CREA MG 30719/D