

FREDERICO C. BARBOSA

ENGENHARIA & GEOTECNIA

PRINCÍPIOS FUNDAMENTAIS



VOLUME II

EDITORA CONHECIMENTO LIVRE

Frederico Celestino Barbosa
(organizador)

Engenharia e geotecnia: princípios fundamentais

2^a ed.

Piracanjuba
Editora Conhecimento Livre
2020

2ª ed.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

Barbosa, Frederico Celestino

B238a Engenharia e Geotecnia: princípios fundamentais. / Frederico Celestino Barbosa. – Piracanjuba-GO: Editora Conhecimento Livre, 2020.

486 f.: il.

DOI: 10.37423/2020.a21

ISBN: 978-65-86072-20-4

Modo de acesso: World Wide Web

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil L. 2. Geotecnia. 3. Geoprocessamento L. 4. Estruturas 5. Infraestrutura. 6. Concreto I. Barbosa, Frederico Celestino. I. Título.

CDU: 624

<https://doi.org/10.37423/2020.a21>

O conteúdo dos artigos e sua correção ortográfica são de responsabilidade exclusiva dos seus respectivos autores.

EDITORA

CONHECIMENTO LIVRE

Corpo Editorial

Dr. João Luís Ribeiro Ulhôa

Dr. Anderson Reis de Sousa

MSc. Frederico Celestino Barbosa

MSc. Carlos Eduardo de Oliveira Gontijo

MSc. Plínio Ferreira Pires

Editora Conhecimento Livre
Piracanjuba-GO
2020

Sumário

CAPÍTULO 1.....	5
DESEMPENHO DE DIFERENTES CAMADAS DE PROTEÇÃO PARA GEOMEMBRANAS DE PVC E PEAD	5
DOI: 10.37423/200400642	5
CAPÍTULO 2.....	22
Monitoração de um Muro com Face em Blocos Segmentais Construído com Solo Residual Fino Reforçado com Geogrelhas de PVA	22
DOI: 10.37423/200400664.....	22
CAPÍTULO 3.....	35
Avaliação da resistência de emendas de geomembranas em contato com resíduo de cana-de-açúcar (vinhaça)	35
DOI: 10.37423/200400677.....	35
CAPÍTULO 4.....	47
EFEITO DA RIGIDEZ DA PLATAFORMA FERROVIÁRIA NA QUEBRA DO AGREGADO PÉTREO DO LASTRO DA FERROVIA TRANSNORDESTINA.....	47
DOI: 10.37423/200400690.....	47
CAPÍTULO 5.....	63
PEQUENAS INTERVENÇÕES PARA REDUÇÃO DOS PROCESSOS DE INSTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS EM VILAS E FAVELAS DO MUNICÍPIO DE BELO HORIZONTE – MG.....	63
DOI: 10.37423/200400707.....	63
CAPÍTULO 6.....	77
DRENAGEM DE PISOS INTERTRAVADOS APLICADOS SOBRE LAJE DE CONCRETO NO TAGUATINGA SHOPPING EM BRASÍLIA/DF.....	77
DOI: 10.37423/200400715.....	77
CAPÍTULO 7.....	87
Retroanálise de um Deslizamento de Encosta em Solo Residual em Campo do Coelho, Nova Friburgo/RJ..	87

DOI: 10.37423/200400716	87
CAPÍTULO 8.....	102
Técnicas de Mineração de Dados para a predição de deslizamentos induzidos por fortes chuvas nas encostas do Rio de Janeiro	102
DOI: 10.37423/200400717	102
CAPÍTULO 9.....	125
Comportamento Mecânico e Modelagem Matemática de um Solo Residual Naturalmente Cimentado	125
DOI: 10.37423/200400718	125
CAPÍTULO 10.....	141
Importância da Qualidade na Durabilidade dos Geossintéticos	141
DOI: 10.37423/200400719	141
CAPÍTULO 11.....	151
Utilização de método de transferência de Energia do Ensaio SPT para estimativa de capacidade de carga de estacas escavadas/apiloadas em Londrina/PR.....	151
DOI: 10.37423/200400721	151
CAPÍTULO 12.....	163
AVALIAÇÃO DOS SEDIMENTOS PRODUZIDOS EM ÁREAS URBANAS: IMPACTOS SOBRE AS REDES DE ÁGUAS PLUVIAIS..	163
.....	163
DOI: 10.37423/200400722	163
CAPÍTULO 13.....	177
Emprego de Misturas de Solo, Lama Abrasiva e Escória de Alto Forno Estabilizadas Quimicamente em Bases e Sub-Bases Rodoviárias	177
DOI: 10.37423/200400725	177
CAPÍTULO 14.....	191
APLICAÇÃO DO NIVELAMENTO GEOMÉTRICO PARA O MONITORAMENTO DE RECALQUES EM FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS DURANTE A FASE DE CONSTRUÇÃO.....	191
DOI: 10.37423/200400726	191
CAPÍTULO 15.....	209
DURABILIDADE DE GEOTÊXTIL TECIDO DE POLIPROPILENO SOB FLUÊNCIA E AGENTES CLIMÁTICOS.....	209
DOI: 10.37423/200400728	209
CAPÍTULO 16.....	221

Estudo das Características Mecânicas, Expansão e Correlação DCP X ISC EM MISTURAS DE SOLO COM ESCÓRIA DE ACIARIA PARA CAMADAS DE PAVIMENTOS	221
DOI: 10.37423/200400730	221
CAPÍTULO 17.....	238
Análise de uma Contenção em Retângulos instrumentada	238
DOI: 10.37423/200400733	238
CAPÍTULO 18.....	257
Metodologia de Determinação de Propriedades Reológicas de Rejeitos: aplicação em um rejeito de minério de ferro.	257
DOI: 10.37423/200400735	257
CAPÍTULO 19.....	273
ESTUDO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA DO SOLO CONDICIONADO PELO LODO DE ESGOTO CALCINADO.....	273
DOI: 10.37423/200400736	273
CAPÍTULO 20.....	287
Desenvolvimento de um Penetrômetro de Queda Livre para a Caracterização Geotécnica de Solos Marinhos	287
DOI: 10.37423/200400738	287
CAPÍTULO 21.....	300
Estudo da estabilidade global de quatro taludes, localizados em algumas regiões da cidade de Manaus..	300
DOI: 10.37423/200400742	300
CAPÍTULO 22.....	316
Comportamento mecânico de misturas com resíduo de construção e demolição de concreto, cal virgem e hidratada e solo tropical	316
DOI: 10.37423/200400743	316
CAPÍTULO 23.....	328
ESTABILIZAÇÃO DE UM ATERRO ATRAVÉS DE DRENOS VERTICAIS CONJUGADOS A DRENOS HORIZONTAIS PROFUNDOS	
DOI: 10.37423/200400746	328
CAPÍTULO 24.....	338
USO DO EPS EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES NAS OBRAS DA BR -101/NE.....	338
DOI: 10.37423/200400752	338
CAPÍTULO 25.....	355

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM SOLO ARENOSO REFORÇADO COM FIBRAS DE COCO, REGEO/GEOSINTÉTICOS 2015.....	355
DOI: 10.37423/200400756	355
CAPÍTULO 26.....	370
Modelagem em Elementos Finitos da Geração e Fluxo de Biogás em Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos	370
DOI: 10.37423/200400759	370
CAPÍTULO 27.....	383
RETROANÁLISE DE ESCORREGAMENTO E PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE NA VIA LAGOS.....	383
DOI: 10.37423/200400764	383
CAPÍTULO 28.....	406
Análise Quantitativa de Risco à Saúde Humana (AqR) para DELIMITAÇÃO DE ZONAS PARA GERENCIAMENTO DE VIAS DE INGRESSO	406
DOI: 10.37423/200400774	406
CAPÍTULO 29.....	419
INVESTIGAÇÃO DO BULBO DE TENSÕES PROVOCADO POR SAPATAS UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	419
DOI: 10.37423/200400777	419
CAPÍTULO 30.....	439
Estudo Experimental da Estabilidade de Pilhas de Estocagem de Minério de Ferro	439
DOI: 10.37423/200400778	439
CAPÍTULO 31.....	458
ANÁLISE DO ADENSAMENTO DO REJEITO E DA CONSTRUÇÃO DO ATERRO NAS DEFORMAÇÕES DE BARRAGEM.....	458
DOI: 10.37423/200400800	458
CAPÍTULO 32.....	469
ANÁLISE DE PERFIS DE CONTEÚDO DE MATÉRIA ORGÂNICA EM DEPÓSITO DE SOLOS MOLES NO VALE DO RIO CURIMATAÚ COM OCORRÊNCIA EM OBRA RODOVIÁRIA NA DUPLICAÇÃO DA BR-101/RN.....	469
DOI: 10.37423/200500812	469

Capítulo 1

DESEMPENHO DE DIFERENTES CAMADAS DE PROTEÇÃO PARA GEOMEMBRANAS DE PVC E PEAD

[DOI: 10.37423/200400642](https://doi.org/10.37423/200400642)

*Karla Maria Wingler Rebelo (Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil).
karlamaria@feciv.ufu.br*

*Paulo César Lodi (Faculdade de Engenharia de Bauru (UNESP), Bauru, Brasil).
plodi@feb.unesp.br*

*Orencio Monje Vilar (Escola de Engenharia de São Carlos / USP, São Carlos, Brasil).
orencio@sc.usp.br*

Resumo: Geotêxteis têm sido empregados como elementos de proteção para geomembranas em barreiras de captação e desvio de fluxo. Neste trabalho, o desempenho de geotêxteis como elemento de proteção é avaliado por meio de ensaios de campo. Foi construído um aterro experimental com diferentes configurações de geomembranas e de proteção para simular os danos decorrentes da fase de construção das barreiras impermeabilizantes. A eficiência dos elementos de proteção foi avaliada através de inspeções visuais e de ensaios de laboratório realizados nas geomembranas retiradas do campo. Foram empregadas geomembranas de Polivinil Clorado (PVC) e de Polietileno de Alta Densidade com diferentes espessuras. Foram utilizadas como camadas de proteção geotêxteis não tecidos de poliéster (PET) e de polipropileno (PP) com diferentes gramaturas, além de uma areia de granulometria fina a média e uma areia argilosa típica da Região Centro-Oeste do Estado de São Paulo. Conforme esperado, os resultados dos ensaios de laboratório realizados nas geomembranas instaladas

sem elemento de proteção indicaram danos mecânicos visuais e uma elevada redução nas propriedades de tração e ao stress cracking.

Além de reduzir os danos visuais na geomembrana, a introdução do elemento de proteção elevou os valores de resistência à tração e o tempo de ruptura por stress cracking em relação às configurações sem qualquer elemento de proteção. Contudo, os resultados mostraram que a eficiência do elemento de proteção não é função da resistência à tração do geotêxtil e, que os danos de campo são mais intensos do que os danos representados em laboratório.

PALAVRAS-CHAVE: barreiras de captação e desvio de fluxo, geomembranas, danos mecânicos, camadas de proteção, ensaios de campo.

1 INTRODUÇÃO

Em face às suas características de permeabilidade e de resistência física e mecânica, as geomembranas têm sido comumente utilizadas em obras geotécnicas de proteção ambiental. Cita-se, em especial, sua utilização como elemento impermeabilizante nos sistemas de captação e desvio de fluxos (SCDF) de base e de cobertura de aterros sanitários e industriais, e de lagoas de efluentes.

Dependendo da configuração das barreiras, as geomembranas podem se apresentar em contato direto com diferentes materiais formados pelo solo da fundação, resíduos e materiais granulares provenientes do sistema de drenagem. A Figura 1 ilustra uma configuração típica de barreiras de impermeabilização.



Figura 1. Configuração típica de barreiras impermeabilizantes: GM-geomembrana; GT (geotêxtil) (modificado de KOERNER, 1998).

Uma questão crucial no projeto de barreiras de impermeabilização consiste nos danos mecânicos que estes materiais podem exercer sobre a geomembrana como, por exemplo, perfurações, rasgos e deformações indesejáveis.

Frente às estas solicitações, vários autores como Seeger & Müller (1996), Koerner (1998), Tognon et al. (2000) e Bouazza et al. (2002), dentre outros, sugerem a introdução de uma camada de proteção de forma a prevenir estes danos e também minimizar as tensões e deformações induzidas na geomembrana.

Atualmente, duas metodologias de projeto têm sido utilizadas para o dimensionamento de camadas de proteção. A primeira metodologia, proposta por Narejo et al. (1996), é baseada na prevenção de danos a curto prazo, de forma que o alongamento não ultrapasse o ponto de escoamento, sem rasgos ou perfurações na geomembrana. A segunda metodologia, desenvolvida e proposta pelo Instituto Federal para Ensaio e Pesquisa de Materiais na Alemanha (BAM), consiste na prevenção de danos devido à sobrecarga de resíduos e prevê a limitação de deformações locais na geomembrana para um

valor aceitável (0,25%), de forma a prevenir o fenômeno de stress cracking (SEEGER & MÜLLER, 1996; GALAGHER ET AL., 1998; ZANZINGER, 1999).

Neste contexto, notam-se divergências de opiniões em nível mundial acerca da eficiência e da abordagem utilizada para o dimensionamento adequado das camadas de proteção. Além disto, todos estes critérios são baseados em ensaios estáticos, ou seja, simulam a fase de operação do aterro. Segundo Lopes (2006), grande parte dos danos mecânicos em geomembrana ocorre durante a fase de instalação e construção dos sistemas de captação e desvio de fluxo, atribuídos a colocação da camada drenante, ao deficiente dimensionamento do geotêxtil de proteção, do uso de equipamentos pesados e de carregamentos dinâmicos.

O presente artigo tem como objetivo avaliar os danos mecânicos em geomembranas decorrentes da fase de instalação e de construção dos SCDF e o desempenho de diferentes materiais de proteção através da construção de um aterro experimental.

2 ENSAIOS DE CAMPO: MATERIAIS E METODOLOGIA

A área onde foi construído o aterro experimental se localiza no Campus II da USP de São Carlos. O solo desta área consiste numa areia argilosa (classificação SC), com permeabilidade na condição compactada de $1,0 \times 10^{-7}$ cm/s, limite de liquidez de 38% e índice de plasticidade de 17%.

As configurações da base do aterro envolveram, em geral, solo compactado ($w_{ótima} = 14,5\%$ e $\rho_d = 1,73$ g/cm³); geomembrana; camada de proteção e camada de drenagem (30 cm de altura).

Ao final da construção da camada de drenagem, foram realizadas 10 passadas em cada sentido (longitudinal e transversal) com a pá-carregadeira, assim como movimentos de manobra e frenagem.

Finalizada a compactação da camada de drenagem, realizou-se a retirada da brita com o auxílio de pá-carregadeira, pás e enxadas. As Figuras 2, 3 e 4 ilustram a fase de construção do aterro experimental.



Figura 2. Instalação das geomembranas em baias.



Figura 3. Instalação dos elementos de proteção.



Figura 4. Construção da camada de drenagem.

Após a realização dos ensaios, as geomembranas foram avaliadas visualmente através de ensaios de detecção de furos (Spark Test), e submetidas a ensaios de laboratório para quantificação de suas propriedades mecânicas e de desempenho.

Para simulação da camada de drenagem foram utilizados agregados de granulometria média (brita 1) e grossa (brita 3), ambos com índice de forma cúbico-lamelar.

A Figura 5 apresenta a curva granulométrica dos agregados utilizados.

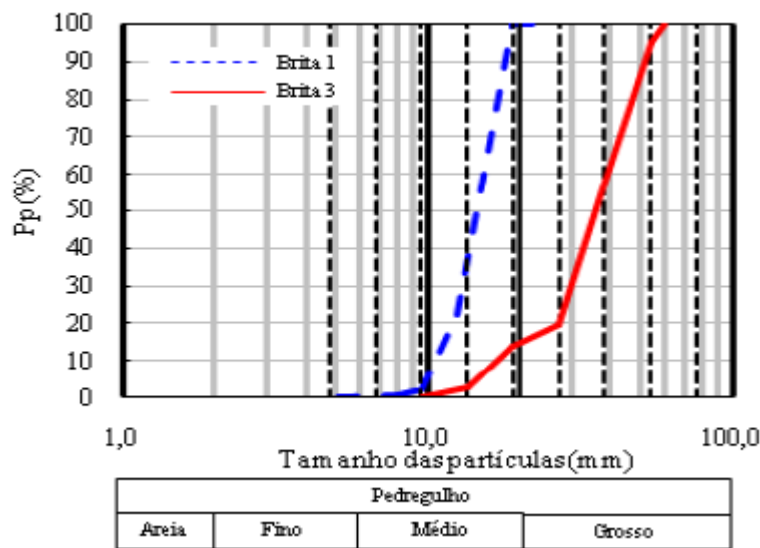


Figura 5. Curva granulométrica dos agregados.

Foram empregadas geomembranas de PVC (polivinil clorado) de 1,0 e 2,0 mm de espessura e, PEAD (polietileno de alta densidade) com espessuras de 1,0 mm e 1,5 mm.

Os geotêxteis utilizados como camadas de proteção foram não tecidos agulhados de poliéster (PET) com gramaturas de 300, 600 e 600 g/m², e de polipropileno (PP) com gramatura de 600 g/m². Também se empregou uma configuração com duas camadas duplas de PET 600 g/m², uma camada de areia fina a média e uma camada do solo da mesma área onde foi construído o aterro.

As Tabelas 1 e 2 apresentam as características dos geossintéticos utilizados; enquanto a Figura 6 apresenta a curva granulométrica dos solos utilizados como elementos de proteção e como barreira impermeabilizante.

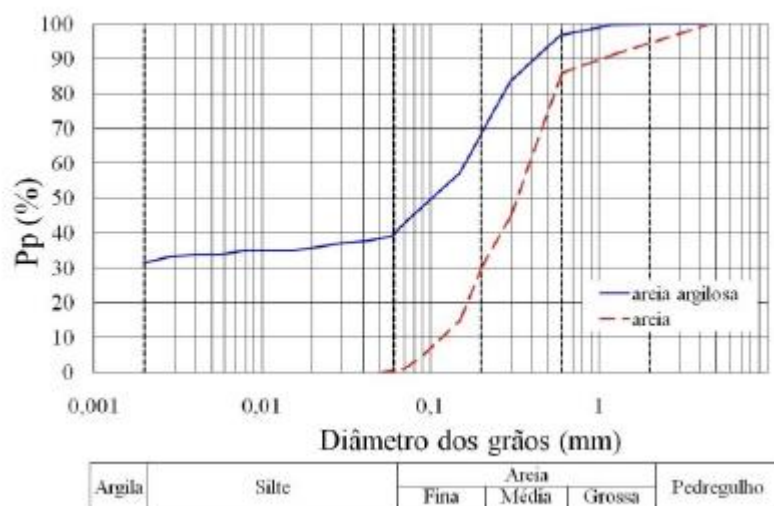


Figura 6. Curva granulométrica dos solos.

Tabela 1. Principais características das geomembranas.

GM	Lote	Espessura (mm)	Força ao Rasgo (N)		Tração - Sentido Longitudinal				Tração - Sentido Transversal			
					Escoamento		Ruptura		Escoamento		Ruptura	
			Long	Trans.	F/L (N/mm)	ϵ (%)	F/L (N/mm)	ϵ (%)	F/L (N/mm)	ϵ (%)	F/L (N/mm)	ϵ (%)
PVC	A	1,0	66,8	60,5	-	-	18,4	422	-	-	15,9	401
PVC	A	2,0	117,6	110,2	-	-	38,6	494	-	-	37,2	489
PEAD	A	1,5	225,1	224,4	28,9	12	48,1	819	30,1	12	44,6	810
	B	1,5	236,0	226,3	28,7	16	52,1	840	28,2	15	43,8	825
PEAD	A	2,0	318,3	318,4	38,0	18	63,5	836	39,7	15	63,9	887

Tabela 2. Principais características dos geotêxteis.

GT	Gramatura (g/m^2)		Tração – Sentido Longitudinal			Tração – Sentido Transversal		
	Nominal	Efetiva	F (kN)	ϵ (%)	F/L (kN/m)	F/L (kN/m)	ϵ (%)	F/L (kN/m)
PET	130	143	0,93	46,8	4,7	1,36	63,7	6,8
	300	286	2,41	67,1	12,1	3,19	68,6	15,9
	400	342	2,19	50,6	10,9	4,0	69,4	20,2
	600	582	4,24	57,1	21,2	6,28	54,5	31,4
PP	400	415	5,16	79,9	25,8	5,13	95,7	25,6
	600	538	5,60	82,9	27,9	6,3	92,9	31,8

Legenda: GM - geomembrana; GT – geotêxtil; F - força de tração; L – largura do corpo de prova; ϵ – deformação.

3 ENSAIOS DE CAMPO: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DOS ELEMENTOS DE PROTEÇÃO

Para avaliar o desempenho dos elementos utilizados como camada de proteção seguiram-se as recomendações propostas pelo Comitê Francês de Geossintéticos (CFG, 2001).

Inicialmente, os danos visuais foram identificados conforme as seguintes categorias:

- Arranhão: ranhura superficial;
- Entalhe: arranhão mais profundo, sem perfuração da geomembrana;
- Indentação: punção pontual profunda remanescente e sem perfuração da geomembrana.
- Furo: furo ou rasgo da geomembrana;
- Deformação: deformação da geomembrana devido à irregularidade da superfície ou devido à proeminência de um elemento graúdo, remanescente ou não.

O guia ainda recomenda a classificação das geomembranas em função dos tipos de danos identificados, dividindo-os em três níveis:

- Nível I: A geomembrana apresenta furos.
- Nível II: A geomembrana apresenta uma ou várias indentações, entalhes, deformações ou arranhões.
- Nível III: A geomembrana não apresenta nenhum tipo de dano.

Os níveis II e III dependem de resultados de ensaios de laboratório, sendo que as modificações de propriedades importantes são consideradas. O guia sugere um mínimo de 25% de decréscimo nas propriedades analisadas para que a geomembrana seja considerada danificada.

Para isto, amostras de geomembranas

exumadas foram submetidas a ensaios de tração em faixa larga (ABNT NBR 12824), tração multiaxial (ASTM D5617) e de fissuramento sob tensão de tração (ASTM D5397).

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 GEOMEMBRANAS DE PEAD

As Figuras 9 a 10 apresentam os resultados dos ensaios realizados nas amostras de geomembranas exumadas de PEAD em contato com a brita 3. Nestas figuras α representa a relação entre a força de tração do geotêxtil (F_{tGT}) e a força de tração da geomembrana (F_{tGM}), e β representa um fator de

redução obtido pela razão entre a propriedade da geomembrana danificada (PGM danificada) e propriedade da geomembrana virgem (PGM virgem).

A Tabela 3 apresenta uma síntese dos resultados obtidos com outros elementos de proteção. Figura

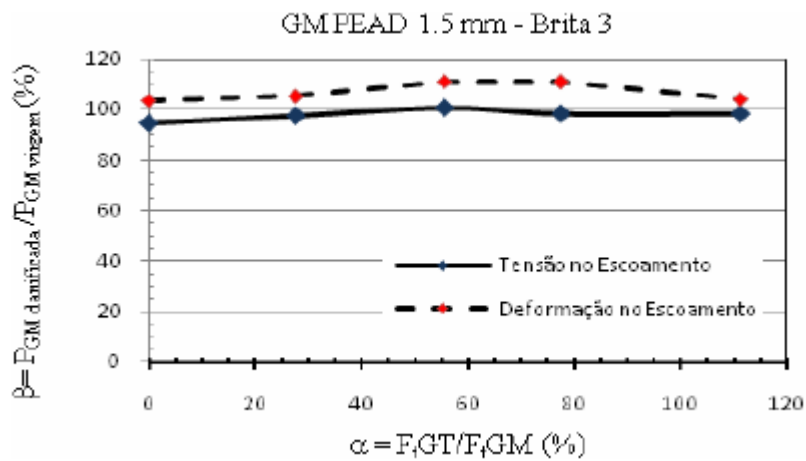


Figura 7. Resultados dos ensaios de tração em faixa larga: condição de escoamento – GM PEAD.

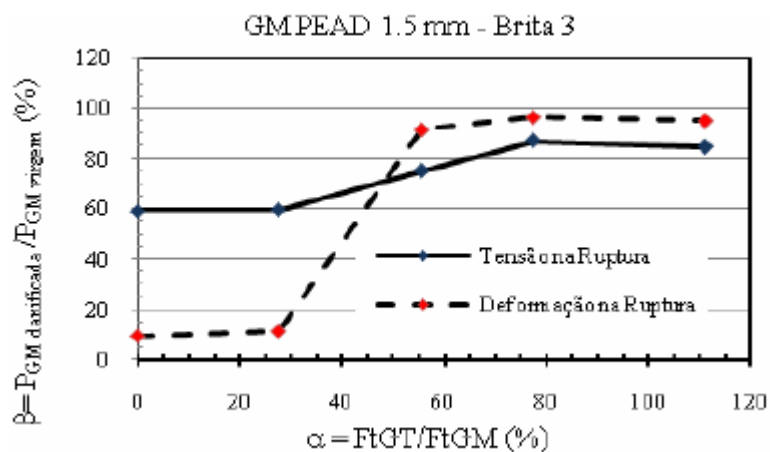


Figura 8. Resultados dos ensaios de tração em faixa larga: condição de ruptura – GM PEAD.

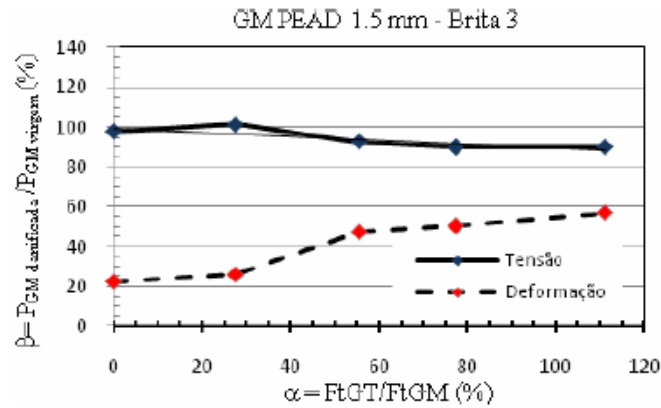


Figura 9. Resultados dos ensaios de tração multiaxial: GM PEAD.

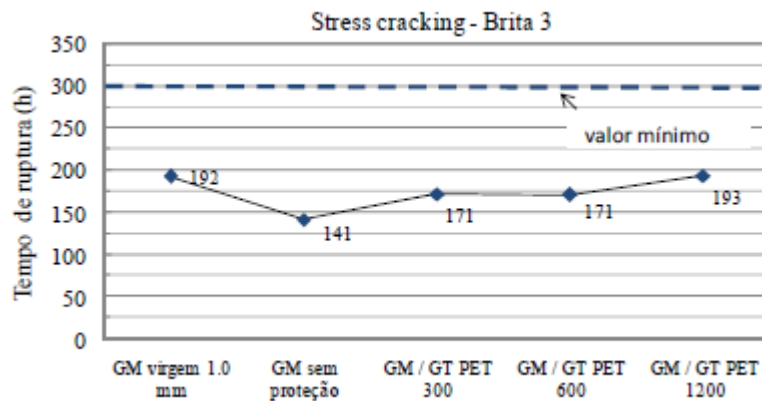


Figura 10. Resultados dos ensaios de stress cracking – GM PEAD.

Tabela 3. Síntese dos resultados: GM PEAD e brita 3.

Proteção	Tração Ruptura – Faixa Larga		Tração Multiaxial		Stress Cracking βhoras
	$\beta\sigma$	$\beta\varepsilon$	$\beta\sigma$	$\beta\varepsilon$	
Sem Prot.	0,59	0,09	0,98	0,23	0,74
PET 300	0,60	0,11	1,01	0,26	0,89
PET 600	0,75	0,92	0,93	0,47	0,89
PP 600	0,85	0,95	0,90	0,57	-
PET 1200	0,87	0,96	0,90	0,50	1,01
Areia	0,96	1,01	0,91	0,38	-
Solo	0,95	0,95	0,80	0,48	0,89

Os resultados dos ensaios de tração em faixa larga mostram que as configurações sem proteção apresentaram valores de β de 0,60 e 0,10 para a tensão e deformação de ruptura, respectivamente,

em relação aos parâmetros da geomembrana virgem. Verifica-se, desta forma, que a geomembrana rompe com baixos valores de deformação.

Com a introdução do elemento de proteção, constatou-se um aumento nos valores de tensão e deformação de ruptura, sendo que os maiores acréscimos foram observados em termos de deformação. Nas camadas de proteção com geotêxtil, por exemplo, foram obtidos valores de β em torno de 0,95, o que indica valores de deformação próximos ao da geomembrana virgem. Excetua-se a configuração com geotêxtil de PET 300 g/m², que alcançou valores de β em torno de 0,60.

Os resultados dos ensaios de tração multiaxial também indicam uma redução nos valores de deformação na ruptura em relação à geomembrana virgem, obtendo-se valores de β em torno de 0,20. Com a introdução do elemento de proteção, constatou-se um aumento nos valores de deformação com valores de β em torno de 0,5. Observa-se que nenhum elemento de proteção fornece valores de deformações próximos ao da geomembrana virgem.

Em relação aos resultados dos ensaios de stress cracking, constatou-se um tempo de ruptura na geomembrana virgem de 192 horas.

Na geomembrana danificada sem proteção, o tempo de ruptura obtido foi de 141 horas, o que representa uma redução de aproximadamente 30%. Nas configurações com elemento de proteção, constatou-se um aumento do tempo de ruptura, que atinge valores próximos ao da geomembrana virgem.

Seeger & Müller (1996), dentre outros autores que também utilizam a metodologia proposta pelo BAM, sugerem que sejam utilizados geotêxteis e geocompostos com elevada gramatura (acima de 1200 g/m²) para que não ocorram deformações superiores a 0,25%, valor aceitável para que não ocorra o fenômeno de stress cracking.

No entanto, os resultados dos ensaios de stress cracking mostram que geotêxteis com baixos valores de gramatura foram capazes de prevenir o fenômeno de stress cracking devido aos danos provocados pela construção de barreiras de captação.

Em geral, os resultados dos ensaios de campo mostraram que a introdução do elemento de proteção reduz os danos mecânicos sobre as geomembranas. No entanto, verificou-se que a eficiência dos geotêxteis no campo não é função de sua gramatura, ao contrário do relatado na literatura.

Narejo et al. (1996), Koerner (1998), dentre outros autores, verificaram através de ensaios de laboratório estáticos que quanto maior a gramatura, maior a resistência à punção do sistema geomembrana/geotêxtil e, conseqüentemente, melhor o desempenho como elemento de proteção.

Rebelo (2007) também investigou o comportamento dos geotêxteis como elemento de proteção através de ensaios índices. Os resultados destes ensaios também mostraram que quanto maior a gramatura dos geotêxteis, maior a resistência à punção do sistema.

4.2 GEOMEMBRANAS DE PVC

As Figuras 11 e 12 apresentam os resultados dos ensaios realizados nas amostras de geomembranas exumadas de PVC e também em contato com a brita 3.

A Tabela 4 apresenta uma síntese dos resultados obtidos com outras configurações de ensaio e com geomembranas de PVC.

Os resultados dos ensaios de tração em faixa larga mostram que as maiores reduções ocorreram nas geomembranas danificadas sem proteção, com valores de β de 0,55 e 0,66 respectivos à força e deformação de tração.

Com a introdução do elemento de proteção, verificou-se um acréscimo da tensão e deformação de tração nas geomembranas. Em todas as configurações, os valores de tração atingiram valores de β próximos a 1. Em termos de deformação, as configurações com geotêxtil apresentaram valores de β próximos a 0,90; enquanto as configurações com areia e solo apresentaram valores de β de 0,92 e 0,85, respectivamente.

Os resultados dos ensaios de tração multiaxial também mostram uma significativa redução nas propriedades de tensão e deformação nas configurações sem proteção, com valores de β em torno de 0,70. Nas configurações com elemento de proteção, verificou-se um aumento nos valores de tais Propriedades, que tendem ao valor da geomembrana virgem ($\beta \approx 0,94$ a 1,0).

Os resultados dos ensaios mostram que o desempenho dos geotêxteis não depende de da gramatura do geotêxtil, apresentando o mesmo comportamento em todas as configurações.

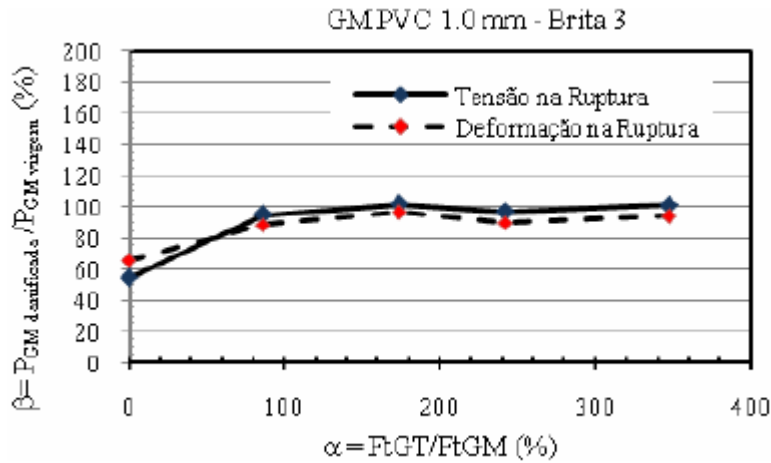


Figura 11. Resultados dos ensaios de tração em faixa larga.

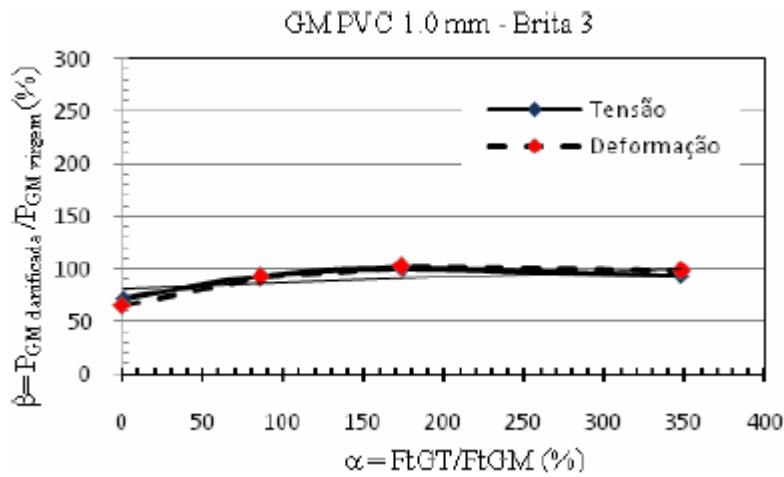


Figura 12. Resultados dos ensaios de tração multiaxial.

Tabela 4. Síntese dos resultados: GM PVC e brita 3.

Proteção	Tração Faixa Larga		Tração Multiaxial	
	$\beta\sigma$	$\beta\epsilon$	$\beta\sigma$	$\beta\epsilon$
Sem Prot.	0,55	0,66	0,72	0,66
PET 300	0,95	0,89	0,94	0,93
PET 600	1,02	0,97	1,01	1,03
PP 600	0,97	0,90	-	-
PET 1200	1,01	0,95	0,94	0,99
Areia	1,03	0,92	0,95	0,94
Solo	0,96	0,85	0,97	0,90

4.3 DESEMPENHO DOS ELEMENTOS DE PROTEÇÃO

Com base na análise visual, nos resultados dos ensaios realizados nas geomembranas e na classificação proposta pelo CFG (2001), propõe-se neste trabalho uma nova classificação para avaliação do desempenho dos elementos de proteção, assim subdividida:

Classe I → nível inaceitável com presença de furos.

- Classe II.1 → os decréscimos de tensão ($\Delta\sigma$) e deformação ($\Delta\varepsilon$) de ruptura nos ensaios de tração em faixa larga são maiores que 25%, e os decréscimos de deformação no ensaio multiaxial são maiores que 50%.
- Classe II.2 → os decréscimos de tensão ($\Delta\sigma$) e deformação ($\Delta\varepsilon$) de ruptura nos ensaios de tração em faixa larga são menores ou iguais a 25%, e os decréscimos de deformação no ensaio multiaxial são menores ou iguais a 50%.
- Classe III → geomembrana sem dano.

As Tabelas 5 e 6 apresentam o desempenho dos elementos de proteção utilizados nas geomembranas de PEAD e de PVC com base na classificação proposta.

Em relação à geomembrana de PEAD, observa-se que o geotêxtil de PET 300 g/m², a camada de areia e a camada de solo apresentaram o mesmo desempenho como elemento de proteção, enquadrando-se na categoria II.1, onde os danos são significativos.

Verificou-se também que os geotêxteis de PET 600 g/m² e PP 600 g/m² se enquadram na categoria II.2, reiterando a observação de que o desempenho do geotêxtil não é função de sua resistência à tração.

Por último, verificou-se que o geotêxtil de PET 1200 g/m² (duas camadas de 600 g/m²) de se enquadra na categoria III, sendo a única configuração onde as propriedades das geomembranas não foram significativamente afetadas pelo dano de instalação e sem a presença de danos visíveis.

Em geral, os elementos de proteção utilizados nas geomembranas de PVC apresentaram o mesmo desempenho. Verificouse que os elementos se encaixam na categoria II.2, com pouca ou nenhuma variação nas propriedades das geomembranas danificadas.

Os únicos elementos de proteção incapazes de prevenir furos nas geomembranas foram os geotêxteis de PET 300 g/m² e PP 600 g/m² (brita 3), enquadrando-se na categoria I.

Tabela 5. Desempenho dos elementos de proteção utilizados nas geomembranas de PEAD.

Configuração		Tipo de Dano Visual						Classe
GM	Proteção	Brita	Arranhão	Entalhe	Endentação	Deformação	Furos	
PEAD 1,5 mm	-		muitos	vários	algumas	muitas	2	I
	GT PET 300		muitos	-	algumas	muitas	-	II.1
	GT PET 600		muitos	-	-	poucas	-	II.2
	GT PP 600	3	poucos	-	-	muitas	-	II.2
	GT PET 1200		-	-	-	-	-	III
	Areia		poucos	-	-	poucas	-	II.1
PEAD 2,0 mm	Solo		poucos	-	-	poucas	-	II.1
	-		muitos	-	várias	muitas	-	II
	-		muitos	-	-	poucas	1	I
PEAD 1,5mm	GT PET 300		vários	-	-	poucas	-	II.1
	GT PET 600	1	poucos	-	algumas	poucas	-	II.2
	GT PET 1200		-	-	-	-	-	III
	Areia		poucos	-	-	-	-	II.1
	Solo		poucos	-	-	poucas	-	II.1

Tabela 6. Desempenho dos elementos de proteção utilizados nas geomembranas de PVC.

Configuração		Tipo de Dano Visual						Classe
GM	Proteção	Brita	Arranhão	Entalhe	Endentação	Deformação	Furos	
PVC 1,0mm	-		-	-	-	muitas	67	I
	GT PET 300		-	-	-	várias	2	I
	GT PET 600		-	-	-	muitas	-	II.2
	GT PP 600	3	-	-	-	poucas	11	I
	GT PET 1200		-	-	-	várias	-	II.2
	Areia		-	-	-	várias	-	II.2
PVC 2,0mm	Solo		-	-	-	várias	-	II.2
	-		-	-	-	muitas	2	I
PVC 1,0mm	-		-	-	-	poucas	5	I
	GT PET 600	1	-	-	-	poucas	-	II.2
	Areia		-	-	-	várias	-	II.2
	Solo		-	-	-	várias	-	II.2

Segundo a metodologia proposta por Narejo et al (1996) e para as condições de campo adotadas, uma camada de proteção de geotêxtil de 300 g/m² seria suficiente para proteger a geomembrana. No entanto, esta configuração proporcionou com furos e elevada redução na resistência e deformação à tração da geomembrana. Apenas os geotêxteis com gramatura de 1200 g/m² foram capazes de proteger danos à geomembrana. Tais resultados indicam que os danos de instalação no campo são mais intensos do que os danos de operação simulados por ensaios de laboratório.

5 CONCLUSÃO

Os ensaios de campo realizados permitiram simular danos em geomembranas referentes à fase de instalação e construção de barreiras de captação e de desvio de fluxo.

As configurações de ensaios sem elemento de proteção apresentam diversos e inúmeros tipos de danos, com elevada redução nas propriedades de tração e de resistência ao stress cracking das geomembranas de PEAD. Nas configurações com elemento de proteção verificou-se uma redução nos danos sobre a geomembrana.

Os resultados dos ensaios também indicaram que o comportamento dos materiais de proteção utilizados nos ensaios de campo não condiz com os resultados da literatura, obtidos através de ensaios de laboratório estáticos.

Com base nos resultados dos ensaios de campo e da inspeção visual, foi proposta uma classificação para avaliar o desempenho dos elementos de proteção utilizados. Nesta classificação, o geotêxtil de PET 300g/m² e os solos apresentaram desempenho insatisfatório.

Por outro lado, o geotêxtil de PET 1200 g/m² foi o que apresentou o melhor desempenho, sem danos visíveis e sem modificação nas propriedades das geomembranas.

AGRADECIMENTOS

À Fundação de Amparo e Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo auxílio financeiro à pesquisa. À Empresa Ober, pela doação dos geotêxteis, e à Empresa Sansuy, pela doação das geomembranas de geomembranas de PVC.

À empresa Etclass do Brasil, pelo empréstimo do aparelho de detecção de descontinuidade (Spark Test).

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 12824 (1993). Geotêxteis - Determinação da resistência à tração não-confinada - Ensaio de tração de faixa larga.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – D5397 (1995). Standard Test Method for Evaluation of Stress Crack Resistance of Polyolefin Geomembranes Using Notched Constant Tensile Load Test.

_____. D5617 (1999). Standard Test Method for Multi- Axial Tension Test for Geosynthetics.

BOUAZZA, A.; ZORNBERG, J.G.; ADAM, D. (2002). Geosynthetics in waste containment facilities: recente advances, Geosynthetics – 7th ICG, Delmas, Gourc & Girard (eds.), Nice – França.

CFG (2001). Guide pour la réalisation de planches d'essais d'endommagement, Comité Français des Géosynthétiques, www.cfg.asso.fr, 16 p.

GALAGHER, E.M.; DARBYSHIRE, W.; WARWICK, R.G. (1999). Performance testing of geoprotectors: background, critique, development, and current UK practice, *Geosynthetics International*, Vol. 4, n. 6, pp. 283-301.

KOERNER, R.M. (1998). *Design with geosynthetics*, 4rd Edition, Prentice Hall.

LOPES (2006). Análise dos métodos de controlo de integridade de geomembranas de PEAD usadas em aterros de RSU, *Revista Geotecnia*, n. 106, p. 107- 131.

NAREJO, D.; KOERNER, R. M.; WILSON-FAHMY, R.F. (1996). Puncture protection of geomembranes. Part 2: experimental, *Geosynthetics International*, Vol. 3, n. 5, p. 629-653.

REBELO, K.M.W; VILAR, O. (2007). Avaliação do Comportamento de Geotêxteis como Elementos de Proteção para Geomembranas Através de Ensaio Índices de Laboratório. In: VI REGEO / V

GEOSSINTÉTICOS, Recife, Pernambuco.

SEEGER, S.; MÜLLER, W. (1996). Requirements and testing of protective layer systems for geomembranas.

Geotextiles and Geomembranes, Vol. 14, p. 365-376.

TOGNON, A.R.; ROWE, R.K.; MOORE, I.D. (2000). Geomembrane strain observed in large-scale testing of protection layers, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, n.12, pp. 1194-1208.

ZANZINGER, H (1999). Efficiency of geosynthetic protection layers for geomembrana liners: performance in a large scale model test, *Geosynthetics International*, Vol. 6, n. 4, p. 303-317.

Capítulo 2

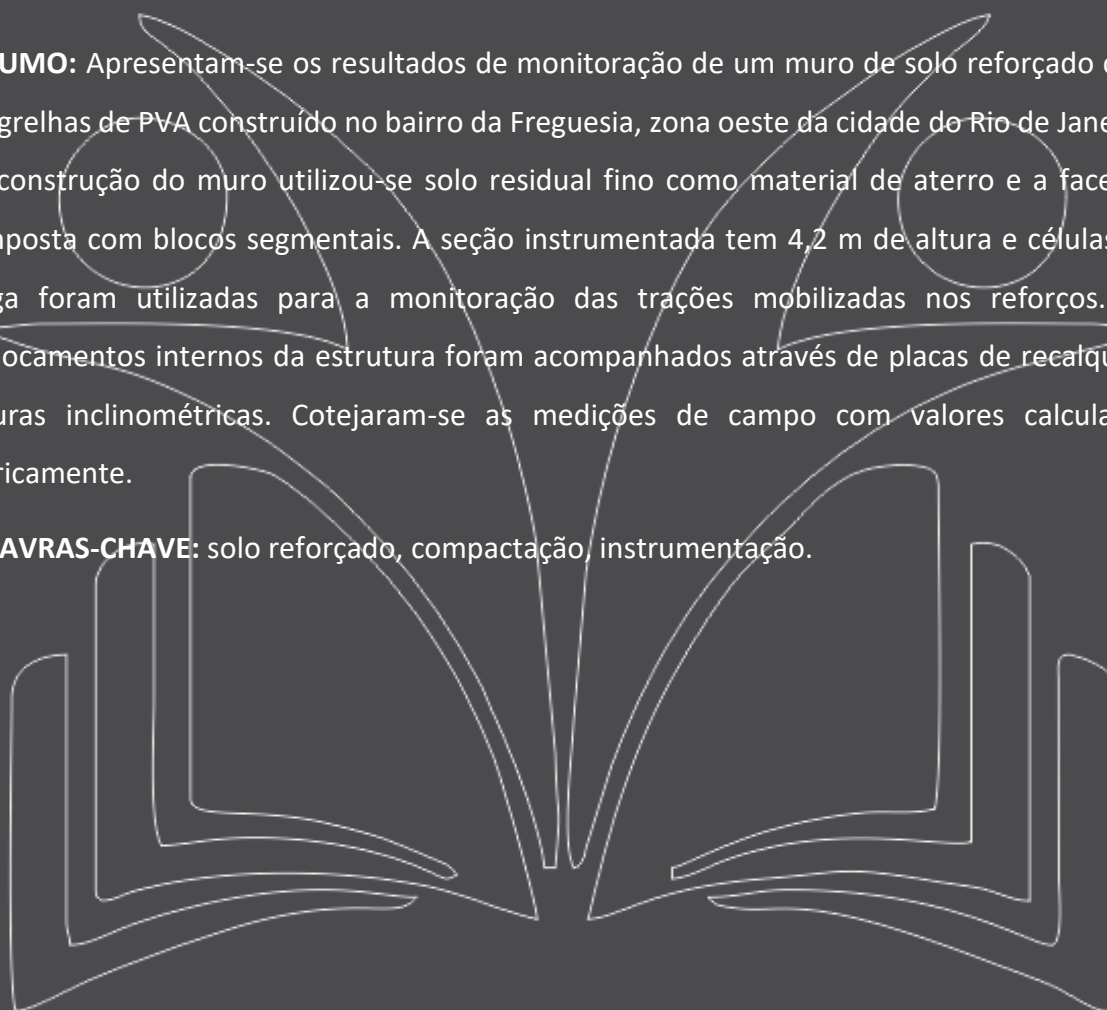
MONITORAÇÃO DE UM MURO COM FACE EM BLOCOS SEGMENTAIS CONSTRUÍDO COM SOLO RESIDUAL FINO REFORÇADO COM GEOGRELHAS DE PVA

[DOI: 10.37423/200400664](https://doi.org/10.37423/200400664)

Janssen Moratori (COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil). janssenmoratori86@gmail.com
Maurício Ehrlich (COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil). me@coc.ufrj.br

RESUMO: Apresentam-se os resultados de monitoração de um muro de solo reforçado com geogrelhas de PVA construído no bairro da Freguesia, zona oeste da cidade do Rio de Janeiro. Na construção do muro utilizou-se solo residual fino como material de aterro e a face foi composta com blocos segmentais. A seção instrumentada tem 4,2 m de altura e células de carga foram utilizadas para a monitoração das trações mobilizadas nos reforços. Os deslocamentos internos da estrutura foram acompanhados através de placas de recalque e leituras inclinométricas. Cotejaram-se as medições de campo com valores calculados teoricamente.

PALAVRAS-CHAVE: solo reforçado, compactação, instrumentação.



1 INTRODUÇÃO

Um muro de solo reforçado com geogrelhas foi construído na Rua Geminiano Gois, 882 no bairro da Freguesia, zona oeste da cidade do Rio de Janeiro. A face do muro é composta por blocos segmentais de concreto pré-moldado e geogrelhas do tipo PVA foram usadas como reforço. O material de aterro consistiu em argila arenosa de origem residual. As tensões atuantes nos reforços e os deslocamentos internos e da face foram monitorados durante e após o período construtivo.

Cotejamento entre as medições de campo e previsões teóricas foram efetuadas com base em parâmetros de solo obtidos em laboratório.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A face do muro é composta por blocos segmentais de concreto pré-moldado (TERRAE W) e geogrelhas PVA (FORTRAC J1100 MP) de 3,80 m de comprimento e espaçamento vertical variando de 0,40 m a 0,60 m (Figura 1).

A seção instrumentada tem 4,20 m e está situada na parte central do trecho retilíneo da estrutura, que tem comprimento total de 40 m. Nestas condições, tem-se a solicitação de deformação plana para a massa reforçada.

A Tabela 1 apresenta os resultados da distribuição granulométrica do solo utilizado como aterro na construção do muro – uma argila arenosa de origem residual vermelha. No campo o solo foi compactado em camadas de 0,20 m empregando um rolo compactador LTC 3B da Lutong.

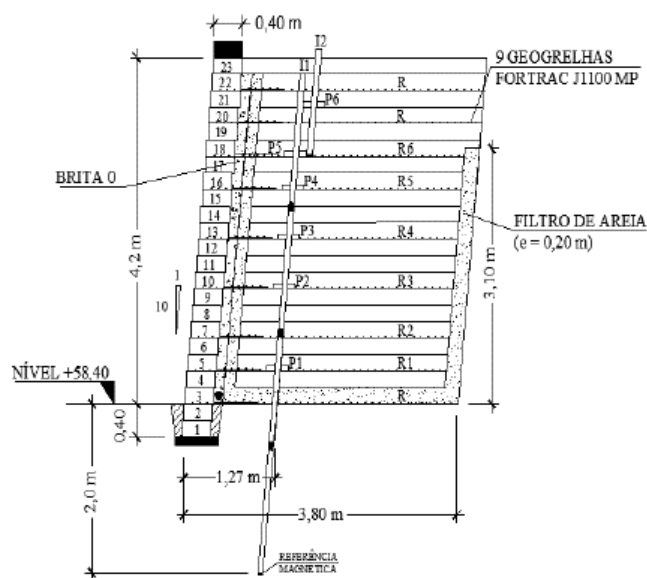


Figura 1 – Seção transversal do muro.

Ensaaios triaxiais foram efetuados em corpos de prova compactados com peso específicos e umidade representativos da condição de campo.

Na Tabela 2 apresentam-se os parâmetros de resistência dos solos determinados através dos ensaios triaxiais e os de deformação plana adotados nas análises teóricas.

Tabela 1 – Frações granulométricas do solo de aterro.

Solo	Argila	Silte	Areia			Pedregulho
			Fina	Média	Grossa	
Argila arenosa vermelha	36	14	8	18	19	5

Tabela 2 – Parâmetros do solo determinados em laboratório e utilizado nas análises teóricas.

Solo	Tipo de ensaio	γ (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' triaxial	ϕ' def. plana
Argila arenosa vermelha	CD saturado	19	3	32°	43°
Argila arenosa vermelha	CD Não saturado	19	95	32°	43°

Marinho (2013) discute que é usual considerar uma mesma inclinação nas envoltórias de resistência, nas condições saturadas e não saturadas do solo.

Consistentemente, nos ensaios efetuados foi observado que a não saturação levou somente a um aumento na coesão do solo (coesão aparente), verificando-se em ambas as condições um mesmo ângulo de atrito para o solo.

Riccio Filho et al. (2014) apresentam resultados de ensaios triaxiais e de deformação plana efetuados em amostras de solos compactados de dois solos residuais finos de origem tropical. Relativamente aos valores de ângulos de atrito determinados nos ensaios triaxiais, os autores observaram para a condição de deformação plana uma diferença para mais de 11°. Como os materiais do estudo em questão e os relatados por Riccio Filho et al. (2014) são similares, se considerou esta mesma diferença na definição do ângulo de atrito correspondente à condição de deformação plana, adotado nas análises teóricas efetuadas. Na Figura 1 tem-se o posicionamento da instrumentação instalada para monitoração do muro. Observam-se seis diferentes níveis de reforços instrumentados (designados por R1 a R6 na Figura 1). Foram utilizados 20 conjuntos de células de carga, duas células por conjunto, totalizando 40 células para medição de cargas nos reforços. Nos quatro primeiros níveis

instrumentados foram instalados três pontos de medição ao longo do comprimento da geogrelha. Já nos dois níveis de reforços subsequentes (R5 e R6), os esforços de tração foram medidos em quatro pontos.

Efetuu-se numa célula protótipo ensaios de estabilização de leituras, sob diferentes condições de temperatura ambiente. A estabilização foi observada em 400s, sendo esse período respeitado quando das leituras efetuadas no campo.

Na Figura 1, tem-se ainda representado o posicionamento das placas magnéticas empregadas para a monitoração de recalques (P1 a P6) e dos tubos de inclinômetro (I1 e I2).

As leituras das placas, confeccionadas em material de polipropileno, quadradas com 300 mm de lado e 30 mm de espessura, foram realizadas em relação a um referencial fixo situado a 2,0 m abaixo da base do muro.

Ao final da construção, verificou-se a inclinação do faceamento do muro, buscando mensurar possíveis deslocamentos horizontais.

Com auxílio de níveis e prumo, foram efetuadas medidas na seção instrumentada e em duas outras a 1,0 m de distância do eixo da seção em estudo.

3 RESULTADOS

Na Figura 2 observa-se a distribuição das tensões de tração mobilizadas ao longo do comprimento dos reforços ao final da construção. Com exceção do reforço R4, as trações máximas verificaram-se próximas à face do muro.

A Figura 3 apresenta valores de tensão máxima mobilizadas no reforço, $T_{máx}$, nas diferentes camadas de reforços ao término da construção (14/03/2014), e resultados de duas outras medições efetuadas posteriormente.

Constatou-se quando da última leitura realizada em 14/11/2014, a presença de dois caminhões betoneiras estacionados no topo do muro, próximos à seção instrumentada. Variações na sucção devido às alterações na umidade do solo, podem também resultar em deformações adicionais na massa reforçada e explicar os acréscimos de tensão observados. Note-se que a compactação do aterro não foi muito elevada, Oque levou a massa reforçada se apresentar particularmente suscetível a novos

acréscimos de tensão e deformação. Observe-se ainda na Figura 3 um decréscimo de $T_{\text{máx}}$ próximo à base do muro. Tal decréscimo deve-se às restrições a movimentações laterais promovidas pela fundação do muro que apresenta elevada rigidez e resistência.

Durante a construção da primeira camada o tubo se deforma e assim quando da construção da seguinte não se deve tomar como referência para o cálculo do deslocamento da camada em questão a leitura original. Assim, os cálculos devem ser efetuados tomando-se como referência para cada uma das camadas as leituras quando da construção da anterior, como representado na figura.

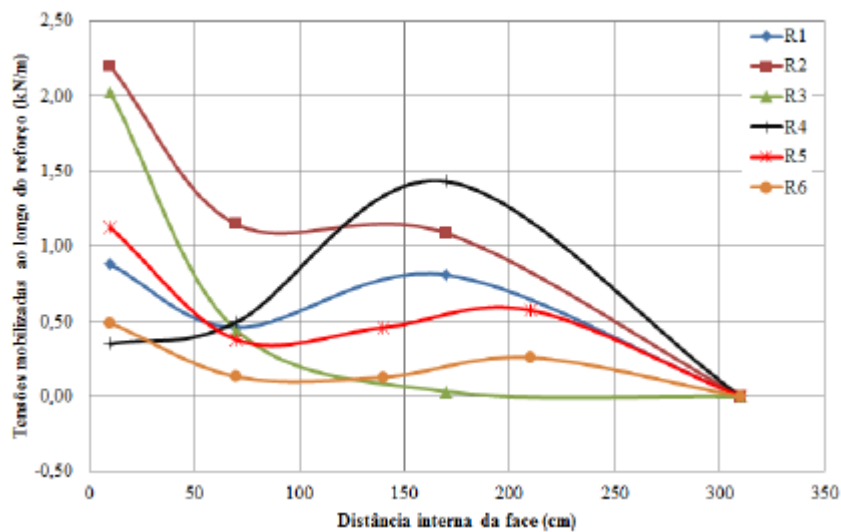


Figura 2 – Tensões de tração medidas ao longo dos reforços ao final de construção.

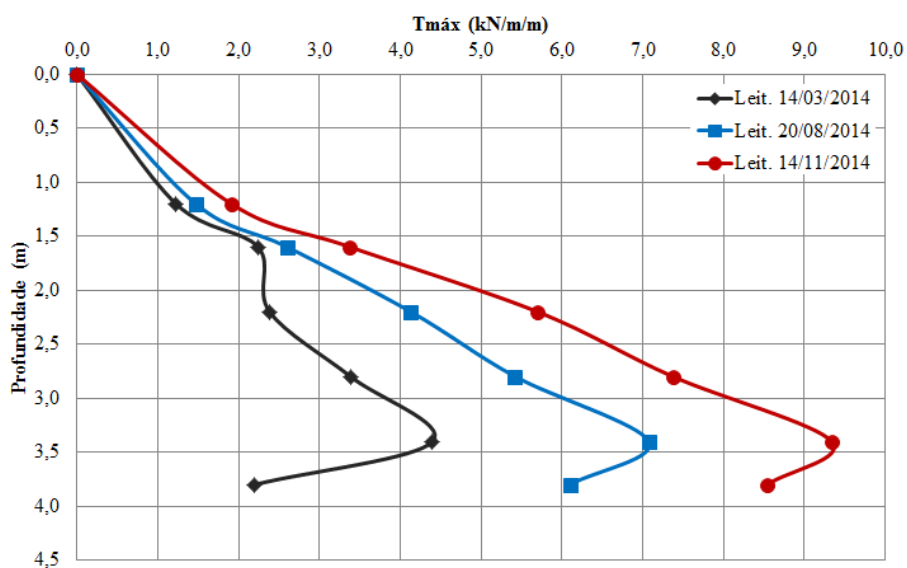


Figura 3 – Tração máxima medida nos reforços vs profundidade ao final da construção, e 5 e 8 meses após o término da construção do muro.

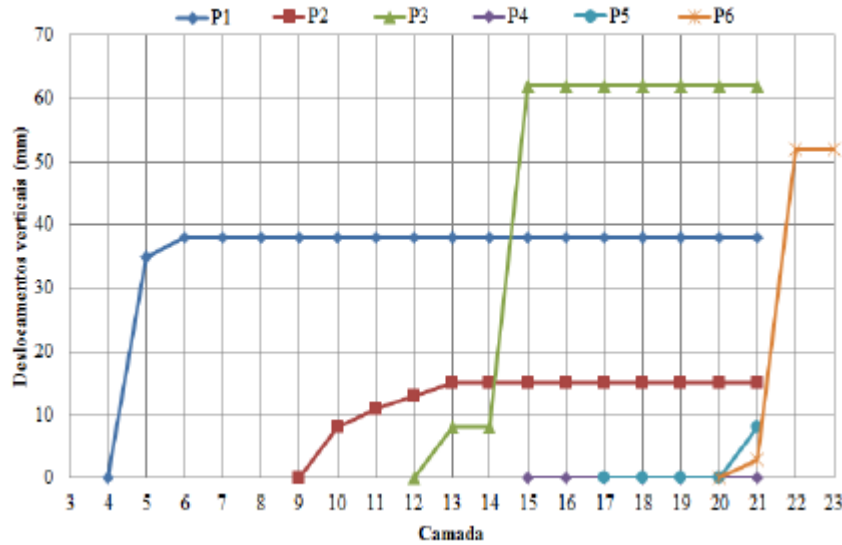


Figura 4 – Deslocamentos verticais mensurados pelas placas magnéticas de recalque locado próximos à face.

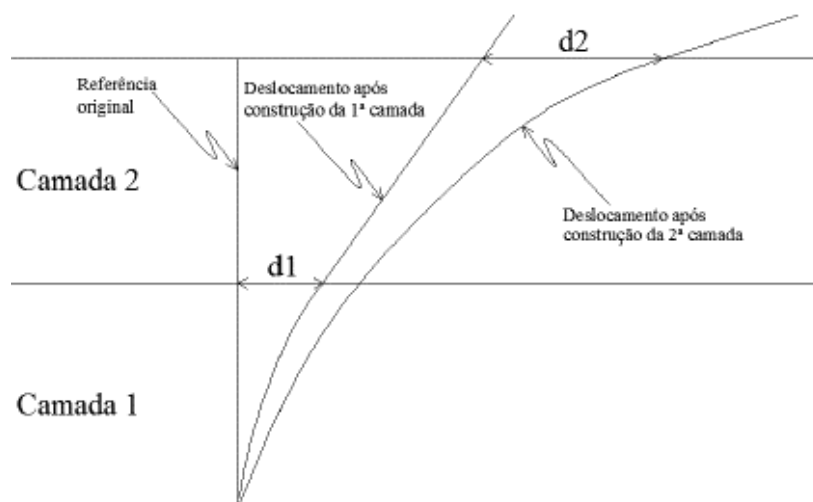


Figura 5 – Deslocamentos horizontais de duas camadas de solo em construção por etapas (esquemática).

A Figura 4 mostra os recalques obtidos para cada placa. Basicamente, os deslocamentos verticais apresentam-se restritos às operações de lançamento e compactação das camadas de aterro. Em algumas camadas do aterro observam-se maiores deslocamentos, visto a compactação ineficiente que se verificou nestas camadas.

Na Figura 5 são ilustrados de maneira esquemática os deslocamentos horizontais mensurados por inclinômetro de duas camadas de solo em construção por etapas. Na construção por etapas não se

conta com uma referência fixa para análise do deslocamento horizontal de cada camada. Observa-se que durante a construção da primeira camada o tubo se deforma e assim quando da construção da seguinte não se deve tomar como referência para o cálculo do deslocamento da camada em questão a leitura original. Assim, os cálculos devem ser efetuados tomando-se como referência para cada uma das camadas as leituras quando da construção da anterior, como representado na figura.

Na Figura 6 são exibidos análises de medidas inclinométricas utilizando o procedimento apresentado acima. Os deslocamentos horizontais internos ocorreram em direção à face de blocos. Observa-se na figura que os deslocamentos das camadas variam com a profundidade das mesmas. O valor do deslocamento máximo usando este procedimento foi de 55 mm e se verificou na 17ª camada, situada a 1,20 m do topo do muro.

Verifica-se também que em algumas profundidades os deslocamentos decrescem e em seguida retornam a crescer. Tais variações podem representar camadas com compactação deficiente e sequêcia a outras melhores compactadas.

Ao término da construção a inclinação da face ficou em 1:7, ou seja, menos verticalizada do que a estabelecida em projeto que seria 1:10.

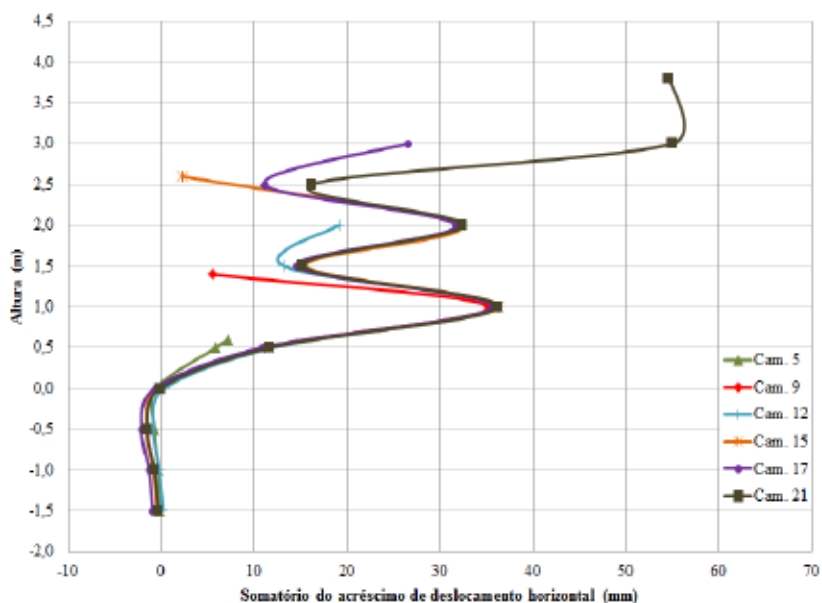


Figura 6 – Deslocamento horizontal das camadas de solo para diferentes alturas do aterro.

4 COMPARAÇÃO ENTRE VALORES MEDIDOS E CALCULADOS

Na Figura 7 apresenta-se comparação entre o somatório das tensões máximas nos reforços, $ST_{m\acute{a}x}$, medidas e calculadas utilizando diferentes metodologias ao final da construção. Foram efetuadas análises considerando parâmetros para a condição saturada e não saturada com o objetivo de destacar o efeito da sucção do solo nos resultados.

Determinações foram efetuadas utilizando os métodos de Ehrlich e Mitchell (1994), Bathurst et al. (2008) e a teoria de Rankine. Nas análises tomou-se o ângulo de atrito igual a 43° e a coesão do solo nula e 100 kPa, representando à condição saturada e não saturada, respectivamente. Os métodos da AASHTO (2002) e o de Leshchinsky e Boedeker (1989) não possibilitam considerar a coesão do solo e as análises foram conduzidas somente considerando nula a coesão.

Observa-se na Figura 7 que dependendo dos parâmetros adotados, diferentes valores de tensão de tração nos reforços são determinados.

Com base em Ehrlich e Mitchell (1994) verifica-se que a coesão do solo diminui significativamente os valores de $ST_{m\acute{a}x}$ —cerca de 4 vezes o valor desconsiderando a coesão. As tensões verticais induzidas pela compactação do solo também provem aumento considerável nas trações mobilizadas nos reforços.

Na Figura 8 apresentam-se os valores medidos e calculados de trações máximas nos reforço para diferentes profundidades do muro utilizando as metodologias de Ehrlich e Mitchell (1994), Bathurst et al. (2008), Rankine, AASHTO (2002) e Leshchinsky e Boedeker (1989) considerando parâmetros relativos à condição saturada e não saturada.

O método de Ehrlich e Mitchell (1994) considerando a condição não saturada conduziu resultado consistente entre a previsão teórica e o medido em campo.

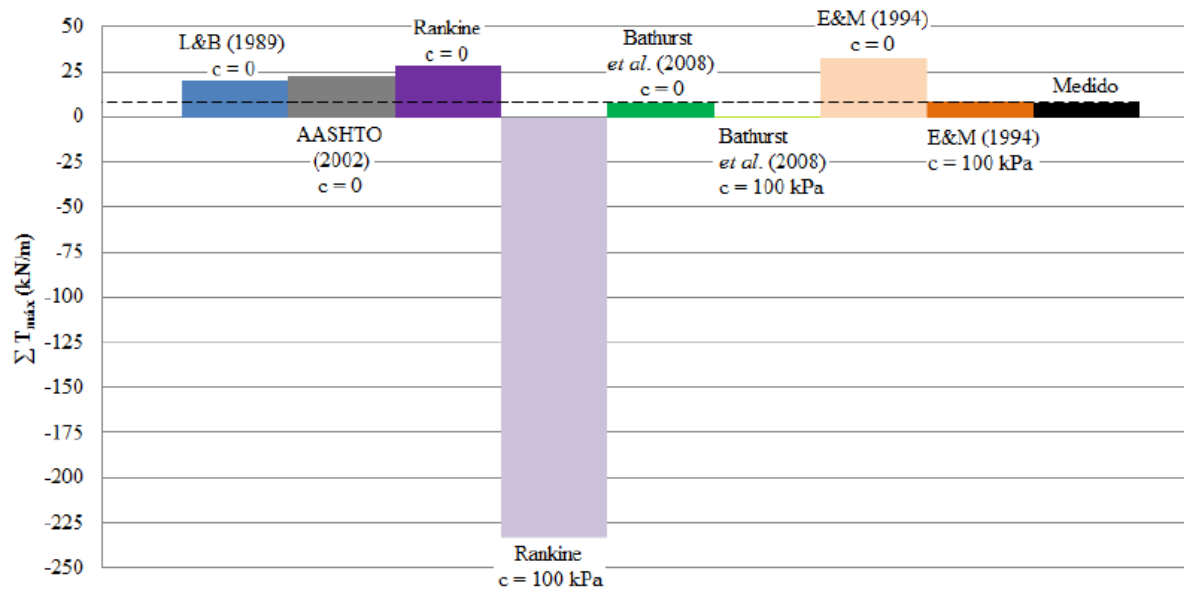


Figura 7 – Valores medidos e calculados de $ST_{m\acute{a}x}$ ao final da construção utilizando diferentes metodologias, na condição de deformação plana, considerando o solo não saturado e saturado.

As metodologias desenvolvidas por Bathurst et al. (2008) e Rankine, para condição não saturada conduziram a valores de $ST_{m\acute{a}x}$ nulos e negativos, respectivamente. Isto significa que não seria necessária a inclusão de reforos no interior da massa de solo. O método de Bathurst et al. (2008) apresentou valores menores aos medidos em campo inclusive para a condição saturada. Note-se que se trata de um método empírico estabelecido com base na monitoração de muros construdos com solos de clima temperado que apresentam caractersticas diversas do empregado no presente estudo.

Os resultados obtidos pela AASHTO (2002) e Leshchinsky e Boedeker (1989) apresentaram-se significativamente superiores aos mensurados em campo. Tais métodos não consideram fatores importantes no comportamento das estruturas reforadas, tais como a coesão do solo, o efeito da compactação e a rigidez soloreforo.

Os métodos, em geral, não conseguiram representar a evolução da distribução de tração nos reforos com a profundidade verificada no campo (Figura 8). Tal pode ter origem na não homogeneidade da compactação das camadas de solo, entre outros fatores.

Na Figura 9 apresentam-se os deslocamentos laterais medidos e calculados utilizando o método de Ehrlich (1995). Os cálculos teóricos referem-se a duas condições: uma corresponde às deformações isoladas de cada camada reforada, V_{zr} , e a outra considera o acúmulo de deslocamentos promovido pela sequncia construtiva, V_r . Observa-se que os resultados teóricos apresentaram inferiores aos

observados no campo. A diferença possivelmente ocorreu devido à hipótese adotada em relação à distribuição da tração ao longo do reforço, e também a forma que foi conduzida a compactação da massa de solo. Em linhas gerais, a compactação não foi uniforme em cada lado dos tubos de inclinômetro. O deslocamento máximo medido e calculado foi de 55 mm e 27 mm, respectivamente. Com base nas análises a maior contribuição para o deslocamento horizontal do muro foi devido à distensão dos reforços. Esta parcela correspondeu a 94% da deformação total no topo do muro ao término da construção.

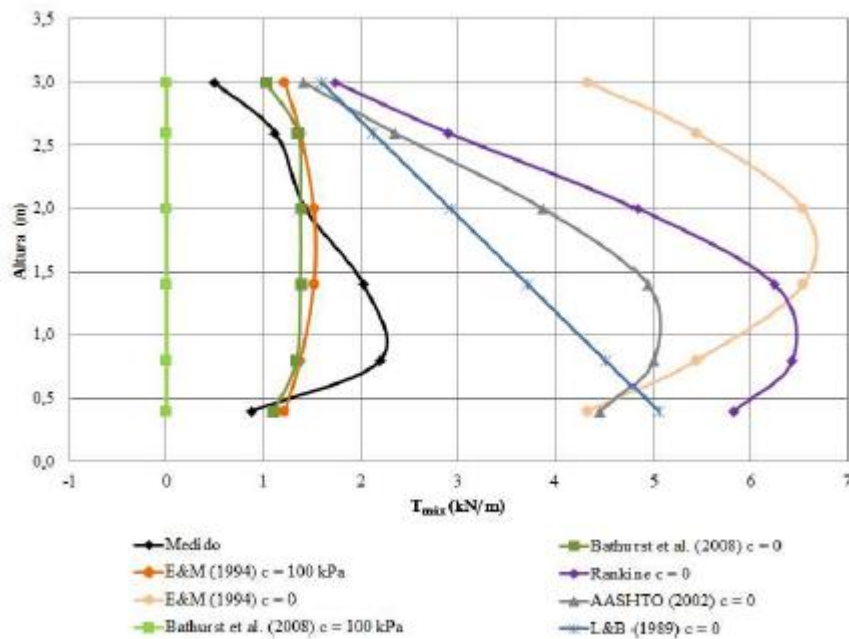


Figura 8 – $T_{\text{máx}}$ vs profundidade ao final da construção por diversas metodologias considerando o solo saturado e não saturado.

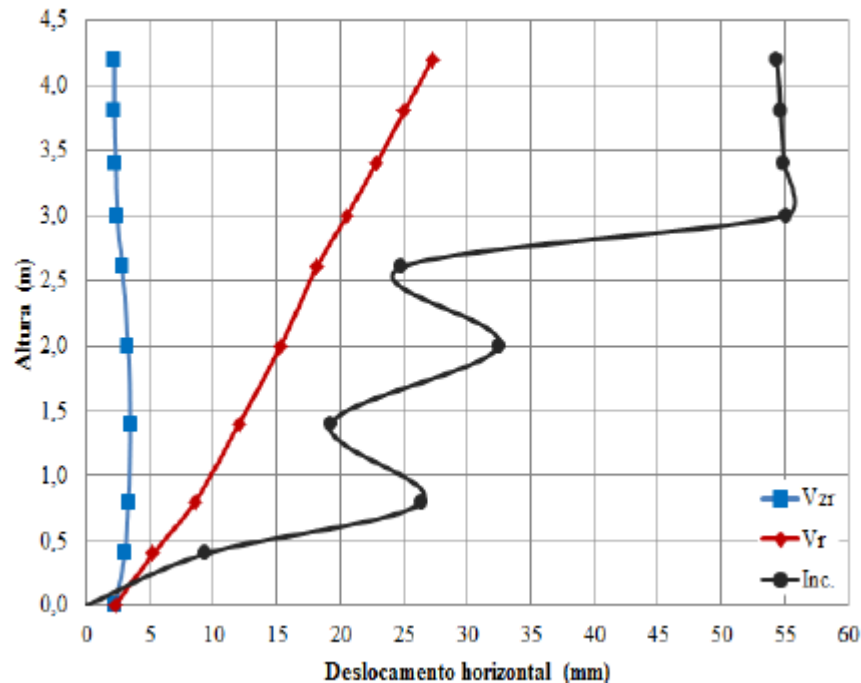


Figura 9 – Deformações calculadas pela inclinometria e pelo método de Ehrlich (1995) a partir das trações obtidas por Ehrlich e Mitchell (1994).

5 CONCLUSÕES

A comparação dos valores medidos e calculados do somatório das trações máximas nos reforços utilizando diferentes modelos teóricos proporcionaram resultados distintos. Os resultados obtidos utilizando o método de Ehrlich e Mitchell (1994) para a condição não saturada apresentaram-se em conformidade com os resultados observados no campo na condição de deformação plana.

Os cálculos indicaram que coesão aparente desenvolvida no solo pela não saturação foi capaz de promover uma redução considerável na tração dos reforços. Observou-se também que a restrição das movimentações próximas à base em função de uma fundação resistente fez com os as trações máximas nos reforços diminuíssem nesta região.

A metodologia proposta por Bathurst et al. (2008) apresentou trações máximas inferiores às medidas em campo. Trata-se de um método empírico fundamentado por resultados de monitoração de muros construídos utilizando solos de clima temperado, não representativos do muro em questão.

Na teoria de Rankine os cálculos indicaram que as trações máximas também diminuem de maneira expressiva com o acréscimo da coesão aparente. Os valores negativos calculados para a tensão nos reforços para a condição não saturada indicam que o maciço estaria em equilíbrio desconsiderando os reforços.

Os métodos de Leshchinsky e Boedeker (1989) e da AASHTO (2002) não consideram o efeito das tensões induzidas pela compactação, a coesão do solo e rigidez relativa solo-reforço.

Os valores determinados por estas metodologias apresentaram-se superiores aos medidos em campo. Note-se que as tensões induzidas pela compactação do aterro crescem as tensões nos reforços e a coesão do solo leva a uma redução, ambos esses efeitos não podem ser avaliados por essas duas metodologias.

As trações medidas nos reforços apresentaram magnitude bem abaixo da resistência máxima nominal das inclusões. O reforço R2 que foi o mais solicitado teve sua tração máxima equivalente a 7% da resistência de projeto.

A inclinometria instalada próxima à face indicou deslocamentos horizontais no sentido do paramento frontal. As movimentações no interior do maciço apresentaram resultados em função da magnitude da compactação e foram mais elevadas nas camadas de solo nas quais a compactação foi menos efetiva.

As deformações horizontais calculadas pelo método de Ehrlich (1995) levaram a resultados diversos dos observados no campo. As análises teóricas indicaram que a maior contribuição para a deformação total no topo do muro foi devido à distensão dos reforços.

AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo agradecem à equipe do Laboratório de Geotecnia da COPPE e à empresa Huesker Geossintéticos pelo apoio financeiro ao desenvolvimento deste trabalho.

Agradecem ainda à empresa Direcional Engenharia pela disponibilização do espaço físico necessário para monitoração durante os estudos de campo.

REFERÊNCIAS

AASHTO (2002) Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, 17th ed., Washington, D.C.

Bathurst, R. J., Miyata, Y., Nernheim, A., Allen, A. M. (2008) Refinement of K-stiffness method for geosynthetic-reinforced soil walls, *Geosynthetics International*, Vol. 15, n° 4, p. 269-295.

Ehrlich, M., Mitchell, J. K. (1994) Working stress design method for reinforced soil walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Reston, Virginia/VA, Vol. 120, n° 4, p. 625-645.

Ehrlich, M. (1995) Deformação em muros de solos reforçados, In: *Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos*, ABMS, São Paulo/SP, p. 31-40.

Leshchinsky, D. e Boedeker, R. H. (1989) Geosynthetic Reinforced Structures, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, n° 10, p. 1459-1478.

Marinho, F. A. M. (2013) Parâmetros de resistência ao cisalhamento para estudos de encostas e taludes: ensaios de laboratório, In: *VI Conferência Brasileira de Encostas*, Angra dos Reis/RJ, p. 119-134.

Riccio Filho, M. V., Ehrlich, M., Dias, D. (2014) Field monitoring and analyses of the response of a blockfaced geogrid wall using fine-grained tropical soils, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 42, p. 127-138.

Capítulo 3

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE EMENDAS DE GEOMEMBRANAS EM CONTATO COM RESÍDUO DE CANA-DE-AÇUCAR (VINHAÇA)

[DOI: 10.37423/200400677](https://doi.org/10.37423/200400677)

Breno Padovezi Rocha (Instituto Federal de São Paulo (IFSP), Campus Avançado de Ilha Solteira). breno.rocha@ifsp.edu.br - <https://orcid.org/0000-0002-6534-0482>

Paulo Cesar Lodi (Universidade Estadual Paulista (Unesp), Faculdade de Engenharia de Bauru). paulo.lodi@unesp.br - <https://orcid.org/0000-0001-8857-1710>

RESUMO: As geomembranas (GM) são materiais sintéticos que possuem baixa permeabilidade (em torno de 10^{-12} cm/s) e que podem ser utilizadas como barreiras impermeáveis em aterros sanitários, lagoas de estabilização ou em qualquer outro tipo de aplicação que necessite desvio de fluxo. Pelo fato das GMs serem fabricadas em rolos (bobinas) devem sofrer um processo de união em campo (emenda) para a efetiva estanqueidade ou a finalidade a que foi destinada. Neste sentido, este artigo tem por objetivo verificar por meio de ensaio acelerado a resistência de emendas de geomembranas de PVC em contato com resíduo de cana-de-açúcar (vinhaça). Foram avaliadas dois tipos de emendas (alta frequência e fusão química) em geomembranas de poli cloreto de vinila (PVC) com espessura de 1 mm. As amostras de GM foram imersas na vinhaça em recipientes de aço inoxidável a uma temperatura de 50°C e, após 2, 4 e 6 meses de incubação, foram ensaiadas verificando-se a retenção das propriedades (resistência ao cisalhamento e descolamento) em função do tempo de exposição.

Os resultados obtidos indicam que houve variação nos valores das propriedades considerando-se cada tipo de técnica utilizada. A resistência ao descolamento nas emendas confeccionadas pela técnica de fusão química, por exemplo, apresentou diminuições consideráveis após os períodos de exposição.

PALAVRAS-CHAVE: Geomembranas, emendas, compatibilidade química, resistência, vinhaça.

1 INTRODUÇÃO

Devido à sua baixa permeabilidade, as geomembranas (GM) são comumente utilizadas em usinas de álcool para armazenamento do resíduo da cana de açúcar (vinhaça) que é usada na fertirrigação face à sua contribuição para a produtividade do canavial. Sem a GM haveria a contaminação do solo pela infiltração, uma vez que esta substância apresenta um poder poluente maior que o do esgoto doméstico.

No entanto, um dos principais problemas relacionados a funcionalidade da GM no sistema ao qual foi projetado diz respeito ao seu processo de união (emenda) em campo ou em fábrica. Devido ao fato de serem fabricadas em rolos (bobinas), devem sofrer esse processo de união (emenda) para a efetiva estanqueidade ou a finalidade a que foi destinada. Assim, os pontos críticos de um sistema de impermeabilização usando geomembranas são exatamente as emendas. Não somente podem perder resistência (Reddy e Butul, 1999) pelos processos de execução bem como podem estar em contato com líquidos agressivos que podem alterar as propriedades de permeação e de fluxo fazendo com que a geomembrana perca sua função.

Neste sentido, este artigo avaliou por meio do ensaio acelerado a compatibilidade química de emendas de geomembranas de PVC em contato com resíduo de cana-de-açúcar (vinhaça). Neste sentido, foram realizados ensaios destrutivos (cisalhamento e descolamento) nas emendas.

Importante ressaltar que ensaios químicos e físico-químicos devem complementar a avaliação da resistência das emendas. Entretanto, este trabalho apresenta apenas os ensaios mecânicos.

2 EMENDAS EM GEOMEMBRANAS

A união de rolos e painéis de geomembranas resulta em emendas que podem apresentar resistência menor do que a própria geomembrana. Segundo Reddy & Butul (1999) essas diferenças ocorrem devido à concentração de tensão resultantes da geometria da emenda. Diferenças de resistência também podem ser verificadas quando se comparam as emendas feitas em campo e as emendas realizadas em fábrica. Estas últimas possibilitam um maior controle de qualidade e em alguns casos, pode-se reduzir a quantidade de emendas em campo. Atualmente, através de ensaios destrutivos, é possível efetuar um maior controle da resistência das emendas em campo. As emendas das geomembranas de PVC, em sua maioria, são realizadas nas fábricas. As características das emendas

são função da técnica utilizada, de sua geometria, da resina polimérica e das tensões residuais nas emendas.

Existem, basicamente, quatro métodos de soldas para as geomembranas: extrusão, fusão térmica, fusão química e soldagem adesiva. A Figura 1 ilustra os tipos de técnicas de emenda utilizadas em geomembranas.

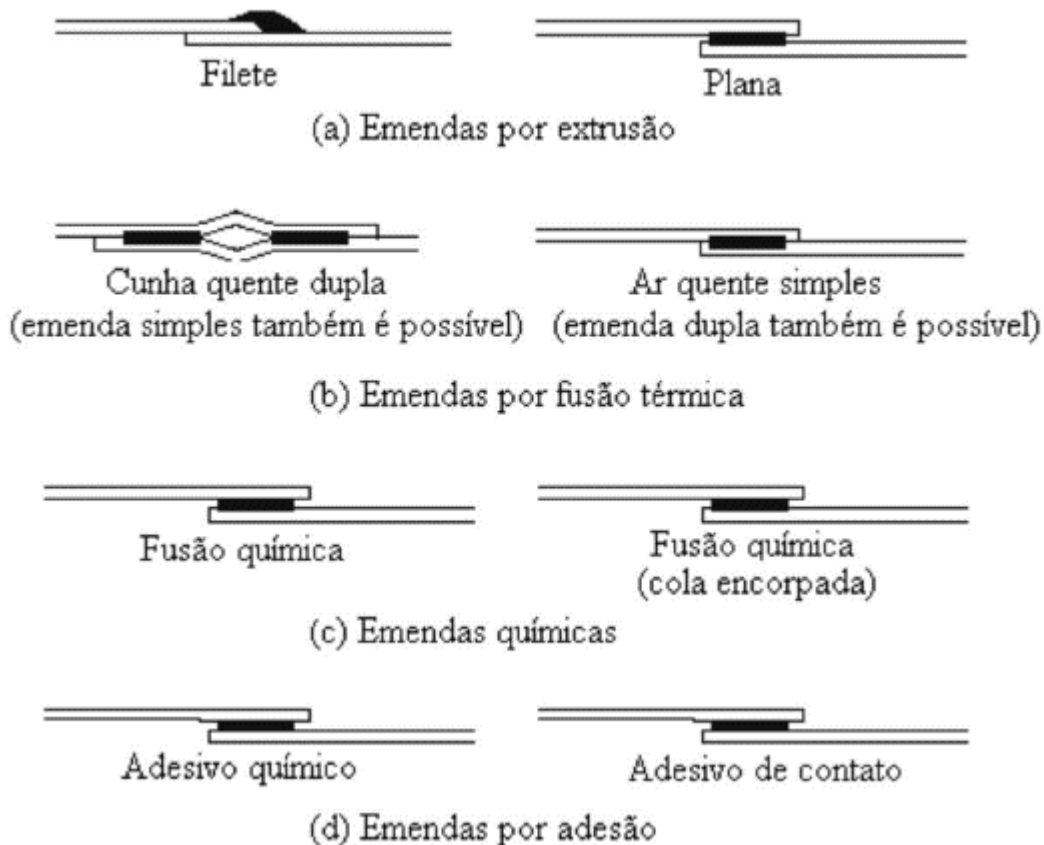


Figura 1. Diferentes técnicas de emendas em geomembranas (Koerner, 1998).

2.2 ENSAIOS REALIZADOS NAS EMENDAS

Os principais ensaios de resistência das emendas são os ensaios de descolamento (peel test) e de resistência ao cisalhamento. Estes ensaios são normalmente realizados de acordo com as prescrições da ASTM (ASTM D4437 e D4545). Normalmente utiliza-se uma pequena amostra (25 mm de largura) da emenda para a realização do ensaio de cisalhamento e descolamento. O ensaio de cisalhamento nada mais é do que um ensaio de tração na região da emenda. As garras são colocadas a uma determinada distância das emendas efetuando-se então a sollicitação. No caso de descolamento,

o ensaio é realizado após desprender-se uma pequena parte das emendas a fim de se verificar a força necessária para separá-las. A Figura 2 ilustra o esquema de solicitação das emendas nesses ensaios. Reddy & Buttul (1999) ressaltam que os alongamentos também devem ser avaliados já que a ruptura deve ocorrer fora da emenda devido à soldagem imprópria ou superaquecimento

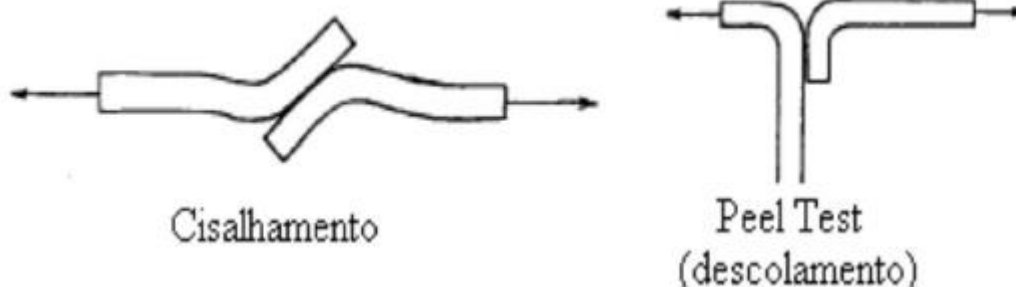


Figura 2. Detalhes dos ensaios de cisalhamento e ao descolamento (Giroud,1984).

3 MATERIAS E MÉTODOS

3.1 GEOMEMBRANAS

Neste estudo, foram empregadas geomembranas de PVC com espessura de 1,0 mm. As emendas foram realizadas utilizando-se as técnicas de alta frequência (AF-A) e fusão química (QU-B). A técnica de alta frequência consiste na união entre dois painéis por meio da interação molecular causada por alta frequência. Já a técnica de fusão química consiste na união entre dois painéis mediante o ataque químico das superfícies provocado por um solvente volátil que leva à fusão entre as partes, com auxílio de pressão mecânica.

3.2 INCUBAÇÃO DAS AMOSTRAS

As amostras foram incubadas em recipientes de confeccionados em aço inoxidável, com dimensões de (40x40x40) cm (Figura 3) seguindo-se as recomendações da ASTM D5747.



Figura 3. Recipiente de incubação.

Esses recipientes possuem controle automático de temperatura, com variação de 0 a 80° C, bem como agitador interno com velocidade pré-ajustada em função de um intervalo de tempo, também pré-determinado. O agitador foi ajustado para funcionar durante 5 minutos a cada hora. A compatibilidade química foi realizada de acordo com as recomendações das normas ASTM D5322 e D5747 que prescrevem a utilização das substâncias agressivas e a metodologia de incubação.

3.3 ENSAIOS REALIZADOS

Os ensaios de resistência nas emendas foram realizados de acordo com os métodos de ensaio da ASTM D4437 e D4545. Esses ensaios procuram verificar a resistência das emendas ao cisalhamento e o descolamento das bordas soldadas.

Após a caracterização das membranas e das emendas, essas foram imersas em ambiente tipicamente agressivo (resíduo de cana-de-açúcar – vinhaça) na temperatura de 50° C, e após 2, 4 e 6 meses, foram ensaiadas verificando-se a retenção das propriedades em função do tempo de exposição para verificação da resistência das emendas. A Figura 4 ilustra a prensa utilizada para a realização dos ensaios de cisalhamento e descolamento



Figura 4. Prensa utilizada nos ensaios de cisalhamento e descolamento.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Tabela 1 e a Tabela 2 apresentam, respectivamente, os resultados dos ensaios de caracterização das emendas confeccionadas pelos métodos de alta frequência (AF-A) e solda química (QU-B), sem o contato com o resíduo de cana-de-açúcar (vinhaça). A Tabela 3 apresenta os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento e ao descolamento para os períodos de 2, 4 e 6 meses das amostras AF-A imersas na Vinhaça. A Figura 5, Figura 6 e a Figura 7 apresentam, respectivamente, os resultados de resistência ao cisalhamento, deformação específica ao cisalhamento e resistência ao descolamento, em termos de porcentagem das amostras AF-A.

Tabela 1. Propriedades das emendas intactas - método de Alta frequência M(AOF-SAT).R

Propriedades	Norma	Sentido	AMOSTRA A (VMP 55ML A33 SPA 37-10 OP86217-00)	
			ESPECIFICAÇÃO	
Resistência ao Cisalhamento	ASTM D3083	Trans.	14 N/mm	8 N/mm-mínimo
Resistência ao Descolamento	ASTM D413	Trans.	4,1 N/mm	4N/mm-mínimo
Máquina de Solda (Confecção)			15K-01	-

Tabela 2. Propriedades das emendas intactas - método de Solda química (QU-B).

Propriedades	Norma	Sentido	AMOSTRA B (VMP 55ML A33 SPA 37-10 OP86217-00)	
			ESPECIFICAÇÃO	
Resistência ao Cisalhamento	ASTM D3083	Trans.	11 N/mm	8 N/mm-mínimo
Resistência ao Descolamento	ASTM D413	Trans.	3,9 N/mm	3N/mm-mínimo
Máquina de Solda (Confecção)			Cola PV-02	-

Os resultados de resistência ao cisalhamento, valores de deformação específica ao cisalhamento, bem como a resistência ao descolamento para as emendas confeccionadas pelo método de solda química (QU-B) são apresentados na Tabela 4, Figura 8, Figura 9 e a Figura 10.

Tabela 3. Resultados de ensaios de cisalhamento e de descolamento - método de alta frequência (amostras AF-A).

Cisalhamento			Descolamento		
Tempo (meses)	N/mm	ϵ (%)	Tempo (meses)	N/mm	ϵ (%)
Virgem	14,00	338,9	Virgem	4,1	170,0
2	13,02	110,0	2	4,3	249,8
4	11,21	153,1	4	4,0	241,8
6	11,69	153,2	6	4,2	181,5

Tabela 4. Resultados de ensaios de cisalhamento e de descolamento – método de solda química (amostras QU-B).

Cisalhamento			Descolamento		
Tempo (meses)	N/mm	ϵ (%)	Tempo (meses)	N/mm	ϵ (%)
Virgem	14,00	502,7	Virgem	4,1	144,0
2	12,34	108,7	2	1,1	83,8
4	12,40	132,9	4	2,0	292,7
6	11,47	173,0	6	1,0	345,9

Resistência ao Cisalhamento

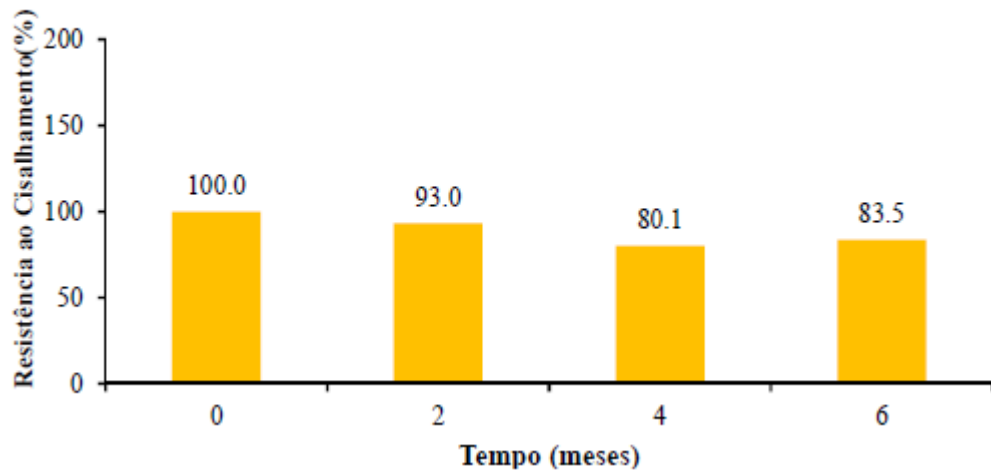


Figura 5. Variação da resistência ao cisalhamento durante o período ensaiado para as amostras AF-A.

Deformação Específica Cisalhamento(%)

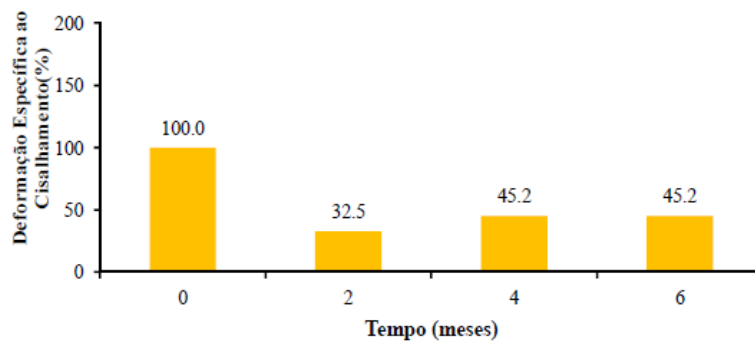


Figura 6. Variação da deformação específica ao cisalhamento durante o período ensaiado para as amostras AF-A.

Resistência ao Descolamento

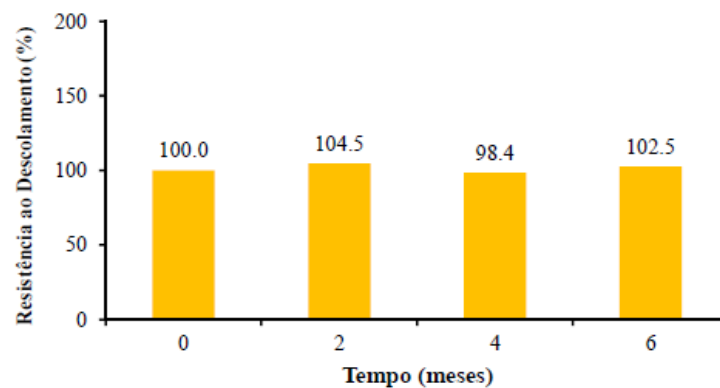


Figura 7. Variação da resistência ao descolamento durante o período ensaiado para as amostras AF-A.

Em se tratando da emenda AF-A, nota-se que os valores de resistência ao cisalhamento apresentaram variação inconstante, com ganho de resistência nos 2 e perda aos 4 e 6 meses. Em geral, houve perda de aproximadamente 55% da resistência ao cisalhamento devido o contato das emendas com a vinhaça. A deformação específica ao cisalhamento apresentou uma variação constante, com perdas de deformação aos 2, 4 e meses; no geral o material obteve uma perda de 54,8%.

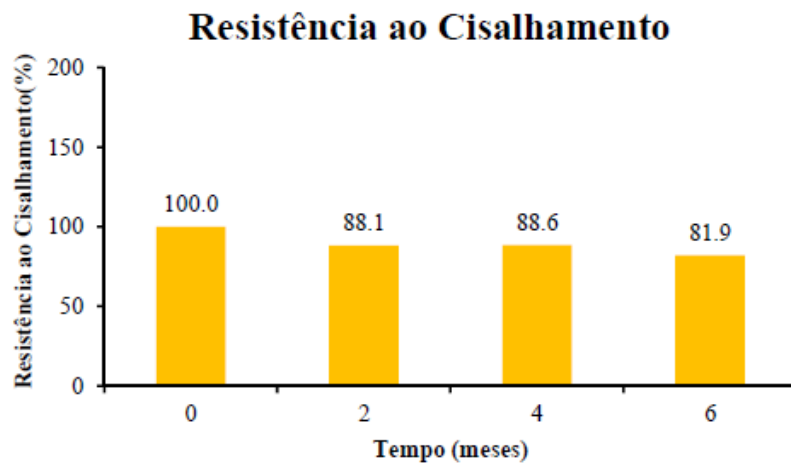


Figura 8. Variação da resistência ao cisalhamento durante o período ensaiado para as amostras QU-B.

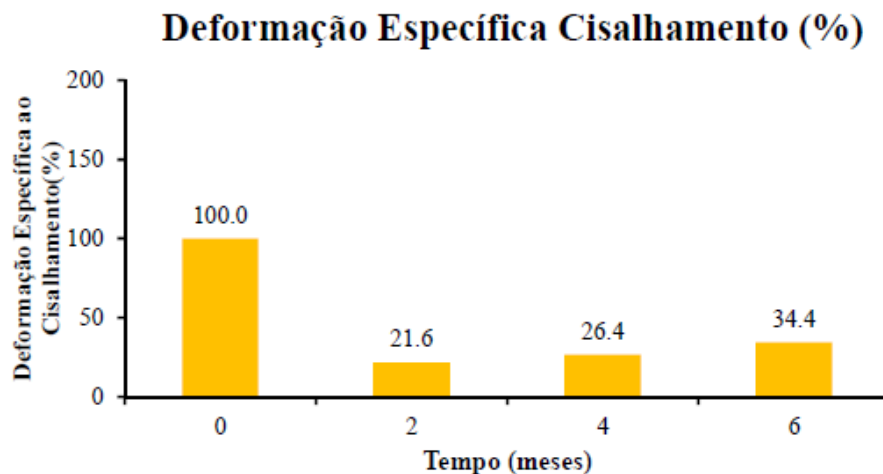


Figura 9. Variação da deformação específica ao cisalhamento durante o período ensaiado para as amostras QU-B.

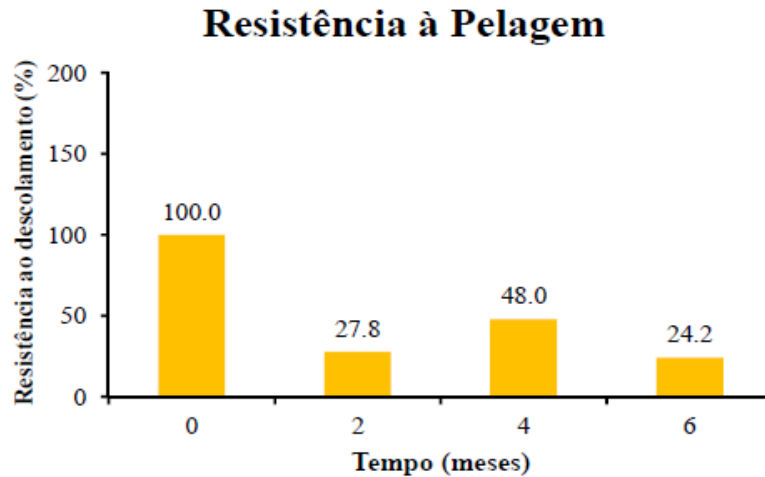


Figura 10. Variação da resistência ao descolamento durante o período ensaiado para as amostras QU-B.

Já em relação a resistência ao descolamento, observa-se uma perda de resistência aos 4 meses, e um ganho não muito significativo aos 2 e 6 meses; no geral o material obteve um ganho de 2,5% de resistência.

Em relação às emendas do tipo QU-B, observou-se uma variação constante de resistência ao cisalhamento, com perda após 2, 4 e 6 meses; no geral houve uma perda de 18,1% de resistência ao cisalhamento. Para a deformação específica ao cisalhamento, houve perda de deformação para 2, 4 e 6 meses; no geral observou-se uma redução de 65,6% desse parâmetro. Já em relação à resistência ao descolamento, verificou-se uma variação constante, com perda de resistência para 2, 4 e 6 meses; no geral o material obteve uma perda de 75,8% de resistência ao descolamento.

De forma geral, observa-se que o comportamento do material em termos de resistência e deformação apresentou oscilações de aumento e diminuição. O comportamento a ser esperado pelo material é de diminuição da resistência e da deformação em função do processo degradativo. No entanto, deve-se levar em conta que o PVC possui uma composição elevada de plastificantes. O contato desse material com temperaturas elevadas, bem como líquidos agressivos irão fazer com que o PVC se torne mais rígido e, portanto, poderá apresentar oscilações em sua resistência e deformabilidade. Ressalta-se que o fato do material apresentar aumentos em sua resistência não significa que o material tornou-se melhor. O fator essencial a ser verificado nesse quesito é, sem dúvida, a deformabilidade do material. Tornando-se mais rígido, o material apresenta um comportamento frágil, ou seja, poderá suportar determinado nível de tensão, mas irá romper com deformações muito menores do que a condição intacta. Deste modo, tais análises são de vital importância dentro de um projeto que envolve emendas em GMs, pois são fatores que afetam diretamente a eficiência e durabilidade destas.

5 CONCLUSÕES

Observou-se que o comportamento do material em termos de resistência e deformação apresentou oscilações de aumento e diminuição. As variações observadas em relação à resistência ao cisalhamento foram semelhantes para ambas as técnicas avaliadas. No entanto, nota-se que em se tratando do descolamento, as emendas confeccionadas pela técnica QU-B apresentaram variações mais significativas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Sansuy Geossintéticos pela disponibilização das geomembranas bem como ao Laboratório de Geossintéticos (EESC/USP) por possibilitarem a realização dos ensaios de laboratório.

REFERÊNCIAS

- ASTM (1996) D638. Standard Test Methods for Tensile Properties of Plastics. ASTM International, Pennsylvania, p. 15.
- ASTM (1998) D3083. Specification for Flexible Poly (Vinyl Chloride) Plastic Sheeting for Pond, Canal, and Reservoir Lining. ASTM International, Pennsylvania, p. 13.
- ASTM (1999a). D4437. Standard Practice for Determining the Integrity of Field seams Used in Joining Flexible Polymeric Sheet Geomembranes. ASTM International, Pennsylvania, p. 3.
- ASTM (1999b). D4545. Standard Practice for Determining the Integrity of Factory Seams Used in Joining Manufactured Flexible Sheet Geomembranes. ASTM International, Pennsylvania, p. 4.
- ASTM (1992) D5322. Standard Practice for Immersion Procedures for Evaluating the Chemical Resistance of Geosynthetics to Liquids. ASTM International, Pennsylvania, p. 4.
- ASTM (1995) D5747. Standard Practice for Tests to Evaluate the Chemical Resistance of Geomembranes to Liquids. ASTM International, Pennsylvania, p. 15.
- GIROUD, J.P. (1984) Analysis of Stresses and Elongations in Geomembranes, Proceedings of the International Conference on Geomembranes, Denver, Vol. 2, pp. 481-486, 1984.
- KOERNER, R.M. (1998) Designing with Geosynthetics, 4rd Ed. Prentice Hall Publ. Co., Englewood Cliffs.
- REDDY, D.V. & BUTUL, B. (1999) A comprehensive literature review of liners failures and longevity, submitted to Florida Center for Solid and Hazardous Waste Management University of Florida, July 12, 1999, 156p.

Capítulo 4

EFEITO DA RIGIDEZ DA PLATAFORMA FERROVIÁRIA NA QUEBRA DO AGREGADO PÉTREO DO LASTRO DA FERROVIA TRANSNORDESTINA

[DOI: 10.37423/200400690](https://doi.org/10.37423/200400690)

Gilberto Fernandes (UFOP, Ouro Preto, Brasil) - gilberto@em.ufop.br

Jéssika Cosme (UFOP, Ouro Preto, Brasil) - jessikacosme@hotmail.com

Lucas Fernando Vieira Gomes (UFOP, Ouro Preto, Brasil) .

lucasfvgomes@hotmail.com

Mariana Cosenza Lima (UFOP, Ouro Preto, Brasil) - cosenza.mariana@gmail.com

Daniel Pinto Fernandes (UFOP, Ouro Preto, Brasil).

danielfernandesambiental@gmail.com

RESUMO: Trata-se de uma ampla campanha de ensaios de campo e laboratório visando subsidiar a escolha de uma faixa granulométrica para agregado pétreo que vai compor uma camada de preenchimento de 40 cm de espessura de rebaixo nos cortes de rocha da plataforma ferroviária da Ferrovia Transnordestina. A campanha de campo consistiu no âmbito dos ensaios que mensurou as propriedades mecânicas de módulo de Young e rigidez da estrutura da preenchimento e para isso contou com o uso do equipamento GeoGauge™ H4140. A campanha de ensaios em laboratório consistiu em ensaios de índices físicos, ensaios de medição de vazão para drenagem e ensaios de determinação da rigidez da estrutura formada pelos agregados com tamanho granulométrico de grãos de rachão, brita zero e brita 1. Finalmente, foi feita uma análise conjugada dos resultados obtidos em campo e laboratório permitindo apontar a melhor camada como solução para o preenchimento do rebaixo dos cortes de rocha.

PALAVRAS-CHAVE: Faixa Granulométrica, módulo de Young, GeouGage.

1 INTRODUÇÃO

O controle tecnológico das obras de construção da plataforma ferroviária tem uma influência relevante no sucesso do empreendimento, pois garante o desempenho da estrutura em conformidade com as premissas do projeto. Portanto tem-se estimulado a realização de estudos especiais com ensaios de laboratório e campo reproduzindo as reais condições de campo com vistas às análises do desempenho previsto.

Os processos adotados no controle tecnológico das obras de infra e superestrutura ferroviária mantêm, ainda, procedimentos e metodologias convencionais que não fornecem suficientes subsídios técnicos para uma avaliação indireta das propriedades mecânicas das camadas do pavimento e da estrutura como um todo. Muitas vezes os dados extraídos do controle de campo são insuficientes para a interpretação das condições de deformabilidade in situ dos pavimentos. Além disso, tais processos de controle convencionais, vem se tornando ineficazes em face da elevada produtividade dos novos métodos e equipamentos de construção ferroviária.

Ressalta-se também a importância de se estabelecer relações entre “Laboratório e Campo”, com o objetivo de inferir as variáveis que afetam diretamente o desempenho da estrutura ferroviária. É preciso obter resultados em laboratório ou in situ no controle tecnológico que se relacionem com o comportamento mecânico e drenante de campo, seja por meio de fatores ou diretamente.

Dentre os equipamentos de maior destaque na realização de testes in situ nas camadas de pavimento rodoviário e ferroviário, cumpre mencionar o GeoGauge™ H4140, já para a medição da capacidade de drenagem dos agregados pode-se citar o Permeâmetro de Carga Constante em escala real de uso.

O equipamento GeoGauge™ H4140 é capaz de determinar em poucos minutos, o módulo de resiliência e rigidez do material analisado. O aparelho provê um meio direto de medida das propriedades dos materiais e das estruturas das camadas do pavimento. Ele trabalha medindo a tensão imposta à superfície do solo e a velocidade resultante da superfície, como uma função do tempo. Trata-se de medir a impedância na superfície do solo. A rigidez, uma razão entre força e deflexão, resulta diretamente da medida de impedância. Para a realização do ensaio, o equipamento impõe ao solo pequenos deslocamentos ($<1,27 \times 10^{-6} \text{m}$) a 25 frequências fixas entre 100 e 196 Hz. A rigidez é determinada para cada um desses 25 estágios de frequência, e a média dos valores é, então, exibida. A duração do ensaio é de aproximadamente 75 segundos.

Ainda, a frequências baixas, a impedância da superfície do solo corresponde à rigidez é proporcional ao módulo cisalhante do solo. A simples entrada do coeficiente de Poisson do material resulta na determinação dos módulos cisalhantes e de elasticidade do solo pelo equipamento.

2 RESULTADOS DOS ENSAIOS

2.1 ENSAIOS DE CAMPO

No dia 12 de setembro de 2012, foram realizados ensaios com o aparelho em trechos da Ferrovia Transnordestina, no ramal Salgueiro-Porto de Suape. As medições foram realizadas em três pontos diferentes no sublastro, sendo eles: bordo direito, eixo da via e bordo esquerdo, no material de rachão e brita 1.

Em todas as posições onde foram realizadas as medições, as temperaturas do agregado foi medida. O trecho da Figura 1 mostra o local das medições onde o material era de rachão.



Figura 1. Trecho inacabado da ferrovia.

As medições realizadas em campo foram registradas, como observam-se nas figuras 2 e 3.



Figura 2. Aparelho GeoGauge em uso no bordo direito.



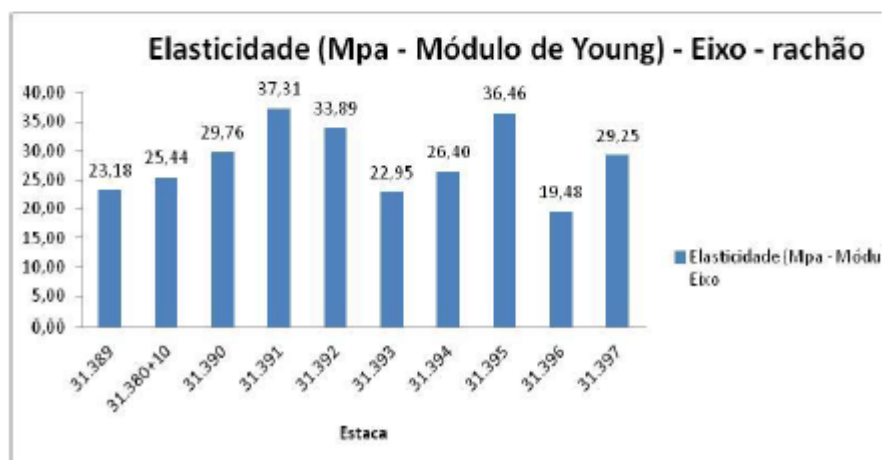
Figura 3. Aparelho Geogauge em uso no bordo esquerdo.

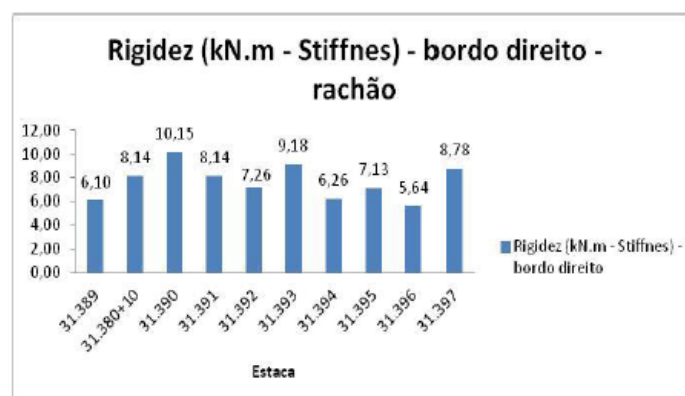
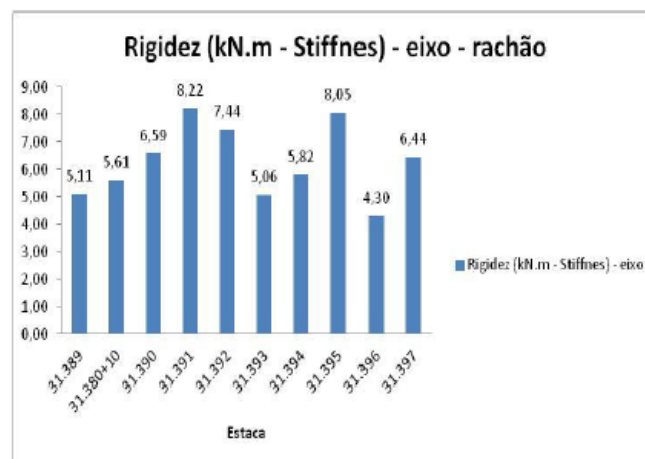
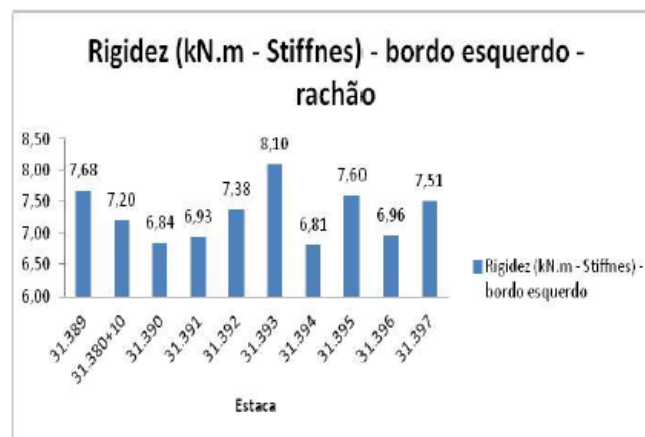
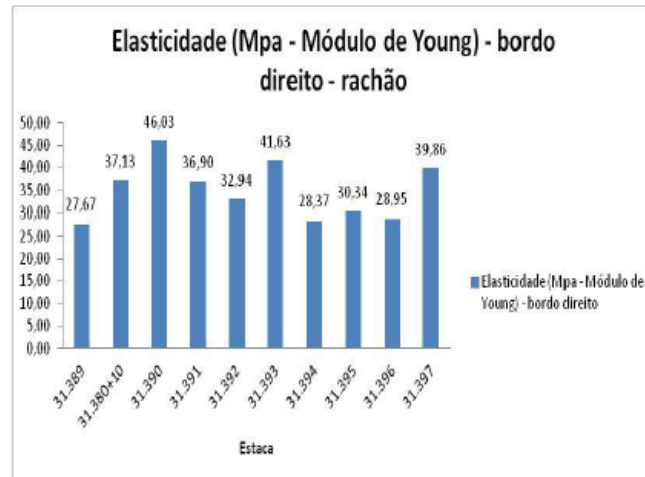


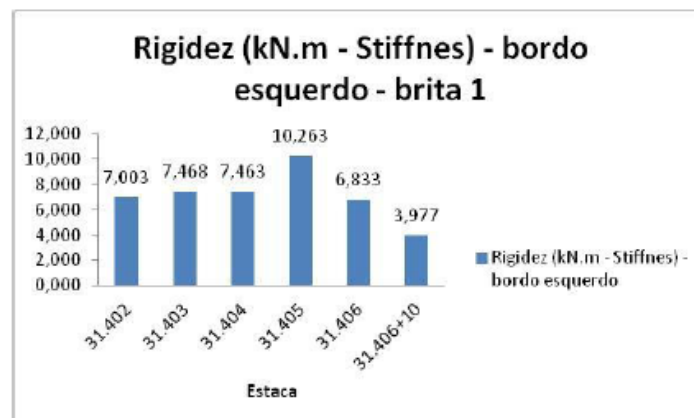
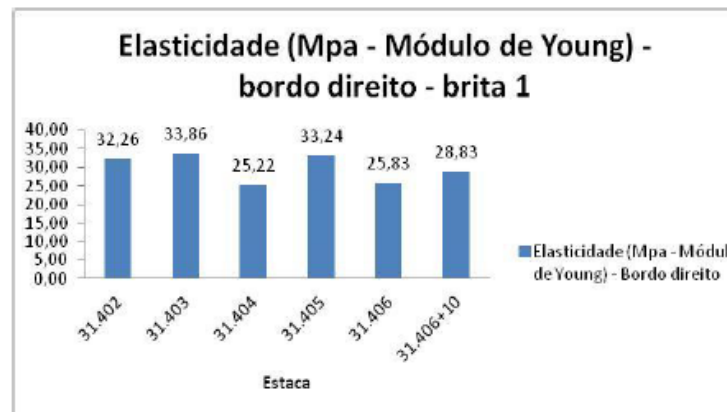
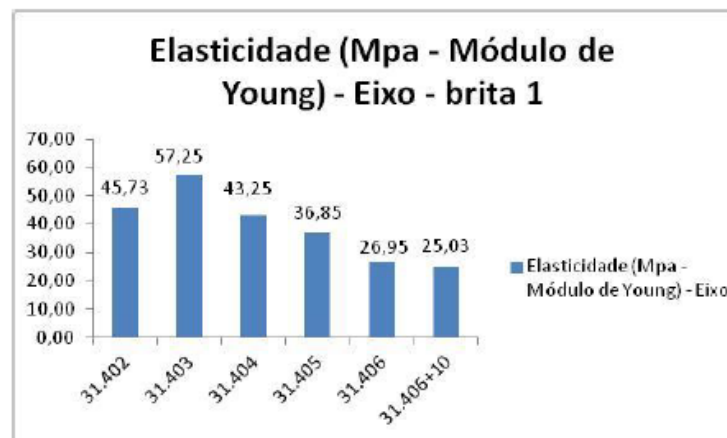
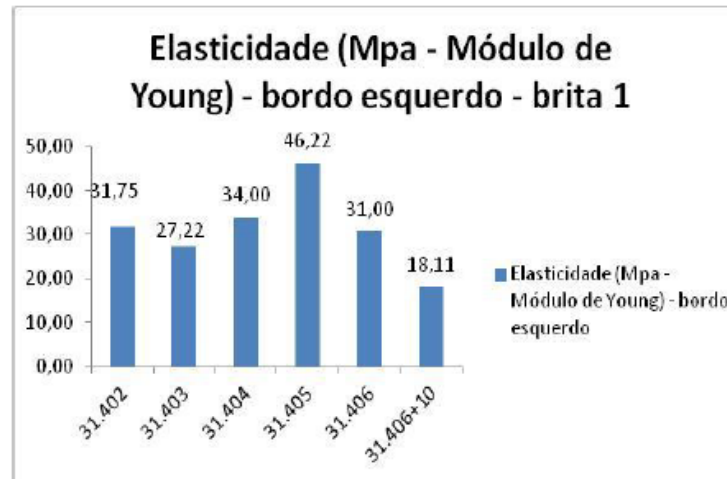
Figura 4. Aparelho GeoGauge em uso no eixo da via.

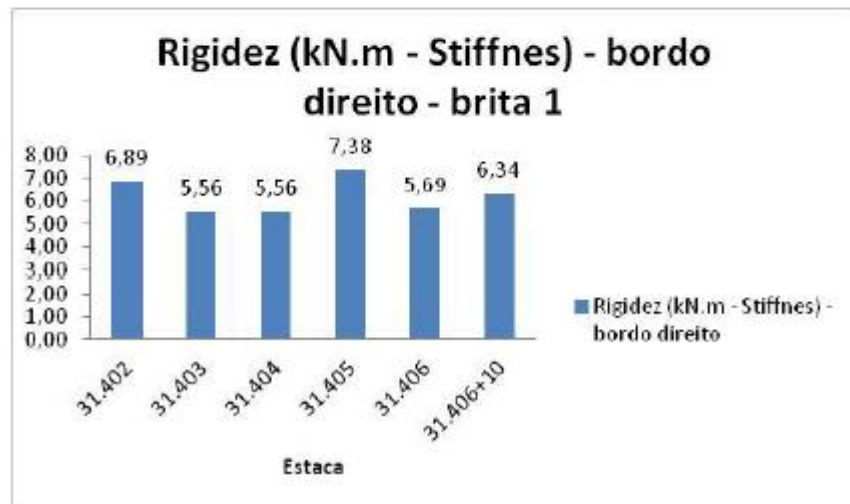
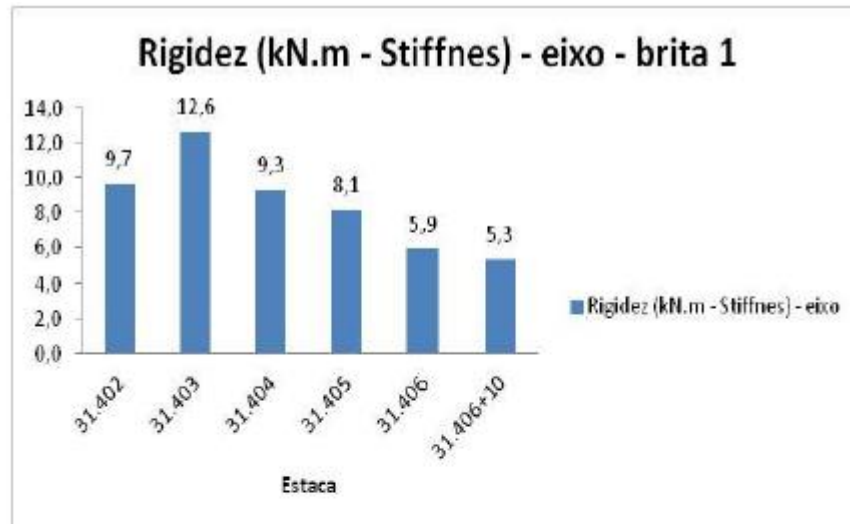
2.1.2 ENSAIOS REALIZADOS NO RAMAL SALGUEIRO-SUAPE.

Os ensaios para esse trecho, devido a extensão considerável, encontram-se resumidos em 5 tabelas com todos os dados concernentes inclusos os quais, colocados em gráficos, resultam no mostrado abaixo.









Antes das análises dos valores medidos em campo, cabe uma série de observações feitas no campo com relação a qualidade das camadas encontradas:

A1. O material denominado rachão apresentava uma granulometria inferior ao material ensaiado no laboratório;

A2. O material denominado rachão apresentava um grau de compactação diferenciado nos bordos e no eixo;

A3. O material denominado rachão apresentava uma contaminação de fino na camada de campo e o material enviado para ensaios no laboratório se encontrava isento de fino;

A4. O material denominado brita 1 apresentava uma excessiva contaminação de fino de origem da britagem;

A5. O material denominado brita 1 apresentava uma espessura muito superior ao especificado;

A6. O material denominado brita 1 apresentava grande irregularidade na cota final de acabamento.

A7. O material denominado brita 1 apresentava uma grande similaridade entre as camadas de preenchimento do corte e a camada de sublastro.

2.2 ENSAIOS REALIZADOS EM LABORATÓRIO

2.2.1 CARACTERIZAÇÃO PETROGRÁFICA

A caracterização petrográfica mostrou que o material é granito.

2.2.2 GRANULOMETRIA

A chamada curva granulométrica de brita 0 apresentou 77% do tamanho dos grãos dentro da faixa ABTN para brita 0 (#4,8mm – #9,5mm), com 8,5% com tamanho de grãos maior que a #9,5mm o que pode ser classificada como brita 1 e 14,5% com tamanho de grãos inferior a #4,8 o que poderia ser classificado como contaminação.

A chamada curva granulométrica de rachão apresentou todas as partículas com diâmetro superior 76 mm o que a classifica como pedra de mão, todas as partículas se apresentaram maiores que 130 mm e isentas de pó.

A chamada curva granulométrica de brita 1 apresentou 100% do tamanho dos grãos dentro da faixa ABTN para brita 1 (#19mm – #9,5mm).

2.2.3 DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA E RIGIDEZ

O ensaio realizado no Laboratório de Ferrovias e Asfalto, consistiu na confecção de uma caixa de madeira com 1m² de área e 40cm de profundidade, como indicado nas Figuras 14 e 15. As medições foram executadas quatro vezes em nove posições diferentes na caixa. A média desses valores nos forneceu o módulo de resiliência e rigidez dos materiais ensaiados como apresentados na tabela 1.



Figura 14. Ensaio com o Geogauge H4140 com rachão.



Figura 15. Ensaio com o Geogauge H4140 com brita 0.

Tabela 1. Resultados obtidos com o aparelho Geogauge H-4140.

Matriz Rochosa	Granulometria	Rigidez (MN/m)	E (MPa)
Gnaisse	Brita 1	3,61	31,25
Granito	Brita 0	2,94	25,48
Granito	Rachão	4,10	35,14

Analisando-se os valores acima, destaca-se que do ponto de vista do módulo de elasticidade dos materiais e da rigidez que representa a estrutura da camada constituída pelos mesmos, conclui-se que o melhor material para compor a camada de preenchimento do rebaixo dos cortes de rocha levando em consideração o efeito do contato roda-trilho, a conseqüente vibração decorrente e o contato aresta a aresta das partículas, é o material com curva granulométrica de brita 0, pois apresenta a melhor condição de absorção das tensões geradas.

2.2.3 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE DRENAGEM DO MATERIAL

Para determinação da capacidade drenante do material, foi confeccionado no Laboratório de Ferrovias e Asfalto um permeâmetro de carga constante. O conhecimento do valor da permeabilidade é muito importante em algumas obras de engenharia, principalmente, na estimativa da vazão que percolará através do maciço. Um tubo metálico com 40 cm de profundidade foi perfurado em sua base e foi forrado com a geomanta de especificação BIDIM OP-40, gramatura 300mm, com diâmetro equivalente ao diâmetro do tubo. Nas Figuras 16 e 17, observa-se a montagem do tubo metálico do permeâmetro.



Figura 16- Aferição de 40 cm de profundidade.



Figura 17- Assentamento da geomanta no tubo metálico.

O ensaio de carga constante trata-se da determinação da vazão que percola pelo material ensaiado quando submetido a uma carga hidráulica constante durante o ensaio. Após aferição da carga constante, o reservatório era fechado e o permeâmetro revestido por um plástico, garantindo que não houvesse interferência das condições ambientes do local ou perda de água durante o ensaio. Os materiais ensaiados foram mantidos em estufa, garantindo máxima absorção de água pelo material rochoso durante o ensaio. Realizou-se duas medidas de tempo diferentes, a primeira de 10 minutos e a segunda de 5 minutos. Dado o tempo exato, eram fechados os registros e aferido o volume percolado pelo material. Para análise dos resultados, realizou-se uma média das vazões percoladas como mostrado na Tabela 2.

Tabela 2- Resultados obtidos pelo ensaio com o permeâmetro de carga constante.

Matriz Rochosa	Granulometria	Vazão (l/s)	Velocidade percolação (cm/s)
Gnaisse	Brita 1	0,1183	0,0476
Granito	Brita 0	0,0900	0,0464
Granito	Rachão	0,1117	0,0510

A velocidade de percolação foi medida levando em consideração o tempo gasto para percorrer a extensão de 40 cm da camada formada pelo material. Já a vazão trata-se da quantidade de água que passou pela camada de 40 cm em segundos. Portanto dos resultados obtidos na Tabela acima, avaliou-se que o material que apresentou a melhor performance no item de fornecer o melhor caminho preferencial para a retirada da água da camada de preenchimento do rebaixo dos cortes de rocha, foi o rachão.

Para determinação da vazão, foi aferido o volume percolado nos materiais dentro do permeâmetro. Após executadas todas as medições, o material foi retirado do permeâmetro e foi analisado as condições da geomanta colocada no tubo metálico. A geomanta utilizada nos ensaios com a brita1 e rachão não sofreu nenhuma alteração, já a utilizada no ensaio com o material constituído pela brita 0 ficou obstruída devido a grande quantidade de finos, como observado na Figura 18. Partindo do princípio que o material que dever ser utilizado na constituição da camada de preenchimento deve ser de partículas limpas, duráveis e isentas de matéria orgânica com capacidade de drenagem mínima de 10^{-3} cm/s, capaz de assegurar a livre drenagem sem perdas de cargas acentuadas, o material na granulometria de rachão com velocidade de percolação igual a $5,1 \times 10^{-2}$ cm/s pode ser classificado como de média capacidade de drenagem e é o que apresenta melhor alternativa.



Figura 18 – Geomanta utilizada, após ensaio com brita 0

3 CONCLUSÕES

Acerca dos aspectos da elasticidade (e efeito vibração roda trilha), há citações segundo Selig e Walters, 1994 de que quando se dá a contaminação do lastro ferroviário por produção de finos do próprio material constituinte, até 76% (setenta e seis por cento) é responsabilidade do processo vibratório (da grade e da própria camada de lastro).

O efeito chicote, no caso do rebaixo em rocha, torna-se evidente e, também, por inferência intuitiva (não há medidas sistematizadas para se confiar - a área que tenta mostrar os efeitos das vibrações em ferrovias é isenta de estudos sistematizados). Mais energia acumulada, durante o comportamento elástico, liberará mais energia, que produzirá mais vibrações na parte superior (superestrutura), então, o material com maior módulo de elasticidade passa a ser o mais contra-indicado e, por consequência, o material que apresentar o menor módulo de elasticidade apresentará a maior capacidade de "amortecimento" das vibrações: a camada do material colocada no rebaixo em rocha transmitirá menos vibrações à superestrutura.

As medições em laboratório indicaram uma ordem crescente de valores de módulos de elasticidade:

- brita 0 - material recebido - com finos - menor valor
- brita 1 - material do laboratório - sem finos - valor intermediário
- rachão - material recebido - sem finos - maior valor

Assim, considerando este aspecto isoladamente - comportamento elástico -, o rachão é o material menos indicado e a brita zero (com finos) passa a ser o material mais indicado para o caso em questão: esse material, se utilizado, trabalhará diminuindo e, portanto, amortecendo o efeito chicote com bastante eficiência.

Acerca dos aspectos de capacidade de drenagem as medições em laboratório indicaram uma ordem crescente de valores para as capacidades de drenagem (competência natural para possibilitar percolação):

- brita 0 - material recebido - com finos - menor valor
- brita 1 - material do laboratório - sem finos - valor intermediário
- rachão - material recebido - sem finos - maior valor.

Se for considerada a importância da garantia da função drenante da tal camada, para o perfeito funcionamento da plataforma ferroviária, há que se descartar a possibilidade de uso do material brita 0 pois durante nos ensaios de laboratório chegou a ocorrer quase a completa colmatagem do material utilizado como filtro, levando-se a crer que em utilização corrente na plataforma, certamente passará pela situação aferida e, podendo até interromper a capacidade drenante da camada inserida de brita 0.

Substituir o material pela brita 1 parece ser o mais indicado: o material apresentou valores de elasticidade e de capacidade drenante, intermediários. Nas duas formas de medições, módulo de elasticidade e capacidade drenante, a brita 1 (isenta de finos) apresentou valores muito convenientes.

Em relação aos resultados obtidos em campo observa-se que o melhor material para compor a camada de preenchimento do rebaixo dos cortes de rocha levando-se em consideração o efeito do contato roda-trilho, a conseqüente vibração decorrente e o contato aresta a aresta das partículas, é aquele com o menor valor de rigidez, que tem melhor condição de absorção das tensões geradas, que no caso, indica que o material a ser utilizado pode ser a brita 1, mas com isenção de finos de contaminação, o que poderia ocasionar o processo de colmatagem dos vazios e com isso poderia causar comprometimento da capacidade drenante da via.

Conclui-se então que os resultados obtidos em campo e laboratório convergiram, mostrando que o material mais adequado para o preenchimento dos rebaixos de corte de rocha na Ferrovia Transnordestina é o agregado com faixa granulométrica correspondente a brita 1.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos a Odebrecht S/A, a toda equipe do Laboratório de Ferrovias e Asfalto da UFOP e a Fundação Gorceix.

REFERÊNCIAS

FERNANDES, G., 2005, "Comportamento de estruturas de pavimentos ferroviários com utilização de solos finos e/ou resíduos de mineração de ferro associados à geossintéticos";

HEAD, K.H., Manual of soil laboratory testing, Vol 1,2,3, ELE. International limited, 1986;

NBR 11541: 1991 - Amostragens de material para lastro para via férrea - Procedimento

NBR 5564: 1991 - Via férrea - Lastro padrão – Especificação.

NBR NM 51: 2003 - Agregados - Determinação da Abrasão Los Angeles - Método de ensaio.

NBR 6954: 1989 - Lastro padrão - Determinação da forma do material - Método de ensaio.

NBR 7218: 1987 - Agregados - Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis - Método de ensaio.

NBR 7219: 1987 - Agregados - Determinação do teor de material pulverulento - Método de ensaio.

NBR 7418: 1987 - Lastro padrão - Determinação da massa específica aparente, da absorção de água e da porosidade aparente do material - Método de ensaio.

NBR 7702: 1984 - Lastro padrão - Determinação do teor de fragmentos macio e friável - Método de ensaio.

NBR 8938: 1985 - Determinação da resistência ao choque - Método de ensaio.

NBR NM 248: 2003 - Agregados - Determinação da composição granulométrica - Método de ensaio.

RAIMOND, G.P. & DIYALJEE, V.A. (1979).Railroad Ballast Ranking Classification. IN: Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, New York.v. 105, No GT 10.p.1135-1155, 1979.

SENÇO, W. (1997). Manual de Técnicas de Pavimentação, Vol 1 e 2. Editora Pini, São Paulo, 746 p.

BARDET, J.P., Experimental soil mechanics, PRENTICE – HALL, 1997;

ERNEST T. SELIG and JOHN M. WALTERS, 1994, Track Geotechnology and Substructure Management

Capítulo 5

PEQUENAS INTERVENÇÕES PARA REDUÇÃO DOS PROCESSOS DE INSTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS EM VILAS E FAVELAS DO MUNICÍPIO DE BELO HORIZONTE – MG

[DOI: 10.37423/200400707](https://doi.org/10.37423/200400707)

Luciane de Castro Campos

Luciene Oliveira Menezes

Soraya Salatiel Sampaio

Thiago Borges Gomes Moreira

Cláudia de Sanctis Vianna

Luiz Delgado

RESUMO: O objetivo deste trabalho é avaliar como pequenas intervenções contribuíram para a minimização do risco geológico em vilas e favelas da cidade de Belo Horizonte, bem como apresentar tipologias destas intervenções e como elas são viabilizadas e priorizadas. A definição dos tipos de intervenções e prioridade é definida através do plano de obras, parte integrante do PEAR-Programa Estrutural em Áreas de Risco, que é um programa de assistência técnica e social às famílias moradoras de áreas de risco geológico na cidade de Belo Horizonte. Tem caráter contínuo e visa diagnosticar, prevenir, controlar e minimizar a situação de risco geológico. A metodologia proposta é buscar no acervo técnico da URBEL (Companhia Urbanizadora e de Habitação de Belo Horizonte), órgão que gerencia este programa, as tipologias das intervenções e as formas de execução para minimizar os processos de instabilização além da definição das prioridades e do número de intervenções já ocorridas desde a criação do PEAR (1994) e comparar estes dados com a redução das edificações em risco geológico, obtidos através do diagnóstico realizado no município em 2009.

Como análise dos dados coletados, conclui-se que as obras de pequeno porte contribuem significativamente para a diminuição do risco geológico na cidade de Belo Horizonte, e fortalecem o programa de redução de risco, que tem como objetivo principal a convivência com o risco geológico e sua eliminação progressiva, possibilitando manter as famílias nos próprios locais de origem.

PALAVRAS-CHAVE: Pequenas intervenções, Áreas de Risco Geológico, Minimização do Risco.

1 INTRODUÇÃO

A cidade de Belo Horizonte, até 1993, não contava com política pública de habitação e nenhuma rotina para o tratamento das áreas de risco geológico em vilas e favelas: agia-se somente com o socorro às vítimas no período chuvoso.

Em 1993, a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte elaborou o Projeto de Priorização de Intervenção em Áreas de Risco, com objetivo de intervir adequada e imediatamente nas áreas de risco priorizadas, no sentido de minimizar as possíveis consequências desastrosas durante o período de chuvas do corrente ano. Nesta data, foram identificadas 121 áreas em situação de risco geológico onde 8.911 moradias apresentaram situação de risco alto e iminente, sendo criado então o Plano de Atendimento Emergencial-PAE (URBEL, 1993) de 38% do número de moradias em situação de risco, chegando a 14.349. Diante os números apresentados foi criado o Programa Estrutural em Áreas de Risco – PEAR, que é um programa de assistência técnica, física e social às famílias moradoras de áreas de risco geológico efetivo, de caráter continuado, que visa diagnosticar, prevenir, monitorar, controlar e minimizar situações de risco geológico, estruturando e revitalizando estas áreas.

Segundo o art. 28 da Lei 7.165, de 27/08/96, áreas de risco geológico são aquelas sujeitas a sediar evento geológico natural ou induzido ou a serem por ele atingidas.

Para efeito de intervenção do PEAR, são consideradas as seguintes modalidades de risco geológico:

1. Escorregamento de solo e/ou rocha e/ou aterro;
2. Inundação;
3. Queda e/ou rolamento de blocos de rocha;
4. Erosão e solapamento de margens fluviais.

O programa atua através de planos que variam de acordo com o período do ano, consistindo no plano de atendimento emergencial, plano de mobilização social e plano de obras que correspondem a ações de curto, médio e longo prazo, a partir do reconhecimento e classificação das áreas de risco em função dos processos destrutivos, intensidades, tipologia, número de moradias e graduação do risco (URBEL, 1995).

- Plano de Atendimento Emergencial -PAE: Tem como objetivo, propiciar atendimento emergencial nas áreas de risco, enquanto se implantam intervenções estruturais para eliminação definitiva do risco, sendo ações típicas do período chuvoso.

- Plano de Mobilização Social -PMS: Este plano prevê ações educativas junto às populações moradoras em áreas de risco e estímulo à criação de Núcleos de Defesa Civil-NUDEC. Prevê atividades ao longo de todo o ano tais como realização de assembléias e reuniões visando integrar a comunidade e o poder público nos trabalhos de convivência e eliminação de risco, distribuição de cartilhas educativas (operação pente-fino), atividades de educação ambiental.

- Plano de Obras -PO: Consiste no planejamento de obras para eliminação do risco nas vilas e favelas, dentro de uma escala de prioridade, sendo que no ano de 2007 foi implementado a participação dos NUDEC nas priorizações das intervenções, bem como participação da comunidade com mutirões para execução das obras indicadas.

2 PROGRAMA ESTRUTURAL EM ÁREAS DE RISCO – PLANO DE OBRAS

Consiste no planejamento da implantação de obras para eliminação do risco geológico nas vilas e favelas do município de Belo Horizonte, envolvendo a concepção da obra mais adequada para cada local e o estabelecimento de uma escala racional de prioridade de implantação (URBEL, 1995).

Tendo em vista a carência de recursos municipais, os prazos necessários para execução das obras e a complexidade das situações de risco da cidade, é necessário estabelecer uma ordem de prioridade de implantação que considera, para cada local de risco, tanto os recursos necessários para a obra quanto o benefício decorrente em termos de redução do risco.

As vilas e favelas inseridas no Plano de Obras foram definidas a partir de dois critérios básicos: magnitude do risco geológico existente e possibilidade futura de consolidação definitiva do núcleo.

Esses critérios levaram a seleção de 36 vilas com 88 setores de alto risco, conforme diagnóstico realizado em 1994, para as quais foram elaborados anteprojetos de obras de segurança. A partir de análise aprofundadas envolvendo o risco de cada local, a eficácia das obras projetadas e o custo de execução, os setores de risco foram classificados em uma escala de prioridade de implantação, permitindo adequar o programa de obras às possibilidades orçamentárias da administração. (URBEL 1996).

Os dados levantados a partir do diagnóstico 1993, feito em 158 vilas e favelas de Belo Horizonte indicam uma rápida deterioração das áreas em questão, gerada pela ação antrópica ou pela simples ocupação das áreas com potencial de risco. Quando esta ocupação se dá em áreas de encosta, são maiores as possibilidades de intervenções, visto que necessitam de obras pontuais que independem de condições externas ao setor de risco.

Mesmo em vilas que já haviam sido urbanizadas os problemas não são menos complexos. A falta de manutenção da infra-estrutura implantada tem sido responsável por acidentes em diversas dessas vilas. Os maiores problemas são referentes a redes de esgoto e drenagem que através de vazamentos e infiltrações no maciço tem provocado instabilidades e escorregamentos de encostas.

Diante deste quadro, foram indicados no diagnóstico realizado em 1994 um elenco das ações capazes de evitar o acidente, em caráter temporário ou Obras do PEAR.

- Obras de retorno: são executadas após acidentes provocados por escorregamentos ou inundações. Só são executadas quando não há mais risco de novos acidentes.

Constituem de construções de casas atingidas total ou parciais objetivando manter a população nestas mesmas moradias sem que seja preciso a sua retirada definitiva do local. Só serão executadas caso não haja mais risco de novos acidentes. Caso contrário, um novo local caracterizado como isento ao risco deverá ser indicado, a fim de se executar sobre o mesmo a construção da moradia anteriormente danificada.

- Obras preventivas: Visam diminuir a susceptibilidade a acidentes, eliminando ou diminuindo temporariamente os efeitos dos principais agentes de instabilização. As mais comuns são contenções em rip-rap, cobertura de superfícies com lonas plásticas, limpeza de canais e bocas de lobo, dragagem de córregos, remoções de massas instáveis e redirecionamento de cursos d'água ou drenagem superficial.

-Obras definitivas: Visam extinguir o risco para as moradias, sendo as mais indicadas os muro padrão em bloco cheio ou em concretos, em casos excepcionais, com altura menor que três metros e extensão máxima de 10 metros, contenções em gabião, redes de drenagem em diâmetros diversos, escadarias, impermeabilização de taludes etc.

Para a realização destes três tipos de obras adotou-se os procedimentos seguintes:

Obras de retorno: A URBEL fornece o material necessário para a obra, garantindo o acompanhamento e assistência técnica, e por outro lado o morador executa os serviços seguindo rigorosamente a orientação e especificações determinadas pelo engenheiro responsável, conforme foto 01.



Foto 01: Obra executada com mão de obra do morador em regime de mutirão

Caso não haja a possibilidade de se formar esta parceria estes serviços poderão ser executados por equipe contratada e administrada pela URBEL (foto 02).

Obras preventivas: Além de serem executadas pelos moradores, também poderão ser executadas por empresas contratadas pela URBEL.

Obras definitivas: estas obras estarão a cargo de empresas contratadas pela URBEL, as quais sugere-se contratação segundo planilha de preços unitários, dinamizando sua atuação sem amarração com locais, visto que a situação de risco, no período chuvoso, tem um caráter dinâmico. Quando possível, estas obras poderão ser feitas com a mão de obra dos moradores.



Foto 02: Obra executada por empreiteiras através de empresas contratadas pela URBEL

3 TIPOS DAS OBRAS E CRITÉRIOS DE ATENDIMENTO PELO PEAR

As obras para eliminação ou minimização do risco geológico são descritas abaixo:

- Muro de Contenção: altura menor ou igual a 3,0. Em locais com alta declividade e pouco espaço físico executa-se muro em estrutura reticulada de concreto armado, sustentando painéis de bloco estrutural de concreto, garantindo a estabilidade da encosta (foto 03). A fundação pode ser em sapata ou tubulão dependendo do tipo de solo e espaço físico, neste tipo de obra, dever ser utilizada a mão de obra do morador. Em caso de muros com alturas superiores a 3 metros e beneficiar um número maior de famílias, a obra poderá ser realizada com mão de obra especializada através de contatos da URBEL.



Foto 03: Obra definitiva – muro de contenção – Região Nordeste de Belo Horizonte

-Laje: visa recuperar acesso e proteger superficialmente o solo em locais com declividade elevada, minimizando a ação dos agentes potencializadores do risco geológico (foto 04).



Foto 04: Obra definitiva em andamento – laje – Região Leste de Belo Horizonte

- Concreto Projetado: tem por finalidade a estabilização da encosta através da fixação de barras de aço além da impermeabilização que reduz a infiltração de água, evitando a ocorrência de erosão e de

escorregamento em locais onde não são viáveis a aplicação e fixação de proteção vegetal (foto 05). Devido a complexidade desta obra, deverá ser sempre executada pelos contratos da URBEL.



Foto 05: Obra definitiva

– concreto projetado – Região Nordeste de Belo Horizonte.

-Concreto Chapado: tem por objetivo a proteção superficial da encosta onde os grampos tem a função de fixar a armadura. Esta obra é normalmente realizada com mão de obra do morador;

-Solo cimento ensacado “Rip-rap”. Aplicada para proteger taludes de corte e aterros da erosão superficial e reduzir a infiltração de água, evitando a evolução de processos erosivos e de escorregamentos (foto 06). Esta obra é de caráter emergencial e paliativo;



Foto 06: Obra preventiva – Rip-rap – Regional Venda Nova

-Retaludamento: altera a geometria do terreno executando cortes ou aterros localizados, visando obter taludes com declividades mais suaves, minimizando o risco de escorregamento;

-Recuperação de moradia: reconstrução parcial da moradia que foi danificada por inundações ou escorregamentos, não sendo a área mais susceptível a outros processos geológicos;

-Reconstrução da moradia: construção de um padrão de edificação (projeto padrão) para retorno das famílias removidas preventivamente, após intervenção pra estabilização (foto 07).

-Construção de uma nova moradia: Normalmente é feita em outra área que o morador possui, em área que não apresenta predisposição ao risco geológico. Sempre é feito com mão de obra do morador e também segue um padrão.



Foto 07: Obra de retorno – Reconstrução de moradia – Região de Belo Horizonte

- Muro em Gabião: são gaiolas de telas de aço, com seções retangulares em sua largura e altura, preenchidas com partículas geralmente do tamanho de pedregulho (foto 08).



Foto 08: Obra definitiva – Muro em gabião – executado pela empresa contratada- URBEL, região Centro Sul.

– Drenagem: Execução de canaletas de crista, e de pé e de pequenas escadas de água para direcionar água de chuva, evitando saturação do terreno e conseqüente escorregamento (foto 09);



Foto 09: Obra preventiva – Impermeabilização de crista para colocação de lona –Regional Leste

- Recuperação da rede de esgoto: tem como objetivo a recuperação de rede de esgoto em crista de taludes para minimizar os escorregamentos.

Para a execução das obras pelo PEAR, devem seguir alguns critérios a saber:

- Não devem aumentar ou transferir a situação de risco;
- Devem utilizar os projetos padrões, evitando os executivos;
- Devem ser priorizadas as obras de caráter coletivo, beneficiando maior número de famílias;
- As intervenções deverão ser priorizadas em locais onde a velocidade de deterioração é elevada;
- Os setores cadastrados como de risco alto e iminente devem ser priorizados com obras paliativas ou emergenciais;
- Muro Tipo Gabião, somente com mão de obra especializada.

4 DIAGNÓSTICO DE RISCO GEOLÓGICO NA CIDADE DE BELO HORIZONTE

Em 1993, a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte elaborou o Projeto de Priorização de Intervenção em Áreas de Risco, onde foram identificadas 121 áreas em situação de risco geológico onde 8.911 moradias apresentaram situação de risco alto e iminente. Em 1994 foi realizado uma atualização das moradias em risco onde constatou um aumento de 38% do número de moradias em situação de risco, chegando a 14.349.

Em 2004 foi realizado a primeira revisão do diagnóstico de risco em vilas e favelas do município, onde constatou 10.650 edificações em situação de risco geológico alto e muito alto (urbel 2004). O objetivo principal deste diagnóstico, foi rever o universo de atuação do PEAR além de servir como instrumento de planejamento. O mapeamento foi realizado em 195 áreas, 74 a mais que em 1993.

No ano de 2007 iniciou a segunda revisão, finalizando em 2009 onde apontou uma redução em relação a 2004 de 64% do número de edificações em situação de risco geológico (3.789 edificações em risco geológico). O universo mapeado aumentou de 195 para 211 áreas.

A atualização do diagnóstico permitiu a análise do processo de ocupação, no período de 15 anos, denotando o aporte de novas famílias às áreas já existentes, bem como a ocupação de novas áreas. Por outro lado, constatou-se a eliminação de alguns setores de risco através dos processos de urbanização, remoções e das obras realizadas pelo PEAR, através da mão de obra dos moradores e mão de obra especializada.

5 RESULTADOS OBTIDOS AO LONGO DOS 15 ANOS DO PEAR

Devido ao aumento do número de vilas e favelas (125 para 221) no município ao longo dos 15 anos de atuação do Programa Estrutural em Áreas de Risco não será possível realizar uma correlação entre os diagnósticos realizados de maneira precisa, no entanto o sucesso do programa se deve a participação popular ao longo dos anos, realizando obras de minimização e eliminação do risco e acompanhando a evolução do risco.

De uma maneira geral, o número de edificações em situação de risco geológico alto e muito alto em 1993 foi de 8.911, aumentando em 1994 para 14.349, devido ao aumento do universo mapeado, em 2004 reduzindo para 10.650 chegando a 3.789 em 2009.

Considerando que as obras de pequeno porte, objeto deste trabalho, são realizadas apenas em áreas susceptíveis a escorregamentos e solapamentos (em casos bem específicos), serão retirados dos valores totais dos diagnósticos citados acima o número de edificações em risco de inundação para que a avaliação da contribuição das obras seja feita com maior eficácia.

Em 1993 não foram mapeadas áreas susceptíveis a inundações ficando então o valor de 8.911 moradias em risco geológico alto e muito alto.

Já no ano de 1994 das 14.349, 2085 moradias foram mapeadas como susceptíveis a inundações, ficando então 12.264 moradias susceptíveis a escorregamentos e processos correlatos.

Em 2004, das 10.650 moradias em risco alto e muito alto, 1.145 moradias foram mapeadas como susceptíveis a inundações, ficando então 9.505 moradias susceptíveis a escorregamentos ou processos correlatos.

Em 2009, das 3.789 edificações em risco alto e muito alto, 607 foram diagnosticadas como susceptíveis a inundações e alagamentos, ficando então 3.182 edificações em risco de escorregamentos e processos correlatos.

De 1993 até o ano de 2009, foram realizadas 2038 obras com mão de obra dos moradores e 375 obras através do contrato da URBEL de mão de obra especializada, referentes aos anos de 2004 a 2009, totalizando, 2413 obras realizadas ao longo dos 15 anos de atuação do PEAR.

Em relação as obras de pequeno porte, realizados pelos moradores, nos anos de 2002 e 2003 não foram registradas obras pelo PEAR e as obras através de contratos, foram consideradas apenas a partir de 2005, conforme mostra a figura 01.



Figura 01: Número de obras realizadas por ano através do PEAR.

Ao longo dos anos de atuação do Programa Estrutural em Áreas de Risco – PEAR, o número de edificações em risco de escorregamentos e processos correlatos, foi de 12.264 (1994) para 3.182 (2009), representando uma redução de aproximadamente 74% (representando então, uma redução de 9.082 edificações em risco).

Conforme os critérios de execução das obras pelo PEAR, o número de edificações e consequentemente o número de famílias beneficiadas tem que ser o maior possível, sendo então considerado para esta análise que cada obra beneficiou pelo menos duas edificações, correspondendo então a 4.826 edificações onde o risco foi eliminado ou minimizado pelas obras de pequeno porte, representando então uma redução de 53% do risco de escorregamento na cidade de Belo Horizonte.

Como intervenções preventivas, tem-se ainda a colocação de lona plástica nos taludes no período chuvoso. No período de chuvas 2005/2006 até o período de chuva atual 2009/2010, foram distribuídos cerca de 4683 (figura 02) cortes de lonas, estas obras paliativas, não interferem na diminuição do risco geológico diretamente mais influencia no sentido de paralisar o processo geológico, possibilitando muitas vezes a execução de obras para eliminar o risco, após o período chuvoso.

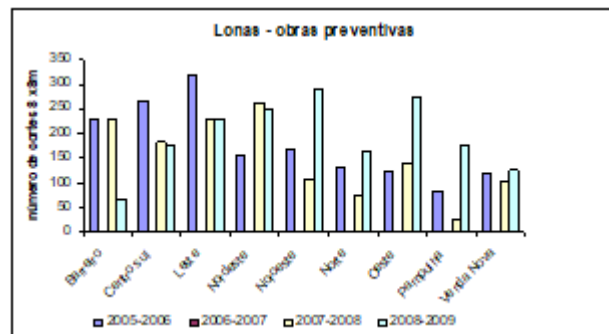


Figura 02: Distribuição de lonas de 2005 até o período de chuvas atual, por regional

6 CONCLUSÕES

Os diagnósticos de risco geológico realizados no município de Belo Horizonte ao longo dos 15 anos de atuação do Programa Estrutural em Áreas de Risco – PEAR, confirmou que os agentes deflagradores do risco geológicos ocorreram em função de intervenções antrópicas, através de cortes inadequados, inexistência e precariedade do sistema de drenagem e de esgotamento sanitário, lançamento de lixo e entulhos em encostas e cursos d'água, ocupação de áreas inundáveis, além da fragilidade construtivas das moradias. Muitos destes problemas são minimizados por obras de pequeno porte, realizadas pelos próprios moradores, que além de receber os materiais de construção da prefeitura recebem orientação técnica. Ressalta-se que o número de obras que no período avaliado foi de 2413 pode considerar que o número de famílias beneficiadas dobrou chegando a quase 4800 famílias visto que as obras geralmente beneficiam em média duas famílias, representando uma redução aproximada 53% das edificações em risco geológico ao longo dos 15 anos de atuação do PEAR.

As obras preventivas, como a distribuição de lonas, limpezas de córregos, encostas e sistemas de drenagem, contribuem de maneira indireta na redução do risco, pois durante o período chuvoso, estas obras evitam que os processos geológico evolua possibilitando a execução de obras de pequeno porte após o período chuvoso.

Considerando o grande número de remoções e intervenções de grande porte, incluindo urbanização de vilas e favelas, o número de pequenas obras foram significativas para a redução do risco que contribuiu praticamente com 50% da redução do risco de escorregamentos na cidade ao longo dos anos de atuação do programa. Estas intervenções muitas vezes executadas pelos próprios moradores contribuíram também para fortalecer o programa na cidade de Belo Horizonte, que é referencia nacional no tratamento e monitoramento do risco geológico, problema freqüente em grandes cidades brasileiras.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos técnicos da URBEL – Companhia Urbanizadora e de Habitação de Belo Horizonte, que colaboraram para a execução deste trabalho.

REFERÊNCIAS

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE. 2009. Balanço Período Chuvoso 2008/2009 – Grupo Executivo em Áreas de Risco – GEAR pg. 37.

COMPANHIA URBANIZADORA DE BELO HORIZONTE – URBEL (2009). Diagnóstico da situação de risco geológico das Vilas, Favelas e Conjuntos Habitacionais de Belo Horizonte 2007/2009. Belo Horizonte: URBEL – PBH

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE. 2008. Balanço Período Chuvoso 2007/2008 – Grupo Executivo em Áreas de Risco – GEAR pg. 41.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE. 2006. Balanço Período Chuvoso 2005/2006 – Grupo Executivo em Áreas de Risco – GEAR pg. 37.

URBEL (2005) Obras Executadas pelo PEAR. 2º semestre de 2005.

COMPANHIA URBANIZADORA DE BELO HORIZONTE – URBEL (2004). Diagnóstico da situação de risco (Vilas, Favelas e Conjuntos Habitacionais). Belo Horizonte: URBEL – PBH.

COMPANHIA URBANIZADORA DE BELO HORIZONTE – URBEL (1995), Grupo de engenheiros e geólogos. Programa estrutural em áreas de risco. Plano de atendimento emergencial – PAE; Diagnóstico da situação de risco (Vilas, Favelas e Conjuntos Habitacionais). Belo Horizonte: URBEL – PBH, 1994. v.2 [n.p]. (relatório, anexos).

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE. 2004. Pensar BH, Política Urbana e Ambiental. Secretari Municipal da Coordenação de Políticas Urbana e Ambienta. V 4.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE. 2001. Seminário de Política Urbana – Grupo de Trabalho 4 – Manutenção e risco.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, 1993. Projeto de Priorização de Intervenções em Áreas de Risco. Diagnóstico da Situação de Risco 1993. Volumes I e II, Belo Horizonte .

Capítulo 6

DRENAGEM DE PISOS INTERTRAVADOS APLICADOS SOBRE LAJE DE CONCRETO NO TAGUATINGA SHOPPING EM BRASÍLIA/DF

[DOI: 10.37423/200400715](https://doi.org/10.37423/200400715)

Haroldo Paranhos (Reforsolo Engenharia, Brasília, Brasil) - reforsolo@gmail.com

Rideci Farias (Reforsolo Engenharia, Brasília, Brasil) - rideci.reforsolo@gmail.com

Itamar Bezerra (Maccaferri, Goiânia, Brasil) - itamar@maccaferri.com.br

Joyce Lucas (Concremat, Brasília, Brasil) - joyce.civil@gmail.com

RESUMO: Para a construção dos estacionamentos descobertos do Taguatinga Shopping, no Distrito Federal, o projeto previa a utilização de piso intertravado (Bloquete) sobre laje de concreto do tipo “Still Deck”, impermeabilizada com manta asfáltica. Utilizou-se uma camada de Macdrain para o auxílio na proteção mecânica da manta impermeabilizante, mas também como camada de deslizamento e com principal função a drenagem dos excessos de águas e líquidos percolados pela estrutura de revestimento em bloquete. O projeto contemplou conceitos multidisciplinares que reúnem tanto os aspectos arquitetônicos do revestimento do pavimento, escolhido pela arquitetura, objetivando a melhoria do conforto térmico e acústico das lojas abaixo da região de tráfego de veículos; quanto o estrutural, com o controle das fissuras promovidas sobre as lajes em soluções similares expostas a agentes climáticos; além das geotécnicas, na drenagem da água na camada de pó de brita de assentamento dos bloquetes, acima das lajes, evitando o bombeamento dos finos e do efeito da redução da interação dos bloquetes causados pelas forças ascendentes da água.

O shopping foi durante muitos anos o maior fora do plano piloto e em 2010 aumentou sua área de atendimento e também os estacionamentos. Com isso a proposta originalmente utilizada em 3.000m² foi replicada na ampliação, em uma área de aproximadamente 2000 m². Após o estudo de algumas alternativas que atendessem as necessidades mencionadas anteriormente, optou-se pela utilização do sistema de geocomposto drenante, com núcleo drenante rígido. Este sistema é composto por um núcleo drenante formado por uma geomalha de polipropileno e termosoldada a um geotêxtil não-tecido de poliéster em todos os pontos de contato. Esse geocomposto drenante foi aplicado diretamente sobre a laje impermeabilizada, reduzindo a seção drenante do sistema para 7 mm e atendendo às necessidades das camadas de proteção mecânica e camada separadora de deslizamento, proporcionando um sistema compacto, eficiente, de custo reduzido e com ganho de produtividade.

PALAVRAS-CHAVE: Drenagem, geossintéticos, geocomposto drenante, drenagem horizontal.

1 INTRODUÇÃO

Inaugurado em novembro de 2000, o Taguatinga Shopping é hoje um dos cartões de visita de Taguatinga / DF.

Foi concebido em aço, constituído por pilares metálicos e sistema de vigas mistas, aço-concreto, utilizando lajes com Steel Deck. O Aço utilizado é de alta resistência à corrosão e a maioria das peças são parafusadas, proporcionando maior agilidade no processo de montagem.

Com 160 mil m² de área construída, o Shopping faz parte das Organizações Paulo Octavio em parceria com a JC Gontijo Engenharia. Após se tornar um relevante centro de compras para os moradores da cidade e de regiões vizinhas, verificou-se a necessidade de expandir suas instalações. A vantagem é que as intervenções já haviam sido previstas no projeto original, o que facilitou as atividades de ampliação. A construção existente, também executada com estruturas mistas, foram adicionadas novas lojas, garagens e duas torres corporativas (Figura 1).

As áreas de lojas e garagens são constituídas por pilares metálicos e sistemas de vigas mistas em aço-concreto, com a utilização de lajes em steel deck. Segundo a Codeme Engenharia, empresa responsável pela execução das estruturas metálicas, a construção das torres representou um desafio, visto que foram erguidas a partir de balanços frontais de 7,5 m, atirantados por diagonais metálicas até o núcleo de concreto, com laje e treliça metálica de ligação entre as torres com 40 m de vão. Entre as vantagens, o uso de uma solução mista possibilitou a existência de pé-direito mais livre, sem contar que o sistema trouxe rapidez à montagem e diminuição no número de trabalhadores no canteiro, não interferindo na operação normal do Shopping.

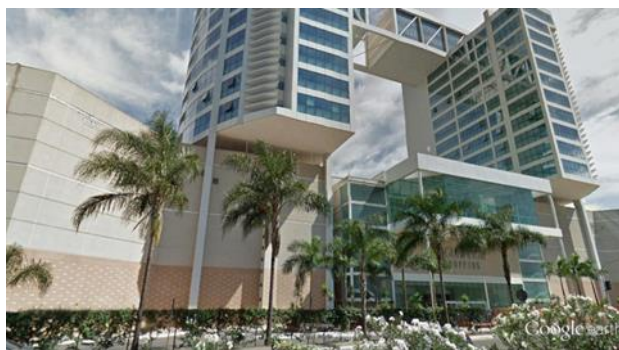


Figura 1. Vista do Taguatinga Shopping.

2 DRENAGEM DO PISO INTERTRAVADO.

Visando atender às necessidades arquitetônicas de ampliação do Taguatinga Shopping, juntamente com o projeto estrutural em steel deck, o projeto previa a utilização do revestimento do estacionamento descoberto superior, com piso intertravado, sobre a laje de concreto (Figura 2).

O principal objetivo da utilização do Macdrain era promover a drenagem horizontal das águas infiltradas verticalmente pelas juntas do piso intertravado e transmitidas para o pedrisco de assentamento deste, eliminando a possibilidade de estagnação da água entre a laje e o piso, além de fazer a função de proteção mecânica e camada de deslizamento da manta impermeizante.

Outra necessidade apresentada, era promover a desconexão da camada do pavimento intertravado, com a laje de concreto, reduzindo assim os transtornos causados pelos ruídos e vibrações propagados pelas estruturas de aço e concreto. A Figura 3 apresenta um esquema da aplicação do Macdrain em pisos intertravado sobre laje.



Figura 2. Vista do piso com pavimento intertravado sobre a laje do estacionamento superior do Taguatinga Shopping.

Figura 3. Esquema de aplicação do Macdrain sobre o piso de concreto.

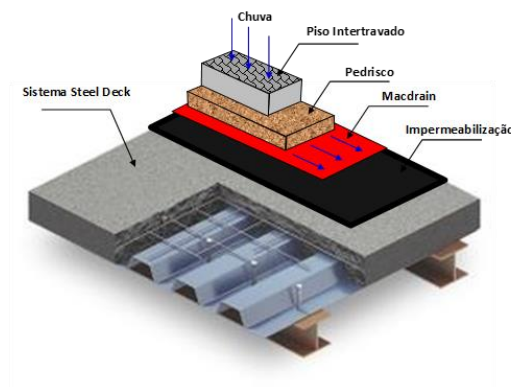


Figura 3. Esquema de aplicação do Macdrain sobre o piso de concreto.

As Figuras 4 a 9 mostram o piso intertravado aplicado no estacionamento superior do Taguatinga Shopping.



Figura 4. Vista do estacionamento superior do Taguatinga Shopping.



Figura 5. Vista do estacionamento superior do Taguatinga Shopping.



Figura 6. Vista do estacionamento externo do piso superior.



Figura 7. Vista do piso intertravado no estacionamento externo do piso superior.



Figura 8. Detalhe da drenagem superficial, por meio de caixa com grelha, interligado ao sistema de drenagem com macdrain.



Figura 9. Vista da juntas do piso intertravado.

3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Para o dimensionamento hidráulico, foram realizados testes de capacidade de infiltração em pisos de acordo com a estrutura idealizada em projeto (Figuras 10 a 15). Para isso foram montados em laboratório protótipos com as camadas e inclinações previstas. Os dados coletados apontaram uma relação entre a quantidade de água escoada e a que infiltra da ordem de 0,90. Sendo assim, para o cálculo da vazão infiltrada foi considerada apenas 10% do volume precipitado.



Figura 10. Ensaio de permeabilidade em pisos intertravado.



Figura 11. Ensaio de permeabilidade em pisos intertravado.



Figura 12. Ensaio de permeabilidade em pisos intertravado.



Figura 13. Ensaio de permeabilidade em pisos intertravado.



Figura 14. Ensaio de permeabilidade em pisos intertravado.



Figura 15. Ensaio de permeabilidade em pisos intertravado.

De acordo com as observações contidas nos manuais de pavimentação com pisos intertravados, tais pavimentos apresentam permeabilidade satisfatória pelas juntas de assentamento. A camada de areia ou pedrisco capta a água oriunda destas juntas e as transmite para a base. No caso da obra em questão, em que o bloquete foi aplicado em camada de areia ou pedrisco sobre a laje, tem-se a necessidade de promover a drenagem da laje, evitando o acúmulo de água na mesma. A Figura 16 mostra detalhes do escoamento da água neste tipo de sistema.

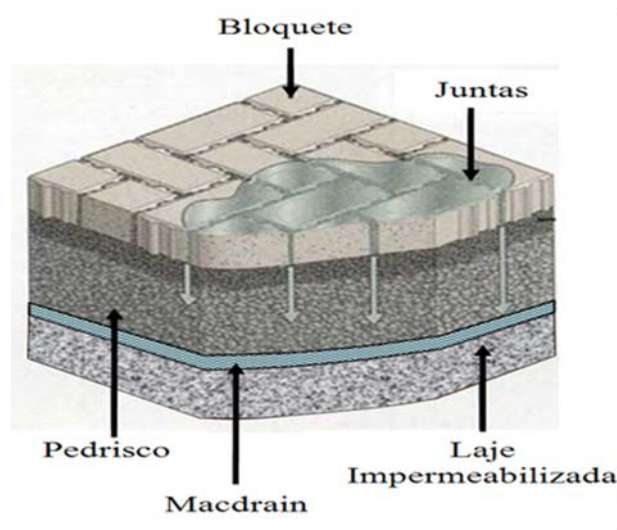


Figura 16. Detalhe do escoamento da água no bloquete.

3.1 CAPACIDADE DRENANTE DO MACDRAIN R1

Para os cálculos de capacidade de vazão, são necessários o gradiente hidráulico i , na direção do fluxo e a tensão vertical aplicada sobre o geocomposto.

A Tabela 1 apresenta um resumo dos dados de vazão retirada da ficha técnica do MacDrain R.1.

Considerando que a soma do peso próprio do bloquete e a sobrecarga do tráfego gerem uma tensão vertical de 20 kPa, procede-se a interpolação com valores da Tabela 1 e, obtém-se uma vazão de $Q = 0,32 \text{ l/s x m}$, para tal tensão.

De acordo com as recomendações técnicas pertinentes, aplicam-se os seguintes fatores de redução para o geocomposto:

$FR_{in} = 1,10$ (Intrusão do solo);

$FR_{cr} = 1,20$ (Fluência – Creep);

$FR_{cq} = 1,20$ (Colmatação Química);

$FR_{cb} = 1,15$ (Colmatação Biológica).

Com isso, obtém-se a vazão admissível para o sistema:

$$Q_{adm} = Q / (FR_{in} \times FR_{cr} \times FR_{cq} \times FR_{cb}) = 0,32 / 1,82 = 0,18 \text{ (l/s) x m}$$

3.2 CÁLCULO DA VAZÃO DE CONTRIBUIÇÃO.

Área de Contribuição = 30,0 m²

Precipitação = 150 mm/h

Coefficiente de infiltração = 0,1

Vazão de contribuição = 0,13 l/s

Como 0,13 l/s (Vazão de contribuição) < 0,18 l/s (Vazão admissível do Macdrain), indica que o sistema está coerente.

Tabela 1 – Capacidade de vazão do MacDrain R.1 para $i=0,01$.

Propriedades hidráulicas			1R5 40.1
Geocomposto			
Transmissividade ⁽²⁾	l/m.s	ISO 12958	0.79
Geotêxtil			1R5 40.1
Permeabilidade	cm/s	ASTM D 4491	0.35
Abertura de filtração do geotêxtil	mm	AFNOR G 38017	0.23
Propriedades físicas			1R5 40.1
Geocomposto			
Gramatura	g/m ²	ISO 9864	850
Espessura	mm	ISO 9863	6.6
Geotêxtil			1R5 40.1
Gramatura	g/m ²	ABNT NBR 12569 ASTM D 5199	200
Espessura	mm	ABNT NBR 12569 ASTM D 5199	1.6
Apresentação do rolo			1R5 40.1
Comprimento	m		50
Largura	m		2.0

1) PEAD – Polietileno de Alta densidade estabilizado com negro de fumo (2% ASTM D – 1601)
2) $i = 1 \text{ e } v = 200 \text{ kPa}$.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho procurou apresentar e analisar uma utilização de piso intertravado (Bloquete) sobre laje de concreto do tipo “Still Deck”, impermeabilizada com manta asfáltica, utilizando-se uma camada de Macdrain para o auxílio na proteção mecânica da manta impermeabilizante, mas também como camada de deslizamento e com principal função a drenagem dos excessos de águas e líquidos percolados pela estrutura de revestimento em bloque. Os estudos e análises realizados permitiram concluir que:

- De forma geral, constatou-se a viabilidade da utilização do geocomposto drenante diretamente sobre a laje impermeabilizada, reduzindo a seção drenante do sistema para 7 mm e atendendo às necessidades das camadas de proteção mecânica e camada separadora de deslizamento, proporcionando um sistema compacto, eficiente, de custo reduzido e com ganho de produtividade;

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Maccaferri do Brasil e PINIWEB pela disponibilidade de arquivos com vistas ao desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS

PINIWEB.com.br <http://bit.ly/12n21nb>

<http://vejanomapa.net.br/taguatinga-shopping-taguatinga-df>

Capítulo 7

RETROANÁLISE DE UM DESLIZAMENTO DE ENCOSTA EM SOLO RESIDUAL EM CAMPO DO COELHO, NOVA FRIBURGO/RJ

[DOI: 10.37423/200400716](https://doi.org/10.37423/200400716)

Karina Menezes Machado (COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)

karina.menezes@poli.ufrj.br

Leonardo De Bonna Becker (POLI/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)

leonardobecker@poli.ufrj.br

André de Souza Avelar (IGEO/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)

andre.avelar@globo.com

Gustavo Vaz de Mello Guimarães (COPPE/UFRJ e POLI/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)

gvmg@poli.ufrj.br

RESUMO: O presente trabalho apresenta a retroanálise de um escorregamento em solo residual, ocorrido em Nova Friburgo/RJ, em Janeiro de 2011, por ocasião de chuvas intensas que atingiram a região. A fim de se realizar a retroanálise, foram executados ensaios de cisalhamento direto para obtenção dos parâmetros de resistência do solo e a geometria da ruptura foi obtida através do levantamento topográfico, associado às imagens de satélite do Google Earth. A topografia antes da ruptura foi gerada através de dados do Modelo Digital de Elevação do IBGE. As análises de estabilidade foram feitas com o auxílio do software SLOPE/W, utilizando-se o Método de Spencer, assumindo-se diferentes condições de nível d'água. Em nenhum dos casos foi obtido resultado de $FS=1$.

Os parâmetros determinados através de ensaios de laboratório, quando comparados com os estimados por retroanálise, mostraram diferenças significativas, sugerindo que as amostras coletadas não representam perfeitamente o solo envolvido no mecanismo de ruptura.

PALAVRAS-CHAVE: Deslizamento, Cisalhamento direto, Retroanálise.

1 INTRODUÇÃO

Nos dias 11 e 12 de janeiro de 2011, ocorreram milhares de deslizamentos na região serrana do Estado do Rio de Janeiro, decorrentes das intensas chuvas de verão, causando mais de 1500 mortes e severos danos na infraestrutura urbana e rural da região. O episódio ficou notadamente conhecido como um dos eventos mais destrutivos já registrados no Brasil, apesar dessa tipologia de acidente ser recorrente na região.

Segundo a Avaliação de Perdas e Danos do Banco Mundial (2012), sete municípios - Areal, Bom Jardim, Nova Friburgo, São José do Vale do Rio Preto, Sumidouro, Petrópolis e Teresópolis - decretaram estado de calamidade pública e tiveram mais de 40% de sua população afetada. Nova Friburgo é o município que registra o maior índice pluviométrico do estado e em dois dias a estação do Instituto Nacional de Meteorologia registrou 166 mm - mais de 70% do valor médio histórico para o mês.

COELHO NETTO et al (2011) concluiu que o acúmulo da chuva nos meses que antecederam a catástrofe associado às intensas chuvas com duração de até mais de 24 horas e às condições geológicas e geomorfológicas da região, assim como vegetação e uso da terra, formaram condições propícias para que os milhares de escorregamentos ocorressem.

AVELAR et al (2011), através de trabalhos de campo, registrou a ocorrência de 3562 deslizamentos, observando que rupturas translacionais e debris flows foram os mecanismos de ruptura mais encontrados, porém, rupturas circulares e quedas de blocos também foram registradas. Estudos mostraram que as rupturas translacionais foram rasas e em taludes com inclinação superior a 30°.

LACERDA (2012) constatou que a maior parte dos escorregamentos foram rasos, tiveram início na parte superior das encostas e aconteceram durante e logo após as chuvas. Devido à condição íngreme dos taludes, os escorregamentos iniciais, carregados pela água da chuva, provocaram o debris-flow ao longo dos vales, devastando a área. Em alguns taludes foram verificadas inclinações de 50° a 70°.

Considerando a magnitude do evento descrito e sua recorrência, com o objetivo de compreender melhor os mecanismos de ruptura, foi escolhida uma área de estudo para realização de uma retroanálise de ruptura, conforme estudado por MACHADO (2013).

2 ÁREA DE ESTUDO

A encosta estudada (Figura 1) localiza-se no bairro Campo do Coelho, a aproximadamente 800 m do km 57 da Rodovia RJ-130 no município de Nova Friburgo, RJ (Figura 2). O deslizamento obstruiu a estrada e destruiu uma casa localizada à jusante dela.



Figura 1- Vista global da encosta após a ruptura

A ruptura foi rasa e a cicatriz possui inclinação de 32° e dimensões médias, em planta, de 84 m x 180 m, representando uma área de aproximadamente 15.100 m^2 . Foi observada uma espessura de ruptura de 1,5 m próximo as bordas da cicatriz e existência de um solos residual oriundo de granito.



Figura 2 – Localização da encosta na imagem Google Earth

A Figura 3 apresenta os dois tipos de solo residual que foram encontrados no talude: saprolito cinza, num estágio de intemperismo inicial; e saprolito rosa, num estágio de intemperismo mais avançado. Foi observada a existência de uma área de depósito de material (Figura 3)



Figura 3 - Tipos de solo residual derivados do granito encontrados na encosta

A presença de dois blocos de rocha, já aflorados antes da ruptura, na parte central do talude garantiu uma maior estabilidade dessa região. Foram escolhidos dois perfis de estudo, perfil A e perfil B, conforme mostrado na Figura 4.



Figura 4 - Imagem Google Earth do talude com demarcação dos perfis de estudo

3 TOPOGRAFIA

O levantamento topográfico na escala 1:1000 da encosta após a ruptura foi realizado utilizando-se Estação Total. As curvas de nível foram geradas de 1 m em 1 m pelo software Topocal e transportadas para Autocad. As coordenadas do local foram obtidas através do uso do Differential Global Positioning System (DGPS), com precisão de centímetros.

Para obtenção da topografia da encosta antes do deslizamento foram adquiridos os dados correspondentes à área de estudo em que se localiza o talude no Modelo Digital de Elevação do Projeto RJ-25 do IBGE. O MDE é um modelo numérico, na escala 1:25.0000, baseado em restituição de fotografias aéreas. O dados foram inseridos no software ArcGIS que gerou curvas de nível de 1 m em 1 m. Posteriormente as curvas de nível foram transportadas para o software AutoCAD.

Ao realizar uma comparação das topografias pré e pós-deslizamento, nos dois perfis de estudo escolhidos, com auxílio do software AutoCAD Civil 3D, encontrou-se uma camada de solo rompido muito espessa, com valor superior a 10 m.

A justificativa para a obtenção desse resultado se deve ao fato de que o MDE foi gerado através de algoritmos de extração altimétrica pela correlação de fotografias aéreas. Nesse processo pode ocorrer anomalias nos modelos, ocasionadas por limitações práticas de correlação, como por exemplo, áreas de sombra. Essas anomalias são representadas por descontinuidades e padrões de valores que não correspondem ao terreno. A componente altimétrica podem variar em $\pm 5\text{m}$ dependendo das características da região (IBGE - Projeto RJ-25, consultado em 2013).

Tendo em vista as dificuldades encontradas na utilização da topografia pré-deslizamento do IBGE, optou-se por realizar uma interpretação do terreno antes da ruptura somente nos perfis A e B. A geometria foi estimada através de poucos pontos interpretados prolongando-se as curvas de nível da borda da cicatriz sobre a região rompida, levando-se em consideração a ocorrência de uma ruptura rasa e o fato de que o solo na região entre os blocos de rocha praticamente não deslizou. Este prolongamento foi feito por semelhança entre as imagens de satélite do Google e formato das curvas de nível da topografia do IBGE. A Figura 5, extraída do software AutoCAD Civil 3D, apresenta a comparação da topografia pré-deslizamento interpretada com a topografia pós-deslizamento, nos perfis A e B.

Foi observada a ocorrência de ruptura planar rasa e devido à extensão da encosta podemos considerar o modelo de ruptura em talude infinito. A espessura média de solo rompido encontrada ao longo dos perfis A e B foi de 2,57 m e 4,53 m, respectivamente, resultando numa média de 3,55 m.

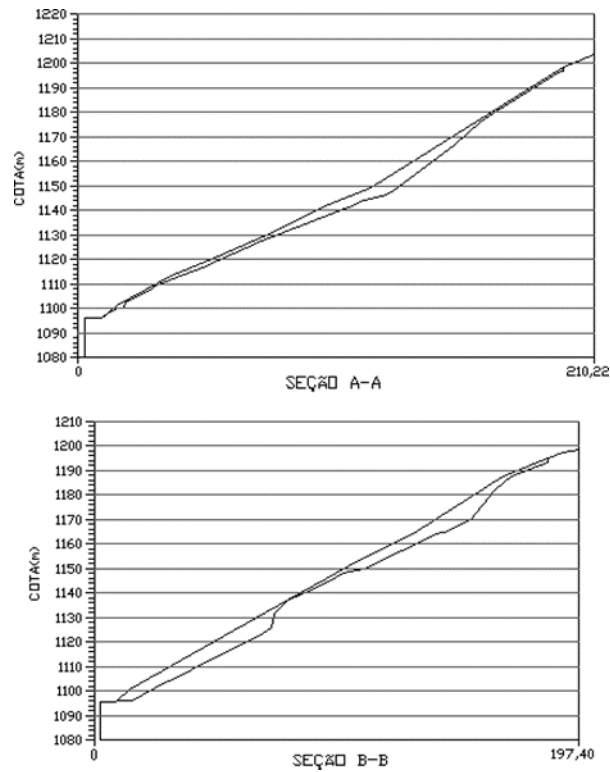


Figura 5 – Comparação das topografias pré e pós- deslizamento nos perfis A e B.

4 ENSAIOS

Foram coletadas amostras indeformadas de saprolito rosa para realização de ensaios de cisalhamento direto. Como a ruptura foi rasa, acredita-se que esta tenha ocorrido na própria camada de saprolito rosa, e não no contato com a camada de saprolito cinza.

Os ensaios foram realizados na tensões de 12,8; 25; 50; 100 e 200 kPa. Segundo HEAD

(1981), apesar de não haver nenhum controle de drenagem no ensaio de cisalhamento direto, utilizando-se velocidades adequadas, a fim de evitar a geração de excesso de poro-pressão, pode-se considerar o ensaio como drenado. As velocidades são definidas em função do parâmetro t_{100} da fase inicial do ensaio, a fase de adensamento.

GIBSON E HENKEL (1954) estimaram empiricamente o tempo necessário para que ocorra a ruptura por cisalhamento através da equação 1:

$$t_f = 12,7 \cdot t_{100} \quad (1)$$

sendo,

t_{100} - o tempo necessário para o adensamento da amostra

t_f – o tempo necessário para que ocorra a ruptura por cisalhamento

A favor da segurança, considerou-se que a ruptura das amostras cisalhadas ocorre com 1 mm de deslocamento horizontal e então definiu-se a velocidade do ensaio através da equação 2:

$$v = \frac{d}{t_f} \quad (2)$$

A velocidade adotada para realização dos ensaios de cisalhamento direto foi 0,05 mm/min.

Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto estão apresentados em gráficos de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, deslocamento vertical versus deslocamento horizontal e tensão normalizada versus tensão normal.

A Figura 6 apresenta o gráfico de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal.

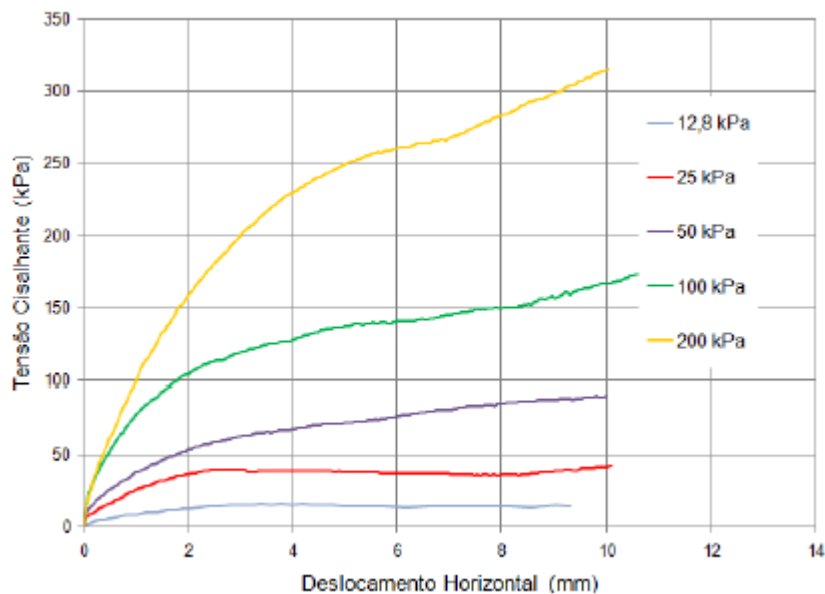


Figura 6 - Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal

A mudança de comportamento na resistência dos solos residuais pode ser observada nos gráficos tensão normalizada versus tensão normal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, mostrados nas Figuras 7 e 8, respectivamente.

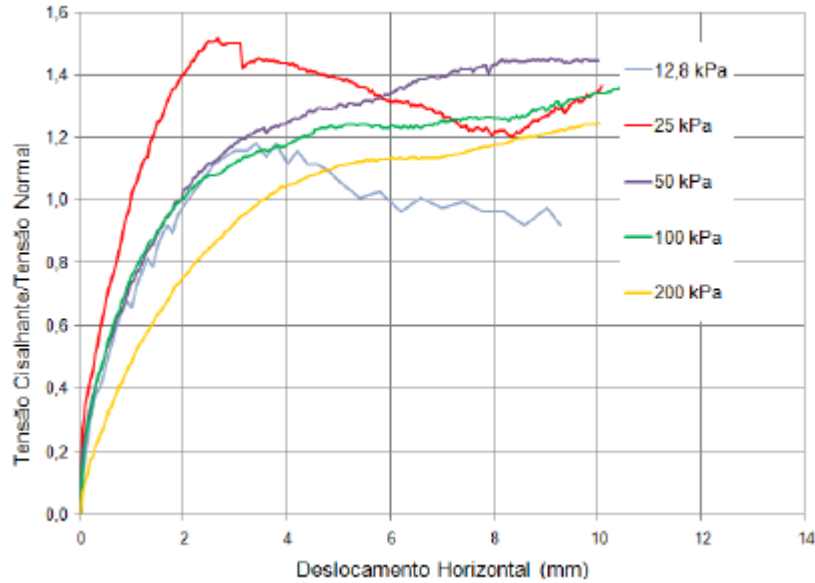


Figura 7 - Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

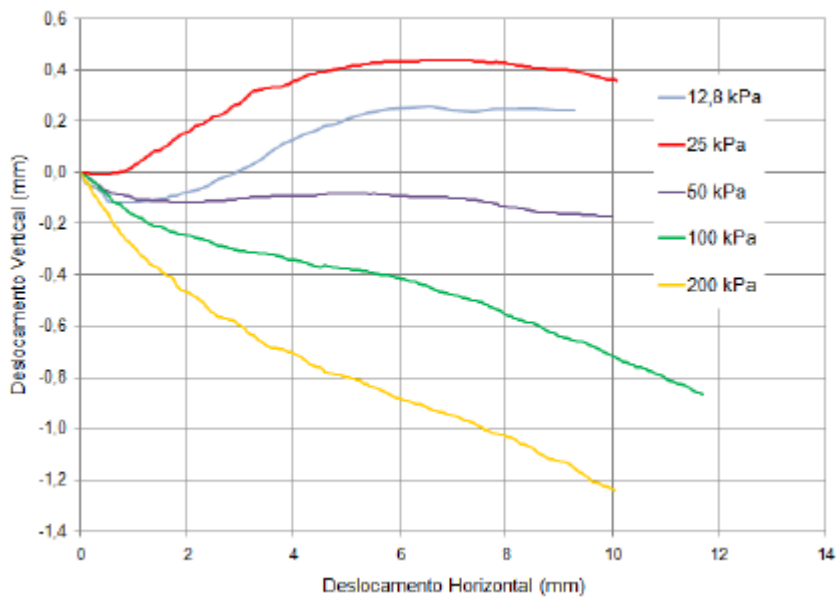


Figura 8 - Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal

Os corpos de prova ensaiados nas tensões normais de 12,8 e 25 kPa apresentaram comportamento dilatante com pico na curva tensão versus deslocamento, mostrando que estas tensões se encontram abaixo da tensão de cedência, tensão esta relacionada à quebra de cimentação entre as partículas.

Para as tensões normais de 50, 100 e 200 kPa, tensões acima da tensão de cedência, o solo tem sua estrutura quebrada e apresenta diminuição de volume na curva deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.

Foram encontradas duas envoltórias de resistência, definidas a partir do critério de Coulomb, para faixas distintas de tensões normais (Figura 9). A envoltória de baixas tensões inclui as tensões normais de 12,8 a 50 kPa. A envoltória de altas tensões abrange as tensões normais de 50 a 200 kPa. Pode-se perceber a mudança dos parâmetros de resistência marcadas pelo ponto referente ao ensaio de 50 kPa. Acima do ponto de inflexão, verifica-se um ângulo de atrito interno mais baixo e intercepto de coesão mais alto. Abaixo do ponto de inflexão, o ângulo de atrito é maior e o intercepto de coesão menor. A tabela 1 apresenta os parâmetros de resistência do solo encontrados nas envoltórias de ruptura.

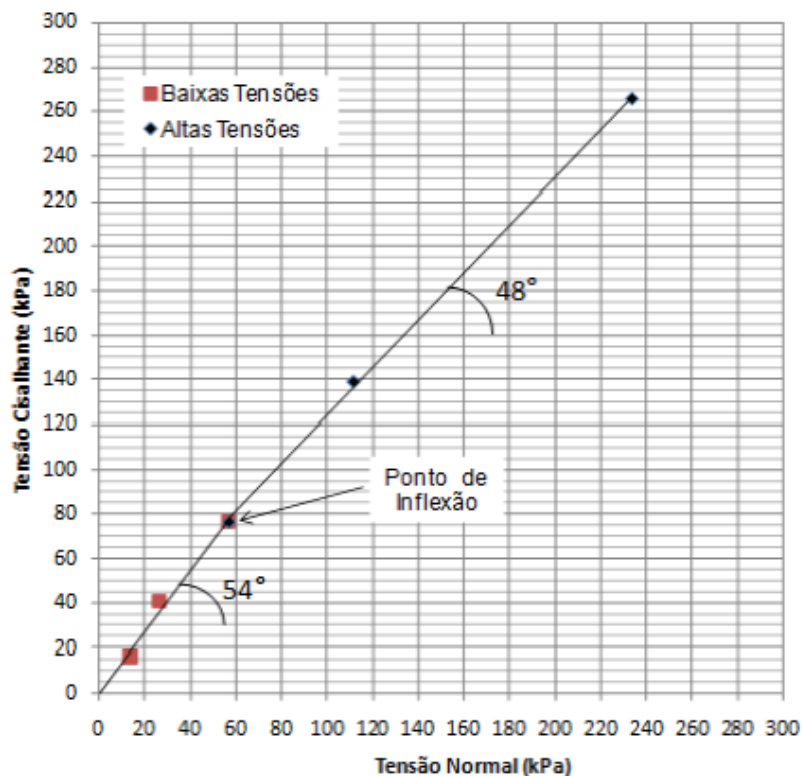


Figura 9 - Envoltórias de resistência de baixas e altas tensões

Tabela 1 - Parâmetros de resistência do solo

Envoltória de Resistência	c' (kPa)	ϕ' (°)
Baixas tensões	0	54
Altas tensões	8,7	48

LACERDA (2012) alerta que para análises de estabilidade no caso de ruptura rasa, a utilização dos parâmetros obtidos em envoltórias de altas tensões é contra a segurança, atestando falsamente a estabilidade do talude, mesmo em condições de nível d'água desfavoráveis. AVELAR et al (2011) ao

ensaia o saprolito rosa com amostra coletada há poucos metros de distância das amostras do presente estudo, encontrou $38,6^\circ$ de ângulo de atrito e 14 kPa de intercepto de coesão, mostrando alguma heterogeneidade do material.

A tabela 2 apresenta os índices físicos dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 2- Valores dos índices físicos dos corpos de prova ensaiados.

σ (kPa)	w_i (%)	w_f (%)	e_i	e_f	γ (kN/m ³)
12,8	32,8	35,7	0,92	0,91	18,0
25	36,6	40,6	1,00	0,88	17,8
50	40,3	40,9	1,09	0,93	17,5
100	35,5	40,1	0,88	0,64	18,7
200	33,3	37,0	1,03	0,76	17,1

5 RETROANÁLISE

Para realização das análises de estabilidade utilizou-se o software SLOPE/W da GEOSTUDIO, aplicando-se o método de Spencer. Como a espessura média de ruptura encontrada foi de 3,55 m e o talude possui uma inclinação média de 32° , considerando o peso específico médio de $17,9 \text{ kN/m}^3$, a tensão normal ao plano é de aproximadamente 50 kPa. Logo, os parâmetros do solo inseridos na retroanálise foram os parâmetros da envoltória de baixas tensões.

Devido à presença de uma área de depósito de material rompido no perfil A, na região entre a estrada e os blocos de rocha aflorados, foi analisada a possibilidade de que a ruptura neste perfil tenha ocorrido de duas maneiras distintas: ou deslizamento simultâneo de todo material, assim como no perfil B, ou ruptura em dois estágios, conforme mostrado na Figura 10.

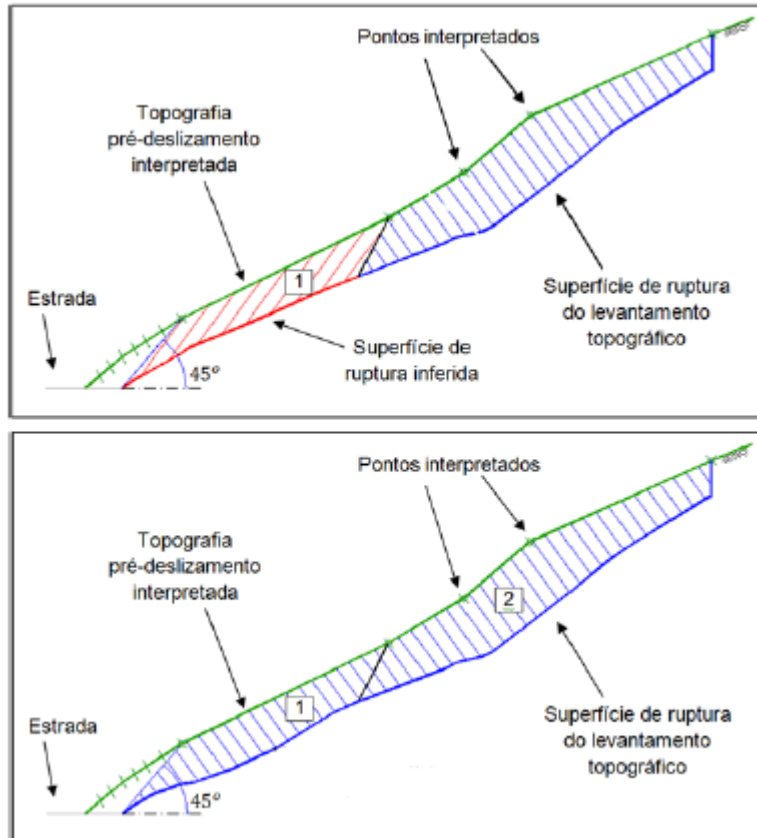


Figura 10 - Desenho esquemático de ruptura em dois estágios

No primeiro estágio simula-se a ruptura do material localizado entre a estrada e os blocos de rocha. No segundo estágio considera-se a ruptura do material a montante dos blocos de rocha. Para a simulação do primeiro estágio, foi preciso inferir uma superfície de ruptura, a partir da posição atual da estrada e da topografia atual da região dos blocos de rocha.

No segundo estágio, assumiu-se que a topografia atual define a superfície de ruptura.

Foram supostas três posições para o nível d'água, para valores de m iguais a 0,5, 0,8 e 1,0, sendo h a altura de solo rompido e mh a altura do nível d'água. A poro-pressão pode ser calculada a partir da equação 3.

$$u = mh \cdot (\cos \alpha)^2 \cdot \gamma_w \quad (3)$$

Sendo:

α – inclinação da encosta

γ_w – peso específico da água

As condições de nível d'água foram inseridas no software através do parâmetro r_u , apresentado na equação 4:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot h} = \frac{m \cdot (\cos \alpha)^2 \cdot \gamma_w}{\gamma} \quad (4)$$

A tabela 3 apresenta os valores de r_u ; utilizados nas análises de estabilidade, correspondentes às três condições nível d'água simuladas.

Tabela 3 - Valores de r_u inseridos nas análises

m	r_u
0,50	0,20
0,80	0,32
1,00	0,40

Em nenhum dos resultados foi obtido $FS=1$, mesmo para a condição mais desfavorável - nível d'água coincidindo com nível do terreno ($m=1,0$). Os valores do fator de segurança dos quatro perfis analisados não apresentaram muita diferença entre si, quando considerado o mesmo parâmetro m . Para o perfil A, as análises com dois estágios não mostraram diferenças significativas de fator de segurança, podendo ser sinal de que a ruptura tenha ocorrido em um estágio só. A tabela 4 exhibe os resultados de fatores de segurança encontrados nas análises de estabilidade em cada perfil estudado.

Tabela 4 - Resumo de resultados de FS obtidos nas análises de estabilidade

m	Perfil A	Perfil A - 1a ruptura	Perfil A - 2a ruptura	Perfil B
0,5	2,03	2,11	2,01	2,00
0,8	1,63	1,69	1,60	1,60
1,0	1,36	1,42	1,34	1,34

6 ANÁLISE DE RESULTADOS

Para obtenção do $FS=1$ em cada nível d'água analisado, foi ajustado por tentativa e erro o ângulo de atrito médio que o solo deveria apresentar. Estes valores estão indicados na Tabela 5.

Tabela 5 - Valores de ϕ' para obtenção de FS = 1

m	ϕ'
0,5	34,5°
0,8	40,5°
1,0	45,5°

Ao analisar os valores de ângulo de atrito para as condições de nível d'água em que $m = 0,5$ e $m = 0,8$, pode-se observar uma discrepância significativa em relação ao valor encontrado na envoltória de ruptura.

Os resultados revelam que o solo ensaiado não representa o solo ao longo da superfície de ruptura. Os resultados também foram influenciados pelas dificuldades na obtenção da topografia pré-deslizamento, mostrando que a geometria inserida nas análises de estabilidade não representa fielmente o terreno. Atualmente estão sendo realizados estudos para publicação em trabalhos futuros, relacionados a ensaios de laboratório, melhoria da topografia pré-deslizamento através de levantamento do terreno vizinho a encosta.

Também há a aquisição de imagem de satélite GeoEye de alta resolução espacial (1m), além da realização de ensaios de permeabilidade em campo.

7 CONCLUSÕES

Houve boa representação da geometria para retroanálise da ruptura da encosta estudada, obtida através da interpretação do levantamento topográfico em associação com as imagens de satélite do Google Earth, bem como a topografia antes da ruptura, gerada através do Modelo Digital de Elevação do IBGE. A ruptura foi analisada em dois perfis e mecanismo considerado foi translacional, apresentando uma camada rasa de solo residual rompido.

Os presentes ensaios de cisalhamento direto apresentaram-se diferentes dos ensaios realizados por AVELAR et al (2011), mostrando haver heterogeneidade no material.

Os resultados das análises de estabilidade sugerem que os parâmetros de resistência do solo adotados nas análises e as dificuldades na obtenção da topografia pré-deslizamento impediram uma reprodução adequada da ruptura. Os parâmetros de resistência do solo obtidos na retroanálise quando comparado com os obtidos no ensaios de cisalhamento direto apresentaram discrepâncias significativas.

Novos estudos estão sendo realizados para melhor entendimento da ruptura ocorrida.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à FAPERJ, CNPQ, CAPES, INCT-REAGEO pelo apoio à pesquisa e financiamento principalmente através do Projeto Pensa Rio.

REFERÊNCIAS

AVELAR, A. S.; COELHO NETTO, A. L.; LACERDA, W. A.; BECKER, L. B.; MENDONÇA, M. B. 2011.

Mechanism of the recent catastrophic landslides in the mountainous range of Rio de Janeiro, Brazil

BANCO MUNDIAL, 2012: Avaliação de Perdas e Danos: Inundações e Deslizamentos na Região Serrana do Rio de Janeiro - Janeiro de 2011

COELHO NETTO, A. L.; SATO, A. M.; AVELAR, A. S.; VIANNA, L. G. G.; ARAÚJO, I. S.; FERREIRA, D. L. C.; LIMA, P. H.; SILVA, A. P. A.; SILVA, R. P. 2011. January 2011: The extreme landslide disaster in Brazil. 2011.

GIBSON, R. E.; HENKEL, D. J.; 1954. Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on

Measured Drained Strength, Geotechnique, Vol. 4, pp 6-15.

IBGE – Site acessado em 02/04/2013.

HEAD, K. H., 1981, Manual of Soil Laboratory Testing - vol.2: permeability, shear strength, and compressibility test, 1st Edition EEL, International Limited, London

LACERDA, W. A., 2012. A suggested shallow slide mechanism of the accidents in the “Região Serrana” of the state of Rio de Janeiro – International Workshop – REAGEO

MACHADO, K. M., 2013 Retroanálise de um deslizamento de encosta no município de Nova Friburgo – RJ. Trabalho Final de Graduação UFRJ/Escola Politécnica, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Capítulo 8

TÉCNICAS DE MINERAÇÃO DE DADOS PARA A PREDIÇÃO DE DESLIZAMENTOS INDUZIDOS POR FORTES CHUVAS NAS ENCOSTAS DO RIO DE JANEIRO

[DOI: 10.37423/200400717](https://doi.org/10.37423/200400717)

Souza, F. T. (Tsinghua University, Peking, Beijing, China)

fabiocoppe@yahoo.com.br

Ebecken, N. F. F. (COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil)

nelson@ntt.ufrj.br

RESUMO: A ocupação desordenada e mal planejada dos grandes centros urbanos é um problema mundial, que altera as características físicas do ambiente natural, provocando a diminuição das áreas de vegetação, o acúmulo de lixo em locais impróprios, a obstrução das obras de drenagem, além de outras modificações agressivas ao meio. Os efeitos causados pelas chuvas intensas são de grande proporção nas áreas sujeitas à ocorrência de escorregamentos, e estes desastres acontecem principalmente devido às agressões ambientais. O presente trabalho consistiu na construção de modelos computacionais, usando técnicas de Mineração de Dados e Sistemas de Informações Geográficas, capazes de prever a ocorrência desses acidentes. A base deste trabalho é o banco de dados relacionado aos registros de escorregamentos entre 1998 e 2001, incluindo parâmetros do solo e meteorológicos. A previsão destas catástrofes é de grande importância para a mobilização das instituições responsáveis em prestar auxílio à população habitante das regiões das encostas.

1. INTRODUÇÃO

Durante o processo de crescimento das grandes cidades, muitas áreas próximas às encostas são ocupadas pela população, devido à urbanização. A ocupação desordenada dos morros altera as características físicas do ambiente natural, provocando a diminuição das áreas de vegetação, o acúmulo de lixo em locais impróprios, a obstrução das obras de drenagem, além de outras modificações agressivas ao meio.

A alteração do ambiente natural promove novas configurações dos terrenos íngremes, que se tornam suscetíveis a ocorrência de acidentes geotécnicos (deslizamentos ou escorregamentos) durante as chuvas intensas. Estudos têm sido mostrados, Menezes et al. (2000), que a cidade do Rio de Janeiro possui características físicas (posição geográfica e topografia) e padrões atmosféricos favoráveis ao desenvolvimento de fenômenos meteorológicos causadores de chuvas intensas.

O conhecimento dos padrões existentes entre os diversos fenômenos relacionados aos escorregamentos, permite o estabelecimento de critérios determinantes para a emissão dos alertas e a conseqüente mobilização das instituições responsáveis para o auxílio à população habitante das regiões das encostas.

O presente trabalho consistiu na construção de modelos computacionais, usando técnicas de Mineração de Dados e Sistemas de Informações Geográficas (SIG's), capazes de prever a ocorrência desses acidentes. No tópico seguinte são descritos alguns estudos relacionados a escorregamentos induzidos pela ação de chuvas, e também introduzidos alguns conceitos das técnicas utilizadas. O capítulo 3 descreve a base de dados explorada nesta pesquisa. Na seção 4 é descrita a metodologia adotada, e na seção 5, são apresentados e discutidos os resultados obtidos. Finalmente, no item 6, são elucidadas as principais conclusões e propostas futuras da implementação dos modelos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTUDOS DE ESCORREGAMENTOS REALIZADOS

Os escorregamentos são fenômenos que envolvem diversos parâmetros inter-relacionados, sejam de origem naturais (chuva, topografia, litologia, características do solo, etc.) ou relacionados às atividades humanas (ocupação e uso do solo).

Kaibori et al. (2001) mostraram que a ocorrência dos escorregamentos não depende somente das chuvas intensas, mas também das condições geológicas e/ou geográficas e hidrológicas do local.

Os escorregamentos induzidos pelas chuvas intensas são os mais perigosos para as vidas humanas Enoki (2001), porque eles acontecem com movimentos rápidos e o material deslizado pode atacar severamente as residências e habitantes das encostas. Vários tipos de materiais podem ser deslizados, tais como solos, rocha, lixo, entulho, etc.

O mecanismo dos escorregamentos induzidos pela chuva tem sido explicado, Aboshi et al. (1976), Haruyama (1983). A infiltração vertical das águas satura a camada superficial do solo, e conseqüentemente a poro-pressão positiva da água induzida na camada do solo promove a instabilidade da encosta, Kitamura (1988), Yaghi et al. (1991). A infiltração causa a redução da sucção dentro da superfície do solo, e promove a redução da coesão, além do aumento do peso próprio, tornando a encosta instável, Sasaki et al. (2000).

Kitamura et al. (2001) desenvolveram medições da sucção no solo e de pluviometria durante as chuvas intensas em Kagoshima (Japão). Nessa região existe um material solo-arenoso denominado Shirasu, de baixa densidade, perda acelerada da sucção em função da temperatura ambiente, e suscetível aos escorregamentos. Kitamura & Sako (2001) desenvolveram um modelo para previsão de falhas deste material, e validaram os resultados obtidos com dados experimentais.

Ikeya & Kondo (2001) estudaram os acidentes causados por chuvas intensas em Hiroshima e Kure (Japão). Foi observado que ações mecânicas das intempéries formavam juntas nos granitos e a água da chuva infiltrava essas juntas promovendo reações químicas. Os escorregamentos ocorriam nas regiões muito expostas à ação das reações químicas. Um programa de prevenção de desastres foi proposto.

Durante a construção de obras hidráulicas na China, ocorreram deslizamentos provocados por chuvas intensas, causando mortes. O material deslizado era composto por uma massa rochosa de ardósia e arenito. Chen (2001) propôs medidas preventivas considerando informações relacionadas aos fatores geológicos, topográficos e aos mecanismos de escorregamentos.

Em 1996, um furacão devastou Taiwan, trazendo chuvas intensas principalmente na parte central da ilha. As fortes chuvas provocaram mais de 1300 escorregamentos. Lin & Jeng (2001) apresentaram

análises detalhadas dos fatores de risco associados à engenharia, geologia e geomorfologia, e também identificaram as áreas mais suscetíveis aos desastres.

Enquanto existe um conceito para implementar medidas preventivas e para estabilizar as encostas suscetíveis aos desastres, também é necessário se ter um sistema para avisar a população sobre o risco de escorregamentos durante as chuvas intensas. Sasaki et al. (2001) propuseram ações de prevenção e de notificação aos moradores das encostas em Hirohima. Essas ações contemplam basicamente três medidas: (1) restrição de áreas suscetíveis aos escorregamentos – mapeamento dos riscos; (2) instalação de barragens para contenção e proteção de algumas áreas nas encostas e (3) um sistema de alerta para a população habitante das encostas.

O Observatório de Hong Kong dispõe de um sistema de alerta ao público se chuvas intensas caem ou são esperadas sobre a cidade, emitindo três níveis de advertência: âmbar, vermelho e preto, correspondendo às precipitações horárias de 30, 50 e 70 milímetros, respectivamente. Para os riscos de escorregamentos, os critérios de advertência são baseados nos índices acumulados de chuva nas últimas 24 horas. Cheung and Lai (2001) determinaram algumas práticas operacionais para a predição de eventos de chuvas intensas, principalmente baseadas em sistemas numéricos de predição do tempo e de observações de radar.

O sistema de alerta da cidade do Rio de Janeiro, o Alerta-Rio (1996), também considera duas configurações de advertência, para as condições das chuvas e para a probabilidade de escorregamentos.

Existe uma grande variedade de fatores envolvidos nos escorregamentos, sejam de origem natural ou relacionados às atividades humanas, e a classificação desses fenômenos tem sido proposta, Guidicini & Nieble (1976), Freire (1965), Fundação Georio (1998), Ohnuma et al. (1994).

A caracterização da distribuição espacial das variáveis ambientais associadas aos escorregamentos pode ser feita por SIG's.

2.2 SISTEMAS DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS (SIG'S)

Os SIG's consistem de sistemas computacionais usados para capturar, armazenar, integrar, manipular, analisar e mostrar informações geograficamente referenciadas, identificando os dados de acordo com a posição geográfica na Terra, Heimiller & Haymes (2001). Estes sistemas são usados para manusear

mapas, representados em várias camadas, onde cada camada possui dados sobre uma particular taxonomia, e cada taxonomia está relacionada a uma posição da imagem gráfica de um mapa.

Os SIG's são bastante úteis para a identificação das áreas mais atingidas pelos acidentes geotécnicos, e conseqüentemente, das áreas com fatores geológicos e morfológicos associados à instabilidade do talude, Felgueiras (1987).

As forças resistivas dos taludes diminuem com o processo de urbanização, que altera as condições hidrológicas naturais das encostas. A vegetação influencia diretamente na estabilidade do talude, podendo aumentar em até 20 % o valor da coesão do solo, Babu & Mukesh (2001). A presença das árvores também ajuda a diminuir o impacto da gota da chuva sobre o solo. Além disso, as raízes auxiliam na retenção da água das chuvas, diminuindo a probabilidade de erosão.

Além do conhecimento da distribuição espacial das variáveis ambientais, também é necessário conhecer de forma qualitativa e quantitativa, as relações e padrões associados aos fenômenos de escorregamentos. As técnicas de Mineração de Dados permitem a extração desse conhecimento.

2.3 MINERAÇÃO DE DADOS

A Mineração de Dados ou Data Mining é uma atividade multidisciplinar que envolve diversas áreas, incluindo estatística, aprendizado de máquina, banco de dados, sistemas especialistas, técnicas de visualização de dados e computação de alto desempenho, Ebecken e Evsukoff (2003). A interação destas disciplinas é componente fundamental para o processo de descoberta de conhecimento em banco de dados.

3. BASE DE DADOS

3.1 ACIDENTES GEOTÉCNICOS / MOVIMENTOS DE MASSA

Os registros de escorregamentos disponíveis para este estudo contemplam os anos de 1998 a 2001 e foram obtidos na Fundação GeoRio.

Em cada registro são anotados o local (bairro em que ocorreu o acidente), data, hora, tipologia do acidente, volume escorregado (estimado em metros cúbicos) e os danos ou conseqüências causadas pelos escorregamentos.

3.2 DADOS METEOROLÓGICOS

Os registros dos dados pluviométricos obtidos na Geo-Rio, são medidos por uma rede composta por 32 pluviômetros automáticos, estrategicamente distribuídos na área do município, e capazes de enviar, ininterruptamente, em tempo real e a cada 15 minutos, registros de precipitação para uma estação central computadorizada. Os dados de precipitação são importantes para a modelagem do fenômeno de escorregamentos, pois se sabe que as chuvas intensas contribuem para a saturação e conseqüente instabilidade do solo nas encostas.

A base de dados de chuva obtida para esta pesquisa é composta dos registros de chuva a cada 15 minutos, de 30 pluviômetros da rede automática, e a partir de 6 dias antecedentes e inclusive aos dias dos acidentes. A Figura 1 ilustra a rede dos 30 pluviômetros automáticos (triângulos pretos).

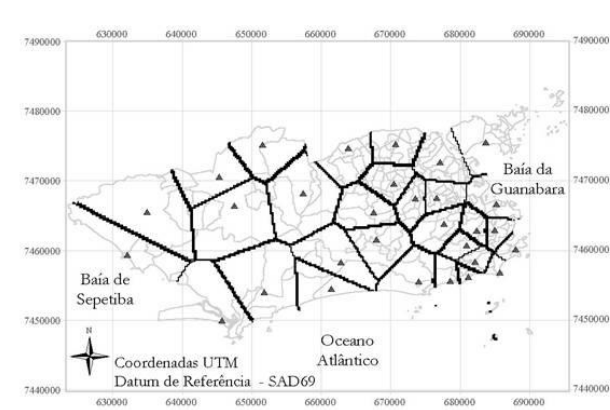


Figura 1 - Rede de Pluviômetros Automáticos.

3.3 DADOS DE PARÂMETROS DO SOLO

Os parâmetros do solo são variáveis importantes no estudo de escorregamentos, pois cada encosta possui sua resistência característica aos acidentes.

A Secretaria Municipal de Meio Ambiente do Rio de Janeiro, SMAC (1999), desenvolve diagnósticos técnicos sobre as condições ambientais da cidade. Estes estudos são realizados desde 1984 a partir da análise de imagens de satélite e resultados deste levantamento proporcionam informações sobre as condições da estrutura e cobertura do solo no município, mostrando seus problemas e propiciando a implementação de ações de recuperação e controle das áreas críticas.

A base de dados obtida junto a SMAC contempla o cálculo das áreas dos mapeamentos classificados por 159 bairros (contornos em cinza claro na Figura 1) do município do Rio de Janeiro. As áreas

calculadas para cada bairro são referentes a 5 taxonomias diferentes, totalizando 46 parâmetros, descritos detalhadamente por Souza (2004). Os dados obtidos são da classificação do ano de 1999.

4. METODOLOGIA

Um projeto de Mineração de Dados basicamente consiste da obtenção, preparação e modelagem dos dados. A obtenção dos dados foi descrita no item 3, e os itens seguintes descrevem as demais tarefas.

4.1 PREPARAÇÃO DOS DADOS

A preparação de dados é a parte mais importante de qualquer projeto, Pyle (1999), e os dados preparados cuidadosamente expõem melhor a informação contida para as ferramentas de modelagem.

Nos bancos de dados, algumas observações de um ou mais atributos estão tipicamente ausentes. Estes valores ausentes são um problema crítico para os métodos de Mineração de Dados, que muitas vezes não são aptos para manuseá-los numa forma automática, ou seja, sem a prévia substituição dos dados ausentes ou também chamada imputação.

A imputação não deve mudar as características importantes do conjunto de dados. Neste sentido, é necessário definir as características importantes para serem mantidas. Em outras palavras, o objetivo da imputação é substituir os valores ausentes cuidadosamente, tentando evitar a inserção de tendências no conjunto de dados. Quando a imputação é realizada de uma maneira apropriada, são produzidos dados com alta qualidade, e o resultado da modelagem pode ser melhorado.

A Figura 2 ilustra as tarefas desenvolvidas para a preparação dos dados, Souza & Ebecken (2004, a).

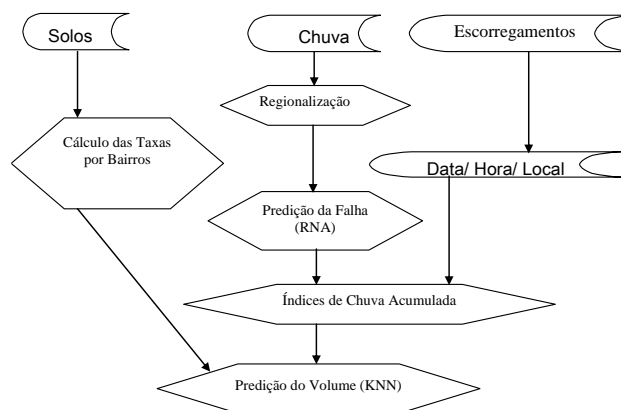


Figura 2 - Atividades para a preparação dos dados.

4.1.1 SUBSTITUIÇÃO DOS VALORES DE CHUVA AUSENTES.

Foram selecionados 28 eventos ou períodos chuvosos, durante os quais ocorreram escorregamentos nos anos de 1998 a 2001.

Os índices de chuva acumulada devem ser calculados com dados do pluviômetro mais próximo ao bairro onde ocorreu o escorregamento.

Contudo, o banco de dados de chuva apresentava-se com registros ausentes. Para que se pudesse alcançar uma melhor estimativa dos padrões de chuvas causadores dos escorregamentos, foi preciso preencher essas falhas.

O preenchimento pôde ser feito com auxílio da técnica de redes neurais artificiais (RNA's), e os dados usados para o treinamento, teste e verificação das RNA's, foram agrupados regionalizando os dados de chuva, Souza & Ebecken (2003; 2004, b).

4.1.2 SUBSTITUIÇÃO DOS VALORES DE VOLUME AUSENTES.

Tal como o banco de dados de chuva, a variável volume de escorregamento também se apresentava com valores ausentes, e foram substituídos através do método KNN, Mitchell (1997).

As ferramentas de Mineração de Dados, tal como o método KNN, requerem a construção de um mapa cognitivo que contenha todos os possíveis parâmetros relacionados ao fenômeno estudado. Assim, os índices de chuva acumulada associados a cada escorregamento foram unidos à uma matriz que inclui todos os parâmetros de solo envolvidos.

Os atributos desta matriz são todas as variáveis relacionadas aos escorregamentos (data, hora, local, danos causados, tipologia, volume, índices acumulados de chuva e parâmetros dos solos do bairro onde ocorreu o acidente).

A matriz completa apresenta 1266 registros, sendo que 977 registros são completos (~77%) e 289 registros apresentam falhas na variável volume de escorregamento (~23%).

O algoritmo KNN construído para a substituição dos valores ausentes de volume, teve algumas adaptações específicas para o problema de escorregamentos. O universo dos objetos foi dividido em três espaços de busca diferentes (três diferentes valores de k). Também foi considerado no cálculo a interseção e união entre as classes de três variáveis relacionadas aos escorregamentos:

- a) a sazonalidade dos eventos (mês do ano em que aconteceu o escorregamento);
- b) tipos de danos causados (sem danos, danos ambientais, danos a bens públicos, danos a moradias, vítimas, etc.);
- c) tipologia dos escorregamentos (solos, lixo, ruptura de estruturas de contenção, etc.).

A Figura 3 ilustra a divisão dos espaços de busca. Neste desenho, as figuras geométricas (losango, quadrado e círculo) são proporcionais aos tamanhos das classes.

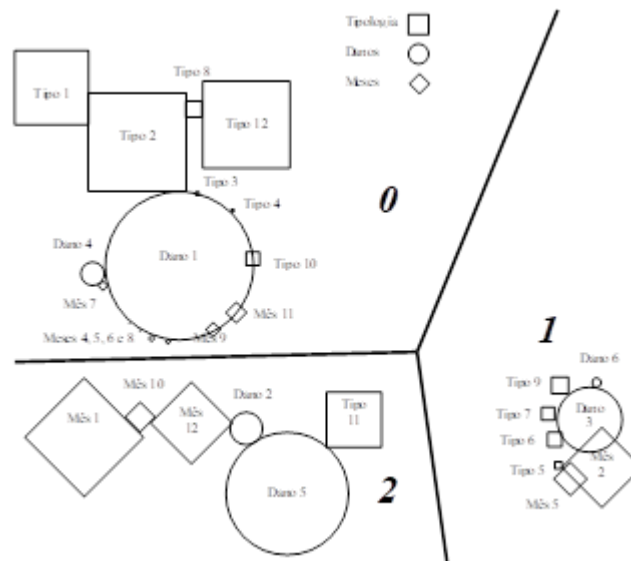


Figura 3 - Divisão do espaço de busca do algoritmo.

A tarefa de substituição dos dados ausentes de volume foi dividida em duas etapas. Na 1ª etapa foram realizados o treinamento e teste do algoritmo KNN em uma amostra de 98 registros. Na 2ª etapa foi realizado o preenchimento dos dados ausentes.

Na 1ª etapa, foram realizadas várias simulações com o algoritmo KNN, mudando o número de variáveis, o número de k para os três espaços de busca diferentes e foram registrados o erro médio absoluto e a correlação do modelo com os dados da amostra. Foram utilizadas duas métricas de análise: distâncias Euclidiana e Manhattan.

Depois de inúmeras simulações, foram extraídos os melhores resultados, avaliando-se o melhor valor de vizinhos (k =ótimo) que minimizasse o erro absoluto e maximizasse a correlação dos resultados imputados com os dados medidos.

A configuração de melhor resultado (erro médio mínimo e máxima correlação) para as duas distâncias foi utilizada na 2ª etapa para completar os valores ausentes de volume.

4.2 MODELAGEM

Souza & Ebecken (2004, c) desenvolveram um processo de modelagem envolvendo três abordagens: (1) predição dos escorregamentos; (2) extração de regras de associação da base de dados. (3) predição do volume de chuvas intensas.

Na primeira abordagem foram construídos modelos usando duas técnicas diferentes de classificação: as RNA's, Haikin (2001), e Regras de Classificação, Liu et al. (1998). A segunda abordagem considerou a extração de regras da base de dados, Liu et al. (2000). Na terceira abordagem, foram construídos modelos para predição de chuvas intensas a partir dos dados de chuvas passadas.

As duas últimas abordagens se complementam e formam mais um modelo de predição de escorregamento. Ou seja, dado que exista uma regra que descreva a ocorrência de um escorregamento a partir de um determinado índice pluviométrico, e se é possível prever este índice, então também é possível fazer uma associação ao risco do escorregamento de acordo com a confiança da regra. A regra a seguir ilustra um exemplo desta aplicação:

Rule 1:

SE $d_{1_} > 65.4\text{mm}$

ENTÃO->> ACIDENTE

(6.635% 100.0% 84 84 6.635%)

(em 84 vezes que o índice pluviométrico acumulado em um dia ultrapassou 65.4 mm, ocorreram acidentes em todas as vezes).

5. RESULTADOS

5.1 REGIONALIZAÇÃO DAS CHUVAS

A identificação dos padrões de chuva acumulada que causam os escorregamentos, requerem o cálculo dos índices acumulados de chuva, que por sua vez, dependem do preenchimento dos dados ausentes.

A predição dos valores ausentes de chuva foi realizada através das técnicas de RNA's depois da regionalização da chuva. Uma vez identificado o pluviômetro com dado ausente (camada de saída das RNA's), então é necessário utilizar as técnicas de regionalização, que selecionam os pluviômetros para o treinamento das RNA's (camada de entrada).

Foram adotadas quatro técnicas para a regionalização: Análise de Componente Principal (ACP), Matriz de Auto-Correlação (MAC), Árvore de Agrupamento e o Método K-means.

Os resultados da regionalização para um exemplo de pluviômetro com dado ausente são descritos a seguir. As simulações foram realizadas com os dados medidos dos 30 pluviômetros durante o período de 31/dez/98 a 13/jan/99. Foi escolhido o pluviômetro instalado em Santa Tereza, polígono em azul nas próximas figuras, por apresentar valores elevados de precipitação (pico de 26.8 mm / 15min).

Na abordagem que considera ACP, foram agrupados os pluviômetros em vermelho (polígonos de Thiessen) com o mesmo fator do pluviômetro de Santa Tereza, conforme ilustra a Figura 4.

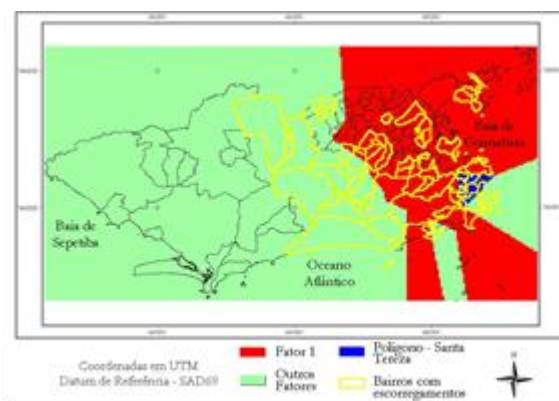


Figura 4 - Regionalização com o critério de ACP.

O critério de correlação agrupou os pluviômetros em vermelho cujas medidas de correlação da MAC fossem maiores ou iguais a 0,70 ($c \geq 0,70$), se comparados com o pluviômetro de Santa Tereza, conforme ilustra a Figura 5.

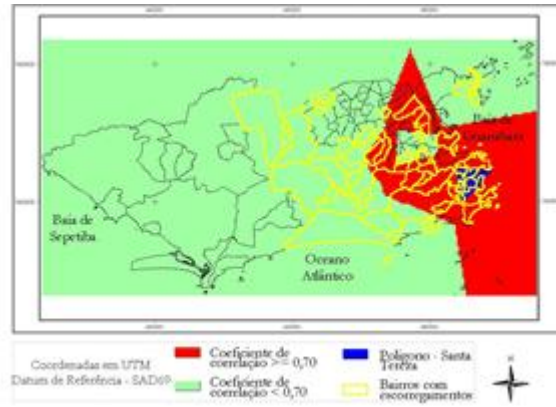


Figura 5 - Regionalização com critério de MAC.

No critério da árvore de agrupamento foram reunidos os pluviômetros em vermelho (Figura 6) pertencentes ao mesmo “galho” da árvore que possui o pluviômetro de Santa Tereza.

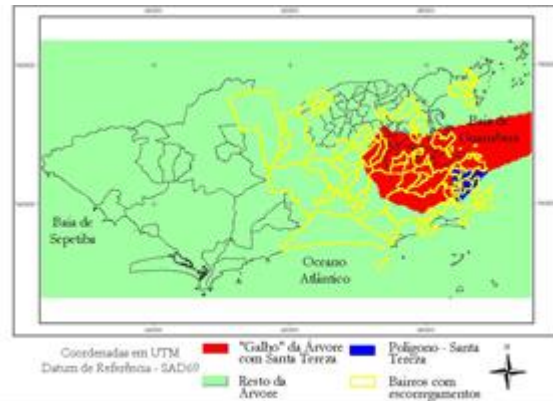


Figura 6 - Regionalização com o critério de Árvore.

Para o método de K-means (Figura 7) foram agrupados os pluviômetros em vermelho pertencentes à mesma classe do pluviômetro de Santa Tereza, e para o valor de $k=3$ (3 classes).

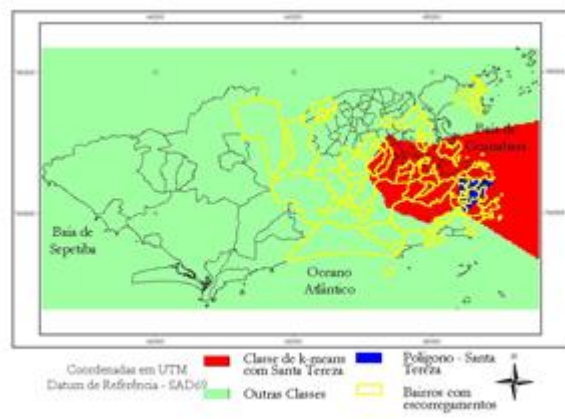


Figura 7 - Regionalização com o Critério K-means.

A escolha do método de regionalização foi realizada em função do melhor resultado de predição das RNA's. Se em nenhuma das quatro abordagens citadas fossem conseguidos bons resultados de predição, então se optou por outras abordagens de agrupamento, além do critério de proximidade (pluviômetros vizinhos daquele com falhas). Depois de terminada a regionalização então foram realizadas as simulações com as RNA's, visando a predição dos valores ausentes.

5.2 PREDIÇÃO DO VALOR AUSENTE DE CHUVA

Para o preenchimento das falhas com RNA's foram selecionados somente aqueles intervalos vazios em que se observasse valor de precipitação diferente de zero em pelo menos um pluviômetro da rede, e em pelo menos duas horas antes ou depois da falha. Pois diferente destas condições, os vazios puderam ser preenchidos com o valor zero (não chove no município).

Para o treinamento das redes neurais, foram descartados os registros cuja soma de precipitação de todos os pluviômetros fosse igual a zero (não chove no município). Este tipo de registro dificulta o aprendizado da rede, além de consumir esforço computacional, pois muitas vezes abrangem mais de 90% do banco de dados de chuva.

As simulações com as RNA's foram realizadas com os bancos de dados dos 28 eventos chuvosos, pois todo evento apresentava falha em pelo menos um pluviômetro. Devido à escassez de dados, foi preciso separar grande parte do banco de dados para o treinamento (cerca de 80% dos registros), para que a rede obtivesse boa performance preditiva.

A tabela 1 apresenta um resumo estatístico da parcela de validação, com resultados de dois parâmetros determinantes na escolha da melhor predição.

Tabela 1 – Resumo estatístico das predições (validação).

Métodos	Razão de Desvio Padrão	Correlação de Pearson-R
ACP	0,34	0,94
Correlação	0,34	0,95
Árvore	0,55	0,83
K-Means	0,48	0,89

Esta simulação teve na camada de saída o pluviômetro com falhas (Santa Tereza no 1º evento). A razão de desvio padrão é o quociente entre o desvio padrão dos erros e o desvio padrão dos dados medidos, e quanto menor for seu valor, indica uma melhor predição. O coeficiente de correlação de Pearson-R

é uma métrica usada para avaliar a relação entre os valores preditos e os dados, e quanto mais próximo do valor 1, indica uma melhor previsão. Pode-se observar na Tabela 1 que as melhores previsões foram obtidas das regionalizações com critérios de Correlação e ACP.

A Figura 8 ilustra o resultado da previsão com Correlação. Pode-se observar na Figura 8 que a linha de previsão (pontilhada) apresenta boa aderência com a linha dos dados medidos (linha cheia). A linha de previsão consegue aproximar os valores máximos registrados e as variações bruscas no tempo com resultados satisfatórios.

Os erros absolutos ficaram muito próximos do valor zero durante quase todas as simulações, e os valores dos erros nunca ultrapassaram o intervalo de -4,0 a +4,0 mm/15min.

Os erros médios quadráticos também ficaram muito próximos do valor zero durante quase todas as simulações, e quando a linha se deslocou do eixo, os valores dos erros nunca ultrapassaram o intervalo de -0,2 a +0,2.

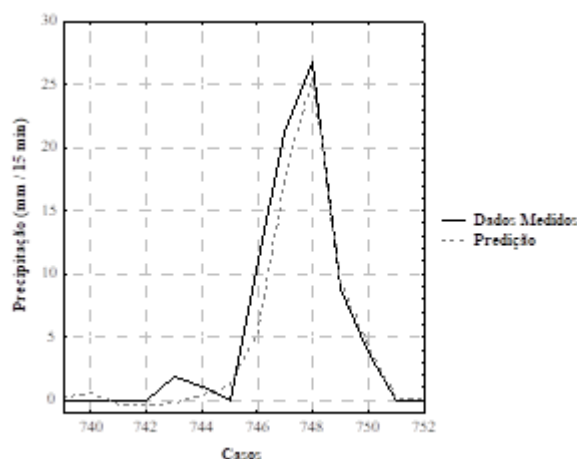


Figura 8 - Resultado da previsão (Correlação).

A escolha do critério de regionalização dependeu, portanto, da análise dos vários resultados:

- Resultados estatísticos e erros;
- Aderência da linha de previsão aos dados (identificação dos valores máximos e variações bruscas no tempo).

Estes resultados indicaram que o critério de MAC ($c \geq 0,70$) pôde ser adotado para o preenchimento da falha do pluviômetro de Santa Tereza.

Quando o intervalo de preenchimento da falha ultrapassou dois valores (maior que meia hora), então foi realizado um estudo adicional considerando a “vizinhança”, ou dados de pluviômetros vizinhos.

A Tabela 2 resume os resultados quantitativos dos critérios de regionalização adotados como eficientes para a substituição das falhas. Conforme se pode observar na Tabela 2, o método de ACP foi o que alcançou mais vezes as melhores predições (considerando os resultados estatísticos, aderências da linha de predição aos dados e erros), e foi o método mais utilizado para esse objetivo.

Tabela 2 – Resumo da eficiência dos métodos.

Métodos	Boa Performance (%)	Pobre Performance (%)
ACP	67,6	25,0
Correlação	13,3	20,0
Árvore	10,5	35,0
K-Means	7,6	15,0

O método com ACP também foi o que mais abrangeu as áreas atingidas por escorregamentos (bairros com contorno em amarelo nas Figuras 4, 5, 6 e 7).

Durante o estudo de preenchimento de falhas nos dados de chuva, deve-se priorizar os métodos de regionalização por ACP e Matriz de Auto Correlação, e depois se deve tentar os métodos de Árvore de Agrupamento, K-means, além de outros.

5.3 PREDIÇÃO DO VALOR AUSENTE DE VOLUME

Depois de substituído os valores ausentes de chuva, foi possível calcular os índices de chuva acumulada associados a cada escorregamento e a montagem de uma matriz com todos os parâmetros envolvidos.

Contudo, a variável volume de escorregamento também se apresentava com dados ausentes. Para estimar e substituir os valores vazios de volume foi utilizada a técnica de KNN.

Durante as simulações, vários artifícios foram considerados buscando-se encontrar os menores erros e as maiores correlações das predições com os dados medidos. Portanto, vários conjuntos de variáveis foram testados como parâmetros de entrada, e o número de vizinhos mais próximos foi alterado nos três espaços de busca.

Em todas as simulações foram utilizadas como parâmetros de entrada valores discretos (meses, período diário, tipologia e danos causados) e contínuos (índices de chuva acumulada e parâmetros do solo).

Dentre todas as simulações, foram extraídos três conjuntos de configurações com boa performance. Todos estes três conjuntos tiveram como parâmetros de entrada todas as variáveis discretas, e diferentes variáveis contínuas:

- (1) índices de chuva acumulada – ICA (1, 2, 5 e 6 dias, 4 e 8 horas) e parâmetros do solo;
- (2) ICA (2, 5 e 6 dias); e
- (3) ICA (5 e 6 dias).

A Tabela 3 ilustra os resultados das simulações usando duas diferentes distâncias, Euclidiana (Euc) e Manhattan (Man).

Tabela 3 – Resultados das predições (KNN).

Configurações	Erro Médio (m ³)		Correlação	
	Euc	Man	Euc	Man
(1)	6.192	6.248	0.476	0.421
(2)	5.652	5.014	0.468	0.573
(3)	5.129	3.857	0.673	0.836

Os números de vizinhos mais próximos ótimos são 9, 13 e 6, para o primeiro, segundo e terceiro espaço de busca, respectivamente.

Os erros estimados (em metros cúbicos) pelo método Manhattan na terceira configuração podem ser considerados excelentes (< 4 m³), uma vez que esta informação é adquirida no campo por uma inspeção visual e esta metodologia de medição introduz incertezas nos dados.

O melhor resultado de correlação também foi obtido na terceira configuração (índices acumulados de chuva correspondentes a 5 e 6 dias como variáveis de entrada). Depois que o método foi validado, os valores ausentes foram substituídos usando a terceira configuração da Tabela 3 e com as duas distâncias Euc e Man.

A Figura 9 ilustra os resultados da distribuição estatística antes e depois da substituição pelo método KNN.

A distribuição das classes não sofreu com a introdução de tendência e, portanto, esta metodologia pode ser aplicada para a tarefa de substituição dos valores ausentes dos dados de volume de escorregamento.

Uma vez preparada e consistida toda a base de dados, foi realizada a etapa de modelagem.

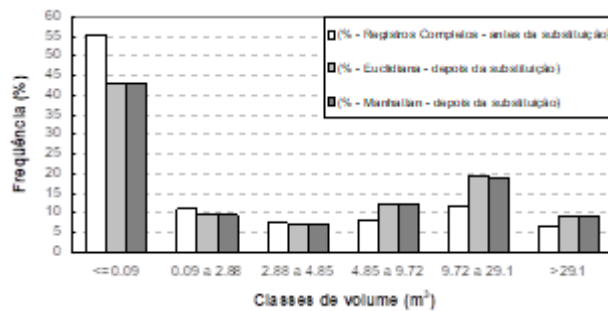


Figura 9 – Distribuição Estatística – antes e depois da substituição com KNN.

5.4 MODELAGEM

5.4.1 PREDIÇÃO DOS ESCORREGAMENTOS.

Foram construídos modelos para predição de escorregamentos com as técnicas de RNA's e Regras de Classificação. Tais modelos consistiram em prever três diferentes taxonomias: a Tipologia dos Acidentes (Não Ocorrência, Pânico ou Acidente), Volume (Volume=0 ou Volume>0) e Danos Causados (sem Danos ou com danos).

A Tabela 4 ilustra os resultados da classificação para as duas utilizadas. Os valores são referentes à taxa correta de classificação:

Tabela 4 - Resultados da classificação.

Taxonomias	Classes	Taxa correta de classificação (%)	
		RNA	Regras
Tipologia	Não Ocorrência	94.1	80.7
	Pânico	93.6	89.4
	Acidente	72.4	79.0
Volume (Euclidian)	V=0 m³	87.1	89.3
	V>0 m³	75.9	88.1
Volume (Manhattan)	V=0 m³	90.4	87.3
	V>0 m³	74.6	91.3
Consequência	Com Danos	80.2	91.5
	Sem Danos	70.8	88.1

Conforme pode ser observado na Tabela 4, os modelos apresentaram altas taxas de correta classificação, e podem ser eficazes para a auxiliar no processo de predição de escorregamentos.

5.4.2 EXTRAÇÃO DE REGRAS DE ASSOCIAÇÃO.

A seguir é apresentada uma regra interessante que pode ser acionável e contribuir com o sistema alerta existente:

Rule 9:

SE $d_6_>_92.6\text{mm} = Y$

ENTÃO-> $ACIDENTE = Y$

(25.513% 91.950% 323 297)

25.513% - é o valor suporte da regra (porcentagem das vezes em que a chuva acumulada em 6 dias ultrapassa 92.6mm ou que ocorre acidente ou escorregamento), ou seja, do total de 1266 registros da base de dados, 323 registros apresentam um dos dois itens: $d_6_>_92.6\text{mm}$ ou ACIDENTE.

91.950% - é a confiança da regra, ou seja, dado que o primeiro item aconteça ($d_6_>_92.6\text{mm}$), existe uma probabilidade de 91.95% que aconteça o segundo item (ACIDENTE).

323 - é o valor suporte da regra expresso em número de vezes que ocorre os itens $d_6_>_92.6\text{mm}$ ou ACIDENTE.

297 - é o número de vezes em que os dois itens ocorrem simultaneamente $d_6_>_92.6\text{mm}$ e ACIDENTE.

5.4.3 PREDIÇÃO DE CHUVAS INTENSAS.

A matriz dos dados de escorregamentos construída para a modelagem possui como parâmetros de entrada os índices pluviométricos acumulados (IPA) associados aos escorregamentos, parâmetros do solo e exposição relativa.

A partir dos índices pluviométricos calculados, foi construído um modelo para predição de chuvas intensas usando as técnicas de RNA's. Foram realizadas simulações usando como parâmetros de entrada das RNA's, os IPA's relacionados aos escorregamentos e anteriores ao da previsão.

A Figura 10 ilustra o resultado da predição do IPA de 4 horas nos casos de maiores precipitações. Pode-se observar na Figura 10 que a linha de predição (pontilhada) apresenta boa aderência com a linha dos dados medidos (linha cheia). Portanto, pode-se concluir que a técnica de RNA's é excelente para este tipo de tarefa.

O modelo de previsão de chuvas intensas pode ser integrado às regras de associação e formarem mais um modelo de previsão de escorregamento. Ou seja, dado que exista uma regra que descreva a ocorrência de um escorregamento a partir de um determinado índice pluviométrico, e se é possível prever este índice pluviométrico, então também é possível fazer uma associação dos modelos.

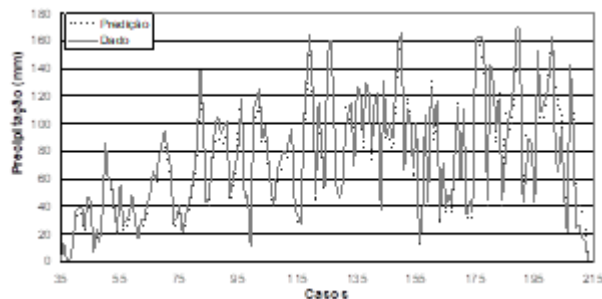


Figura 10 – Previsão do volume pluviométrico das próximas 4 horas

6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Esta pesquisa teve como objetivo principal, desenvolver uma metodologia de Mineração de Dados, utilizando Sistemas Geográficos de Informação (SIG's), para prever a ocorrência dos escorregamentos nas encostas do Município do Rio de Janeiro, ocasionados por chuvas intensas.

A implementação dos modelos propostos, construídos com técnicas de Mineração de Dados, deveria manipular os dados relacionados aos acidentes geotécnicos de forma automática, gerando relatórios de análise em tempo real, a partir dos índices pluviométricos acumulados e das características do solo em cada um dos 159 bairros. A análise automática reduz as incertezas e independe da subjetividade de especialistas, podendo auxiliar o sistema de alerta existente. O processo de tomada de decisão do atual sistema depende da escala pessoal de plantonistas, e a emissão dos alertas é extremamente subjetiva.

Os modelos construídos também possuem uma resolução espacial 7,5 (sete vezes e meia) maior que o atual sistema de alerta. O método de previsão atual divide a área do município do Rio de Janeiro em quatro diferentes bacias, enquanto o proposto método é capaz de identificar com maior precisão 30 possíveis regiões, conforme ilustra a Figura 11.

Deve-se ressaltar que os modelos construídos com Mineração de Dados exploraram um histórico de acidentes muito pequeno, de apenas 4 anos (1998 a 2001). Atualmente este histórico contempla 11 anos de registros. A técnicas de RNA's podem ainda acrescentar em muito em benefício da qualidade das previsões, caso sejam novamente treinadas com um período maior de registros.

Todo o conhecimento adquirido na metodologia proposta foi obtido através de dados monitorados; resta ainda a consideração do conhecimento dos especialistas que poderia contribuir ainda mais na metodologia de previsão.

Finamente, as técnicas utilizadas neste trabalho são baseadas em análises de dados, e nesse caso contemplaram um estudo específico: os dados de escorregamentos ocorridos no Município do Rio de Janeiro. Contudo, a utilização dessa metodologia pode ser adaptada para estudos nas diversas áreas de interesse e numa região mais ampla, por exemplo de âmbito estadual ou nacional.

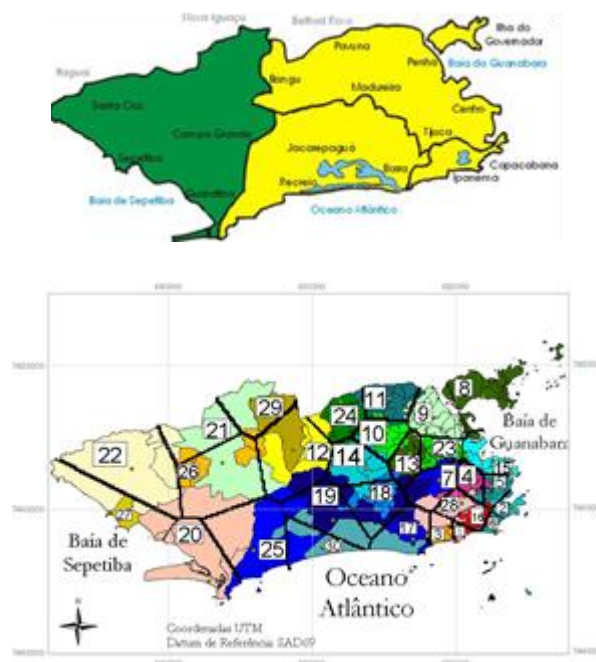


Figura 11 – Sistema Atual da Georio (acima) e Modelo Proposto (abaixo).

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aboshi, H. et al. (1976) A fundamental study on prediction of slope failure and classification of dangerous zone. Report of Kagaku-Kenkyu-Seika (in Japanese).

Alerta-Rio (1996) Condições das Chuvas e Probabilidade de Escorregamentos no Município do Rio de Janeiro.

Babu, G. L. S., Mukesh, M. D. (2001) Landslide Analysis in Geographic Information Systems. Department of Civil Engineering Indiana Institute of Science, Bangalore.

Chen, Z. Y. (2001) Case Record of several Rainfall-Induced Landslides in China's Water Resources Development. Pre-prints of Papers for the Asian Technical Committee on Geotechnolgy for Natural Hazards (ATCGNH), Hong Kong, December.

- Cheung, P., Lai, E. S. T. (2001) Short-range rainfall forecast in Hong Kong. Pre-prints of Papers for the ATCGNH, Hong Kong, December.
- Ebecken, N. F. F., Evsukoff, A. G. (2003) Métodos Numéricos em Recursos Hídricos. Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 6, Capítulo 1, pp. 1 -92.
- Enoki, M. (2001) Mechanism of rain-induced landslide of slope surface. Pre-prints of Papers for the ATCGNH, Hong Kong, December.
- Felgueiras, C. A. (1987) Desenvolvimento de um Sistema de Modelagem Digital de Terreno para Microcomputadores. Tese de M.Sc., INPE, São José dos Campos, SP, Brasil.
- Freire, E. S. M. (1965) Movimentos Coletivos de Solos e Rochas e sua Moderna Sistemática. Construção, Rio de Janeiro, (95): pp. 10 -18.
- Fundação GeoRio (1998) Relatório de Escorregamentos. In: Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro.
- Guidicini, G., Nieble, C. M. (1976) Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. Ed. Edgard Blücher e Ed. da Universidade de São Paulo.
- Haruyama, M. (1983) Slope failures caused by heavy rainfall in Shirasu region in southern Kyu-shu. Tsuchi to Kiso, 31 (1): pp. 105-110 (in Japanese).
- Haikin, S. (2001) Redes Neurais – Princípios e Prática. 2.ed., Porto Alegre, Bookman.
- Heimiller, D. M., Haymes, S. R. (2001) Geographic Information Systems in Support of Wind Energy Activities at NREL. 39th AIAA Aerospace Sciences Meeting, Reno, Nevada, January 8–11.
- Ikeya, H., Kondo, K. (2001) On the New Measures for Sediment Disasters based on the Hiroshima Sediment Disaster of 1999. Pre-prints of Papers for the ATCGNH, Hong Kong, December.
- Kaibori, M., Kuwada, S., Umeki, K. (2001) Some Features of debris flow movements from the view point of disaster prevention. Pre-prints of Papers for the ATCGNH, Hong Kong, December.
- Kitamura, R., Miyamoto, Y., Sako, K. (2001) In Situ Measurement of Suction Change in Soil due to Rainfall in Kagoshima, Japan. Pre-prints of Papers for the ATCGNH, Hong Kong, December.
- Kitamura, R., Sako, K. (2001) A Synthetic Research Strategy for Prediction of Slope Failures due to Heavy Rain. Pre-prints of Papers for the ATCGNH, Hong Kong, December.
- Kitamura, R. (1988) A study on failure mechanism of Shirasu slopes. Report of Kagaku-Kenkyu-Seika (in Japanese).
- Lin, M. L., Jeng, F. S. (2001) Hazards induced by extremely heavy Rainfall in a major Fault Zone. Pre-prints of Papers for the ATCGNH, Hong Kong, December.
- Liu, B., Hsu, W., Chen, S., Ma, Y. (2000) Analyzing the Subjective Interestingness of Association Rules. IEEE Intelligent Systems, National University of Singapore.
- Liu, B., Hsu, W., Chen, S., Ma, Y. (1998) Integrating Classification and Association Rule Mining. KDD-98, August, New York.

Menezes, W. F., Paiva, L. M. S, Silva, M. G. A. J. et al. (2000) Estudo do Ambiente Favorável à Propagação de Sistemas Convectivos de Mesoescala sobre o Município do Rio de Janeiro. In XI Congresso Brasileiro de Meteorologia, Rio de Janeiro.

Mitchell, T. M. (1997) Machine Learning. McGraw-Hill.

Ohnuma, C. S., Silva, F. S. M., Magro, S. O. (1994) Riscos Geológicos no Brasil. 38º Congresso Brasileiro de Geologia.

Pyle, D. (1999) Data Preparation for Data Mining. Morgan Kaufmann Publishers, Inc., San Francisco, California, pp. 9-43.

Sasaki, Y., Moriwaki, T., Dissanayake, A. K., Kano, S. (2001) Geotechnical Aspects of Rain-Induced Landslides in Hiroshima, June 1999. Pre-prints of Papers for the ATCGNH, Hong Kong, December.

Sasaki, Y. et al. (2000) Rainfall property and critical amount of rainfall of Masado slopes in the rain-induced disaster in the end of June 1999. Report on the Rain-induced Disasters in Hiroshima, 1999, pp. 141-152 (in Japanese).

SMAC (1999) Mapeamento e Caracterização do uso das Terras e Cobertura Vegetal no Município do Rio de Janeiro entre os anos de 1984 e 1999. In: Secretaria Municipal de Meio Ambiente, Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro.

Souza, F. T. (2004) Predição de Escorregamentos das Encostas do Município do Rio de Janeiro através de Técnicas de Mineração de Dados. Anexo I. Tese de Doutorado da COPPE/UFRJ.

Souza, F. T., Ebecken, N. F. F. (2003) A Data Mining Approach for Landslide Analysis Caused by Rainfall in Rio de Janeiro. International Conference on Slope Engineering, pp.611-616, 8-10 December, Hong Kong.

Souza, F. T., Ebecken, N. F. F. (2004, a) Landslides Data Preparation for Data Mining. IX International Symposium on Landslides, June 28 to July 2, Rio de Janeiro.

Souza, F. T., Ebecken, N. F. F. (2004, b) Preparação de Dados de Chuvas Intensas utilizando técnicas de Mineração de Dados. Revista Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH), Porto Alegre, Setembro, vol. 9, número 2.

Souza, F. T., Ebecken, N. F. F. (2004, c) A Data Mining Approach to Landslides Prediction. Fifth International Conference on Data Mining, Text Mining and their Business Applications, 15 - 17 September, Malaga, Spain.

Yaghi, N., Enoki, M., Yatabe, R. (1991) Prediction of slope failure based on amount of rainfall. Proceedings of International Symposium on Natural Disaster Prevention and Civil Engineering, Japanese Society of Civil Engineering: pp. 349-358.

AGRADECIMENTOS:

À Fundação Carlos Chagas Filho de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro - FAPERJ que foi responsável pelo financiamento deste projeto de pesquisa. Às instituições que forneceram os dados necessários para a realização da pesquisa: GEORIO, Secretaria Municipal de Meio Ambiente (SMAC), DHN (Marinha do Brasil), SERLA, INMET, UERJ, UFRJ, Wyoming University, DECEA, CPRM.

Capítulo 9

COMPORTAMENTO MECÂNICO E MODELAGEM MATEMÁTICA DE UM SOLO RESIDUAL NATURALMENTE CIMENTADO

[DOI: 10.37423/200400718](https://doi.org/10.37423/200400718)

Ciro Portela de Oliveira (UFSCAR, São Carlos, Brasil) - ciro4870@gmail.com

Roberto Francisco de Azevedo (UFV, Viçosa, Brasil) - razevedo@ufv.br

RESUMO: O presente artigo apresenta um estudo experimental e teórico de um solo residual jovem de gnaiss estruturado, coletado na cidade do Rio de Janeiro, Brasil. Foram realizados ensaios edométricos e triaxiais CID. Nos ensaios edométricos foram utilizadas amostras com o solo no estado natural e desestruturado, com o objetivo de verificar se o modelo proposto por Leroueil & Vaughan (1990) para solo estruturado é aplicado. Os resultados dos ensaios triaxiais apresentaram características típicas de um solo estruturado, tais como, transição entre as curvas tensão-deformação com pico de resistência, para um comportamento dúctil à medida que a tensão efetiva de confinamento aumentou. Os resultados dos ensaios de compressão também mostraram tratar-se de um solo estruturado, com aplicação do modelo proposto por Leroueil & Vaughan (1990), no qual a cimentação permite que o solo, na compressão, suporte estados de tensão além do que o observado no solo desestruturado, no qual a ligação entre as partículas foi removida mecanicamente. Os modelos matemáticos desenvolvidos para os solos sedimentares não levam em consideração a influência da cimentação no seu comportamento mecânico.

No estudo teórico proposto neste artigo foi utilizado o modelo matemático Cam Clay Estruturado (Liu & Carter, 2002) para previsão dos resultados obtidos. O modelo Cam Clay Estruturado introduz no modelo Cam Clay Modificado três novos parâmetros que descrevem o efeito da cimentação no comportamento mecânico de solos estruturados. A comparação entre os resultados experimentais obtidos nos ensaios realizados e os do modelo mostrou-se satisfatória.

PALAVRAS-CHAVE: solo residual estruturado, ensaios edométricos, ensaios triaxiais, modelo elasto-plástico.

1 INTRODUÇÃO

Os solos residuais abrangem cerca de trinta e oito por cento da superfície terrestre, aproximadamente cinco bilhões de hectares, locais nos quais vivem cerca de quarenta e cinco por cento da população do planeta, em cerca de setenta e dois países e territórios. No Brasil, os solos residuais são encontrados ao longo de todo seu território: na Amazônia, nas regiões montanhosas, nos planaltos interiores, nas regiões de florestas, cerrados, caatingas do Nordeste e nos pampas do Rio Grande do Sul. Estes solos podem ocorrer em perfis de intemperismo com espessuras elevadas que podem alcançar até cem metros.

No Brasil diferentes tipos de obras de engenharia são construídos com frequência nestes solos, tais como taludes, escavações, aterros, fundações, barragens, etc, tornando-se, portanto, imperativo um melhor conhecimento do seu comportamento quando submetido às solicitações provocadas por estas obras. Além disso, nossas encostas, com a presença de construções ou não, apresentam frequentes deslizamentos de terra, merecendo também atenção redobrada.

A cimentação entre partículas, presente na maioria dos solos residuais, é uma importante característica que influencia seu comportamento geotécnico que não é satisfatoriamente explicado pela mecânica dos solos voltada para os solos transportados.

O estudo dos solos estruturados teve maior impulso na década de 80, podendo-se citar, entre outros, as seguintes pesquisas: Clough et al (1981), Sandroni (1981), Vaughan (1985), Vaughan (1988) e Maccarini (1987)., Outros trabalhos que se seguiram a estes também contribuíram para o estudo destes solos, entre eles, Bressani (1990), Huang & Airey (1998), Martins (2001) e de Oliveira (2011).

Neste contexto, procurou-se estudar o comportamento mecânico de um solo residual jovem de biotita gnaisse no estado saturado. Resultados de um estudo experimental laboratorial são apresentados, baseado na realização de ensaios triaxiais com instrumentação interna à câmara triaxial e ensaios edométricos. Procurou-se identificar a presença de cimentação no solo através de ensaios edométricos com amostras intactas (estruturadas) e remoldadas (desestruturadas) de acordo com o modelo teórico-experimental proposto por Leroueil & Burland (1990). A modelagem matemática dos resultados obtidos foi feito com o modelo elasto-plástico Cam Clay Estruturado proposto por Liu & Carter (2002). Este modelo basea-se no modelo Cam Clay modificado (Roscoe & Burland, 1968), no qual introduz-se parâmetros que consideram o efeito da cimentação entre as partículas do solo no seu comportamento mecânico.

2 MODELO:

CAM CLAY ESTRUTURADO

O modelo constitutivo proposto por Liu & Carter (2002) acrescenta a influência da estrutura do solo ao modelo Cam Clay modificado (Roscoe & Burland, 1968).

Liu & Carter (2002) partiram do pressuposto que para um determinado estado de tensão, a influência da estrutura do solo pode ser medida comparando-se o comportamento do solo intacto (estruturado) com o comportamento do solo reconstituído (desestruturado), ou seja, com suas propriedades intrínsecas. O comportamento intrínseco, segundo Burland (1990), de uma argila pode ser obtido com o solo destorroado, submetido a ensaio edométrico realizados com amostras com umidade (W) entre $LL < W < 1,5LL$ (LL = limite de liquidez). A partir destas considerações, Liu & Carter (1999, 2000, 2002) idealizaram o comportamento de um solo estruturado e desestruturado (reconstituído) de acordo com a Figura 1 na qual $p' = (\sigma_1' - 2\sigma_3')/3$ e σ_1' e σ_3' são, respectivamente, as tensões efetivas principais maior e menor.

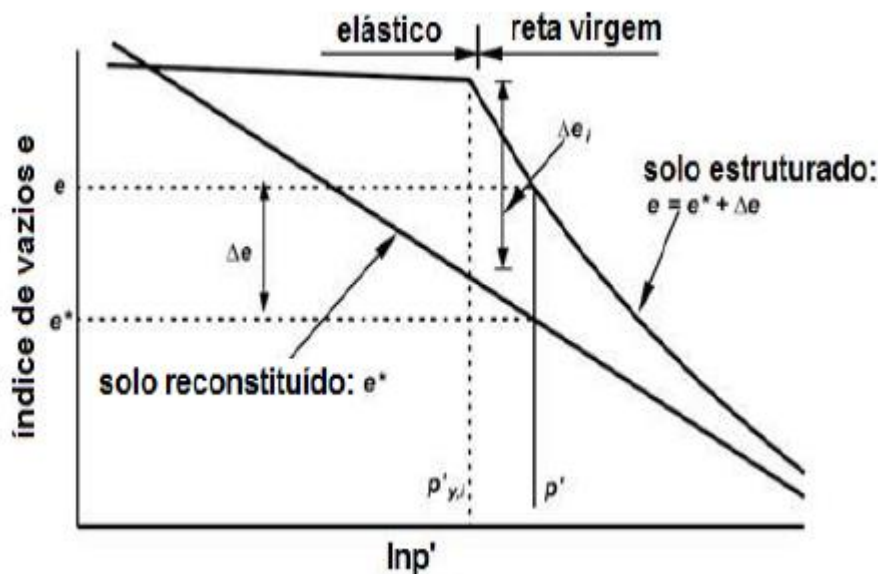


Figura 1. Idealização do comportamento de um solo estruturado e reconstituído.

O índice de vazios do solo estruturado é representado por e , enquanto o índice de vazios do solo reconstituído no mesmo estado de tensões é dado por e^* , correspondente à reta virgem, $p'_{y,i}$ é a tensão a partir da qual se inicia a quebra de cimentação do solo estruturado, e Δe , o índice de vazios (adicional) referente à diferença entre o índice de vazios do solo estruturado e correspondente índice de vazios do solo reconstituído, para um mesmo estado de tensão.

A reta virgem obtida a partir de ensaio de compressão isotrópica realizado em um solo estruturado pode ser expressa como . O comportamento volumétrico de um solo estruturado na reta virgem é descrito pela seguinte equação, proposta por Liu & Carter (2000):

$$e = e^* + \Delta e_i \left(\frac{p'_{y,i}}{p'} \right)^b$$

Onde, Δe_i é a diferença entre o índice de vazios estruturado e reconstituído para $p' = p'_{y,i}$, estado de tensão onde começa a reta virgem e inicia-se a perda da estrutura do solo, com a quebra de sua cimentação, e b é um parâmetro que quantifica a taxa com a qual o solo perde sua estrutura durante o carregamento isotrópico na reta virgem (Figura 2). A taxa de redução do índice de vazios adicional ($\Delta e = e^* - e$) mantido pela estrutura do solo aumenta com o parâmetro b .

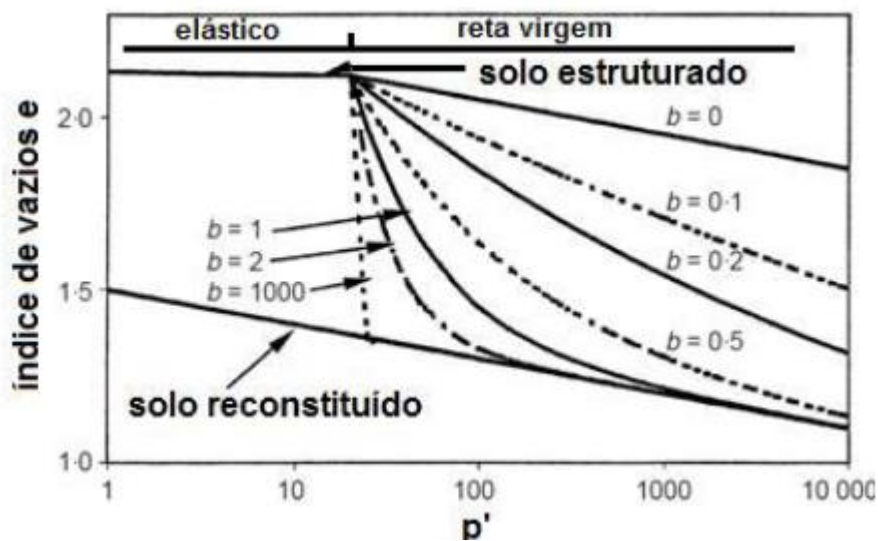


Figura 2. Influência do parâmetro b no comportamento de um solo estruturado submetido a ensaio edométrico ou de compressão isotrópica (Liu & Carter, 2000).

O parâmetro $p'_{y,i}$ representa o tamanho da superfície de escoamento inicial de um solo estruturado. Quanto maior seu valor, mais abrangente é a superfície de escoamento, ou seja, maior é a região na qual o solo apresenta comportamento elástico.

A superfície de plastificação usada no modelo de Liu & Carter (2002) é a mesma do Cam Clay modificado (Roescoe & Burland, 1968), ou seja:

$$F(p', q, p_s) = \frac{q^2}{M^{*2}} + p'^2 - p' p'_s = 0$$

Em que, $q = \sigma_1' - \sigma_3'$, p'_s define o tamanho da superfície de plastificação e M^* é o parâmetro que define a inclinação da linha de estado crítico.

Como em todo modelo elasto-plástico, só ocorrem deformações elásticas para variações de estados de tensão para as quais $dF \leq 0$. Para valores de $dF > 0$ ocorrerão deformações elásticas e plásticas e o valor de p'_s variará para manter o estado de tensão sobre a superfície de plastificação.

Se o solo for desestruturado o valor inicial de p'_s coincide com o valor do parâmetro $p'_{y,i}$ e o modelo apresenta um comportamento semelhante ao Cam Clay modificado. Ao contrário, se o solo for estruturado $p_s < p'_{y,i}$.

Nesse caso, enquanto o valor de p'_s for menor que $p'_{y,i}$ o modelo só calcula deformações elásticas. A partir de valores de $p_s \geq p'_{y,i}$ o modelo calcula deformações plásticas. Nesse caso poderão ocorrer duas situações:

Em que, $q = \sigma_1' - \sigma_3'$, p'_s define o tamanho da superfície de plastificação e M^* é o parâmetro que define a inclinação da linha de estado crítico. Como em todo modelo elasto-plástico, só ocorrem deformações elásticas para variações de estados de tensão para as quais $dF \leq 0$. Para valores de $dF > 0$ ocorrerão deformações elásticas e plásticas e o valor de p'_s variará para manter o estado de tensão sobre a superfície de plastificação.

Se o solo for desestruturado o valor inicial de p'_s coincide com o valor do parâmetro $p'_{y,i}$ e o modelo apresenta um comportamento semelhante ao Cam Clay modificado. Ao contrário, se o solo for estruturado $p_s < p'_{y,i}$.

Nesse caso, enquanto o valor de p'_s for menor que $p'_{y,i}$ o modelo só calcula deformações elásticas. A partir de valores de $p_s \geq p'_{y,i}$ o modelo calcula deformações plásticas. Nesse caso poderão ocorrer duas situações:

1) Se quando $p'_s = p'_{y,i}$, $N = p/q$ for menor que M^* , ocorrerá endurecimento no comportamento do solo, a variação de p'_s será positiva e a superfície de plastificação aumentará de tamanho para acompanhar o estado de tensão; e,

2) Se quando $p'_s = p'_y$, $N = p/q$ for maior M^* ocorrerá amolecimento no comportamento do solo, a variação de p'_s será negativa e a superfície de plastificação diminuirá de tamanho para acompanhar o estado de tensão.

Outra modificação em relação ao modelo Cam Clay modificado ocorre na lei de fluxo.

Liu & Carter (2002) introduzem um novo parâmetro (a) para considerar a influência da cimentação do solo. Desta forma, a lei de fluxo se torna não-associada e fica estabelecida pela seguinte equação:

$$\frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2(1 - \omega\Delta e)}{M^{*2} - \eta^2}$$

com,

$$0 \leq 1 - \omega\Delta e_i \leq 1$$

Os incrementos de deformação elásticos são dados de acordo com o modelo Cam Clay modificado de acordo com as seguintes equações:

$$d\varepsilon_v^e = \left(\frac{\kappa^*}{1 + e} \right) \frac{dp'}{p'}$$

$$d\varepsilon_d^e = \frac{2(1 + \nu^*)}{9(1 - 2\nu^*)} \left(\frac{\kappa^*}{1 - e} \right) \frac{dq}{p'}$$

Os incrementos de deformação desviadora plástica ($d\varepsilon_d^p$) e deformação volumétrica plástica ($d\varepsilon_v^p$)

p) são expressos de acordo com as seguintes equações:

$$d\varepsilon_d^p = \frac{2\eta(1 - \omega\Delta e)}{(M^{*2} - \eta^2)} \left[(\lambda^* - \kappa^*) + \Delta e \left(\frac{M^*}{M^* - \eta} \right) \right] \frac{dp'_s}{(1 + e)p'_s}$$

$$d\varepsilon_v^p = (\lambda^* - \kappa^*) \frac{dp'_s}{(1 + e)p'_s} + b\Delta e \left(\frac{M^*}{M^* - \eta} \right) \frac{dp'_s}{(1 + e)p'_s}$$

Nas equações acima os primeiros termos do lado direito do sinal de igualdade representam acréscimos de deformações plásticas do solo desestruturado, enquanto que os segundos termos representam as variações de índice de vazios devidos à estruturação do solo.

Estas variações devem tender a zero a medida que o solo estruturado se aproximam da ruptura, ou seja, quando tendem a M^* , devido a quebra de cimentação presente.

Porém, nas equações propostas por Liu & Carter (2002), acima descritas, tal não ocorre, uma vez que fator que multiplica $b\Delta e$, naturalmente tende ao infinito, quando η tende a M^* .

Neste sentido, neste artigo as equações originalmente propostas por Liu & Carter (2002) foram modificadas com a inversão da parcela $M^*/(M^*-\eta)$, ou seja:

$$d\varepsilon_d^p = \frac{2\eta(1-\omega\Delta e)}{(M^{*2}-\eta^2)} \times \left[(\lambda^* - \kappa^*) + b\Delta e \left(\frac{M^* - \eta}{M^*} \right) \right] \frac{dp'_s}{(1+e)p'_s}$$

$$d\varepsilon_v^p = (\lambda^* - \kappa^*) \frac{dp'_s}{(1+e)p'_s} + b\Delta e \left(\frac{M^* - \eta}{M^*} \right) \frac{dp'_s}{(1+e)p'_s}$$

O modelo Cam Clay estruturado é definido por nove parâmetros, M^* , e^*_{IC} , λ^* , κ^* , v^* , b , $p'_{y,i}$, Δe_i e ω , sendo os cinco primeiros, com o símbolo *, relacionados com as propriedades intrínsecas do solo (desestruturado ou reconstituído) e independentes da sua estrutura. Estes cinco parâmetros intrínsecos são os mesmos utilizados pelo modelo Cam Clay modificado (Roscoe & Burland, 1968). Os quatro novos parâmetros, b , $p'_{y,i}$, Δe_i e ω , quantificam a influência da estrutura no comportamento mecânico dos solos.

3 MATÉRIAS E MÉTODOS

O perfil de onde foi coletado o solo estudado se localiza em uma encosta acima do Mirante do Leblon, à margem da estrada que leva a uma comunidade local chamada Chácara do Céu. A área situa-se no Bairro do Leblon, a sudeste do município do Rio de Janeiro e faz parte das Serras da Carioca, que compõem o maciço da Tijuca.

O material utilizado foi um solo residual jovem de gnaiss, coletado do horizonte C deste perfil de intemperismo. Identificou-se o Ferro como agente cimentante proveniente da alteração dos minerais primários de biotita e granada da rocha de origem (de Oliveira, 2002). Foi realizado um ensaio edométrico com amostra intacta no estado estruturado e desestruturado, com umidade igual a $w = 0,61LL$. Os ensaios triaxiais CID foram realizados com trajetória de tensão de carregamento axial e tensões efetivas de confinamento de 25, 70, 150, 300 e 800kPa. Na modelagem só foram considerados os ensaios que apresentaram comportamento tensão-deformação sem amolecimento, ou seja, 150, 300 e 800kPa.

4 RESULTADOS

Os limites de liquidez e de plasticidade realizados com o material passante na peneira nº. 40 foram, respectivamente, 48,4% e 30%.

Os resultados dos ensaios edométricos com o solo estruturado e desestruturado são apresentados na Figura 3, mostrando estados de tensão que só podem ser suportados pela amostra cimentada, de acordo com os modelos de Leroueil & Vaughan (1990) e Liu & Carter (2002)

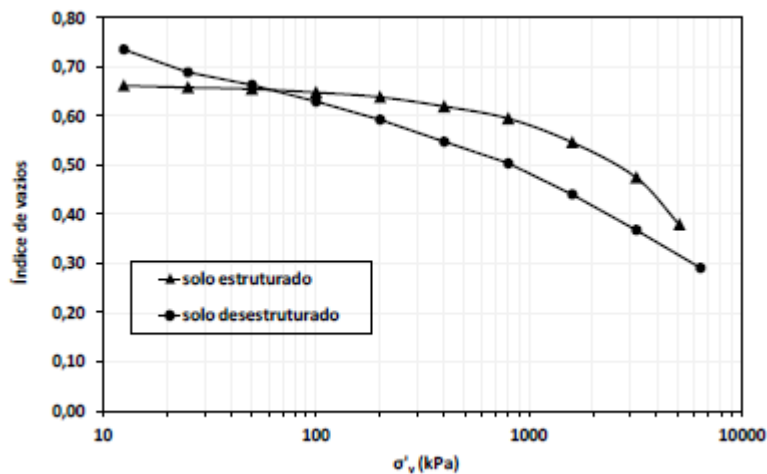


Figura 3. Ensaio edométrico realizado com o solo estruturado e desestruturado.

Na Tabela 1 são apresentados os índices físicos das amostras submetidas aos ensaios triaxiais. As curvas tensão-deformação são apresentadas na Figura 4. Os parâmetros de resistência verificados foram $c' = 33,81\text{kPa}$ e $\phi' = 29,83^\circ$.

Tabela 1. Índices físicos das amostras dos ensaios triaxiais realizados.

Ensaio(kPa)	e_o	γ_t (KN/m ³)
25	0,73	18,0
70	0,70	18,5
150	0,78	17,6
300	0,78	17,0
800	0,72	16,8

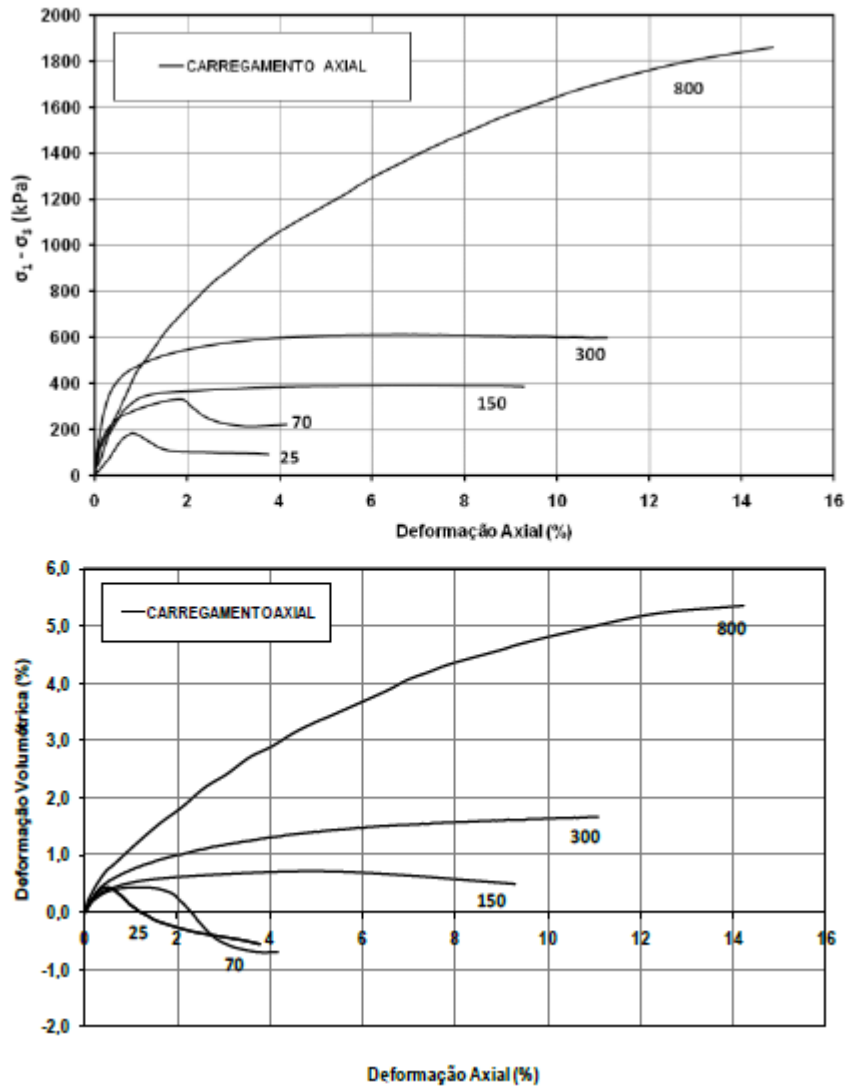


Figura 4. Curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais realizados com o solo estruturado.

A partir do conjunto de ensaios realizados foram obtidos os parâmetros do modelo elastoplástico apresentados na Tabela 2.

Na Figura 5 tem-se a previsão do ensaio edométrico do solo estruturado, a partir dos parâmetros $p'y,i$, Δe_i e b .

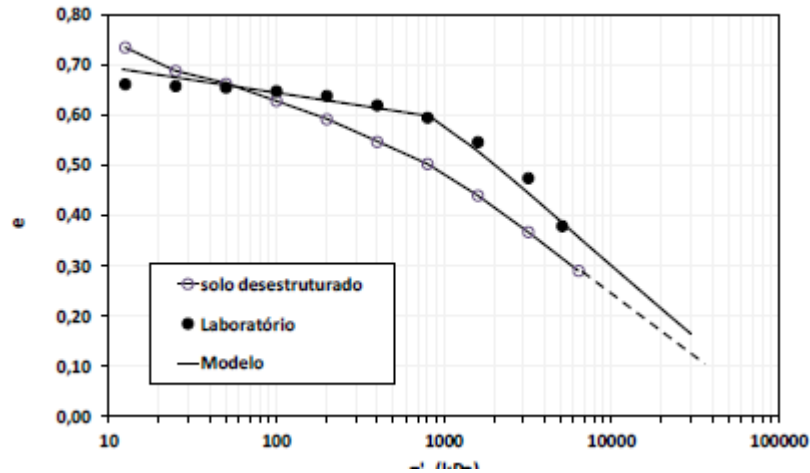


Figura 5. Previsão do ensaio edométrico do solo estruturado.

Tabela 2. Parâmetros utilizados na modelagem do solo estruturado.

Parâmetros	Valores
$p'_{y,i}$ (kPa)	800
b	0,2
κ	0,01
e^*_{ic}	1,28
M^*	1,30
λ^*	0,075
ν^*	0,20
Δe_i	0,10
ω	3,00

As Figuras 6, 7 e 8, apresentam a previsão do comportamento dos ensaios triaxiais com 150, 300 e 800kPa, respectivamente. Em todos os ensaios a ruptura ocorre ao atingir a linha de estado crítico. Observa-se que a concordância entre os resultados experimentais e teóricos é bastante boa para os ensaios realizados com as tensões de confinamento de 300 e 800 kPa e não é adequada, principalmente para a curva de variação volumétrica, no ensaio com tensão de confinamento de 150 kPa.

Como dos ensaios edométricos, Figura 5, obteve-se $p'_{y,i} = 800$ kPa, só o ensaio com tensão de confinamento igual a este valor apresentou deformações plásticas desde o início do carregamento

(Figura 8). Os outros ensaios apresentaram, inicialmente, deformações elásticas, comportamento praticamente linear, até atingirem a superfície de escoamento correspondente a $p'_{y,i} = 800$ kPa.

Para melhorar a comparação com os resultados destes ensaios, principalmente do ensaio com tensão de confinamento igual a 150 kPa, seria necessário modificar o modelo de forma que pudessem ocorrer deformações plásticas antes de p_s atingir o valor de $p'_{y,i} = 800$ kPa. O que, certamente, implicaria em um modelo bem mais complicado e com um número de parâmetros mais elevado.

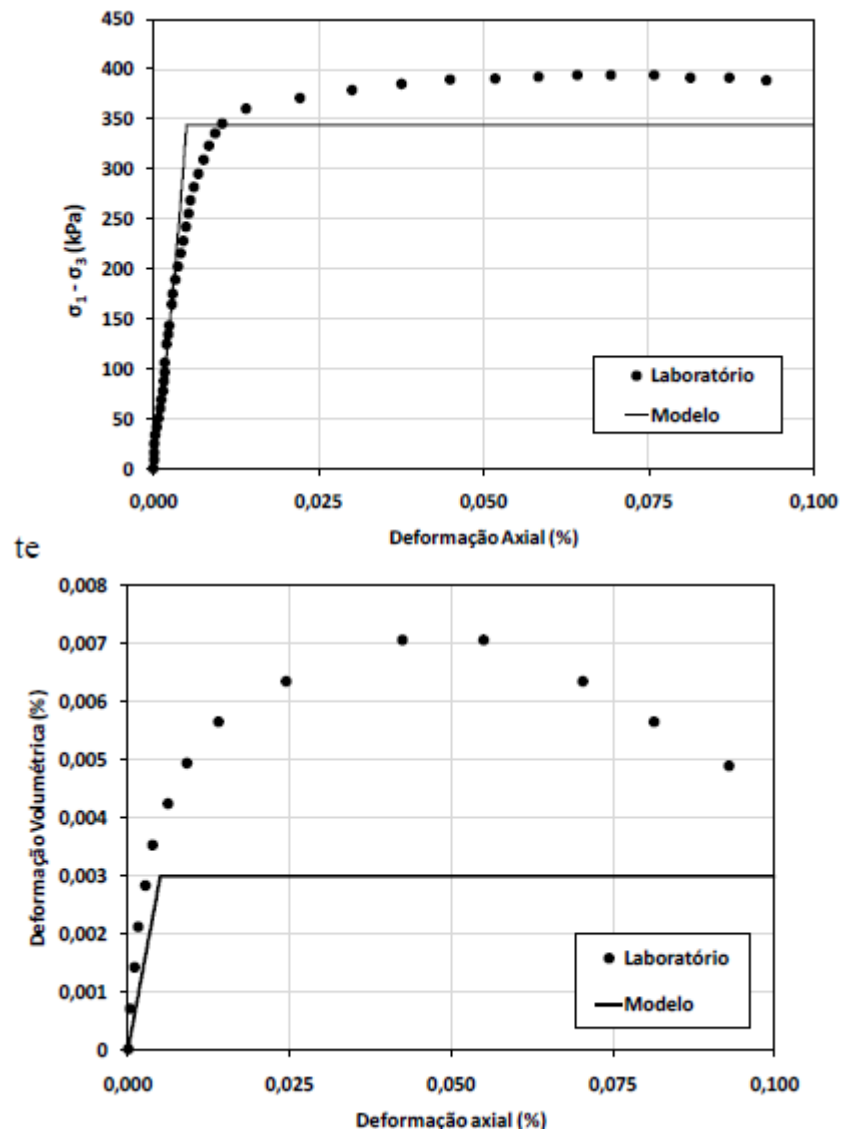


Figura 6. Previsão do ensaio triaxial de 150kPa do solo estruturado.

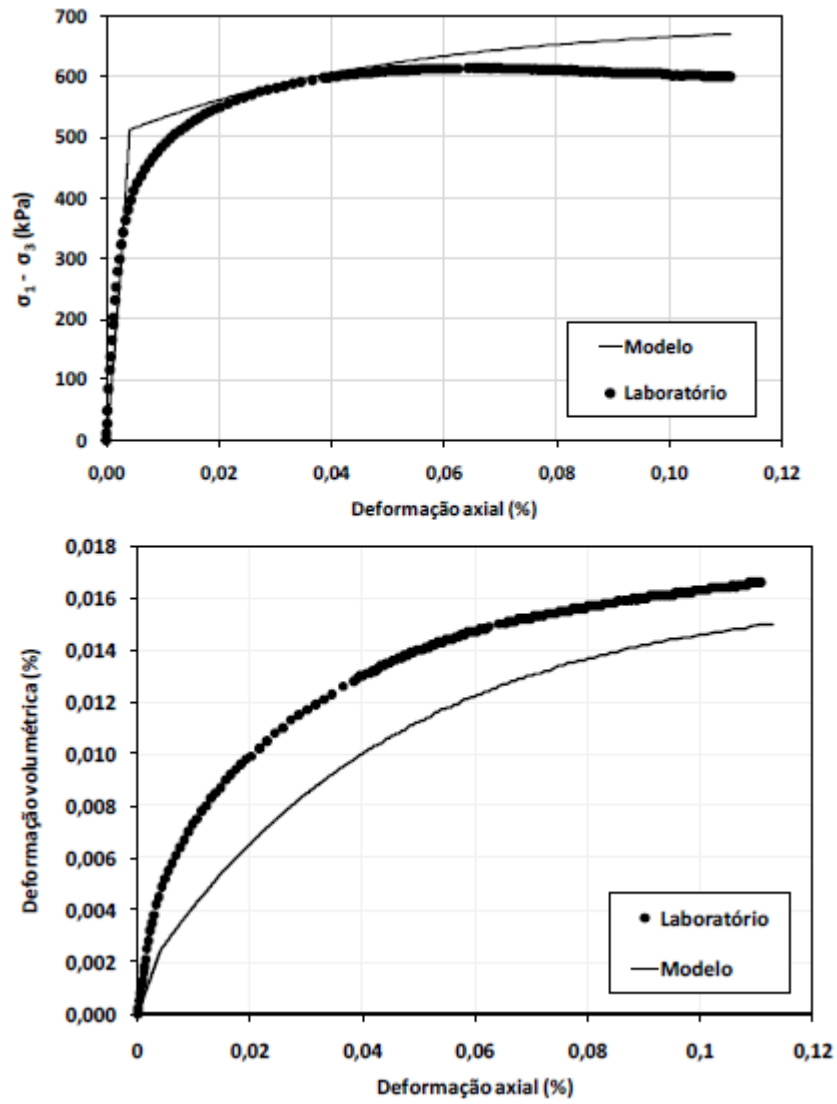


Figura 7. Previsão do ensaio triaxial de 300kPa do solo estruturado.

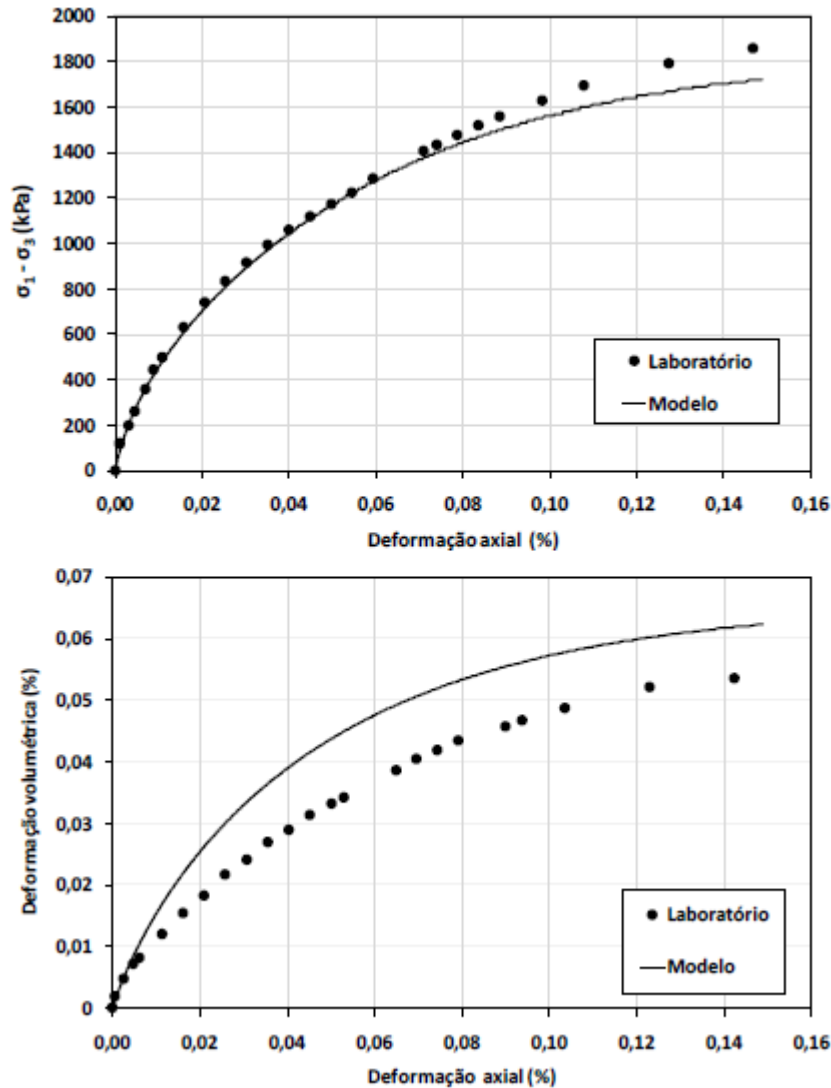


Figura 8. Previsão do ensaio triaxial de 800kPa do solo estruturado.

4. CONCLUSÕES

- 1- O solo residual jovem de gnaiss estudado pode ser considerado como estruturado, de acordo com o modelo teórico-experimental proposto por Leroueil & Vaughan (1990).
- 2- A metodologia utilizada para a elaboração das amostras desestruturadas mostrou que: a) a umidade utilizada para este solo pode estar aquém do intervalo proposto por Burland (1990), b) o nível de carregamento aplicado nas amostras estruturadas no ensaio edométrico pode chegar à ordem de grandeza de 10MPa, para que se possa definir satisfatoriamente a tensão de escoamento do solo.
- 3- Para a tensão efetiva de confinamento de 800kPa, a rigidez da curva tensão-deformação diminui. Isto se deve não só ao aumento da tensão de confinamento, bem como a presença de maiores deformações plásticas, ocorrendo maior quebra de cimentação no solo.

4-A metodologia utilizada na elaboração das amostras desestruturadas, e os ensaios edométricos realizados, forneceram parâmetros adequados para a utilização na modelagem.

5-Para possibilitar comparações razoáveis entre o comportamento experimental e os resultados fornecidos pelo modelo elasto-plástico proposto por Liu & Carter (2002) fez-se necessário modificar as equações para o cálculo dos incrementos de deformação volumétrica e de distorção plásticos.

6-Com isso, de um modo geral, o modelo constitutivo Cam Clay Estruturado foi capaz de prever satisfatoriamente comportamento de compressão do solo estudado.

7-No entanto, para melhorar a comparação com os resultados dos ensaios seria necessário modificar o modelo de forma que pudessem ocorrer deformações plásticas antes de ps atingir o valor de $p'y_i$. O que, certamente, implicaria em um modelo bem mais complicado e com um número de parâmetros mais elevado.

REFERÊNCIAS

Bressani, L. A. (1990) Experimental Properties of Bonded Soils, Ph. D. Thesis, Imperial College of Science and Technology, London, 459 p.

Burland, J.B. (1990) On the compressibility and shear strength of natural soils, *Geotéchnique*, 40(3), p. 329–378.

Clough, G. W., Sitar, N., Bachus, R. C. & Rad, N. S. (1981), Cemented sands under static loading, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*. 107(GT6), p. 799-817.

De Oliveira, C. P. (2002) Estudo do comportamento tensão-deformação-resistência de um solo residual de biotita gnaiss saturado, Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 114 p.

De Oliveira, C. P. (2011). Comportamento Mecânico de um Solo Residual Naturalmente Cimentado, Tese de Doutorado, UFV, p 122.

Huang, J.T. & Airey, D.W. (1998) Properties of Artificially Cemented Carbonate Sand, *Geotéchnique*. 43(1), p. 53-67.

Leroueil, S. & Vaughan, P. R. (1990) The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, *Geotechnique*, 40(3), p. 467-488.

Liu, M. D. & Carter, J. P. (1999) Virgin compression of structured soils, *Geotéchnique*, 49(1), p. 43-57.

Liu, M. D. & Carter, J. P. (2000) Modelling the destructuring of soils during virgin compression. *Geotéchnique*, 50(4), p. 479-483.

Liu, M. D. & Carter, J. P. (2002) A structured Cam Clay model, *Canadian Geotechnical Journal*, 39, p. 1313–1332.

Maccarini, M. (1987) Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil, Ph. D. Thesis, Imperial College of Science and Technology, London, 323 p.

Martins, F. B. (2001) Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado, Rio Grande do Sul, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 303 p.

Roscoe, K.H. & Burland, J.B. (1968) On the generalised stress-strain behaviour of 'wet clay, Cambridge University Press.

Sandroni, S. S. (1981) Solos residuais gnáissicos – pesquisa realizada na PUC-Rio, Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ – ABMS, Rio de Janeiro.

Vaughan, P. R. (1985) Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, particularly as related to their Structure and Mineral Components, First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasi,. Proceeding, p. 231-263.

Vaughan, P. R. (1988) Characterising the Mechanical Properties of in-situ Residual Soils, Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapore. Proceeding, p. 20-37.

Capítulo 10

IMPORTÂNCIA DA QUALIDADE NA DURABILIDADE DOS GEOSINTÉTICOS

[DOI: 10.37423/200400719](https://doi.org/10.37423/200400719)

Indiara Giugni Vidal (Consultora em Geossintéticos, São Paulo, SP).

giugni.indiara@gmail.com

RESUMO: A durabilidade dos geossintéticos depende do tipo de polímero com o qual são fabricados, do meio no qual estão inseridos, e de sua capacidade de resistir aos vários mecanismos de degradação durante a vida de serviço especificada para o mesmo no projeto. Para que isto seja possível, é necessário que requisitos importantes para o bom desempenho do geossintético, durante a vida de serviço requerida, sejam cumpridos: resina de boa qualidade, formulação adequada a função projetada, processo de fabricação correto e controle da qualidade para verificação do processo de fabricação. Danos de instalação, ataque devido a elementos químicos não compatíveis com o polímero, podem comprometer o desempenho e a durabilidade dos geossintéticos, ao longo do tempo. Além disto, o controle de recebimento e a aceitação do geossintético na obra é essencial para garantir que o produto adquirido cumpra a especificação e as exigências de durabilidade do projeto. A qualidade da instalação dos geossintéticos deve ser adequada, e seguir as diretrizes indicadas no projeto executivo.

PALAVRAS CHAVES: Durabilidade, Geossintéticos, Controle de qualidade de fabricação, Controle de qualidade de instalação, Vida de serviço requerida.

1 INTRODUÇÃO

A durabilidade é resultante da conservação ou manutenção do desempenho satisfatório dos geossintéticos, ASTM D5819, e pode ser quantificada através de duas alterações deste produto ao longo do tempo, Vidal, 2011:

- Microestrutura do polímero, que diz respeito a mudanças moleculares deste, e
- Macroestrutura do geossintético, que diz respeito as mudanças nas suas propriedades.

A microestrutura do polímero pode ser afetada por vários fatores, que causam alteração na estrutura molecular do polímero, tais como: oxidação / degradação térmica, biodegradação, degradação por alta energia de radiação, degradação mecânica / química, fotodegradação e intemperismo.

Todos os fatores citados, que causam degradação por alteração da estrutura do polímero, podem ser evitados, através do uso de uma resina de boa qualidade e da adição de antioxidantes, estabilizantes e negro de fumo na formulação de fabricação do geossintético. Um processo de fabricação correto e controlado é igualmente importante para preservação da estrutura do polímero e das propriedades do geossintético.

A instalação deve ser executada com critério e seguindo as recomendações do projeto executivo, para não evitar danos e conseqüente diminuição da durabilidade do geossintético.

2 PROJETO

O projeto deve ser corretamente concebido, levando em conta as solicitações físico-químicas, mecânicas, aspectos peculiares da obra, do material em contato com o geossintético, e as características ambientais locais.

O projeto deve especificar o polímero e o(s) geossintético(s) adequado(s) em função das solicitações e características ambientais da obra. Além disto, as propriedades físicas, mecânicas e de desempenho / durabilidade devem ser indicadas no projeto.

2.1 CASO DE OBRA COM FALHA DE PROJETO

Excesso de cobertura de um geotêxtil com função de filtro, que provocou excesso de pressão hidrostática, sob o geotêxtil, causando a ruptura da cobertura, Koerner, 2015, Figuras 1 e 2.



Figura 1. Filtro de geotêxtil sob uma cobertura de talude com blocos. Koerner, 2015.



Figura 2. Pressão hidrostática sob o geotêxtil, devido rebaixamento do nível d'água, causou o levantamento e deslocamento dos blocos.

3 FATORES QUE AFETAM A DURABILIDADE

3.1 MATERIAL RECICLADO

A Recomendação IGS Brasil 002 – Parte 1, 2014, classifica os materiais reciclados como:

- RM ou Material Retrabalhado: compreende aparas a serem reutilizadas, diretamente ou após mistura com a matéria-prima, na fábrica e na mesma família de produtos.
- PCM ou Material Pós Consumo: é o reciclado produzido a partir de material que foi usado anteriormente em outras aplicações, como garrafas, por exemplo.

- PIM ou Material Pós Industrial: é o reciclado de material industrial originário de outro processo ou cliente.

Ainda conforme esta recomendação, não há limite para utilização de material reciclado do tipo RM desde que não haja peletização no processo de retrabalho. Caso este material passe por processo de peletização, o conteúdo de material RM é limitado a 10%. Um conteúdo maior é aceito desde que seja demonstrado que o material produzido satisfaz os requisitos deste item.

Materiais reciclados quando adicionados a formulação de fabricação do geossintético, alteram suas propriedades mecânicas e de durabilidade, na maioria dos projetos e obra, exceto para obras temporárias ou de curta duração.

Para geotêxteis não tecidos de poliéster (PET), a Recomendação IGSS Brasil 002 – Parte 1, comenta que o PET reciclado pode ser aplicado em obras com solo e água naturais, com pH entre 4 e 9 e temperatura menor que 25oC, mas há uma propriedade que deve ser controlada e verificada, que é a viscosidade intrínseca de cada lote fabricado.

A GRI-GM 13 recomenda um máximo de 10% de RM para geomembranas de PEAD.

3.2 INTEMPERISMO

Geossintéticos que não recebem aditivação para proteção contra os raios UV não devem ficar expostos ao sol. Um geotêxtil não tecido, por exemplo, que fica armazenado na obra ao ar livre e a embalagem rasga; dependendo do período de tempo que permanece exposto, poderá ter suas propriedades minoradas.

O intemperismo pode afetar as propriedades mesmo dos geossintéticos aditivados para resisti-lo, caso haja alguma deficiência de qualidade da resina, do processo de fabricação e danos de instalação.

3.3 OXIDAÇÃO

A resistência à oxidação dos polímeros constituintes dos geossintéticos é garantida pela adição de antioxidantes a sua formulação.

Geralmente os fabricantes combinam dois ou mais tipos de antioxidantes, para cobrir a proteção durante a fabricação e a vida de serviço de uma geomembrana, por exemplo.

Para obras com ambientes agressivos, o pacote de antioxidantes deve ter elevado desempenho.

3.4 ATAQUE QUÍMICO

Os processos mais comuns de degradação química são oxidação e hidrólise, os quais são acelerados por temperaturas elevadas. A oxidação já foi contemplada no item 3.3. A hidrólise pode ocorrer quando um geossintético de poliéster (PET) entra em contato com resíduos ou efluentes / fluidos alcalinos. Schoors, 2007, comenta que o envelhecimento físico do PET tem sido extensamente pesquisado e publicado, e que todos apontam que o ataque químico, em especial a hidrólise, governa a durabilidade dos materiais constituídos com este polímero.

O geossintético deve ser especificado de forma adequada, em relação ao polímero constituinte, quando em contato com efluentes que contém elementos químicos, chorume, lixiviados em geral, solos ricos em metais e exposição ao sol por longo período de tempo, ASTM D5819.

3.5 ENVELHECIMENTO

Na exposição do geossintético ao meio ambiente ocorre geralmente uma combinação de ar, solo, água sem ou com elementos químicos, radiação, condições hidráulicas e de tensionamento. O efeito da combinação destes fatores e da sua atuação sobre o geossintético ao longo do tempo é chamado envelhecimento, Vidal, 2011. A durabilidade também é definida como a resistência do geossintético ao envelhecimento. O envelhecimento inclui a degradação do polímero, a redução do desempenho e da durabilidade do geossintético.

3.6 Produto não conforme

No controle de recebimento e aceitação do geossintético na obra, um produto que tenha propriedades inferiores ou que não atendam a especificação de projeto, provavelmente não foi fabricado com uma resina de qualidade apropriada, ou teve um processo de fabricação com falha de controle de qualidade. Estes fatores são fundamentais para garantir ao geossintético propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade adequadas à aplicação para o qual foi especificado.

4 EXEMPLOS DE PROBLEMAS RELATIVOS A DURABILIDADE

A durabilidade dos geossintéticos pode ser afetada não somente pela qualidade da resina e do processo de fabricação do geossintético, mas também pela qualidade do projeto (indicação do produto mais adequado, especificação condizente com as solicitações mecânicas e químicas), e pela qualidade da instalação.

A seguir são relatados: um caso de obra de um geocomposto drenante com geotêxtil não tecido numa trincheira drenante, e questões críticas que devem receber atenção especial nas aplicações de GCL e de geomembrana de PEAD, as quais podem ocasionar falhas de desempenho, diminuindo a vida de serviço requerida para o geossintético, e também afetando sua durabilidade.

4.1 GEOTÊXTEIS

Projetos que especificam geotêxtil não tecido para filtro, devem efetuar uma análise criteriosa do tipo de fluido que passará pelo mesmo. Geralmente, os projetos de filtro assumem que o fluido que será filtrado é água limpa, livre de íons (particularmente sais), micro organismos e outras substâncias estranhas. Entretanto, quando isto não ocorre, o filtro não funciona e pode haver ruptura, Koerner, 2015. Este é o caso de águas turvas com grande quantidade de partículas em suspensão, e de águas com alta porcentagem de substâncias alcalinas com sais de cálcio e magnésio em suspensão, que causam colmatação no geotêxtil não tecido agulhado.

Mesmo para um projeto correto e geotêxtil de excelente qualidade, se a instalação não for bem executada, o desempenho e durabilidade não serão bons durante a vida de serviço requerida para o geossintético. Koerner et al. 1994, 1996, relata a exumação de geotêxtil em noventa e uma trincheiras drenantes, dentre as quais quarenta e uma eram drenos de rodovias construídos com geocomposto drenante. Em dez destes drenos, onde o geocomposto drenante foi colocado na vertical, o geotêxtil do geocomposto não estava em contato com a camada do pavimento, como previsto no projeto, Figura 3.

A Figura 3(a) mostra o vazio geralmente criado pelo equipamento que escavou a trincheira. Este vazio, em condições saturadas permite a passagem das partículas finas do solo do subleito através do geotêxtil, que se acumulam dentro do núcleo do geocomposto até sua obstrução.

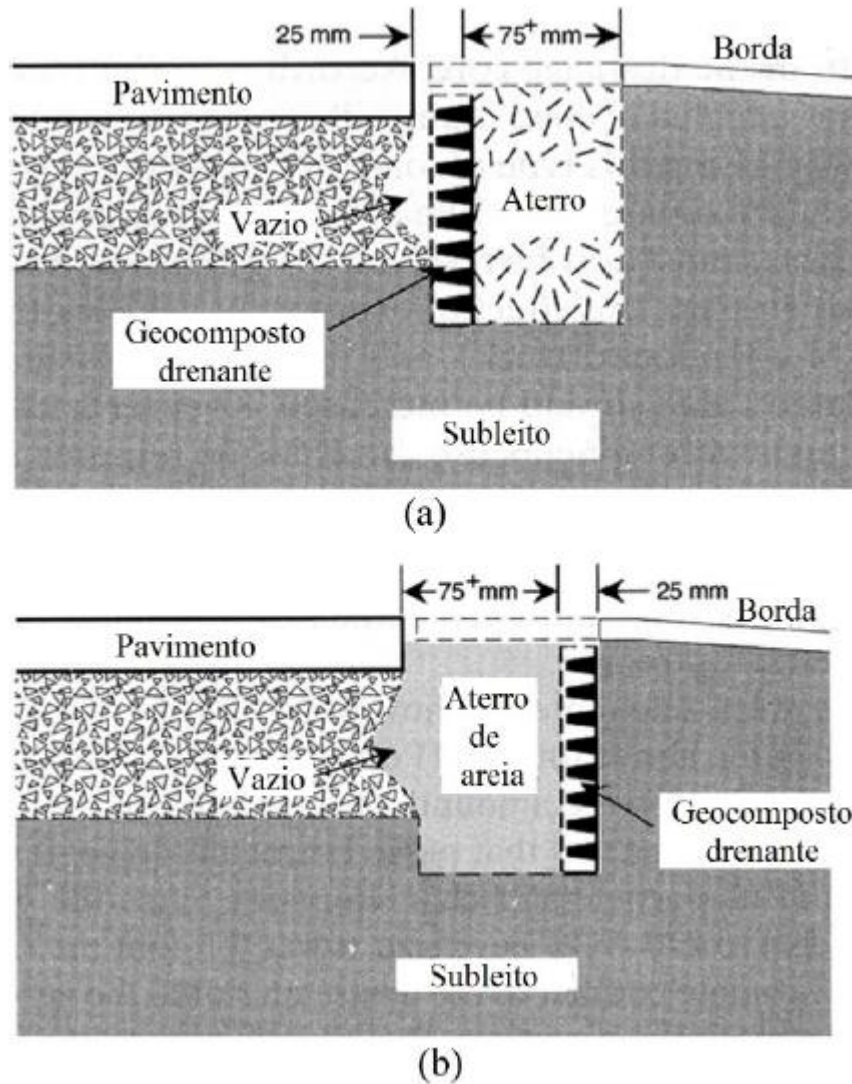


Figura 3. Problema de contato do geocomposto drenante com a parede da base do pavimento. (a) Ocorrência de vazio, que resulta na obstrução do dreno. (b) Solução sugerida para correção. Koerner et al., 1994, 1996.

4.2 BARREIRAS GEOSSINTÉTICAS ARGILOSAS (GCLS)

Vários fatores podem afetar o desempenho do GCL durante a vida de serviço requerida para a obra. Um destes fatores é a durabilidade das fibras de reforço.

Quando o GCL for submetido a esforços cisalhantes por longo tempo, como por exemplo, em taludes de fundo de vale em aterros sanitários, a durabilidade das fibras deve ser levada em conta no projeto e fabricação do mesmo. O controle de qualidade da fabricação e a resina devem ser apropriados, para que garantam as propriedades e a qualidade das fibras de reforço, que unem os dois geotêxteis da

superfície do GCL. Isto é de fundamental importância quando a bentonita torna-se hidratada e os esforços de cisalhamento interno são resistidos pelas fibras do reforço.

O polímero mais utilizado para os geotêxteis que constituem o GCL é o polipropileno (PP). A prevenção das reações de oxidação dos radicais livres do PP é feita através da adição de antioxidantes à formulação dos geotêxteis. A vida de serviço do GCL é particularmente afetada pela eficiência dos antioxidantes, por isto o projeto deve avaliar bem os líquidos e efluentes em contato com o GCL. A queda do nível dos antioxidantes na presença de alguns elementos químicos, pode comprometer o desempenho e a durabilidade da fibras, quando a bentonita estiver hidratada, Hsuan, 2002.

Em taludes, os esforços de tração atuantes sobre o GCL, podem aumentar a oxidação das fibras de PP. Ensaio de descolamento (peel strength), além de serem um ensaio importante do controle de qualidade de fabricação, são usados para monitorar as alterações das fibras de PP ao longo do tempo, quando é pesquisada a compatibilidade química do GCL com um determinado efluente.

4.3 BARREIRAS GEOSSINTÉTICAS POLIMÉRICAS (GEOMEMBRANAS)

Entre os fatores que mais afetam a durabilidade e o desempenho das geomembranas de PEAD estão a oxidação e o tenso fissuramento sob tensão (stress cracking resistance - SCR). Estas duas propriedades podem ser minizadas pelo uso das resinas e pacotes de antioxidantes e termo estabilizantes de última geração e tecnologia. No entanto, as condições ambientais locais, resíduo e efluente em contato, temperatura, esforços impostos durante a instalação e durante a vida de serviço deste geossintético, podem limitar e diminuir sua durabilidade.

Ian Peggs, 1992, citou vários fatores, descritos a seguir, que aumentam o risco de ocorrer stress cracking numa geomembrana de PEAD instalada:

- Superaquecimento durante a execução da solda por termofusão, devido ao aumento da cristalinidade da geomembrana adjacente à solda e consumo extra de antioxidante. Ambos reduzem o SCR.
- Solda por termofusão não retilínea, devido produzir concentração de tensões.
- No preparo para a solda por extrusão, esmerilhar em excesso, 0 ou paralelo à direção da solda. Produz concentração de tensões normais à direção do esforço de maior intensidade na solda.
- Concentração de tensões nas áreas puncionadas por pedras.
- Concentrações de tensões nas conexões de tubos com a geomembrana.
- Rugas e ondas, principalmente as que dobram, devido ao tensionamento imposto.

- Trampolim nos pés dos taludes e nos cantos de estruturas de concreto, quando a geomembrana é carregada.

5 CONCLUSÃO

Os geossintéticos podem ter a durabilidade condizente com a vida de serviço requerida pelo projeto e pela responsabilidade de uma obra. Para isto é necessário que o projeto seja bem concebido, e que especifique o polímero adequado ao tipo de aplicação. Além disto, a sua fabricação deve ser com resina de boa procedência, e o processo corretamente controlado. A instalação também tem uma importância fundamental para garantir o bom desempenho e durabilidade dos geossintéticos.

A qualidade em todas as etapas, desde a concepção do projeto até a instalação e também manutenção da obra, é importantíssima para garantir a durabilidade esperada do geossintético.

REFERÊNCIAS

ASTM: American Society for Testing. ASTM D5819: Standard Guide for Selecting Test Methods for Experimental Evaluation of Geosynthetic Durability, 2005.

GRI: Geosynthetic Research Institute. GM 13: Test Methods, Test Properties and Testing Frequency for High Density Polyethylene (HDPE) Smooth and Textured Geomembranes, 2014, Geosynthetic Institute, Folsom, PA, USA.

Hsuan, Y. G. (2002) Approach to the study of durability of reinforcement fibers and yarns in geosynthetics clay liners, *Geotextiles and Geomembrane*, 20 (2002), 63-76.

Koerner, R.M.; Koerner, G.R; Fahim, A.K.; Wilson-Fahmy, R.F. (1994) Long-Term Performance of Geosynthetics in Drainage Applications, NCHRP report 367, National Academy Press, Washington, DC, 54pp.

Koerner, G.R.; Koerner, R.M.; Wilson-Fahmy, R.F. (1996) Field Performance of Geotextile Highway Drainage Systems. In: Bhatia, S.K., Suits, L.D. (Eds.), *Recent Developments in Geotextile Filters and Prefabricated Drainage Geocomposites*, ASTM STP1281, American Society for Testing Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, pp 165-181.

Koerner, R.M. and Koerner, G.R. (2015) Lessons Learned from Geotextile Filter Failures under Challenging Field Conditions, *Geotextiles and Geomembrane*, 43 (2015), 272-281.

Peggs, I. (2002) Stress Cracking in HDPE Geomembranes: What it is and How to Avoid it, *Geosynthetica.net*, September.

IGS Brasil: Associação Brasileira de Geossintéticos. Recomendação IGSBrasil 002: Características requeridas para o Emprego de Geossintéticos: Parte 1 Geotêxteis e Produtos Correlatos, 2014.

Schoors, L.V.V. (2007) Hydrolytic aging of polyester (polyethylene terephthalate) geotextile: state of the art assessment, BLPC n. 270-271, oct, nov, dec Université Paris-Est, LCPC, Paris, France.

Vidal, I.G. (2011) Durabilidade e Degradação versus Especificação e Qualidade dos Geossintéticos, VI Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Geossintéticos'2011, Belo Horizonte, MG.

Capítulo 11

UTILIZAÇÃO DE MÉTODO DE TRANSFERÊNCIA DE ENERGIA DO ENSAIO SPT PARA ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS/APILOADAS EM LONDRINA/PR

[DOI: 10.37423/200400721](https://doi.org/10.37423/200400721)

Eng. MSc. Maycon André de Almeida (Calijuri Fundações LTDA, Londrina, Brasil). mayconalmeida@creapr.org.br

Prof. Dr. Luiz Antônio Soares de Souza (Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Brasil). lasouza@uel.br

Profa. Dra. Sueli Tavares de Melo Souza (Universidade Tecnológica Federal do Parana-UTFPR). suelisouza@utfpr.edu.br

Prof. Dra. Miriam Gonçalves Miguel (Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil). mgmiguel@fec.unicamp.br

RESUMO: A presente pesquisa apresenta uma retro-análise de resultados de provas de carga estática à compressão de fundações por estacas escavadas e apiloadas, executadas em um solo laterítico da região de Londrina/PR, a fim de determinar os coeficientes de ajustes do método racional de estimativa de capacidade de carga, baseado na transferência de energia do SPT. O método racional de medição de energia do SPT tem suas formulações desenvolvidas a partir de conceitos da mecânica, utilizando os princípios básicos de conservação de energia despendida durante a propagação de ondas na composição de hastes para calcular a força dinâmica (F_d) média de reação do solo à cravação do amostrador SPT.

Ao contrário dos métodos semi-empíricos de estimativa de capacidade de carga de fundações, o método racional não se utiliza de coeficientes de ajustes para levar em conta as propriedades no solo local, no qual as fundações foram executadas, mas de coeficientes de ajustes que são função do método executivo dessas fundações. As provas de carga das fundações foram executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina (UEL) que apresenta um perfil geotécnico típico da região, constituído de uma camada superficial de argila siltosa, porosa, oriunda de processos de intemperismo do basalto, colapsível e laterítica, devido aos processos pedogenéticos de lixiviação. Foram analisados os dados referentes a 12 provas de carga executadas no CEEG, sendo 6 provas de carga realizadas em estacas do tipo escavada com trado manual, das quais metade possuía 3 metros e as demais 6 metros, e 6 provas de carga em estacas do tipo apiloada com lançamento do concreto, subdivididas da mesma maneira das anteriores. Os valores dos coeficientes de ajustes obtidos para a aplicação do método baseado na transferência de energia do SPT para as fundações por estacas escavadas e apiloadas são comparados com aqueles obtidos na literatura técnica para as mesmas fundações, visando contribuir para a divulgação e aplicação do método e para a ampliação de seu banco de dados.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas escavadas, Estacas apiloadas, Ensaio SPT, Provas de carga estática em estacas, solos lateríticos, Transferência de energia no ensaio SPT.

1. INTRODUÇÃO

A preocupação do engenheiro geotécnico em prever o comportamento das fundações em estacas é bastante antiga. Diversos autores propuseram, ao longo dos anos, métodos bastante variados (empírico, semi-empírico ou até mesmo teórico), aplicáveis a diferentes tipos de estacas e de solos.

Os métodos semi-empíricos existentes na literatura técnica brasileira fundamentam-se em correlações estatísticas entre medidas obtidas através de ensaios de campo (SPT, CPT, DMT, etc.). A previsão da capacidade de carga de fundações por estacas, no entanto, devido à natureza estatística destes métodos, tem sua validade limitada à prática construtiva regional e das condições locais no momento da obtenção dos dados.

Diante disto, Odebrecht (2003) apresenta uma nova metodologia para a interpretação do ensaio SPT, pela qual é possível estimar a força dinâmica F_d de penetração do amostrador, como variáveis os seguintes itens: a queda da massa do martelo (M_m) de 65 kg; a resistência do solo que influencia diretamente a penetração p ; a geometria (comprimento e seção) das hastes, que determina a massa da composição resultante da energia dissipada na cravação da composição de hastes e do amostrador.

O entendimento do parâmetro (F_d) fundamentada nos princípios da dinâmica permite o desenvolvimento dos métodos racionais de estimativa da resistência ao cisalhamento para solos argilosos e arenosos, podendo ser útil na previsão de capacidade de carga de estacas.

No presente trabalho pretende-se avaliar o método racional de estimativa de capacidade de carga baseado na transferência de energia do ensaio SPT, utilizando para isso dados oriundos de provas de cargas realizadas em estacas escavadas com trado manual e apiloadas com lançamento de concreto, de diâmetro 20 cm e profundidades de 3 e 6 metros, no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina (UEL).

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 CONCEITUAÇÃO MÉTODO RACIONAL DE TRANSFERÊNCIA DE ENERGIA ENSAIO SPT

A definição do conceito da transferência de energia no ensaio SPT ao solo durante a penetração de um amostrador-padrão, segundo Odebrecht (2004), se refere à energia produzida por um golpe em função da altura de queda teórica de 75 cm, acrescida da penetração permanente do amostrador no solo (p).

O método proposto por Odebrecht (2004) se baseia na energia empregada na cravação do sistema no solo (hastes + amostrador), e tem como variáveis os seguintes itens: a queda da massa do martelo (M_m) de 65 kg; a resistência do solo que influencia diretamente a penetração Δp ; a geometria (comprimento e seção) das hastes, que determina a massa da composição (M_h).

A expressão da variação da energia potencial gravitacional teórica (E^*_{PG}) que considera a parcela referente ao martelo (variação da energia do martelo), e referente à haste (variação da energia da haste) pode ser determinada pela equação (1):

$$\Delta E^*_{PG} = (0,75 + \Delta_p) \cdot M_m \cdot g + \Delta_p \cdot M_h \cdot g \quad (1)$$

Onde: g é a aceleração da gravidade = $9,81 \text{ m/s}^2$ e (M_h) a massa da haste por metro linear igual a $3,23 \text{ kg/m}$.

No entanto, a expressão (1) não considera as perdas referentes ao processo de cravação do amostrador, se tratando, portanto, de uma situação ideal.

Para corrigir isso, devem-se considerar as perdas por atrito (redução na energia cinética) e pela própria dinâmica de transmissão de energia do conjunto. Essa correção é realizada através da aplicação de um fator que leva em consideração a eficiência ao longo das hastes. Os valores de eficiência do martelo (1), da haste (2) e do sistema (3) são determinados monitorando-se a energia de cravação ou através da adoção de valores determinados experimentalmente por Odebrecht (2004): $\eta_1=0,76$, $\eta_2=1$ e $\eta_3 = 1 - 0,0042 \times L$. Assim a variação da energia no sistema pode ser representada pela expressão (2):

$$\Delta E_{\text{amostrador}} = \eta_3 \times [(\eta_1 \times \Delta E_m) + \eta_2 \times \Delta E_h] \quad (2)$$

Onde:

L – comprimento da haste (m).

ΔE_m ou h = parcela de energia martelo e haste

Através da expressão (2) pode-se calcular a variação da energia potencial de metro em metro durante a execução do ensaio e com isso determinar o valor da força dinâmica média de reação do solo (F_d) através da expressão (3):

$$F_d = \frac{\Delta E_{\text{Amostrador}}}{\Delta p} \quad (3)$$

Sendo que os valores de penetração (Δp) adotados podem ser os registrados durante o ensaio ou, podem-se utilizar também as medidas de resistência à penetração N_{SPT} de deslocamento médio igual a $\Delta p = 30 / N_{\text{SPT}}$

2.1 APLICAÇÃO DO MÉTODO RACIONAL

A força dinâmica média F_d , segundo Lobo (2005), é medida no ensaio SPT e constituída de duas parcelas, uma relativa às tensões cisalhantes ao longo das faces internas e externas e outra relativa às forças normais à ponta do amostrador. Para a estimativa da capacidade de carga última de estacas, consideram-se os efeitos de escala associados à relação entre a geometria da estaca e do ensaio SPT, ou seja, são relacionados os mecanismos de mobilização de resistência do amostrador (modelo) com os mecanismos da estaca (protótipo), resultando na expressão (4):

$$Q_U = \frac{0,2 \times U}{a_L} \times \sum F_d \times \Delta L + 0,7 \times F_d \times \frac{A_p}{a_p} \quad (4)$$

Onde: U – perímetro da estaca; a_L – área lateral total do amostrador-padrão (área lateral externa e interna = $\pi \cdot 5,1 \cdot 30 + \pi \cdot 3,5 \cdot 30 = 810,5 \text{ cm}^2$); L – espessura de cada camada de solo (m); A_p área de ponta e $a_p = (\pi \cdot 5,1^2) / 4 = 20,4 \text{ cm}^2$.

Entretanto, é sabido que a capacidade de carga de uma estaca esta diretamente relacionada ao seu processo executivo, devido a isso se aplica coeficientes de ajustes das parcelas de resistência de ponta (β) e lateral (α). Deste modo, a expressão (4) pode ser reescrita de acordo com a expressão (5):

$$Q_U = \alpha \cdot \frac{0,2 \cdot U}{a_L} \cdot \sum F_d \cdot \Delta L + \beta \cdot 0,7 \cdot F_d \cdot \frac{A_p}{a_p} \quad (5)$$

3 ASPECTOS GEOTÉCNICOS DA REGIÃO DE LONDRINA/PR

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) “Prof. Saburo Morimoto”, implantado dentro do campus da UEL, possui um subsolo bastante característico da região. Mediante as interpretações de catorze furos de sondagens SPT (Standard Penetration Test), e de ensaios de caracterização e propriedades geotécnicas em laboratório, Miguel et al. (2002) identificaram que esse perfil é composto por um solo residual de Basalto, apresentando-se quatro camadas distintas.

A primeira camada de solo, que se estende da superfície até a profundidade máxima de 12m, constitui-se de uma argila siltosa, porosa, de consistência variando de muito mole a média, laterítica e colapsível. Os principais minerais que compõem esta camada são a caulinita e os óxidos de ferro, proporcionando a esta argila uma estrutura microagregada, típica dos solos tropicais (Miguel et al., 2002).

Já a segunda camada, situada entre as profundidades de 12 a 16 m, também é composta por uma argila siltosa avermelhada, no entanto de consistência rija a dura. Entre 16 e 21m, o perfil apresenta uma argila siltosa, rija a dura, saprolítica fina, e entre 21 a 23 (limite do avanço das sondagens), uma argila siltosa dura, saprolítica grossa. O nível d’água se apresenta a, aproximadamente, 19m de profundidade.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 DADOS COLETADOS DO CEEG

A Tabela 1 apresenta aos valores médios de capacidade de carga (Q_u) e de resistências lateral (Q_L) e de ponta (Q_p), obtidos perante análise de 12 provas de carga estática á compressão, realizadas no CEEG em estacas apiloadas com lançamento de concreto e pé de brita (ACL) (Campos, 2005, Campos et al., 2008, Campos et al., 2006) e estacas escavadas com trado manual (ETM) (Miguel et al., 2000, Miguel e Belincanta, 2004, e Miguel et al., 2005, Campos et al. 2005), ambas com 20 cm de diâmetro e subdivididas pela profundidade de carga grupo de 3 estacas, colocado entre parênteses.

Tabela 1. Valores médios coletados das provas de carga executadas no CEEG

Tipo	n° estacas	Q _L (kN)	Q _p (kN)	Q _u (kN)
ACL (3m)	3	56,79	52,86	109,65
ACL (6m)	3	110,40	197,97	308,37
ETM (3m)	3	31,65	12,85	44,50
ETM (6m)	3	84,37	24,53	108,90

É possível verificar que para a profundidade de 3 metros, o valor de capacidade de carga das estacas escavadas foi 59,42% inferior às das estacas apiloadas com lançamento do concreto. Já para as estacas com 6 metros a redução constatada foi de 64,68%. Nota-se que o processo executivo das estacas apiloadas conferiu a estas um melhor desempenho mecânico, se comparadas às estacas escavadas com trado manual, de mesmas dimensões. O pé de brita ("lastro de brita" apiloado na ponta antes da concretagem) aponta melhor eficiência de resistência de ponta (Campos et al., 2008).

A diferença constatada, através das provas de carga, da contribuição da resistência de ponta em cada um dos processos de execução. Para as estacas escavadas a contribuição da parcela de ponta não passa de 30% para as estacas com 6 metros e de 22% para as estacas com 3 metros. Já para as estacas apiloadas a contribuição ultrapassa os 50% para o caso das estacas de 3 metros chegando a 64% nas estacas com 6 metros de comprimento.

Para estimar a capacidade de carga das estacas pelo método racional de transferência de energia através do SPT, foram utilizados os dados referentes aos furos de numero 09, para as estacas apiloadas, e de numero 14, para as escavadas. Todos os ensaios foram realizados utilizando o amostrador-padrão "Raymond" Terzaghi e são apresentados na Figura 1.

4.2 RESULTADOS DA FORÇA DINÂMICA MÉDIA DE REAÇÃO DO SOLO OBTIDA PELO MÉTODO RACIONAL

Nas Tabelas 2 e 3 são apresentados os resultados obtidos através da aplicação das expressões propostas pelo método racional para os furos de sondagem SP-09 e SP-14, próximos das fundações objetos deste estudo. A força dinâmica média de reação do solo foi determinada para a penetração de 30 cm do amostrador e determinada através da média dos golpes até a profundidade avaliada.

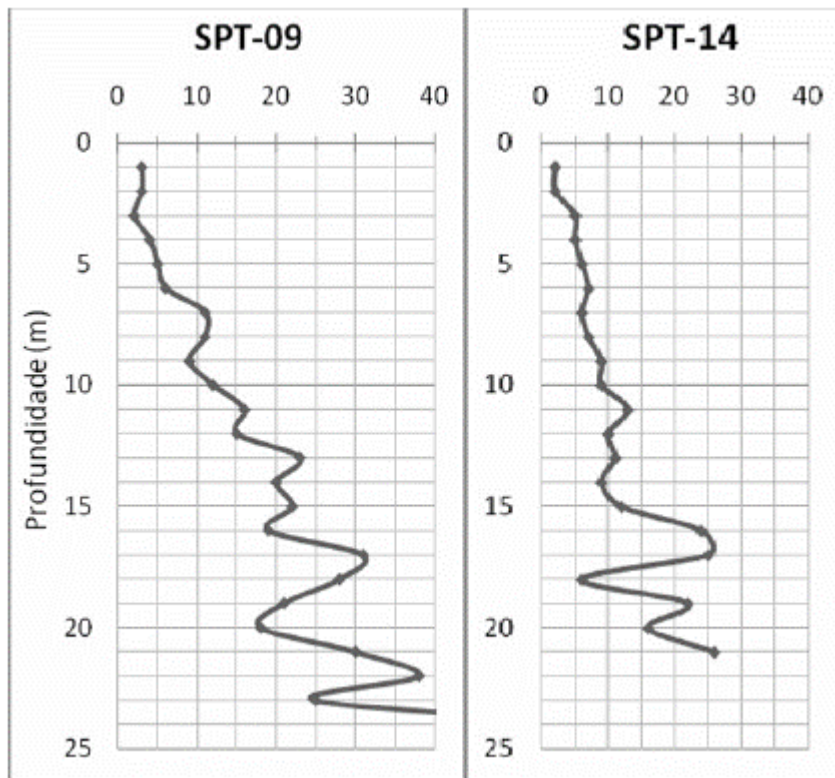


Figura 1 – Graficos dos resultados das sondagens realizadas proximas as estacas ensaiadas

Para as medidas de resistência à penetração NSPT, foi considerado o deslocamento médio igual a $p = 30/NSPT$. Já os valores de 1, 2, 3, g, Mh e Mm foram considerados como recomendados por Odebrecht (2004) e aplicados por Uliam et al. (2008).

Tabela 2 – Valores calculados a partir do furo de sondagem SP-09

<i>Prof.</i> <i>(m)</i>	N_{SPT}	Δp	η_b	F_d (kN/m)
0	0	0,000	1,000	0,000
1	3	0,100	0,996	4,133
2	3	0,100	0,992	4,147
3	2	0,150	0,987	2,965
4	4	0,075	0,983	5,366
5	5	0,060	0,979	6,560
6	6	0,050	0,975	7,744
7	11	0,027	0,971	13,621
8	11	0,027	0,966	13,592

Tabela 3 – Valores calculados a partir do furo de sondagem SP-14

<i>Prof.</i> (<i>m</i>)	N_{SPT}	Δp	η_3	F_d (kN/m)
<i>0</i>	0	0,000	1,000	0,000
<i>1</i>	2	0,150	0,996	2,927
<i>2</i>	2	0,150	0,992	2,946
<i>3</i>	5	0,060	0,987	6,554
<i>4</i>	5	0,060	0,983	6,557
<i>5</i>	6	0,050	0,979	7,746
<i>6</i>	7	0,043	0,975	8,925
<i>7</i>	6	0,050	0,971	7,741
<i>8</i>	7	0,043	0,966	8,909

Pela falta de dados para a região em estudo, foi considerado um coeficiente de 0,2 na parcela da resistência lateral, como recomendado por Lobo (2005) e Odebrecht (2004), pois a razão entre as resistências laterais mobilizadas na estaca e no amostrador diminui com o aumento da relação entre seus diâmetros e comprimentos, ou seja, a resistência unitária lateral mobilizada pela estaca é de apenas 20% da tensão cisalhante mobilizada no amostrador SPT.

Já para a resistência de ponta, é recomendada pelos mesmos autores supracitados a utilização de um coeficiente 0,7, pois para solos resistentes, normalmente encontrados na ponta de estacas, ocorre um embuchamento do amostrador, e apenas 70% da força dinâmica mobilizada são provenientes de tensões normais à ponta do amostrador, como apresentado em estudos realizados em Vesic (1972 apud Lobo et al., 2005).

4.3 RESULTADOS DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PELO MÉTODO RACIONAL

Na Tabela 4 são apresentados os coeficientes α e β , para correção das parcelas de resistência lateral e de ponta, ajustados através de retro-análise para cada processo executivo, considerando os resultados obtidos para as estacas com 3 e 6 metros. A correção se deu através da comparação entre as parcelas de resistência lateral e de ponta, obtidas pelo método sem a adoção dos coeficientes, com os resultados obtidos nas provas de carga (Tab. 1).

Tabela 5. Coeficientes de ajustes α e β

Apiloada		Escavada	
α	β	α	β
2,50	1,50	1,50	0,20*

*Considerado de acordo com o obtido em campo.

Verificou-se um aumento significativo no coeficiente α para as estacas apiloadas, devido ao alto grau de compactação do solo ao redor do fuste, oriundo do processo executivo, gerando um aumento substancial na parcela de resistência lateral da estaca.

Já para a resistência de ponta, o coeficiente β obtido através de retro-análise foi de 1,50, no entanto, devido à cultura da região em se executar um “pé” de brita na estaca (através do lançamento de brita e posterior compactação com pilão) os valores de resistência de ponta para a profundidade de 6 metros apresentam grandes discrepâncias, dificultando o balizamento dos valores e, conseqüentemente, uma maior segurança na escolha do coeficiente β para estacas executadas na região.

Para estacas pré-moldadas, Uliam et al. (2008) obtiveram os valores α e β de e iguais a 1,50 e 0,50, respectivamente, e Lobo et al. (2006) o valores de e iguais a 1,50 e 1,10. Como as estacas apiloadas e as pré-moldadas são consideradas estacas de deslocamento, nota-se que para as primeiras, ambos os valores foram majorados em função do processo executivo, principalmente, pela influência do “pé” de brita.

Já para as estacas escavadas foi determinado o par de coeficientes $\alpha = 1,50$ e $\beta = 0,20$, menores do que o obtido por Uliam et al. (2008) para o mesmo tipo de estaca, no entanto, utilizando sistema mecânico ao invés de manual, o que provavelmente causou a redução devido a alteração contato solo/fuste. Apesar do coeficiente β determinado para este trabalho, a partir da relação entre o obtido em prova de carga e pelo método racional, ser de 0,20, é sabido, entretanto, que devido ao processo executivo da estaca, normalmente se desconsidera a parcela de resistência de ponta, o que levaria a um coeficiente β de valor nulo, como comentado em Uliam et al. (2008).

Diante dos resultados é possível notar uma tendência dos coeficientes serem majorados, principalmente devido ao maior atrito mobilizado no sistema de interação solo/estaca. A diferença entre o coeficiente resultante das estacas escavadas e apiloadas reside no fato do processo de

execução das estacas escavadas resultarem em um alívio de pressões do solo após a execução do furo de escavação, causando assim um menor atrito estaca-solo. (Uliam et al., 2008).

Os coeficientes β , por sua vez, foram minorativos para a resistência de ponta.

5 CONCLUSÕES

Na presente pesquisa foram apresentados coeficientes de ajuste para aplicação do método baseado na transferência de energia do SPT, utilizando resultados de provas de carga estática à compressão de estacas escavadas e apiloadas, Laterítico de Londrina/PR V Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia, 2005, Belo Horizonte/MG: Vol.1. pp.389 – 396.

Lobo, B. O. Método de Provisão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT (2005). Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFGS, 2005.121p.

Lobo, B. O.; Odebrecht, E.; Rocha, M. M.; Schnaid, F. (2006) Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Através dos Conceitos de Energia no SPT. V Simpósio De Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, GEOSUL'2006. Vol.1 pp. 211-216; Miguel, M. G.; Belincanta, A. (2000). Avaliação do Coeficiente de Majoração da Resistência Lateral para Estacas Escavadas com Trado Manual em Solo Laterítico de Londrina/Pr. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. 2000. São Paulo. ABMS. Vol.2, pp. 411-422.

Miguel, M. G.; Belincanta, A.; Branco, C. J. M. C.; Pinese, J. P. P; Teixeira, R. S. (2002). Caracterização Geotécnica do Subsolo da Cidade de Londrina/PR.

O "CD-ROM" IO Congresso Brasileiro de Geologia de afim de complementar o banco de dados nacional.

Os valores obtidos para os coeficientes de ajuste α e β , propostos pelo método racional, foram, respectivamente, 2,5 e 1,5, para as estacas apiloadas, e 1,5 e 0,0 para as estacas escavadas com trado manual, também respectivamente.

Os autores alertam, no entanto, que devido a pequena representatividade dos dados coletados, a utilização destes coeficientes de ajustes deverá ser realizada com prudência.

REFERÊNCIAS

Campos, G. G. G., Gonçalves, Rafael Leite, Miguel, M. G., Belincanta, A. (2008) Comportamento de Estacas de Pequeno Diâmetro em Solo de Londrina no Brasil. Geotecnia (Lisboa). Vol. 112, pp. 9 – 34.

Campos, G. G. G., Souza, L. A. de, Miguel, M. G. (2006) Análises Experimental e Numérica do Comportamento de Estacas Apiloadas em Solo Laterítico de Londrina/PR V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Sul, Porto Alegre/RS. Vol.1. pp. 217 – 224

Campos, G. G. G. (2005) Análises Experimental e Numérica do Comportamento de Estacas Apiloadas em Solo Laterítico da Região de Londrina/PR. Dissertação (Engenharia de Edificações e Saneamento) - Universidade Estadual de Londrina. 162p.

Campos, G. G. G., Souza, L.A. de, Miguel, M. G. (2005) Análises Experimental e Numérica do Comportamento de Estacas Escavadas em Solo

Engenharia e Ambiental. ABGE. Ouro Preto/MG. Miguel, M. G., Belincanta, A.. (2004) Estimativa Do Coeficiente De Majoração Da Resistência Lateral De Estacas Escavadas com Trado Manual em Solo Laterítico de Londrina/PR In: V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo/SP. V SEFE. Vol. 1. pp. 411 - 420

Miguel, M. G.; Silva, D. F.; Campos, G. G. G.; Almeida,

M. A.; Belincanta, A. (2005). Adaptação de Métodos Semi-Empíricos para Estimar Capacidade de Carga de Estacas de Pequeno Diâmetro no Solo de Londrina, Estado Do Paraná. Acta Scientiarum Technology. UEM, Maringá, Vol.. 27, n. 2, 155-165, July/Dec.

Odebrecht, E. (2003). Medidas de energia no ensaio SPT. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2003. 230 p.

Odebrecht, E.; Schnaid, F.; Rocha, M. M.; Bernardes, G.

P. (2004). Transferência de Energia no Ensaio SPT: efeito do comprimento de hastes e da magnitude dos deslocamentos. Solos e Rochas, São Paulo/SP, Vol. 27, (1): pp. 69-82,

Uliam, J.; Miguel, M. G.; Albuquerque, P. J. R. (2008) Coeficientes de Ajustes Baseados na Transferência de Energia do Ensaio SPT e em Métodos Semi- Empíricos para Estimativa de Capacidade de Carga de Estacas. VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo/SP. Vol. 1, pp. 327- 341.

Capítulo 12

AVALIAÇÃO DOS SEDIMENTOS PRODUZIDOS EM ÁREAS URBANAS: IMPACTOS SOBRE AS REDES DE ÁGUAS PLUVIAIS

[DOI: 10.37423/200400722](https://doi.org/10.37423/200400722)

Elmagnosilva@utfpr.edu.br
Elmagnosilva@utfpr.edu.br (Coordenação do Curso de Engenharia Civil - Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, Toledo, Brasil).

elmagnosilva@utfpr.edu.br

nmsouza@unb.br
nmsouza@unb.br (Programa de Pós-Graduação em Geotecnia - Universidade de Brasília - UnB, Brasília, Brasil).

nmsouza@unb.br

RESUMO: Bacia hidrográfica é a área ocupada por um rio principal e todos os seus tributários, cujos limites constituem as vertentes, que, por sua vez, limitam outras bacias. Associada a uma dada seção fluvial ou exutório, uma bacia hidrográfica é individualizada pelos seus divisores de água e pela rede fluvial de drenagem (ponto de vista cartográfico), onde os divisores de água são as cristas das elevações do terreno que separam a drenagem da precipitação entre duas bacias adjacentes e a rede de drenagem um conjunto de superfícies topográficas subaéreas, as quais são contíguas com pendentes laterais acima, em todos os lados, à exceção da direção do fluxo da água. O presente trabalho consistiu em verificar os principais problemas existentes nos elementos de microdrenagem das cidades satélites e também identificar os procedimentos adotados para manutenção do sistema de drenagem urbana das águas pluviais.

O objetivo principal foi caracterizar e quantificar a produção de sedimentos presentes nos elementos de microdrenagem, no sentido de entender como funciona o ciclo desses sedimentos. A composição gravimétrica efetuada em uma boca de lobo na cidade de Ceilândia – DF mostrou que os materiais denominados de finos (matéria orgânica, areia, silte e argilas) foi o resíduo com maior percentual (74%), o que justifica o mau cheiro encontrado na ora da coleta. Em seguida os plásticos apresentaram 18%, o que segundo moradores mais próximo do local é um dos principais causadores dos alagamentos, devido obstruírem as sarjetas. Posteriormente os resíduos denominados de outros (material pedregulhoso) apresentou 6% da composição e por fim temos os metais e vidros (materiais não degradável) totalizando 1% da composição, seguido da madeira (material degradável) com 0,7%. Os materiais denominados de finos e os plásticos são os resíduos mais encontrados. Além disso, de acordo com a composição gravimétrica dos resíduos, registrou-se maior concentração de elementos plásticos em área comercial (Ceilândia), o que provavelmente possibilita maiores riscos de alagamento.

PALAVRAS-CHAVE: Sedimentos urbanos, redes de águas pluviais, assoreamento.

1 INTRODUÇÃO

Segundo Oliveira (1993) bacia hidrográfica é a área ocupada por um rio principal e todos os seus tributários, cujos limites constituem as vertentes, que, por sua vez, limitam outras bacias. Associada a uma dada seção fluvial ou exutório, uma bacia hidrográfica é individualizada pelos seus divisores de água e pela rede fluvial de drenagem (ponto de vista cartográfico), onde os divisores de água são as cristas das elevações do terreno que separam a drenagem da precipitação entre duas bacias adjacentes e a rede de drenagem um conjunto de superfícies topográficas subaéreas, as quais são contíguas com pendentes ladeiras acima, em todos os lados, à exceção da direção do fluxo da água (Deffontaines & Chorowicz, 1991).

Dentro do campo científico, o estudo dos sedimentos em sistemas de coleta de águas pluviais é de relevante importância, pois estes acarretam em problemas como assoreamento e contaminação de lagos e reservatórios. Estes sedimentos podem ser levados em suspensão ou por arraste até lagos e reservatórios ou acumulados em poços de visitas. Os poços de visita são locais de acesso aos condutos para sua manutenção e funcionam como caixas de ligação aos ramais secundários. Tais locais correspondem a um dos elementos principais das microdrenagens construídas nas áreas urbanas.

A determinação das concentrações de sedimentos em poços de visitas e em suspensão ou depositados nos reservatórios e lagos são de suma importância para avaliação de seus impactos sobre uma dada bacia hidrográfica. Para essa determinação pode-se coletar amostras físicas de sedimentos, onde elas permitirão verificar, por meio de estudo de contaminantes, os principais “elementos” que chegam a um determinado lago ou reservatório.

Um das preocupações que se tem hoje não só no Brasil, mas no mundo são os impactos que os sedimentos podem causar em áreas urbanas e rurais, visto que o número de reservatórios artificiais para os diversos usos, principalmente para geração de energia elétrica e abastecimento humano, tem aumentado gradativamente. No caso de reservatórios as cargas de sedimentos podem diminuir o tempo de vida útil dos mesmos.

Em áreas urbanas como no Plano Piloto ocorrem problemas como enchentes, alagamentos e inundações, visto que o escoamento superficial sofre alterações substanciais em decorrência do processo de urbanização desordenada. Isto ocorre principalmente como consequência da impermeabilização da superfície, o que produz maiores picos de vazões. Vale ressaltar que o

escoamento superficial da água carrega o material solto ou solúvel que encontra até os corpos d'água, levando cargas poluidoras bastante significativas.

As redes de drenagem urbana funcionam como “veículo” das cargas poluidoras e como consequência haverá um acúmulo excessivo de sedimentos o que leva a danificação das redes. A presença destes sedimentos na rede de drenagem como também nos curso d'água requerem a realização de estudos de caracterização e quantificação dos sedimentos nas áreas urbanas.

Esses estudos são de fundamental importância para as bacias urbanas, pela complexidade do fenômeno e principalmente devido a sua propagação no decorrer do tempo e no espaço e, além disso, a quantificação dos resíduos sólidos é essencial para uma adequada gestão das fontes e redução dos resíduos sobre os sistemas hídricos.

1.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Quantificar e caracterizar os sedimentos que chegam aos elementos de microdrenagem (boca de lobo, poços de visitas, entre outros) da área de estudo; e

Verificar os principais problemas existentes nos elementos de microdrenagem do Distrito Federal e cidades satélites.

1.2 ÁREA DE ESTUDO

O Distrito Federal (DF) situa-se no Planalto Central do Brasil, dentro de um quadrilátero de 5.814 km², limitado ao norte pelo paralelo 15°30'S, ao sul pelo paralelo 16°03'S, a leste pelo rio Preto e a oeste pelo rio Descoberto. Esse posicionamento faz com que o DF torne-se um dos divisores de água das três principais bacias hidrográficas do Brasil: bacia do Paraná, bacia do São Francisco e a bacia do Tocantins. Os primeiros elementos de microdrenagens que transportam os resíduos e que foram objetos de estudo para caracterização física estão localizados nas cidades de Samambaia e Ceilândia.

1.3 DEFINIÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO

As áreas estudadas foram definidas a partir da necessidade que existe em fazer um estudo detalhado referente aos sedimentos encontrados nos elementos de microdrenagens do Distrito Federal, devido às constantes enchentes e inundações locais, o que se sabe que como consequência podemos ter assoreamento de reservatórios, responsáveis futuramente pelo abastecimento de água potável das Regiões Administrativas de Brasília e entorno.

2 MATERIAIS E MÉTODOS EMPREGADOS

2.1 DESOBSTRUÇÃO APLICADA NOS ELEMENTOS DE MICRODRENAGENS

A empresa Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil (NOVACAP) responsável pela construção e manutenção de galerias de águas pluviais, cedeu um caminhão pipa com capacidade de 7000 litros de água. Este caminhão foi inicialmente abastecido em um local chamado viveiro, localizado nas proximidades do parque Água Mineral. Em seguida, o caminhão segue para o local onde se encontra o problema (rede obstruída). Estando no local (problema acompanhado na Cidade de Samambaia - DF) o mesmo abastece o caminhão desobstruidor (Figura 1). Este possui capacidade para 5.000 litros, sendo 3.000 litros utilizados para preenchimento com água e 2.000 litros para retenção de resíduos mais finos. Estes resíduos são coletados por meio de uma mangueira de dragagem.

Posteriormente um funcionário da NOVACAP retira um pouco dos resíduos presentes na rede de águas pluviais, isso se a rede estiver muito obstruída. O mesmo funcionário então retira do caminhão desobstruidor o hidrojato cujo comprimento é de 120 metros, colocando em seguida na rede.



Figura 1. Caminhão pipa abastecendo o caminhão desobstruidor.

Por fim é ligada a válvula responsável por liberar a água do caminhão, dando início a desobstrução da rede (Figura 2).



Figura 2. Desobstrução da rede.

É importante ressaltar que no entorno do local onde ocorreu a desobstrução, verificou-se um número elevado de processos erosivos (sucos), podendo ser um dos motivos que levou a obstrução da rede. Além disso, nas bocas de lobo e em poços de visita é utilizada na maioria das vezes apenas a mangueira de dragagem para coleta dos resíduos mais finos e para os mais grosseiros a coleta se dá manualmente.

2.2. DESTINO DOS RESÍDUOS RETIRADOS NOS ELEMENTOS DE MICRODRENAGENS

Semanalmente, após os resíduos serem coletados pela mangueira de dragagem (material mais fino), os mesmos são lavados dentro do próprio caminhão e depositados em uma área “apropriada” (Figura 3) localizada na latitude 15°49’00.84” Sul e longitude 47°57’25.24” WGr dentro da própria empresa (NOVACAP). Vale ressaltar que o local onde se deposita o material dragado durante as limpezas não apresenta nenhuma proteção, ou seja, os resíduos são depositados diretamente no solo. Após alguns dias, esses materiais são retirados e colocados numa caçamba, e posteriormente são depositados no “lixão da Estrutural”.



Figura 3. Local provisório dos resíduos dragados.

2.3 MATERIAIS UTILIZADOS NA COLETA DOS RESÍDUOS

Plástico: utilizou-se uma lona plástica preta 5x8 metros para impermeabilizar o terreno e não contaminar a amostra. Após as homogeneizações necessárias, utilizou-se um saco plástico preto com capacidade de 50 litros, onde se acondicionaram os materiais logo após a pesagem final;

Rastelo: utilizou-se para homogeneização do resíduo, facilitando a seleção do mesmo; Tambor de plástico: capacidade de 70 litros para armazenamento do resíduo coletado;

Balança: utilizou-se para pesagem do material coletado cuja capacidade máxima da mesma é de 150 kg; Pá: usada para abastecer o tambor plástico;

Bandeja de 3,8 kg: usada para colocar os materiais a serem pesados na balança;

Caminhão: utilizado para transportar os resíduos; e EPI – Equipamento de Proteção Individual (luvas e botas).

2.4 RESÍDUO COLETADO NA CIDADE DE CEILÂNDIA

A coleta se deu no dia 09 de fevereiro de 2011 na QNP 11 comercial, próximo ao Supermercado Gêmeos. O resíduo foi coletado em uma boca de lobo localizada na latitude 15° 48.818' Sul e longitude 48° 7.866' WG. A figura 4 mostra a sarjeta e o resíduo coletado.

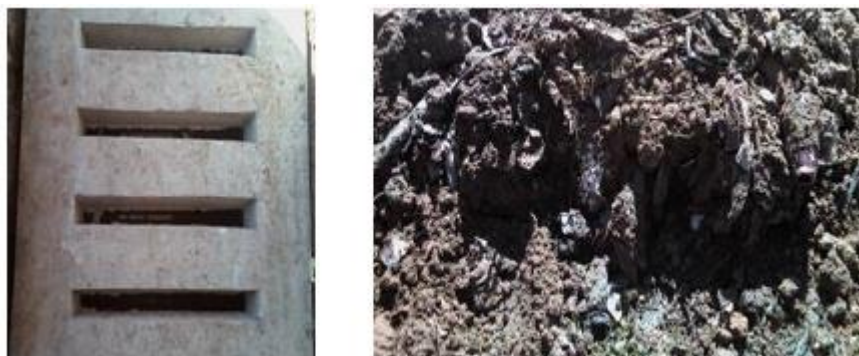


Figura 4. Sarjeta e resíduo coletado.

Vale ressaltar que essa sarjeta foi colocada pelo pessoal da limpeza (NOVACAP) no dia da retirada dos resíduos, pois antes a sarjeta estava toda quebrada, o que certamente facilitou a passagem dos resíduos para dentro da boca de lobo.

2.5 RESÍDUO COLETADO NA CIDADE DE SAMAMBAIA

A coleta do resíduo se deu no dia 15 de fevereiro de 2011 na QR 510 conjunto 16. O mesmo foi coletado em uma boca de lobo localizada na latitude $15^{\circ} 52.977'$ Sul e longitude $48^{\circ} 4.286'$ WG. A Figura 5 mostra o local da coleta.



Figura 5. Local de coleta dos resíduos.

2.6 OBTENÇÃO DA COMPOSIÇÃO GRAVIMÉTRICA E DA MASSA ESPECÍFICA APARENTE ÚMIDA E SECA

Para fazer a caracterização física dos resíduos seguiu-se a NBR 10.004 da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2004), lembrando que apenas o quarteamento não foi realizado, pois o

volume desejado para tal caracterização foi pré-definido, ou seja, de setenta litros. Após a análise da amostra (conteúdo espalhado sobre uma lona plástica), por meio da triagem, separando os materiais por classes relevantes como vidro, plástico, finos (matéria orgânica, areia, silte e argilas), metais, madeira e outros (material pedregulhoso), eles foram pesados por classe e calculados, obtendo então as porcentagens individuais.

$$\text{Composição gravimétrica} = \left(\frac{\text{M resíduo (material classificado)}}{\text{M resíduo em kg}} \right) \times 100 \quad (1)$$

As massas específicas aparente úmido e seco foram obtidos pelas equações 2 e 3 sucessivamente:

$$\gamma = \frac{\text{Massa do resíduo úmido em kg}}{\text{Volume (m}^3\text{)}} \quad (2)$$

$$\gamma_s = \frac{\text{M resíduo úmido} - \text{M resíduo seco}}{\text{Volume (m}^3\text{)}} \quad (3)$$

3 ANALISE E RESULTADOS

3.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS SEDIMENTOS: CIDADE DE CEILÂNDIA

A composição gravimétrica mostrou que os materiais finos (matéria orgânica – resíduo facilmente degradável, areia, silte e argilas) foi o resíduo com maior percentual, 74% (Figura 6) encontrado na boca de lobo, o que justifica o mau cheiro encontrado no momento da coleta.

Em seguida os plásticos apresentaram 18%, o que segundo moradores mais próximo dos locais é o principal causador das enchentes locais, devido obstruírem as sarjetas.

Posteriormente os resíduos denominados de outros apresentou 6% da composição e por fim temos os metais e vidros (materiais não degradável) totalizando 1% da composição, seguido da madeira (material degradável) com 0,7%. A figura 7 mostra, respectivamente, as duas classes (finos e plásticos) com maior percentual encontrado.

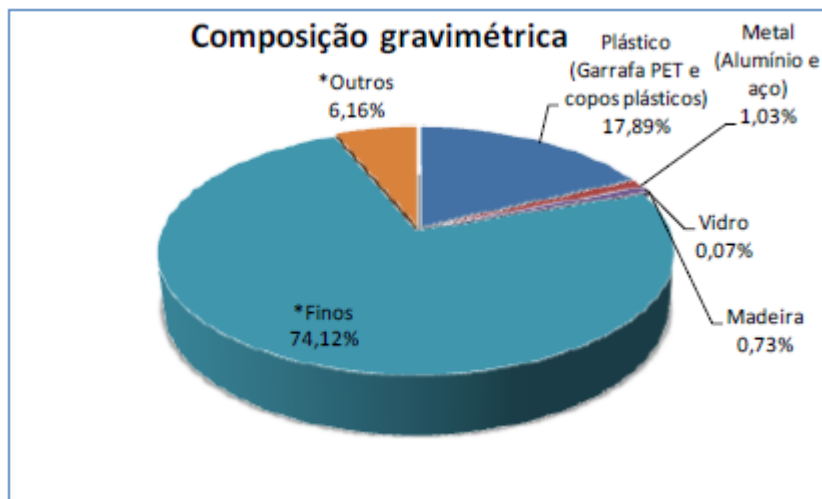


Figura 6. Local de coleta e resíduo retirado da boca de lobo.



Figura 7. Finos e plásticos.

Os dados da tabela 1 (percentuais e também a massa de cada classe obtida após triagem) representam um pouco da realidade e “costumes” da comunidade moradora próxima ao local estudado (QNP 11 comercial – cidade de Ceilândia), onde se verificou que parte dos resíduos obtidos na boca de lobo era composta por plásticos, o que mostra o alto consumo de bebidas (refrigerantes) e de uso de sacolas plásticas. Além disso, em termos de visão socio-ambiental, se verificou baixa conscientização (devido os resultados encontrados e atitudes observados durante a coleta do material analisado) por parte da comunidade. Os valores dos parâmetros físicos encontrados foram de 68,2 kg para os resíduos, 974,29 kg/ m³ para a massa específica aparente úmida e de 0,07m³ para o volume (valor considerado do tambor).

Vale ressaltar que a massa específica é de fundamental importância para o dimensionamento de equipamentos e instalações num processo de coleta seletiva e também para conhecimento dos materiais mais propícios a atingirem os corpos d’ água (rios, córregos e lagos).

Tabela 1. Composição gravimétrica dos resíduos da Ceilândia (% base úmida).

Componentes	Massa (Kg)	Porcentagem (%)
Plástico (Garrafa PET e copos plásticos)	12,2	17,89
Metal (Alumínio e aço)	0,7	1,03
Vidro	0,05	0,07
Madeira	0,5	0,73
**Finos	50,55	74,12
*Outros	4,2	6,16
Total	68,2	100,00

* Material pedregulhoso

** Materia orgânica, silte, areia e argila

Já a tabela 2 mostra a composição gravimétrica dos resíduos (% base seca), onde se verificou uma perda de água de 10,52 kg, ou seja, 15,43% do resíduo total úmido (teor de umidade da amostra coletada), isso devido o material passar por um período de 48 horas secando ao ar livre. Os valores dos parâmetros físicos encontrados foram de 57,68 kg (seco) para os resíduos e 824,0 kg/ m³ para a massa específica seca.

Tabela 2. Composição gravimétrica dos resíduos da Ceilândia (% base seca).

Componentes	Massa (Kg)	Porcentagem (%)
Plástico (Garrafa PET e copos plásticos)	11,96	20,74
Metal (Alumínio e aço)	0,67	1,16
Vidro	0,05	0,09
Madeira	0,46	0,80
**Finos	40,54	70,28
*Outros	4	6,93
Total	57,68	100,00

* Material pedregulhoso

** Materia orgânica, silte, areia e argila

3.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS SEDIMENTOS: CIDADE DE SAMAMBAIA

Analisando a tabela 3 (percentuais e também a massa de cada classe obtida após triagem) se verifica que os materiais finos (matéria orgânica - resíduo facilmente degradável, areia, silte e argilas) foi o resíduo com maior percentual encontrado na boca de lobo. Em seguida os plásticos com 6,3%, posteriormente os resíduos denominados de outros apresentou 1,66% da composição, os metais (materiais não degradável) com 0,83% e por fim a madeira (material degradável) com 0,83%.

Vale ressaltar que os valores dos parâmetros físicos encontrados foram de 60,3 kg (úmido) para os resíduos e 861,43 kg/ m³ para a massa específica aparente úmida.

Tabela 3. Composição gravimétrica dos resíduos de Samambaia (% base úmida).

Componentes	Massa (Kg)	Porcentagem (%)
Plástico (Garrafa PET e copos plásticos)	3,8	6,30
Metal (Alumínio e aço)	0,5	0,83
Madeira	0,5	0,83
**Finos	54,5	90,38
*Outros	1	1,66
Total	60,3	100,00

* Material pedregulhoso

** Materia orgânica, silte, areia e argila

Fazendo uma comparação entre as tabelas 3 (base úmida) e 4 (base seca) e analisando a figura 8 se verifica nessa última uma diminuição na massa das classes plástico, metais e finos, que por sua vez ocorreu um aumento nas classes madeira e outros.

Posteriormente, foi registrada a classe vidro, o que não foi possível de ser identificado quando o material se encontrava úmido. Esta diminuição ocorreu devido ao material ficar secando durante 48 horas ao ar livre (Figura 9), causando no mesmo uma perda de água.

A perda de água correspondeu a 12,2 kg, ou seja, 20,23% do resíduo total úmido (isso equivale ao teor de umidade da amostra coletada), lembrando que este percentual pode altera-se em função das estações do ano e da incidência de chuvas. O aumento ocorrido nas classes madeira e outros se deram devido os resíduos pertencentes a estas classes se encontrarem agregados aos finos e passarem despercebidos no momento da classificação.

Os valores dos parâmetros físicos encontrados foram de 48,1 kg (seco) para os resíduos e 687,14 kg/ m³ para a massa específica seca.

Tabela 4. Composição gravimétrica dos resíduos de samambaia (% base seca).

Componentes	Massa (Kg)	Porcentagem (%)
Plástico (Garrafa PET e copos plásticos)	3,50	7,28
Metal (Alumínio e aço)	0,34	0,70
Vidro	0,03	0,05
**Finos	42,34	88,02
Madeira	0,70	1,46
*Outros	1,20	2,49
Total	48,1	100,00

* Material pedregulhoso

** Materia orgânica, silte, areia e argila

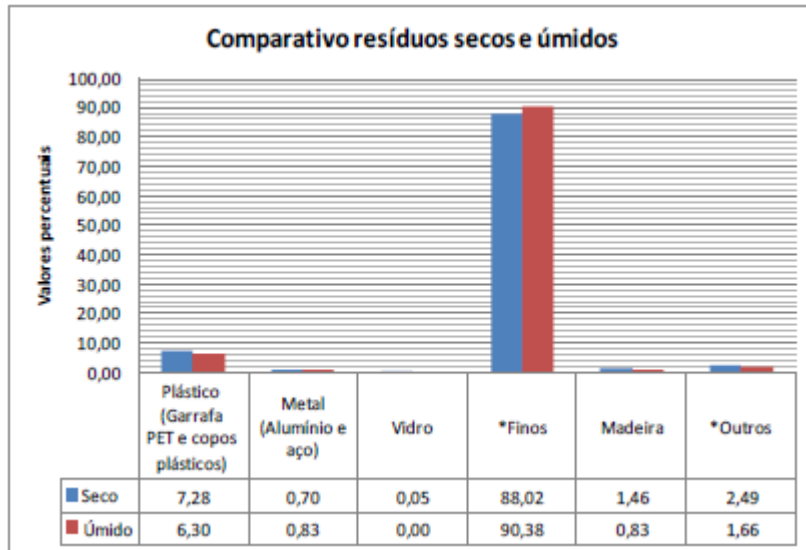


Figura 8. Comparativo quantitativo em percentuais dos resíduos.



Figura 9. Material secando ao ar livre.

4 CONCLUSÕES

- Os materiais denominados de finos e os plásticos são os resíduos mais encontrados em ambas as regiões administrativas estudadas;
- O fato dos resíduos ficarem secando ao ar livre possibilitou identificar uma nova classe de resíduo (vidro) e verificar variações na massa de outras classes;
- Foi possível verificar, indiretamente, uma baixa conscientização socio-ambiental das comunidades analisadas, devido à elevada quantidade de material registrada; e

- De acordo com a composição gravimétrica dos resíduos, foi possível registrar maior concentração de elementos plásticos em área comercial (Ceilândia), o que provavelmente possibilita maiores riscos de alagamento e prejuízos à comunidade local.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. (2004). Resíduos sólidos - Classificação. NBR 10.004. Rio de Janeiro, RJ, 63p.

Deffontaines, B.; Chorwicz, J. (1991). Principles of drainage basin analysis from multisource data: application to the structural analysis of the Zaire Basin. *Tectonophysics*, Amsterdam, v.194, 237-263p.

Oliveira, C. (1993). Dicionário Cartográfico. Rio de Janeiro: IBGE. 645 p.

Capítulo 13

EMPREGO DE MISTURAS DE SOLO, LAMA ABRASIVA E ESCÓRIA DE ALTO FORNO ESTABILIZADAS QUIMICAMENTE EM BASES E SUB-BASES RODOVIÁRIAS

[DOI: 10.37423/200400725](https://doi.org/10.37423/200400725)

Douglas de Oliveira Joaquim (Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil). douglas.doj@gmail.com

Neemias Almeida Dias (Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil). adneemias@gmail.com

Patrício José Moreira Pires (Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil). patricio.pires@gmail.com

Caio Cesar Brambilla Costa (Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil). caio.brambilla@gmail.com

RESUMO: Nos últimos anos, em consequência do crescimento da indústria de beneficiamento de rochas ornamentais, observou-se a necessidade da implantação de alternativas sustentáveis para redução de seus passivos ambientais. O principal resíduo gerado nesse processo é a lama abrasiva, constituída principalmente por granalha, cal e água, e que exerce a função de lubrificação e refrigeração dos teares no desdobramento dos blocos de rocha em chapas. Sob o ponto de vista ambiental, os altos teores de ferro e cálcio no material são extremamente nocivos aos corpos d'água e sua granulometria muito fina pode colmatar o solo de deposição dificultando a infiltração. Além disso, se depositada próximo a áreas urbanas, seu transporte pela ação das correntes de vento pode gerar poeira excessiva e problemas respiratórios à população.

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a utilização deste resíduo em obras de terraplanagem por meio de sua adição ao solo destinado à sub-base de pavimentos rodoviários com a finalidade de obter melhoramento de suas propriedades físico-mecânicas. Foram realizados ensaios de compressão simples e absorção empregando-se adições de escória de alto forno 5% e 10%, em massa, à mistura de solo adicionado com 20 % de lama abrasiva. Estudo comparativo foi realizado substituindo a escória de alto forno por cimento Portland e por cal hidratada também nas proporções de 5% e 10%. Resultados preliminares indicam um incremento de resistência à compressão simples nos corpos de prova com adições de lama abrasiva em relação aos de solo puro e potencial melhora na absorção em misturas com cal hidratada.

PALAVRAS-CHAVE: Lama Abrasiva, Compressão Simples, Absorção, Resíduo de Rochas Ornamentais.

1 INTRODUÇÃO

A cadeia produtiva moderna se caracteriza pela adequação conjunta da geração de capital, emprego e renda com o gerenciamento de passivos ambientais. Num âmbito mais particular, enquadra-se o mercado brasileiro de rochas ornamentais. No ano de 2007, o setor foi responsável pela geração de 140 mil empregos diretos e cerca de 420 mil empregos indiretos, respectivos a uma produção de 8 milhões de toneladas de rochas ornamentais (Reis;Tristão, 2010).

Diversos estudos acerca do aproveitamento da lama abrasiva vêm sendo incentivados pelo próprio setor produtivo em conjunto aos órgãos ambientais. Autores como Moura et.al. (2006) e Reis e Tristão (2010) avaliaram o uso de lama na fabricação de elementos pré-moldados de concreto. Calmon et al. (1997) realizaram ensaios em argamassas de assentamento com a substituição parcial de cimento Portland pela ama.

Seguindo linha de estudos iniciada por Gonçalves (2013), objetivando viabilizar mais uma alternativa ao aproveitamento de lama abrasiva, esse projeto de pesquisa tem como objetivo analisar a adição deste resíduo a solo-cimento designado a obras de terraplenagem. Para isso, foram elaboradas misturas de solo coletado em campo com 10%, 20% e 30% deste resíduo e com adição de teores de 5% e 10% de Cal Hidratada CH III, Cimento Portland CPIII 40 RS, Escória de alto forno moída e Brita 0. Nestas misturas foram realizados ensaios de compressão simples e absorção.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 AMOSTRAGEM DE MATERIAIS

A jazida utilizada para coleta de materiais (Figura 1) encontra-se às margens das obras da Rodovia Leste-Oeste no município de Caricacica – ES, corredor que ligará esse município ao município de Vila Velha.



Figura 1. (a) Coleta do solo amostral; (b) Jazida.

A escória de alto forno utilizada nesse estudo (Figura 2) foi fornecida pela Arcelor Mital Tubarão e coletada em um de seus pátios de estocagem localizados nas dependências dessa empresa. Esse material tem a peculiaridade de não ser aproveitado pela indústria de fabricação de cimento Portland por sua granulometria ser superior ao aceitável nessa atividade. Oriunda de um processo de resfriamento mais lento, esse tipo de escória apresenta grãos de diâmetro máximo chegando a 50 mm.



Figura 2. Amostra da escória de alto forno.

A lama abrasiva provém de jazida localizada no município de Colatina, região noroeste do estado do Espírito Santo e consiste no mesmo resíduo utilizado por Gonçalves (2013). A Cal Hidratada CH III, o Cimento Portland CPIII 40 e a Brita 0 foram adquiridas em comércio local.

2.2 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

As amostras foram preparadas subdividindo os teores de cimentantes utilizados em cada mistura com solo de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1. Porcentagens em massa de cada material nas misturas

Misturas	Lama	Cimento Portland	Escória	Cal	Brita 0
1	20	5	-	-	-
2	20	10	-	-	-
3	20	-	5	-	-
4	20	-	10	-	-
5	20	-	-	5	-
6	20	-	-	10	-
7	20	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-
9	10	-	10	-	-
10	30	-	10	-	-
11	20	-	10	-	5
12	20	-	10	-	10

A partir da Tabela 1 pôde-se separar e pesar os materiais adotando como peso base cerca de 2 kg de solo amostral para cada corpo-de-prova.

Adotando a umidade ótima do solo obtida por Gonçalves (2013), de cerca de 19% , a umidade natural da escória de alto forno com 6,38% e do solo 3,93%, os quantitativos de água de cada mistura foram determinados. A figura 3 representa o procedimento de separação e armazenamento dos materiais.

Para cada uma das misturas, reservou-se 2 (dois) corpos-de-prova para o ensaio definido segundo a NBR 12025 – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos (ABNT, 1990) e 2 (dois) para o ensaio segundo a NBR 13555 – Solo-cimento - Determinação da absorção de água (ABNT, 1996).



Figura 3. (a) Pesagem das amostras; (b) separação do solo; (c) acondicionamento dos materiais.

2.3 MÉTODO EXECUTIVO DE MOLDAGEM

Com os materiais separados, o procedimento de moldagem seguiu o descrito na NBR 12024 – Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos (ABNT, 1992) em complemento com a ME-202 – Solo-cimento -Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos (DNER, 1994), a qual prescreve

a execução do ensaio na energia do Proctor Normal. Dessa forma, após a homogeneização das misturas de solo, lama, adições e água, a compactação foi realizada em três camadas com 25 golpes em cada, num cilindro de 1000 cm^3 , sendo retiradas amostras para aferição de umidade de cada corpo de prova (Figura 4).

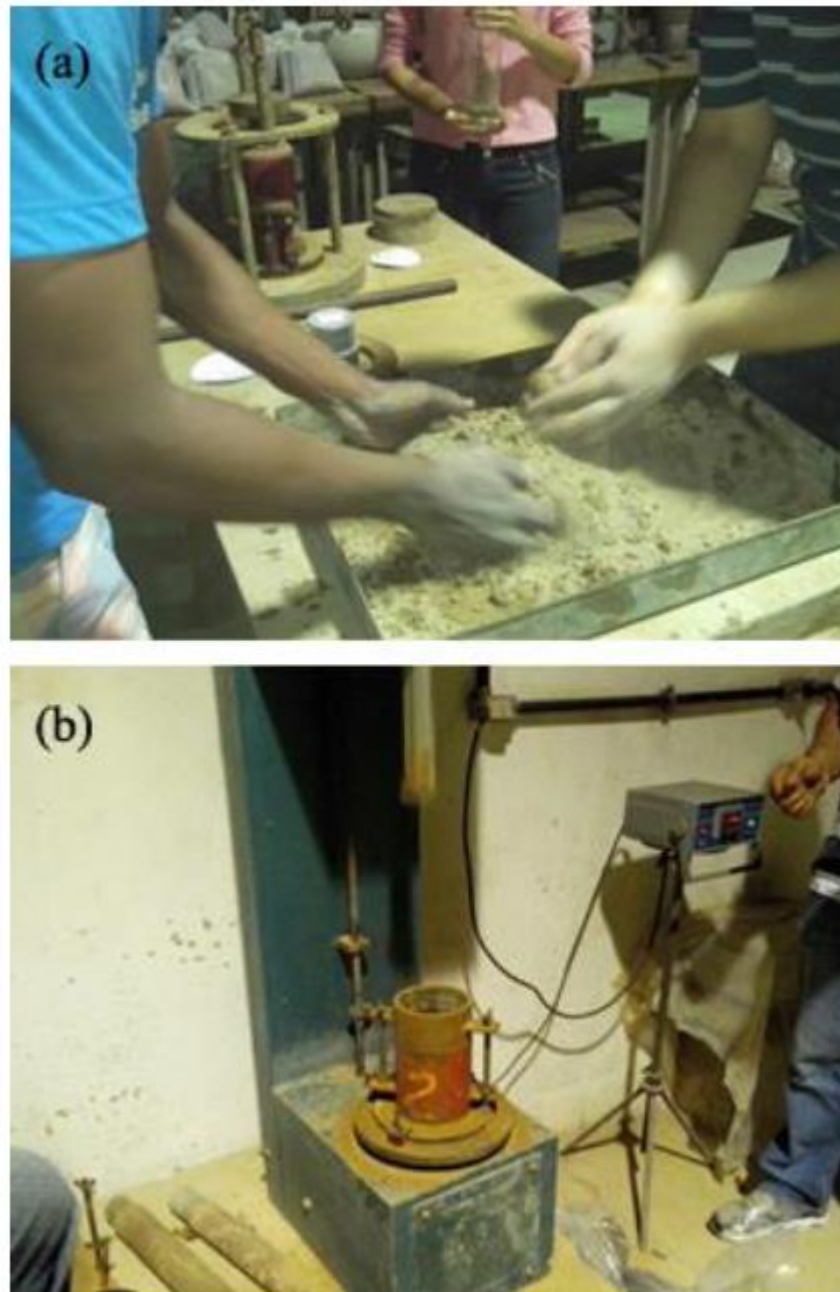


Figura 4. (a) Homogeneização da mistura; (b) compactação dos corpos de prova.

Realizada a moldagem de determinado lote, procedia-se à cura das amostras. Os corpos de prova foram estocados em câmara úmida, sendo monitorados cuidadosamente para que estivessem nesse ambiente pelo mesmo período de tempo, de maneira a interferir o mínimo possível nos resultados.

Dessa forma, ao fim do prazo de uma semana, os corpos de prova destinados à compressão simples foram retirados para a realização dos ensaios (Figura 5).

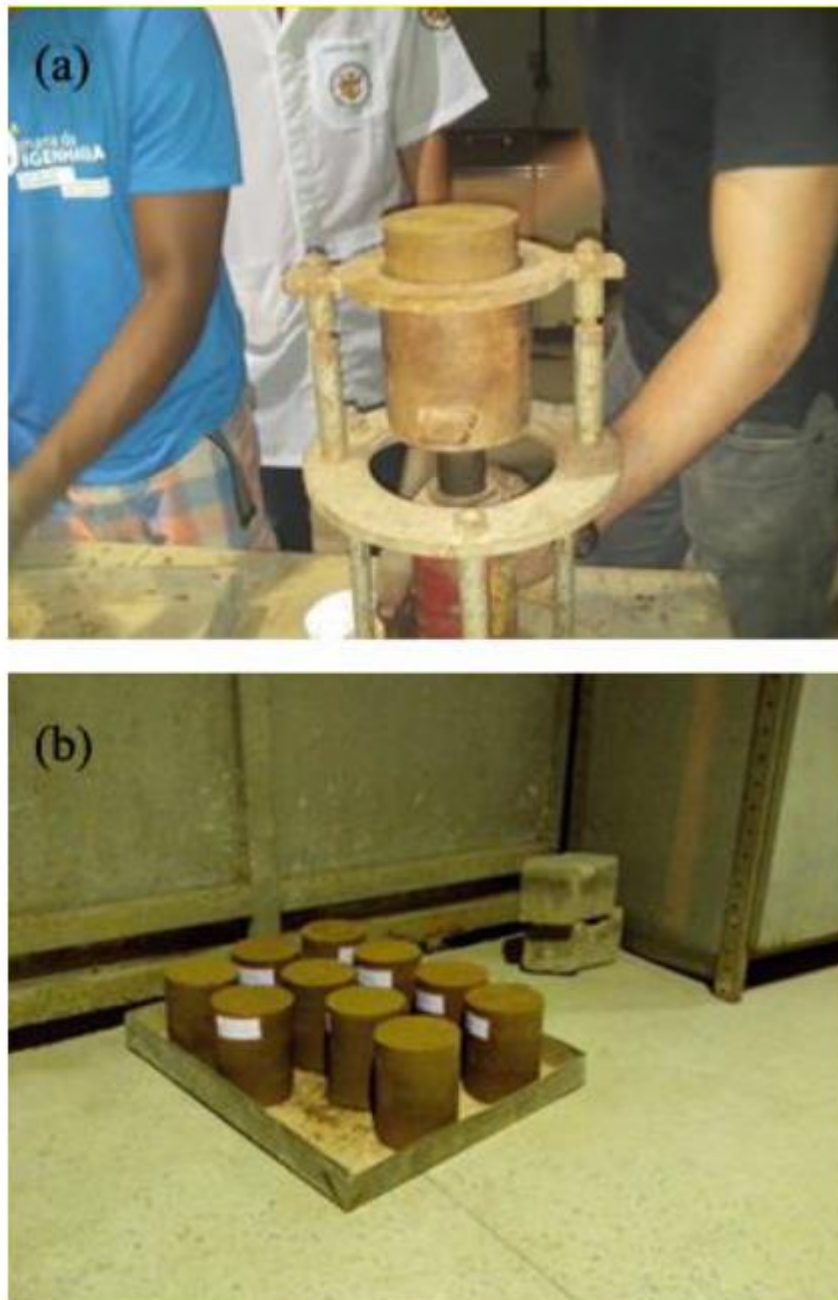


Figura 5. (a) Extração dos corpos-de-prova; (b) corpos de prova moldados.

2.3 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

2.3.1 ABSORÇÃO

O procedimento adotado para este ensaio seguiu a prescrição da NBR 13555 (ABNT, 1996). Os corpos de prova, após serem retirados da câmara úmida, foram retificados e, então, destinados à estufa até atingirem constância de massa. Nesse ponto, foram pesados e submersos em água por 24h (Figura 6). Após esse período foram pesados novamente e tiveram suas dimensões aferidas. Posteriormente, foi realizada a compressão simples dessas amostras.



Figura 6. Corpos de prova imersos em água.

2.3.2 COMPRESSÃO SIMPLES

Dado o término do período de cura, os corpos de prova destinados à compressão simples (Figura 7) foram retificados e imersos em água por 4h. Imediatamente antes do ensaio foram novamente pesados e tiveram suas dimensões aferidas. Esse procedimento é análogo ao que especifica a já citada NBR 12025 (ABNT, 1990). Cabe ressaltar que, diferentemente ao que diz essa norma, os corpos de prova somente de solo e os de Solo com adição de lama não foram imersos em água por 4h, pois previamente se verificou que ocorreria sua desintegração.



Figura 7. Rompimento dos corpos de prova.

3 RESULTADOS

A tabela 2 apresenta os resultados de absorção para as misturas de 1 a 6.

Tabela 2. Resultados do ensaio de absorção

Mistura	Absorção (%)
1	26,39
2	24,00
3	20,77
4	20,64
5	24,27
6	25,14

A figura 8.a indica o imediato aparecimento de bolhas no ato da imersão. Nota-se que os corpos-de-prova referentes às misturas 7 e 8 se desfizeram completamente após imersão em água (Figura 8.c).



Figura 8. (a) Instante da imersão dos corpos de prova em água; (b) desinstegração parcial dos corpos de prova; (c) corpos de prova após a imersão.

Os resultados do ensaio de compressão simples segundo a NBR 12025 (ABNT, 1990) estão apresentados na Tabela 3. Os corpos de prova referentes às misturas 7, 8, 9, 10, 11, 12 foram rompidos

não saturados, isto é, não foram imersos em água por 4h antes do ensaio (mediante o ocorrido com os demais).

Tabela 3. Resultados do ensaio de Compressão Simples

Mistura	Tensão de Ruptura (Mpa)
1	0,63
2	1,34
3	0,25
4	0,21
5	0,89
6	1,55
7	1,96
8	1,76
9	1,84
10	0,97
11	0,99
12	0,57

4 DISCUSSÕES

Com relação ao ensaio de absorção, os corpos de prova com adição de cimento e cal, isto é, as amostras referentes às misturas 1, 2, 5 e 6 apresentaram comportamento similar, com pequena variação entre os valores. Já os corpos de prova com adição de escória de alto forno, a saber, misturas 3 e 4, apresentaram menor absorção de água em relação aos demais, com diferenças da ordem de 4%. Nesse quesito, a escória de alto forno apresenta-se em vantagem em relação ao uso do cimento e da cal, uma vez que houve menor absorção de água nos corpos de prova que a continham.

Como salienta Mota et al. (2010) a alta absorção de água é indesejável por poder ocasionar decréscimo na resistência mecânica. No caso de materiais destinados a obras de terraplenagem, tal parâmetro assume grande relevância, ao passo que parâmetros como a manutenção da umidade de compactação e a expansibilidade são fundamentais ao longo da vida útil da obra.

Os corpos de prova da mistura 8, por não conterem cimentantes, não apresentaram estabilidade o suficiente para a execução do ensaio. Constatou-se, também, que os corpos de prova da mistura 7 também não permaneceram íntegros após a imersão em água por 24h, o que sugere que a lama, por si só, não proporcionou à mistura propriedade cimentante como as demais adições.

Os resultados obtidos no ensaio de absorção modificaram em parte a metodologia do trabalho no ensaio de compressão simples. Analisando os dados da Tabela 3, no entanto, pode-se perceber que, dentre as misturas que apresentaram estabilidade quando imersas em água, os maiores valores de resistência a compressão simples foram os da mistura 6. Em seguida, a mistura 2, com valores de resistência próximos aos atingidos pela cal. Por último, com valores abaixo dos demais, as misturas 3 e 4 com adição de escória de alto forno apresentaram os piores resultados.

Possivelmente, a melhor interação com cal em relação ao cimento Portland se deve a alta plasticidade do solo amostral.

5 CONCLUSÃO

No que concerne à interação com demais aditivos, a cal apresentou-se como o que retornou melhores resultados, muito embora esta constatação esteja restrita ao solo amostral. Quanto à escória de alto forno, necessita-se de estudos complementares sobre a influência do tempo de cura para a combinação desse material com lama abrasiva em misturas de solo-cimento e, ainda, acerca de um teor ótimo de lama nas misturas.

Um estudo mais detalhado passa pela definição de um agente estabilizador (no caso o mais indicado para esse solo seria a Cal) e a moldagem de um maior número de corpos de prova com teores diferentes de lama para melhor compreensão do efeito desse material em misturas de solo-cimento.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a equipe do Laboratório de Mecânica dos Solos da Ufes, que nos apoiou para que esta pesquisa fosse realizada.

REFERÊNCIAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 12025: Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1990, 2 p.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 13555: Solo-cimento – Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 1996, 1 p.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 12024: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1992, 6 p.

Calmon, J.L.; Tristão, F. A.; Lordêllo, F. S. S.; Silva, S. A. C.; Mattos, F. V. (1997) Reciclagem do resíduo de corte de granito para a produção de argamassas, I Encontro Nacional sobre Edificações e Comunidades Sustentáveis, ANTAC, Canela, RS, BR.

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – ME-202: Solo-cimento – moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos. Brasília, 1994, 7 p.

Gonçalves, R. de M. (2013) Avaliação do potencial de reutilização de lama abrasiva em mistura com solos utilizados em bases e sub-bases de pavimentos rodoviários, Projeto de Graduação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, 75 p.

Moura, W. A.; Lima, M. B. L.; Calmon, J.L.; Moratti, M.; Lordêllo, F. S. S. (2006) Utilização de resíduo de serragem de rochas ornamentais (RSRO) como substituição parcial do cimento na produção de blocos pre-moldados de argamassa, XI Encontro Nacional de Tecnologia no Ambiente Construído, ENTAC, Florianópolis, SC, BR, p. 4217-4226.

Mota, J. D; Oliveira, D. F; Sousa, A. A. P; Laranjeira E.; Monteiro, M. R. S. (2010) Utilização do resíduo proveniente do desdobramento de rochas ornamentais na confecção de tijolos ecológicos de solo-cimento, Seminário da Região Nordeste sobre Resíduos Sólidos, João Pessoa, PB, BR.

Reis, A.S.; TRISTÃO, F. A. (2010) Ladrilho hidráulico piso tátil com adição de resíduo de beneficiamento de rochas ornamentais, Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 3, p. 390-419

Capítulo 14

APLICAÇÃO DO NIVELAMENTO GEOMÉTRICO PARA O MONITORAMENTO DE RECALQUES EM FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS DURANTE A FASE DE CONSTRUÇÃO

[DOI: 10.37423/200400726](https://doi.org/10.37423/200400726)

Verlei Oliveira dos Santos (Eng. Civil - Me. Geotecnia, Hageo Engenharia e Consultoria).

Gelson Lauro Dal'Forno (Eng. Civil - Dr. Engenharia de Minas, Prof. aposentado UFSM).

RESUMO: Durante o período construtivo o incremento contínuo de carga na estrutura predial leva a um aumento das tensões nas fundações que ocasionam pequenas deformações permanentes nos horizontes de solos ou maciços rochosos subsequentes à base da infraestrutura. Estas deformações são refletidas nos pilares através de recalques da ordem de milímetros e que raramente são verificados na prática de engenharia. Porém, isto pode ser feito a partir da técnica demonstrada neste estudo, onde foram monitorados os deslocamentos verticais da maioria dos pilares do subsolo de um prédio residencial de 10 (dez) pavimentos em fase de construção. A metodologia utilizada envolveu a fixação de um parafuso metálico numa das faces de todos os pilares do subsolo, para servir de apoio a uma régua vertical graduada. Posteriormente, com um nível topográfico óptico, foram feitas leituras periódicas das cotas destes pontos referidas a uma referência de nível fixa. Os objetivos da utilização desta metodologia são: identificar, monitorar e prevenir as patologias que possam ocorrer em uma edificação quando, porventura, forem observados recalques diferenciais consideráveis.

Os resultados obtidos neste estudo foram satisfatórios e demonstraram a existência de recalques da ordem de 3,0 mm nos pilares monitorados. Verificou-se que os recalques foram mais acentuados na fase inicial da obra e, após esse período, houve uma tendência de estabilização. Conclui-se que esta técnica de monitoramento apresenta boa acurácia podendo ser uma opção a ser adotada de maneira rotineira na prática de engenharia e, até mesmo, ser recomendada em normas nacionais e internacionais envolvendo Projeto e Execução de Fundações.

PALAVRAS-CHAVE: fundações de edifícios, topografia, monitoramento de recalques, nivelamento geométrico.

1. INTRODUÇÃO

Durante a construção de prédios residenciais ou comerciais, o incremento contínuo de carga na estrutura predial (peso próprio e ações variáveis) leva a um aumento das tensões nas fundações que resultam em pequenas deformações permanentes nos horizontes ou camadas de solos ou maciços rochosos adjacentes à base da infraestrutura. Tais deformações são refletidas nos pilares através de recalques da ordem de milímetros, normalmente invisíveis a olho nu, que raramente são verificados ou monitorados na prática de engenharia.

Em obras de médio e grande porte, estes recalques devem ser estimados durante a fase de projeto de fundações e a partir da teoria do adensamento, que prevê uma diminuição no índice de vazios e deformação do solo em função de um acréscimo de tensão. Já, a deformabilidade em maciços rochosos envolve a alteração de sua forma em resposta à ação de tensões. Em função da intensidade das tensões e das características mecânicas da rocha, a deformação será permanente ou elástica. De uma maneira geral, as cargas nas fundações de edificações não são suficientes para causar deformações consideráveis em maciços rochosos.

Por isso, no caso de fundações profundas, por exemplo, sempre que possível, as estacas devem ser assentes sobre o topo de maciços rochosos, cujas cotas são determinadas a partir de sondagens do terreno ou no momento da escavação ou cravação. Entretanto, na literatura são relatados diversos casos de recalques em edificações em que, apesar das fundações estarem apoiadas em formações rochosas ou horizontes de solos resistentes, a camada seguinte tratar-se de solo mole com alta deformabilidade.

Na Baixada Santista, no Estado de São Paulo, de acordo com um levantamento realizado em 1995 pela Prefeitura, 94 (noventa e quatro) prédios da orla, desde o Ferry Boat até a divisa com São Vicente, sofreram recalques e desaprumos que chegaram até 2,0 m. A maior responsável pelo “afundamento” dos edifícios, naquela região, é a existência de uma espessa camada de argila marinha de baixa resistência logo abaixo da camada de areia que, inicialmente, sustenta as fundações das edificações.

Já é de conhecimento que a ocorrência de pequenos recalques é algo normal em praticamente todas as edificações, principalmente, durante sua fase de construção. São deslocamentos verticais imperceptíveis que não ocasionam danos às estruturas, pois os seus valores máximos são de ordem milimétrica e é esperado uma incidência quase que uniforme sobre os pilares.

Entretanto, a ocorrência de recalques diferenciais pode ocasionar patologias graves e defeitos significativos nas estruturas prediais. Estes, são deslocamentos verticais, na ordem de centímetros, que surgem de forma não uniforme nas fundações e pilares, de modo que, nem sempre a superestrutura consegue absorver tais esforços sem colapsar. Os recalques diferenciais podem produzir trincas ou fissuras em pilares, vigas, lajes e alvenaria. Danos, ainda mais graves, são suscetíveis nas edificações e, em casos extremos, atingir o estado limite último e ocasionar a ruptura estrutural. Além disto, existem vários casos relatados, deste tipo de recalque, ocorrentes muito tempo depois da estrutura ter sido construída (ZIMMERMANN et al., 2010). As causas apresentadas são bastante variáveis, podendo ser, desde problemas de drenagem até a desestabilização do solo na vizinhança devido às escavações, por exemplo.

Comenta-se muito em Congressos de Patologias de Estruturas sobre a necessidade do emprego do monitoramento de deslocamentos verticais como ferramenta de prevenção dos mesmos. Uma vez, verificada a presença de recalques diferenciais logo no início, será possível empregar métodos e técnicas para contê-los, de modo a evitar um problema mais grave futuramente, principalmente, quando envolve edificações de médio e grande porte ou de alto valor agregado.

Também, a norma brasileira de Projeto e Execução de Fundações, ABNT-NBR 6122:2019, em seu item 9.1, torna obrigatória a avaliação de desempenho das fundações, por meio de pelo menos o monitoramento dos recalques, nos seguintes casos:

- i) Estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- ii) Estruturas com mais de 55,0 m de altura do piso do térreo até a laje de cobertura do último piso;
- iii) Relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- iv) Fundações ou estruturas não convencionais;

Ainda segundo a norma ABNT-NBR 6122:2019, o projeto de fundações deve estabelecer o programa de monitoramento, incluindo: referência de nível (indeslocável) a ser utilizada, precisão das medidas, frequência e período em que as leituras são realizadas. Para o programa de monitoramento, existem

vários equipamentos que, a partir de uma técnica adequada, podem ser utilizados para o controle de recalques em edificações como, por exemplo, o DGPS, a Estação Total e o Nível Óptico.

O DGPS pode não fornecer uma precisão adequada em função das interferências oriundas do posicionamento interno em uma edificação e de sua precisão. Já a Estação Total é um equipamento relativamente caro (com várias precisões de leitura) e necessita de uma manipulação e técnica adequada a fim de conduzir a resultados condizentes com a realidade. Desta forma, o Nível Óptico de alta precisão se torna a opção mais viável em termos de simplicidade de operação, custo, precisão e acurácia.

Neste trabalho, será apresentado um estudo de caso de monitoramento dos recalques durante a fase de construção de um prédio de 10 (dez) pavimentos. Foi empregada a técnica topográfica de nivelamento geométrico com Nível Óptico. A aplicação desta técnica e os dispositivos utilizados nos levantamentos das cotas são analisados em termos práticos, envolvendo principalmente, a viabilidade técnica de uso e a acurácia dos resultados.

2 ESTUDO DE CASO: MATERIAIS E MÉTODOS

Este estudo foi feito no período entre janeiro/2011 e março/2012 que corresponde, respectivamente, ao início da execução dos pilares do subsolo e ao fim da estrutura de cobertura predial. O prédio de 10 pavimentos (Figura 1) está localizado à Rua Conde de Porto Alegre, esquina com a Rua Lucídio Gontam, no Bairro do Rosário, na cidade de Santa Maria, no Estado do Rio Grande do Sul.



Figura 1. Fotos panorâmicas de agosto 2011 (a) e jan./2012 (b) durante a construção (Fonte: Autor).

A geologia local remete aos solos e rochas pertencentes à Formação Geológica Caturrita. O solo superficial (até 2,0 metros de profundidade) é um argissolo com um horizonte A arenoso, e outro B argiloso. Após os 2,0 metros de profundidade predominam solos saprolíticos silto-argilosos, até o horizonte de rochas sedimentares brandas. Uma vez que, se tratava de material geotécnico de boa capacidade de suporte, sem qualquer excepcionalidade negativa, o projetista determinou que as fundações fossem constituídas por estacas rotativas, escavadas com trado mecanizado, moldadas in loco e com alturas variando entre 8,0 e 10,0 m.

Para a efetivação do controle do recalque desta edificação, nos dias que antecederam a execução da primeira laje, alguns parafusos de cabeça circular foram afixados e soldados a frio com Epóxi em uma das faces de todos os 49 (quarenta e nove) pilares previstos no projeto estrutural na região do subsolo. Estes parafusos tinham cerca de 6,0 cm de comprimento e a metade deste comprimento ficou exposta na face do pilar, como mostrado no croqui da Figura 2-a. Eles serviram de apoio para régua graduada em milímetros, mostrada na Figura 2-b. Os parafusos foram afixados a aproximadamente 60,0 cm do piso do andar subsolo (garagem do prédio).

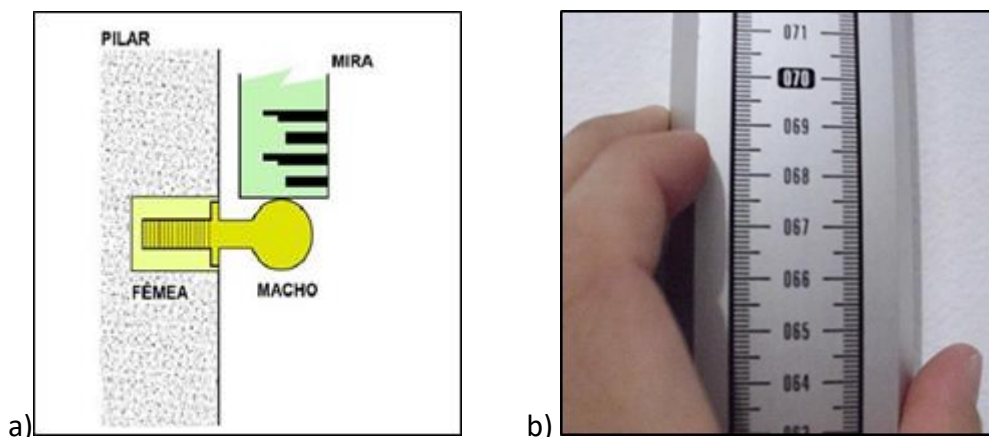


Figura 2. a) Esquema do pino de apoio da mira afixado num pilar (Fonte: VIACARTA, 2007.).

b) Mira/régua graduada em milímetros (Fonte: Autor, jan./2011).

O ponto estável que serviu como Referência de Nível (RN) ou cota de partida para o levantamento, foi locado fora da obra, em um alicerce robusto e antigo de uma residência vizinha e livre de qualquer interferência externa ou influência das obras. Neste alicerce foi inserido um parafuso com 12,0 cm de comprimento e cabeça achatada (Figura 4), que serviu de apoio para a régua graduada. Um outro parafuso, com as mesmas características, foi afixado no mesmo alicerce e distante cerca de 5,0 m. Tal

procedimento visa permitir a verificação, ao longo do tempo, através do contranivelamento com o RN se a cota de partida permaneceria inalterada e estável. A cota atribuída ao RN foi de 10,0 m.



Figura 4. Parafuso RN afixado no alicerce de uma residência vizinha (Fonte: Autor, jan./2011).

Para a execução dos nivelamentos geométricos foram utilizados uma régua graduada em milímetros, um nível de cantoneira para ser usado conjuntamente com a mira graduada, assegurando a sua verticalidade junto ao pilar e um nível topográfico óptico aferido, modelo NI-40 da marca Zeiss (Figura 5). Dentre as principais características técnicas deste modelo de nível, pode-se destacar a existência de um compensador robusto e confiável para o nivelamento automático da linha de vista, um controle contínuo slow-motion em ambos os lados para possibilitar uma fácil operação e há um colimador de mira que conduz a uma leitura rápida e precisa. O erro médio do equipamento em 1,0 km é de $\pm 2,0$ mm e apresenta uma precisão milimétrica para leituras distantes até 100,0 m. As distâncias máximas de leituras neste estudo não ultrapassaram 60,0 m.



Figura 5. Nível Óptico Zeiss Ni 40 utilizado durante o levantamento (Fonte: Autor, jan./2011).

Para controlar e minimizar os possíveis erros grosseiros, sistemáticos ou aleatórios de operação, foram efetuadas 3 (três) leituras sequenciais por pilar em cada um dos levantamentos, sendo a média dessas leituras adotada como cota vigente. A tomada de cota era reiniciada sempre que as leituras divergissem em mais de 1,0 mm. Em função da acuidade visual de cada indivíduo e considerando a possibilidade da discrepância entre as leituras caso fossem efetuadas por operadores diferentes, foi tomado o cuidado para que os registros de cotas, através do nível óptico, sempre fossem realizadas pelo mesmo operador, durante todo o estudo.

Antes da concretagem da laje do subsolo, foram realizadas as primeiras leituras das cotas dos parafusos nos pilares, sendo essas cotas tomadas como padrão para as comparações dos levantamentos posteriores. As leituras periódicas das cotas foram efetuadas após a concretagem de cada pavimento par (2º, 4º, 6º, 8º e 10º piso). A Figura 6 mostra a disposição dos pilares da edificação em estudo. Os pilares marcados em vermelho tiveram o monitoramento interrompido devido os parafusos estarem danificados ou o acesso a eles ter sido obstruído por materiais em depósito.

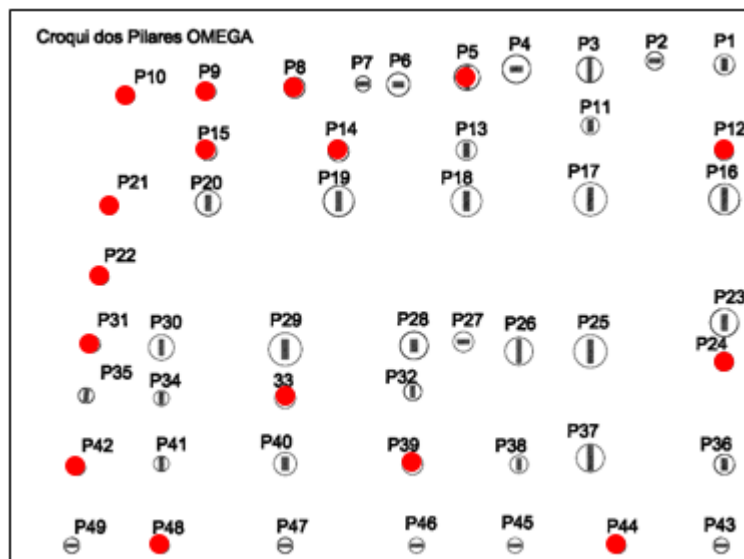


Figura 6. Disposição dos pilares da edificação (Fonte: Planta baixa de locação das estacas).

Após cada levantamento de campo, as cotas obtidas, dos parafusos de cada pilar, foram organizadas e receberam um tratamento estatístico inicial para que pudessem, na sequência, serem tabuladas a partir das cotas de referência obtidas no primeiro levantamento. Deste modo, as diferenças entre as cotas de referência e as cotas obtidas nos levantamentos subsequentes, expressam os deslocamentos verticais que ocorreram nas fundações a partir do carregamento periódico da estrutura.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

No início do levantamento, em abril de 2011, a meta era realizar o monitoramento de todos os 49 (quarenta e nove) pilares da estrutura, e assim foi feito inicialmente. Entretanto, com o andamento da obra, vários parafusos afixados nos pilares foram danificados ou obstruídos por pilhas de materiais de construção em depósito (blocos para alvenaria, revestimentos cerâmicos, agregados para concreto, madeira, etc.). Ao final do levantamento, quando da concretagem da última laje do prédio, os 16 (dezesesseis) pilares indicados em vermelho na Figura 6, tiveram seu monitoramento interrompido e seus valores dos recalques não puderam ser obtidos naquela ocasião.

Constatou-se que a afixação do parafuso a cerca de 60,0 cm do piso foi uma decisão equivocada. Se a posição do mesmo estivesse próxima da metade do pilar do subsolo (cerca de 1,50 m do piso) haveria uma interferência menor do processo construtivo, pois a maioria dos depósitos de materiais estariam dispostos abaixo da posição dos parafusos desperdiçados. Em função disto, ao final do estudo, foi possível concluir os resultados dos deslocamentos verticais de 33 (trinta e três) pilares, ou seja, 67,35% do total. A seguir são apresentados os resultados obtidos nos levantamentos de nivelamento geométrico e as análises sobre a técnica utilizada neste estudo de caso.

3.1 RESULTADOS E ANÁLISES

A Tabela 1 apresenta a variação ao longo do tempo das cotas dos parafusos instalados nos pilares, em consequência do carregamento periódico da estrutura. Somente estão sendo apresentados os resultados dos pilares que tiveram seu levantamento concluído. Em alguns levantamentos, não foi possível efetuar a leitura da cota do parafuso de determinados pilares devido a obstrução de acesso para posicionar a régua (presença de pilhas de materiais de construção). Na Tabela 1 estas ocorrências são indicadas pela sigla SL (Sem Leitura).

Tabela 1. Variação ao longo do tempo das cotas dos parafusos afixados nos pilares (valores em m).

	Cota Partida (A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)
	0 dias	40 dias	88 dias	161 dias	252 dias	319 dias
Pilar	Sem Laje	Laje 2° Pvto.	Laje 4° Pvto.	Laje 6° Pvto.	Laje 8° Pvto.	Laje 10° Pvto.
	Concretada	Concretada	Concretada	Concretada	Concretada	Concretada
	30/04/2011	10/06/2011	28/07/2011	11/10/2011	12/01/2012	19/03/2012
1	10,0679	10,0669	10,0663	10,0653	10,0658	10,0656
2	9,4393	9,4383	9,4369	9,4373	9,4370	9,4369
3	9,4226	9,4230	9,4218	9,4213	9,4213	9,4211
4	9,4650	9,4638	9,4638	9,4628	9,4622	9,4619
6	9,4229	9,4222	9,4203	9,4203	9,4210	9,4206

7	9,4710	9,4688	9,4683	9,4680	9,4683	9,4682
11	9,4335	9,4329	9,4315	9,4310	9,4316	9,4312
13	9,4008	9,4004	9,3973	9,3973	9,3967	9,3971
16	9,8643	9,8647	9,8629	9,8620	9,8627	9,8622
17	9,4318	9,4300	9,4285	9,4275	9,4283	9,4284
18	9,4339	9,4327	9,4303	9,4297	9,4300	9,4296
19	9,4323	9,4306	9,4288	9,4284	9,4283	9,4286
20	9,4037	9,4007	9,4004	9,4006	9,4006	9,4003
23	9,4147	9,4131	9,4123	9,4124	9,4126	9,4126
25	9,3438	9,3426	9,3397	9,3406	9,3391	9,3394
26	9,4470	9,4473	9,4465	9,4467	9,4465	9,4466
27	9,4147	9,4037	9,4020	9,4021	9,4017	9,4015
28	9,4010	9,4001	9,3980	9,3979	9,3974	9,3972
29	9,4152	9,4145	SL	9,4127	9,4128	9,4126
30	9,4577	9,4567	SL	9,4560	9,4560	9,4561
32	9,3570	9,3559	SL	9,3550	9,3551	9,3549
34	9,4765	SL	SL	9,4757	9,4744	9,4742
35	9,5771	9,5770	SL	9,5757	9,5745	9,5749
36	9,4045	9,4047	9,4033	9,4020	9,4007	9,4004
37	9,4246	9,4214	9,4224	9,4215	9,4208	9,4204
38	9,8815	9,8803	9,8794	9,8790	9,8796	9,8791
40	9,4697	9,4692	SL	9,4673	9,4665	9,4662
41	9,5005	9,5012	SL	9,5000	9,5000	9,5001
43	9,4396	9,4382	9,4383	9,4381	9,4373	9,4371
45	9,8798	9,8792	SL	9,8777	9,8785	9,8786
46	9,9055	9,9054	SL	9,9050	9,9032	9,9027
47	9,4790	9,4797	SL	9,4787	9,4790	9,4785
49	9,5306	9,5302	SL	9,5303	9,5300	9,5296

Notas: 1 - "SL" (Sem Leitura) devido à impossibilidade de acesso ao local do parafuso afixado;

2 – Cotas em metros em relação ao RN;

Já a Tabela 2 apresenta o cálculo dos deslocamentos verticais a partir da diferença entre as leituras efetuadas após a concretagem de cada pavimento par (2º, 4º, 6º, 8º e 10º piso) e as cotas obtidas no nivelamento geométrico realizado antes da concretagem da laje do subsolo, chamadas de Cota de Partida (CP).

Tabela 2. Apresentação dos resultados dos recalques dos pilares com monitoramento concluído (valores em mm).

PILAR	40 dias	88 dias	161 dias	252 dias	319 dias
	Laje 2º Pvto. Concretada (A) - (B)	Laje 4º Pvto. Concretada (A) - (C)	Laje 6º Pvto. Concretada (A) - (D)	Laje 8º Pvto. Concretada (A) - (E)	Laje 10º Pvto. Concretada (A) - (F)
1	1,0	1,6	2,6	2,1	2,3
2	1,0	2,4	2,0	2,3	2,4
3	-0,4	0,8	1,3	1,3	1,5
4	1,2	1,2	2,2	2,8	3,1
6	0,7	2,6	2,6	1,9	2,3
7	2,2	2,7	3,0	2,7	2,8
11	0,6	2,0	2,5	1,9	2,3

13	0,4	3,5	3,5	4,1	3,7
16	-0,4	1,4	2,3	1,6	2,1
17	1,8	3,3	4,3	3,5	3,4
18	1,2	3,6	4,2	3,9	4,3
19	1,7	3,5	3,9	4,0	3,7
20	3,0	3,3	3,1	3,1	3,4
23	1,6	2,4	2,3	2,1	2,1
25	1,2	4,1	3,2	4,7	4,4
26	-0,3	0,5	0,3	0,5	0,4
27	11,0	12,7	12,6	13,0	13,2
28	0,9	3,0	3,1	3,6	3,8
29	0,7	-	2,5	2,4	2,6
30	1,0	-	1,7	1,7	1,6
32	1,1	-	2,0	1,9	2,1
34	-	-	0,8	2,1	2,3
35	0,1	-	1,4	2,6	2,2
36	-0,2	1,2	2,5	3,8	4,1
37	3,2	2,2	3,1	3,8	4,2
38	1,2	2,1	2,5	1,9	2,4
40	0,5	-	2,4	3,2	3,5
41	-0,7	-	0,5	0,5	0,4
43	1,4	1,3	1,5	2,3	2,5
45	0,6	-	2,1	1,3	1,2
46	0,1	-	0,5	2,3	2,8
47	-0,7	-	0,3	0,0	0,5
49	0,4	-	0,3	0,6	1,0
Média dos recalques obtidos no último levantamento (19/03/2012)					2,9 mm

Os gráficos da Figura 7 apresentam a evolução dos recalques ao longo do período construtivo. De uma maneira geral, a evolução dos recalques foi maior nos primeiros meses de obras. A partir da metade do período monitorado (cerca de 150 dias) verifica-se que os recalques raramente variaram mais do que 1,0 mm, indicando assim, que as fundações entraram em processo de estabilização. Alguns valores negativos de recalques da ordem de décimo de milímetro, observados em alguns pilares no início do levantamento, por estarem abaixo da precisão milimétrica do equipamento podem ser considerados “zero”.

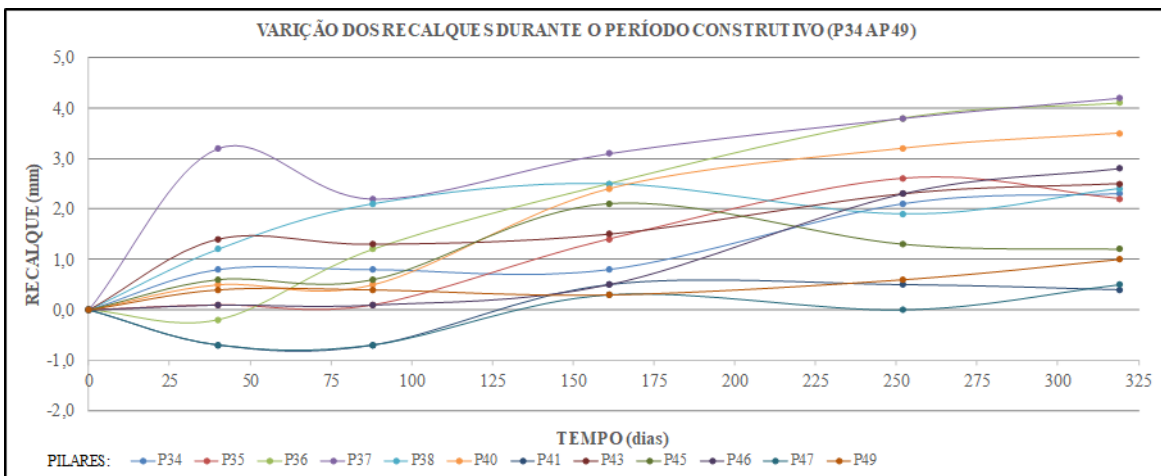
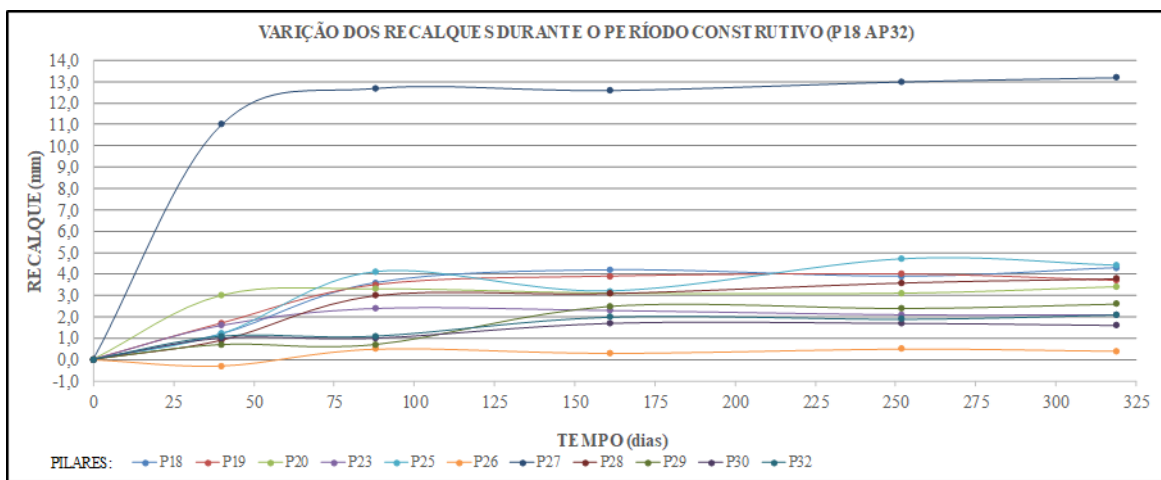
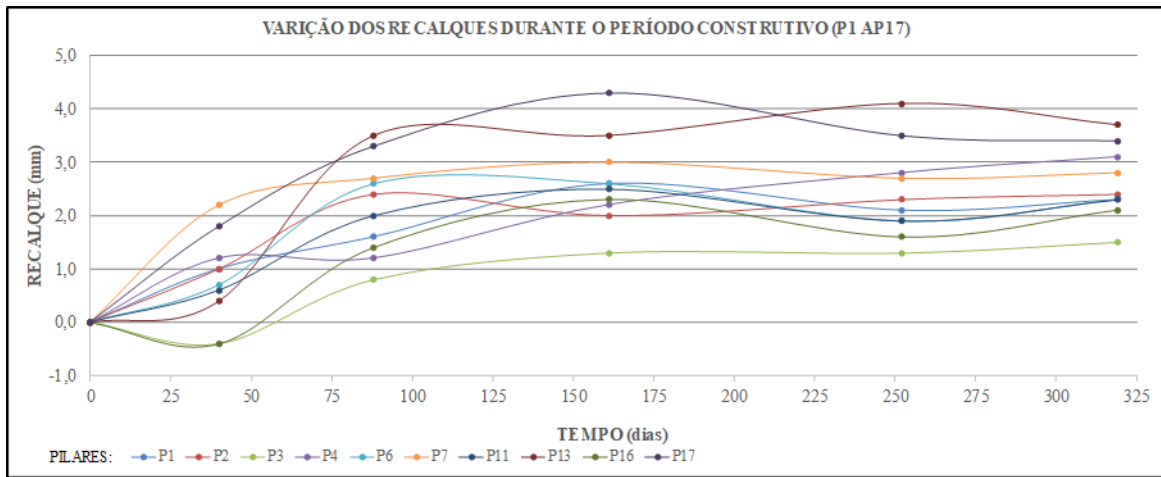


Figura 7. Variação dos recalques ao longo do período construtivo.

Observa-se que a magnitude dos recalques foi muito pequena e imperceptível a olho nu. A partir da análise dos resultados apresentados nas Tabelas 1 e 2 é possível observar que 32 (trinta e dois) pilares sofreram recalques entre 0,4 e 4,4 mm. Porém, o pilar 27 situado na região do elevador e escadaria, indicou um deslocamento vertical de 13,2 mm. Coincidentemente, pequenas fissuras na alvenaria da

parede do poço de elevador, na região do 2º andar, puderam ser observadas quando a obra estava com cerca de 250 dias. Entretanto, não é possível afirmar que a causa dessas fissuras tenha sido este recalque de 1,32 cm no Pilar 27, visto que, caberia uma avaliação mais aprofundada que não é o objetivo deste trabalho.

De uma maneira geral, a análise em termos de deslocamentos diferenciais milimétricos conduz a conclusão de que a estrutura absorveu perfeitamente os possíveis esforços gerados. A média final dos recalques de todos os pilares foi de 2,9 mm, obtida a partir do último levantamento realizado em 19/03/2012.

3.2 INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NO MONITORAMENTO DOS RECALQUES

A oscilação da temperatura ambiente não é transmitida instantaneamente ao concreto, de modo que, há uma ação retardada sobre sua variação térmica. A amplitude desta variação será tanto menor quanto mais afastado da superfície exposta ao ar estiver o ponto considerado. A variação térmica ambiental, principalmente no Estado do Rio Grande do Sul, pode ser um fator que interfira no monitoramento dos recalques, pois os parafusos estão afixados diretamente no concreto dos pilares. Numa estrutura permanentemente envolvida por terra ou água, como no caso do concreto das estacas, a influência da variação térmica ambiental pode ser desprezada.

Porém, em função da variação térmica, o segmento de pilar com 60,0 cm, entre o piso do subsolo e o local do parafuso, e a base de apoio da RN constituída de alvenaria de tijolo maciço (alicerce da residência vizinha, com 80,0 cm de altura), podem sofrer deformações que venham afetar a qualidade dos resultados. A avaliação teórica da influência destas deformações térmicas na mudança de posição dos parafusos e do RN pode ser feita a partir dos coeficientes de dilatação térmica de cada material e da amplitude térmica máxima das temperaturas na região durante os levantamentos.

A variação do comprimento ou altura linear (ΔL) pode ser calculada através da Equação 1, onde ΔL é expresso em função dos coeficientes de dilatação térmica linear de cada material (α), do comprimento ou altura inicial (L_i) e da variação da temperatura de um levantamento para o outro (ΔT). Segundo a norma ABNT-NBR 6118:2014, o coeficiente de dilatação térmica para o concreto armado é considerado igual a $1,0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$. Os tijolos e blocos cerâmicos possuem coeficiente de dilatação térmica menor, podendo ser adotado um valor médio de $6,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

$$\Delta L = \alpha \cdot L_i \cdot \Delta T \quad (\text{Equação 1})$$

Durante os monitoramentos, as temperaturas foram obtidas através dos dados registrados numa estação meteorológica localizada a cerca de 10,0 km do local da obra. Esta estação pertence ao Grupo de Estudos em Recursos Hídricos, do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria. A Tabela 3 apresenta os registros do horário e das temperaturas observadas nos momentos iniciais (T_i) e finais (T_f) de cada levantamento.

Tabela 3. Temperaturas observadas no momento do início (T_i) e fim (T_f) de cada levantamento.

Dia	Hora / T_i	Hora / T_f
30/04/2011	08:30 / 16,2°C	12:45 / 19,3°C
10/06/2011	08:55 / 17,9°C	13:20 / 23,7°C
28/07/2011	14:05 / 16,5°C	17:30 / 17,8°C
11/10/2011	14:30 / 23,3°C	17:30 / 22,5°C
12/01/2012	08:30 / 30,0°C	11:00 / 29,0°C
19/03/2012	13:30 / 27,5°C	17:00 / 28,4°C

Pela Tabela 3 observa-se que a maior amplitude térmica observada durante as campanhas de monitoramento corresponde à 13,8°C, obtida a partir da diferença entre a maior temperatura (30°C) e a menor (16,2°C). Portanto, considerando os coeficientes de dilatação do concreto do pilar com L_{ic} igual a 0,60 m e do alicerce de alvenaria da residência com L_{ia} igual a 0,80 m e uma ΔT de 13,8°C, os valores correspondentes a variação teórica de altura (ΔL) são:

$$\Delta L \text{ do pilar} = 0,0828 \text{ mm.}$$

$$\Delta L \text{ do alicerce} = 0,0662 \text{ mm.}$$

Esses resultados mostram que os valores são da ordem de centésimos de milímetros e estão muito abaixo da precisão almejada com a técnica de nivelamento com o uso do nível topográfico óptico. Desta forma, conclui-se que a variação térmica não teve influência significativa nos resultados de recalques obtidos a partir dos levantamentos realizados.

3.3 CONTROLE DE ESTABILIDADE DA POSIÇÃO DO RN

Uma vez que o parafuso que serviu de base para a Referência de Nível (RN) foi inserido no alicerce de uma residência vizinha, com livre acesso e à mercê do tráfego da rua, foi necessário controlar e garantir que ele mantivesse sua posição intacta durante todo o monitoramento. Para isto, foi afixado um outro parafuso (P2) nesta mesma base de alicerce, distante cerca de 5,0 metros do RN. Assim,

procedimentos de contranivelamento foram realizados antes de cada levantamento, visando acompanhar a diferença de cotas entre a RN e o P2. O deslocamento vertical de qualquer um desses parafusos seria imediatamente detectado, pois refletiria na diferença de cotas entre estes pontos.

Os valores apresentados na Tabela 4 se referem às médias de 3 (três) leituras diretas (sem conversão para cota de trabalho) da régua posicionada sobre os pontos de RN e P2, além do cálculo das diferenças de cotas entre eles, verificadas antes de cada levantamento. Observa-se que a diferença entre estes valores de controle nunca foi superior a 0,3 mm entre um levantamento e outro. A magnitude das discrepâncias está abaixo da precisão milimétrica possível no presente estudo, demonstrando que não houve deslocamento significativo do ponto que serviu como RN.

Tabela 4. Monitoramento da diferença de cotas entre RN e P2 ao longo do tempo.

Data	Leitura RN (mm)	Leitura P2 (mm)	Diferença P2-RN (mm)
30/04/2011	1166,0	1190,8	24,8
10/06/2011	1148,6	1173,3	24,7
28/07/2011	1006,1	1030,9	24,8
11/10/2011	956,4	980,9	24,5
12/01/2012	914,5	939,1	24,6
19/03/2012	996,5	1021,2	24,7

Diferente do que foi feito neste estudo, por precaução, recomenda-se que nos trabalhos subsequentes sejam adotados no mínimo 2 (dois) pontos para procedimentos de contranivelamento. Como opção à utilização de um ponto estável para RN, similar ao citado neste estudo, pode ser construído um “marco referência” a partir uma base de concreto (ver exemplo da Figura 7) e protegida do processo construtivo ou outras interferências externas.

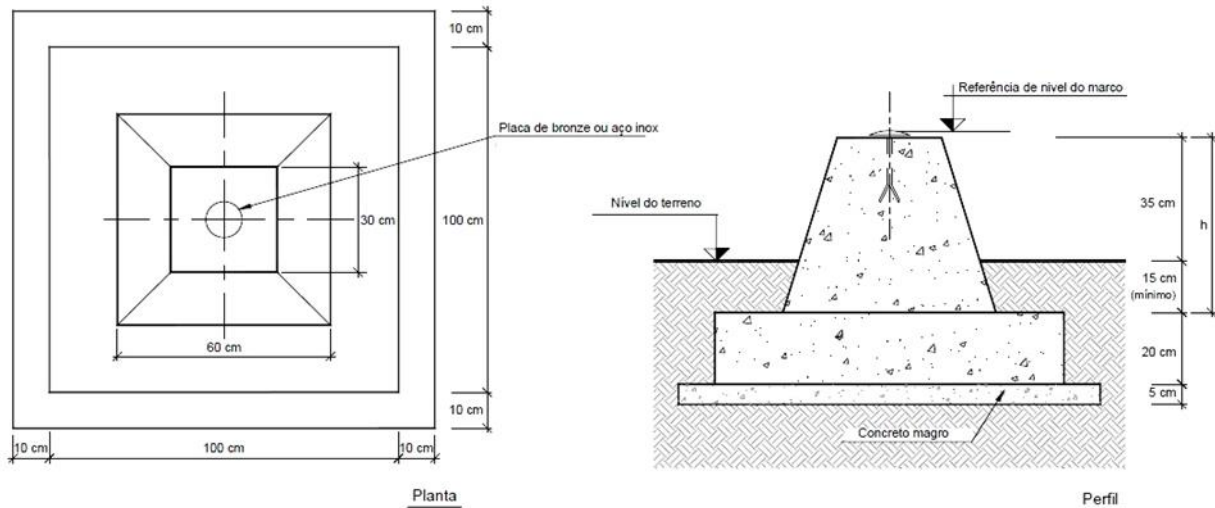


Figura 7. Modelo de Bench mark ou “Marco de Referência” – tipo B, segundo a classificação N-47 da Petrobrás, (Fonte: <http://www.commetro.com.br/instrumento-detalhes/1/recalque--bench-mark-ou-marco-de-referencia-mr>, acesso em 19/04/2020).

4 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos neste estudo foram satisfatórios e demonstraram a existência de recalques médios da ordem de 3,0 mm nos pilares monitorados no prédio residencial de 10 (dez) pavimentos, localizado na cidade de Santa Maria, no Estado do Rio Grande do Sul. Verificou-se que os recalques foram mais acentuados na fase inicial da obra e após esse período houve uma tendência de estabilização. A partir das análises teóricas, verificou-se que a variação térmica ambiental não interferiu nos resultados dos levantamentos. Através de procedimentos de contranivelamento, garantiu-se a estabilidade da base utilizada como Referência de Nível neste estudo.

A aplicação desta técnica de nivelamento geométrico se mostrou adequada para a verificação e controle dos deslocamentos verticais que ocorrem nas fundações de um prédio durante sua fase de construção. São procedimentos relativamente simples, de baixo custo e adequados para emprego em qualquer tipo de edificação. A continuidade desse tipo monitoramento nos primeiros anos após a conclusão da obra é recomendada, principalmente, quando existir alguma especificidade acerca das fundações ou quando envolver obras de grande porte e/ou de alto valor agregado.

O conhecimento acerca da magnitude dos recalques deveria ter um maior interesse dos engenheiros a fim de verificar o desempenho estrutural de sua obra, mesmo que sejam de pequeno ou médio

porte, tal como, a edificação em que este estudo foi feito. Os resultados obtidos a partir dos 5 (cinco) levantamentos realizados neste estudo de caso, após a concretagem das lajes dos pavimentos pares, demonstram que a precisão existente no método de monitoramento sugerido é de ordem milimétrica. Portanto, ficando uma vez confirmada a precisão e acurácia desta técnica, indica-se sua utilização de maneira rotineira na prática de engenharia e, até mesmo, sugere-se que ela seja recomendada em normas nacionais e internacionais envolvendo Projeto e Execução de Fundações.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), pela disponibilidade dos equipamentos utilizados neste estudo.

À Construtora Nima Ltda., seu Diretor Nilo Mai e Eng. Francisco Carvalho, pela disponibilidade do Ed. Ômega para estudo e autorização para publicação dos dados.

Ao colega Eng. Maurício Osmari Cordero, pelo auxílio nos levantamentos de campo.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT.NBR-6118 (2014): Projeto de estruturas de concreto —Procedimento. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT.NBR-6122 (2019): Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.

Danziger, F. A. B., Danziger, B. R. e Crispel, F. A., (2000) A medida dos recalques desde o início da construção como um controle de qualidade das fundações, in: Proceedings SEFE IV, vol.1, 191-202, São Paulo.

De Seixas, A.; De Seixas, J. R.; De Seixas, J. J. (2009) Auscultação Geodésica no Controle de Recalque da Fundação de Edifício Predial de Grande Porte. Bol. Ciênc. Geod., sec. Artigos, Curitiba, v. 15, nº2, p.277-298, abr-jun.

Reis, J.H.C., (2000), Interação Solo-Estrutura de Grupo de Edifícios com Fundações Superficiais em Argila Mole. Tese de M.Sc., São Carlos/USP, São Paulo, SP, Brasil.

Salomão; T. S.; Faggion; P. L. (2008); Monitoramento de Recalque em Edificações Utilizando Estação Total e Níveis Digitais. II Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação.

Santos, V. O.; Dal’Forno, G. L.; Cordero, M. O (2011); Controle de Deslocamentos Verticais, Uniformes ou Diferenciais de Estruturas por Nivelamento Geométrico. In: XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2012, Porte de Galinhas - PE. Anais ABMS, XVI COBRAMSEG 2012.

VIACARTA CARTOGRAFIA E AGRIMENSURA (2007) Pinos de monitoramento. Curitiba.

Zimmermann; C.C.; Padaratz; I.J.; Prim J. S.; Thiesen S. (2010) Recalques diferenciais monitorados por meio de nivelamento geométrico de alta precisão: estudo de caso em Florianópolis – SC/Brasil. (CINPAR/2010).

Capítulo 15

DURABILIDADE DE GEOTÊXTIL TECIDO DE POLIPROPILENO SOB FLUÊNCIA E AGENTES CLIMÁTICOS

[DOI: 10.37423/200400728](https://doi.org/10.37423/200400728)

Mag Geisielly Alves Guimarães (Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Varginha, Brasil). mag@cefetmg.br

Delma de Mattos Vidal (Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, Brasil). delma@ita.br

Denise de Carvalho Urashima (Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Varginha, Brasil). urashima@cefetmg.br

Carlos Alberto Carvalho Castro (Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Varginha, Brasil). carloscastro@cefetmg.br

RESUMO: Uma das grandes limitações no desenvolvimento de projetos que envolvem a utilização de materiais poliméricos está na manutenção de suas propriedades quando em contato com fatores que podem culminar no seu envelhecimento prematuro. Os geossintéticos, produtos de ampla utilização na engenharia geotécnica, ambiental e civil, requerem durabilidade para desempenharem suas funções ao longo da sua Vida de Serviço Requerida do projeto. Aplicações de geossintéticos em que estão submetidos ao carregamento sob fluência e expostos aos agentes climáticos podem comprometer a sua durabilidade ao longo do tempo. Considerando a importância da durabilidade na estimativa da vida de serviço de um produto geossintético, o trabalho avalia a durabilidade de um geotêxtil tecido de polipropileno submetido à fluência com carregamentos de 10% e 15% de sua capacidade de resistência à tração, simultaneamente, aos agentes climáticos em campo durante 100 dias de ensaio (2.400 horas).

Parâmetros meteorológicos tais como radiação solar, temperatura, umidade relativa do ar e precipitação foram monitorados ao longo do tempo de exposição por leituras da estação meteorológica instalada no local de exposição climática, ou seja, no Sul de Minas Gerais na cidade de Varginha. Foram realizadas medidas de deformação no geotêxtil e ensaios de resistência à tração nominal para ponderação da degradação sofrida pelo geotêxtil ensaiado. A pesquisa contribui no estudo da durabilidade e estimativa de vida de serviço de geotêxteis, dado sua relevância técnica nas suas diversas aplicações e funções nas distintas obras civis em que são empregados, além de ser uma temática que ainda carece de estudos complementares.

PALAVRAS-CHAVE: Degradação climática, durabilidade, fluência, geotêxtil.

1 INTRODUÇÃO

A análise da durabilidade dos geossintéticos é um importante aspecto a ser considerado quando de sua aplicação na engenharia geotécnica, ambiental e civil, tendo em vista o contato prolongado destes materiais com agentes que possam culminar no seu envelhecimento prematuro.

A durabilidade de um geossintético pode ser compreendida como sua capacidade de manter propriedades funcionais que atendam as propriedades requeridas de projeto, durante o tempo de Vida de Serviço Requerida no Projeto (ASTM D 5819 2005, ISO TS 13434 2008). Isto significa a redução das propriedades do geossintético devido aos processos de degradação da cadeia polimérica face aos agentes ambientais e outras solicitações ao longo da sua vida de serviço dentro do limite aceitável, quando a propriedade mantida ainda permanece superior à requerida.

Devido ao fato dos geossintéticos serem produtos de uso relativamente recente, com suas primeiras aplicações datando da década de 50, grande parte destas ainda não atingiu o tempo de vida de serviço de projeto. Assim sendo, a previsão do comportamento de longo prazo a partir de experiência em campo é complexa, pois ainda existem poucos relatos acerca da durabilidade de geossintéticos em análises de campo, e também pode haver dificuldades em avaliar as distintas condições de uso na maior parte dos casos (ISO TS 13434 2008).

Nos últimos anos, estudos de degradação em campo e laboratorial têm sido realizados para melhor compreensão dos aspectos relativos à durabilidade dos geossintéticos nas diversas condições de uso. Todavia, essa temática ainda carece de estudos tendo em vista a complexidade dos mecanismos de degradação das cadeias poliméricas frente aos diversos agentes degradantes, sejam atuando isoladamente ou com interação entre si, e de como é o envelhecimento ao longo do tempo (LOPES e LOPES 2010, SHUKLA e YIN 2006, SARSBY 2007).

Em suas diversas aplicações, os geossintéticos podem ser submetidos a esforços de tracionamento ao longo do tempo, induzindo a ocorrência de fluência, ou seja, deformação sob um carregamento constante ao longo do tempo (SHUKLA e YIN 2006). Para maiores cargas, pode-se ocorrer à ruptura sob fluência, também denominado de resistência à ruptura ou fadiga estática (GREENWOOD et al. 2012, ISO TS 13434 2008).

Fluência é um dos importantes fatores que regem o desempenho de algumas estruturas de geossintéticos, tais como aplicações em muros de arrimo, taludes íngremes, aterros sobre solos moles,

barreiras de sedimentos, dentre outros. Além disso, a fluência também deve ser considerada como fator relevante em geossintéticos destinados a aplicações de drenagem e algumas aplicações de contenção, tendo em vista que estes materiais estarão sob carga por um determinado tempo de projeto (SHUKLA e YIN 2006).

O comportamento dos geossintéticos sob fluência depende de vários fatores, como tipo, estrutura e processo de fabricação, constituição polimérica, nível de carregamento aplicado, temperatura, tempo, velocidade de aplicação da carga, presença de confinamento, dentre outros (COSTA 1999, den HOEDT 1986, FRANÇA et al. 2011, GREENWOOD et al. 2012, SAWICKI e KAZIMIEROWICZ-FRANKOWSKA 1998).

Enfatiza-se também aplicações de geossintéticos que possam estar sujeitos à exposição climática e à fluência simultaneamente. De acordo com a norma ISO TS 13434 (2008), os agentes climáticos geralmente têm pouco efeito na deformação sob fluência, todavia eles podem reduzir a vida de serviço requerida dos geossintéticos pela ocorrência de ruptura sob fluência. Neste caso, se o efeito combinado da fluência e dos agentes climáticos for maior que a soma destes efeitos isolados, então pode-se afirmar a ocorrência da sinergia entre eles.

Assim sendo, a compreensão do comportamento sob fluência, associado ou não a outros agentes de degradação dos geossintéticos, é um importante aspecto a ser considerado no dimensionamento de projetos, em particular, para tempo de vida de serviço requerida mais longos (COSTANZI et al. 2003, LOPES e LOPES 2010).

O presente trabalho apresenta parte de um estudo realizado para a avaliação da durabilidade de um geotêxtil tecido de polipropileno submetido à fluência com carregamentos de 10% e 15% de sua capacidade de resistência à tração, simultaneamente, aos agentes climáticos em campo durante 100 dias de ensaio (2.400 horas).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 MATERIAL ENSAIADO

Nesta pesquisa, foi utilizado um geotêxtil tecido de monofilamento de polipropileno cujas características são apresentadas na Tabela 1. Na Figura 1, tem-se sua imagem ampliada de microscopia óptica.

Tabela 1. Caracterização do geotêxtil ensaiado.

Propriedades	Valores
Massa por unidade área ⁽¹⁾	168,1 g/m ²
Espessura nominal ⁽²⁾	0,612 mm
Resistência à tração nominal ⁽³⁾	30,0 kN/m

Observações: ⁽¹⁾NBR ISO 9864 (2013), ⁽²⁾NBR ISO 9863-1 (2013), ⁽³⁾EN ISO 13934-1 (2013)

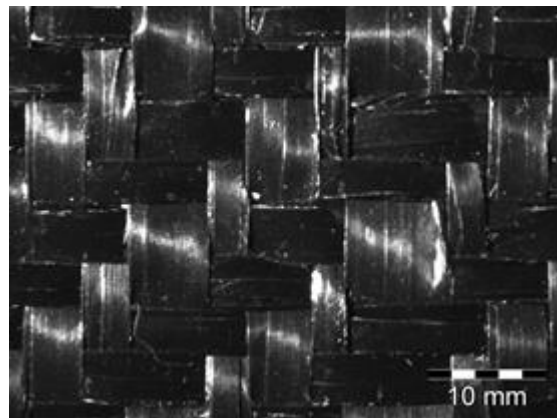


Figura 1. Imagem de microscopia óptica do geotêxtil tecido de polipropileno com ampliação de 67x.

2.2 ENSAIOS DE DEGRADAÇÃO POR FLUÊNCIA EM CAMPO

Ensaio de degradação por fluência e agentes climáticos foram realizados no Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), Unidade Varginha (MG). O local de exposição situa-se a latitude de $-21,5490^\circ$ sul, a longitude de $-45,4194^\circ$ oeste e a elevação de 925,00 metros acima do nível do mar. Escolheu-se este local de exposição por não apresentar elementos que possam interferir nos ensaios, como árvores e edificações que poderiam causar sombra sobre o pátio, corredores de vento, baixos níveis de poluição atmosférica, entre outros. Estes cuidados foram considerados, visto que por exemplo, poluentes como poeira, se depositados na superfície dos materiais, podem agir como barreira de luz solar sobre a superfície das amostras em exposição.

O pátio foi construído com inclinação de 22° em relação à horizontal, valor correspondente à latitude do local de exposição e fixado ao solo com a face inclinada orientada para o Norte, garantindo-se O geotêxtil tecido de polipropileno foi submetido a fluência com carregamento relativo a 10% e 15% de sua carga máxima de tração durante um período de 100 dias (2.400 horas) de exposição em campo, compreendendo o período de 19/02/2014 a 29/05/2014. Para melhor inferência estatística dos resultados obtidos, os carregamentos de 10% e 15% foram realizados em réplicas. A Figura 2 apresenta

o pórtico construído para ensaios de fluência e exposição aos agentes climáticos. e uma maior exposição do geotêxtil ao Sol durante o dia (ISO 877-1 2009, ISO 877-2 2009).

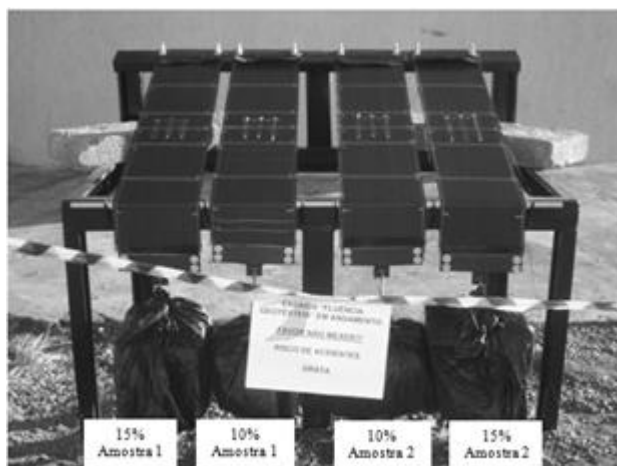


Figura 2. Ensaio de fluência em campo em geotêxtil submetido a carregamentos de 10% e 15% com réplica.

Ao longo do teste, foram realizadas medidas de deformação por fluência no geotêxtil, como deformação longitudinal das fibras na direção do carregamento e, também, deformação transversal. Na Figura 3, têm-se detalhes das regiões estabelecidas para medidas de deformação sob fluência e seus respectivos comprimentos úteis. Neste artigo, são apresentados apenas resultados de deformação final observados em cada uma das regiões delimitadas no geotêxtil.

Depois de transcorrido o período de ensaio para medições constantes de deformação, as amostras de geotêxteis foram retiradas da exposição em campo para posterior realização de ensaios de resistência à tração nominal (EN ISO 13934-1 2013). Os resultados de resistência à tração do geotêxtil intacto e após ensaios de de degradação por fluência em campo foram tratados em termos de intervalo de confiança (IC) para um nível de confiança de 95%.

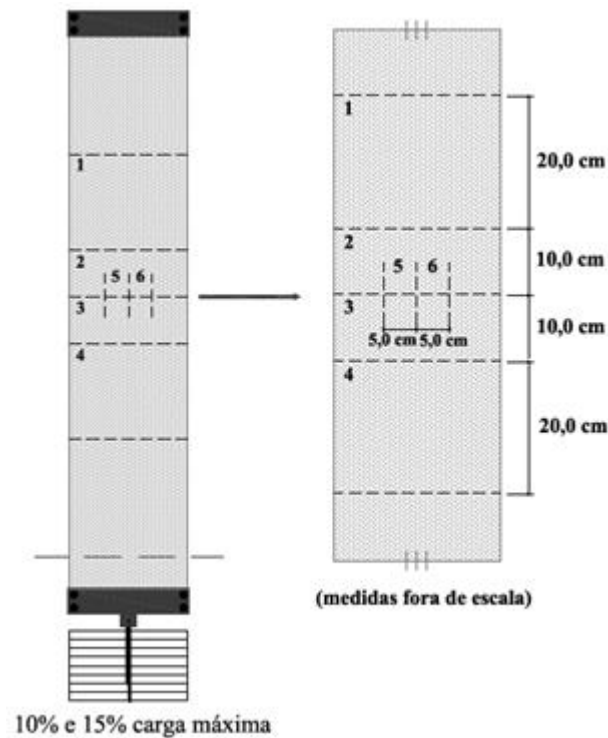


Figura 3. Detalhes das 6 regiões estabelecidas para medidas de deformação sob fluência com 10% e 15% de carga: (a) Vista geral e tipos de marcações realizadas; (b) Comprimentos iniciais de cada região. Este estudo compreendeu também o levantamento de dados meteorológicos durante o período de degradação por fluência em campo. Tais dados foram obtidos diretamente da estação meteorológica instalada no CEFET-MG, Unidade Varginha, apresentada na Figura 4.



Figura 4. Estação meteorológica do CEFET-MG, Unidade Varginha.

Foram levantados os seguintes dados meteorológicos de interesse para a pesquisa realizada: radiação solar total (MJ/m²), temperatura média diária (°C), umidade relativa do ar (%) e precipitação (mm).

Em termos de radiação ultravioleta (UV), a estação meteorológica instalada no CEFET-MG não realiza esta medida. Neste caso, foi utilizado como parâmetro de estimativa da radiação ultravioleta um valor médio correspondente a 7,5% da radiação solar total. Este percentual médio é adotado pela norma ISO TS 13434 (2008), que fornece diretrizes para avaliação da durabilidade dos geossintéticos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 5 apresenta resultados de resistência à tração segundo a EN ISO 13934-1 (2013) do geotêxtil tecido de polipropileno submetido à degradação em campo sob fluência com carregamentos de 10% e 15% durante 100 dias. Na Tabela 2 têm-se valores de percentual de perda de resistência mecânica. Publicação CIE 85 (1989) sugere o valor médio de 6,8% para faixa do ultravioleta.

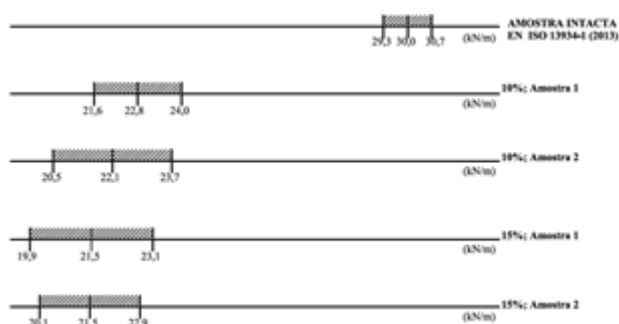


Figura 5. Intervalo de Confiança (IC), com nível de confiança de 95%, para resistência à tração do geotêxtil GT1 submetido à degradação em campo sob fluência durante 100 dias.

Tabela 2. Degradação por fluência em campo com carregamentos de 10% e 15% durante 100 dias.

Cargas fluência	Amostras	Resistência à tração (kN/m)	Perda resistência mecânica (%)
10%	01	22,8	24,0
10%	02	22,1	26,3
	Valor médio	22,4	25,3
15%	01	21,5	28,3
15%	02	21,5	28,3
	Valor médio	21,5	28,3

A degradação em campo sob fluência com carregamento de 10% acarretou uma redução de 25,3% na resistência de referência durante os 100 dias de ensaio, obtendo-se valor médio de 22,4 kN/m (Tabela 2). No caso do carregamento de 15%, houve uma redução de 28,3% e um valor médio de resistência mecânica de 21,5kN/m. Além disso, em ambos os casos, os intervalos de confiança estão foram do intervalo de confiança delimitado para o resultado de referência ($29,3 < \mu < 30,7$) como indicado na

Figura 5. Deste modo, afirma-se com 95% de confiança que o geotêxtil sofreu degradação em função da exposição climática em campo e carregamento sob fluência.

A Tabela 3 apresenta resultados de deformação final por fluência sob carga de 10% e 15% durante os 100 dias (2.400 horas) de estudo para as seis regiões delimitadas (Figura 3) no geotêxtil tecido de polipropileno.

Tabela 3. Deformação final por fluência (%) em campo com carregamentos de 10% e 15% durante 100 dias.

Regiões geotêxtil	Deformação para carga 10% (%) [*]	Deformação para carga 15% (%) [*]
1	4,5	9,0
2	5,1	8,0
3	5,1	8,1
4	5,0	8,5
5	-6,0	-8,0
6	-6,1	-8,2

*Observação: Os valores de deformação (%) foram calculados a partir dos comprimentos iniciais estabelecidos para cada região do geotêxtil, conforme detalhes apresentados na Figura 3.

A partir da Tabela 3, pode-se inferir que o geotêxtil tecido de polipropileno sofreu deformações em detrimento das cargas aplicadas, em todas as 6 regiões delimitadas no geotêxtil, obtendo-se maiores percentuais de deformação para carregamento de 15% em comparação ao carregamento de 10%. Valores negativos obtidos nas regiões 5 e 6 são em função do comportamento de estricção observado no geotêxtil devido ao aumento gradativo da deformação longitudinal de suas as fibras.

A Figura 6 apresenta os valores climáticos de radiação solar acumulada diária e temperatura média diária durante o período de 2.400 horas para realização dos ensaios preliminares de fluência em campo. Na Figura 7, tem-se outras condições climáticas observadas, como umidade relativa do ar média diária e precipitação acumulada diária.

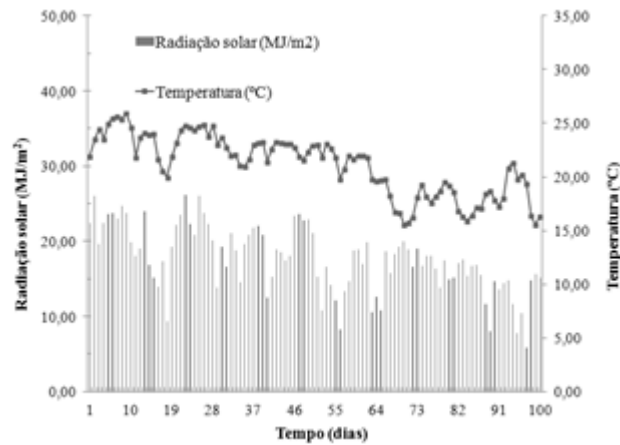


Figura 6. Radiação solar acumulada diária (MJ/m²) e temperatura média diária (°C) durante o período de realização do estudo de fluência (2.400 horas) sob carregamentos de 10% e 15%.

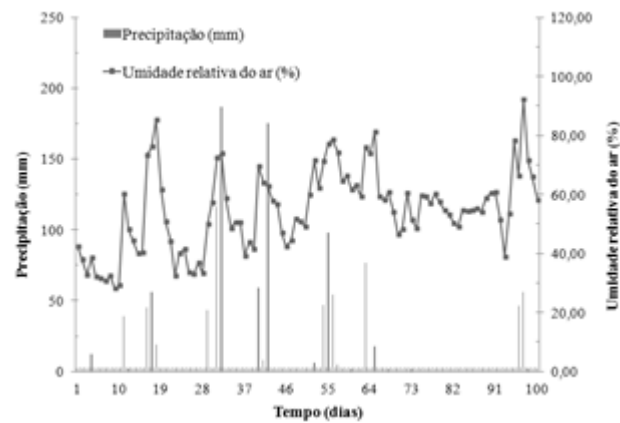


Figura 7. Precipitação acumulada diária (mm) e umidade relativa do ar média diária (%) durante o período de realização do estudo de fluência (2.400 horas) sob carregamentos de 10% e 15%.

Como pode ser verificado na Figura 6, houve uma alta incidência de radiação solar durante o período de realização dos estudos prévios, com valor de incidência total acumulada de 1761,48 MJ/m², associado à temperatura média diária de 21,1°C. Em termos de incidência de radiação ultravioleta, considera-se uma incidência acumulada de 132,11 MJ/m², ou seja, um valor correspondente a 7,5% da incidência total acumulada da radiação solar (ISO TS 13434 2008).

A umidade relativa do ar manteve-se numa média de 54,5% e praticamente houve pouca incidência precipitação durante os cem dias de realização do estudo, com alguns dias isolados apresentando precipitação (Figura 7). O índice pluviométrico total deste período foi de 1761,5mm.

4 COMENTÁRIOS FINAIS

A partir dos ensaios realizados, é possível verificar a ocorrência da degradação por fluência e agentes climáticos tendo em vista as alterações nas propriedades mecânicas tanto para carregamento de 10% quanto para de 15% após 100 dias de ensaio. Maiores carregamentos induziram maiores perdas de resistência mecânica e maiores valores de deformação. Demais inferências podem ser verificadas para períodos maiores de ensaio de fluência sob exposição climática.

Ressalta-se que a influência dos agentes climáticos na degradação de materiais poliméricos, submetidos ou não à fluência,, , depende da incidência de cada um dos fatores e suas possíveis interações, que são em função da localização geográfica da exposição, tipo de clima e sazonalidade, estação do ano, presença de poluentes atmosféricos, dentre outros. Deste modo, é importante sempre ponderar os fatores meteorológicos durante o período de realização de ensaios de campo, bem como informar o local e o período em que os ensaios foram realizados.

Para estas condições de ensaio, este estudo apresenta caráter inovador para análise da degradação de geossintéticos sob fluência e agentes climáticos, tendo em vista a realização de ensaios de fluência em campo em pórtico inclinado a 22º, condição de ensaio que possibilita uma maior incidência dos agentes climáticos na superfície do geotêxtil. A pesquisa contribui no estudo da durabilidade e estimativa de vida de serviço de geotêxteis, dado sua relevância técnica nas suas diversas aplicações e funções nas distintas obras civis em que são empregados, além de ser uma temática que reportada por projetistas e pesquisadores e que ainda carece de estudos complementares.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, CEFET-MG, pelo apoio financeiro, disponibilidade dos dados da estação meteorológica e espaço físico para a realização do ensaio em campo. A Huesker pelo apoio e fornecimento do geotêxtil para a realização dos ensaios.

REFERÊNCIAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 9864: Geossintéticos – Método de ensaio para determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos correlatos. Rio de Janeiro, 2013, 2p.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 9863-1: Geossintéticos — Determinação da espessura a pressões especificadas. Parte 1: Camada única. Rio de Janeiro, 2013, 5p.

ASTM: American Society for Testing and Materials. ASTM D 5819: Standard Guide for Selecting Test Methods for Experimental Evaluation of Geosynthetic Durability. Pennsylvania, 2005, 11p.

Costa, Carina Maia Lins (1999). Fluência de Geotêxteis, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 97 p.

Costanzi, M.A., Bueno, B.S., Baras, L.C.S. e Zornberg, J.G. (2003). Avaliação da Fluência de Geotêxteis não Tecidos com Ensaios Acelerados, Solos e Rochas, 26, nº 3, pp. 217-228.

Den Hoedt, G. (1986). Creep and Relaxation of Geotextile Fabrics, Geotextiles and Geomembranes, nº 4, pp. 83-92.

European Standard. EN ISO 13934: Textiles - Tensile properties of fabrics - Part 1: Determination of maximum force and elongation at maximum force using the strip method (ISO 13934-1:2013). Brussels, 2013.

França, F. A. N., Bueno, B. S. e Zornberg, J. G. (2011). Ensaios confinados e acelerados de fluência em geossintéticos, Fundações & Obras Geotécnicas, pp. 56-63.

Greenwood, J.H., Schroeder, H.F. e Voskamp, W. (2012). Durability of Geosynthetics. CUR committee C 187– Building & Infrastructure, 295 pages.

International Commission on Illumination Publication. CIE 85: Recommendations for the Integrated Irradiance and the Spectral Distribution of Simulated Solar Radiation for Testing Purposes, 1989.

International Organization for Standardization. ISO 877-1: Plastics - Methods of exposure to solar radiation. Part 1: General guidance, Switzerland, 2009, 20p.

International Organization for Standardization. ISO 877-2: Plastics - Methods of exposure to solar radiation - Part 2: Direct weathering and exposure behind window glass, Switzerland, 2009, 12p.

International Organization for Standardization. ISO TS 13434: Geosynthetics - Guidelines for the assessment of durability, Switzerland, 2008, 52p.

Lopes, Margarida Pinho e Lopes, Maria de Lurdes (2010). A Durabilidade dos Geossintéticos, FEUP Edições, Porto, 294 p.

Sarsby, R. W. (Edited by), (2007). Geosynthetics in Civil Engineering, The Textile Institute, Woodhead Publishing Limited, Cambridge, 308 p.

Sawicki, A. e Kazimierowicz-Frankowska, K. (1998). Creep behavior of geosynthetics, Geotextiles and Geomembranes, nº 16, pp. 365-382.

Shukla, Sanjay Kumar e Yin, Jian-Hua (2006). Fundamentals of Geosynthetic Engineering, Taylor & Francis Group, London, 428 p.

Capítulo 16

ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS, EXPANSÃO E CORRELAÇÃO DCP X ISC EM MISTURAS DE SOLO COM ESCÓRIA DE ACIARIA PARA CAMADAS DE PAVIMENTOS

[DOI: 10.37423/200400730](https://doi.org/10.37423/200400730)

Marcos Fábio Porto de Aguiar (Universidade de Fortaleza, Fortaleza-CE, Brasil).

marcosporto@unifor.br

Ana Karine Santiago Bessa (Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará, Fortaleza-CE, Brasil).

karinesantiagobessa@gmail.com

Danielle Alexandre Carneiro (Universidade de Fortaleza, Fortaleza-CE, Brasil).

daany_ce@hotmail.com

Lilian Silva Peixoto (Universidade de Fortaleza, Fortaleza-CE, Brasil).

lilian_sp14@hotmail.com

RESUMO: O presente trabalho apresenta análises das características mecânicas, expansivas e de correlações entre o Índice de Suporte California (ISC) e o Índice de Penetração (DN) do Cone de Penetração Dinâmica ("Dynamic Cone Penetrometer", DCP) para misturas de solo melhorado com escória de aciaria. Realizou-se um estudo de caso com solo adquirido de área de empréstimo de um trecho da obra de duplicação da Rodovia Quarto Anel Viário, em Maracanaú no Estado do Ceará, misturado com escória de aciaria adquirida na MultiServ Ltda, localizada nas dependências da Gerdau Cearense S.A, no mesmo município. Cada material foi caracterizado e para o solo isoladamente e mistura do solo com escória (35% e 45% de solo e 55% e 65% de escória em peso seco) foram realizados ensaios de ISC e DCP nas três energias de compactação a fim de se obter uma correlação entre tais índices.

Dos resultados obtidos, a escória, quando misturada ao solo, elevou a resistência do mesmo consideravelmente. Foi possível chegar a uma correlação de dados de ISC e DN para o solo e para a mistura. Ensaio de expansão da escória e da mistura do solo com a escória foram realizados, nas mesmas condições, com resultados satisfatórios, indicando-se a utilização deste agregado como alternativa para melhoramento de solo com aplicação em camadas de pavimentos.

PALAVRAS-CHAVE: Melhoramento de Solos. ISC. DCP. Escória de Aciaria.

1. INTRODUÇÃO

É comum em projetos de pavimentos a utilização de valores de capacidade de suporte obtidos em laboratório por meio do ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC). O controle desses valores “in situ” pode ser realizado com o emprego do Cone de Penetração Dinâmica- DCP (BERTI, 2005).

Dentro desse contexto, visa-se realizar um estudo, de uma obra localizada na cidade de Maracanaú no Estado do Ceará, para avaliar a capacidade da escória de aciaria no melhoramento das características do solo e da utilização do equipamento DCP para aferição da capacidade de suporte do solo e da mistura solo com escória em campo.

Como a aquisição de materiais para construção de estradas vem sendo cada vez mais difícil, devido ao alto custo e a escassez dos mesmos, em alguns casos, o uso de materiais alternativos vem sendo estudado como opção para substituir os materiais convencionais ou naturais.

Neste trabalho, o solo estudado foi proposto para subleito em um trecho da Rodovia Quarto Anel Viário. Realizou-se o estudo da caracterização do material e a verificação da resistência do solo com os ensaios ISC e DCP.

Os ensaios foram executados para com amostras de solo isoladamente e misturado com a escória de aciaria. Com isso, foi possível observar as alterações dos parâmetros do solo em consequência da mistura.

1.1. ESCÓRIA DE ACIARIA

A escória de aciaria é um resíduo sólido proveniente do processo de fabricação do aço, classificada como material inerte, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2009).

A escória de aciaria é produzida na etapa da fabricação do aço quando o ferro gusa vai para o refino na aciaria e posteriormente são conduzidas para baias de resfriamento onde são beneficiadas, em seguida, por separação metálica, granulométrica e britagem.

As etapas do processamento da escória de aciaria são basicamente: a coleta na aciaria e o transporte, o resfriamento controlado, a limpeza, a estocagem, a alimentação à planta de processamento (britagem e peneiramento, separação magnética e classificação granulométrica), a cura e o controle de qualidade.

Um dos problemas do uso da escória é seu alto poder expansivo, que no Brasil é avaliado através de uma adaptação de PTM (1978) de acordo com DNIT (1994f), que especifica a utilização de escória na construção rodoviária.

Nessa referência, o limite de aceitação é de 3%. Além de PTM (1978), DNIT (2009b) também regulamenta o uso de escória de aciaria considerando seu poder expansivo.

1.2. MISTURA DE SOLOS COM ESCORIA DE ACIARIA

Parente et al (2008) avaliou o comportamento mecânico de misturas de solo e escória de aciaria a partir de ensaios triaxiais cíclicos e ISC com dois percentuais de escória para o processo de estabilização granulométrica.

Para fins de comparação dos resultados, o mesmo processo foi repetido para misturas de solo e brita. Dos resultados obtidos, as misturas solo com escória apresentaram maiores valores de peso específico aparente seco máximo e menores valores de umidade ótima, quando comparadas com as misturas solo-brita e o solo sem adição de agregado.

Para o ISC das misturas de solo com escória os valores foram, em média, três vezes maiores que os valores para o solo e, em média, o dobro do valor de ISC das misturas solo com brita. O ISC mostrou um aumento de 194% de solo com escória a 76% de solo brita (50% de solo e 50% escória ou brita, respectivamente). Quando misturado numa proporção de 70%, escória ou brita, e 30% de solo, os resultados foram bem melhores, sendo 312% a 106% o aumento do ISC, respectivamente.

Portanto, fazer uso de tais métodos na construção de pavimentos, como a mistura de solos para atingir melhores suportes de cargas, é uma alternativa para, além de obterem-se pavimentos mais duráveis e resistentes de uma maneira geral, gerar, dentro da obra, uma economia de custos e uma redução na poluição ambiental.

1.3. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

1.3.1. INDÍCE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC)

No Brasil, atualmente, para determinar a resistência de camadas de pavimentos, o ensaio

mais ainda conhecido e realizado é o Índice de Suporte Californiano (ISC). O ensaio é feito em

laboratório e “in situ”, para aferição de suporte do solo e é regulamentado de acordo com DNER (1994d).

O ISC é a relação, em porcentagem, entre a pressão exercida por um pistão de diâmetro padronizado necessária à penetração no solo, até determinada profundidade e a pressão necessária para que o pistão tenha a mesma penetração em um corpo de prova de pedra britada. O ensaio apresenta, também como resultado, a expansão do solo quando saturado.

O ISC tem caráter empírico, mas é conhecido e difundido mundialmente, servindo como base para dimensionamento de pavimentos flexíveis.

1.4.1. CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (DCP)

Como opção para obter-se um índice de resistência “in situ” do solo, o Cone de Penetração Dinâmica (DCP) é um método que vem sendo estudado desde 1956 com o intuito de alcançar resultados de forma mais rápida e econômica em situações de controle (ALMEIDA e BARROSO, 2007).

A obtenção do ISC através do DCP é baseada no Índice de Penetração (DN) fornecido pelo DCP e na respectiva equação de correlação, gerada por pares de valores DN e ISC, conhecidos através de ensaios em laboratório. O DCP caracteriza-se, relativamente, como um ensaio simples, necessitando de no mínimo duas pessoas para o procedimento e aproximadamente quinze minutos para realizá-lo.

O equipamento para ensaio DCP é constituído de 7 elementos básicos: um punho com esbarro superior, um martelo de 8,0 kgf, duas hastes de 16 e 25 mm de diâmetro, um esbarro inferior, uma régua graduada em milímetros e um cone. Após serem encaixadas todas as peças, o movimento deve ser somente o vertical.

Almeida e Barroso (2007) encontraram correlações DN x ISC que apresentaram, em sua maioria, bons coeficientes de determinação, podendo ser utilizadas no controle de qualidade de obras que se utilizem dos respectivos materiais estudados.

Lima (2000) chegou à conclusão que o DCP mostrou-se ser um instrumento de elevado potencial de uso em obras viárias, passível de ser empregado no controle da qualidade de compactação de camadas estruturais e de aterros.

2. ESTUDO DE CASO

Para esse trabalho fez-se necessário a coleta de materiais em dois diferentes locais, um para o solo e outro para escória. Todos os ensaios foram realizados em laboratório.

2.1. AQUISIÇÃO DO SOLO

A coleta de solo ocorreu na obra de duplicação de um trecho da Rodovia Quarto Anel Viário, entre as estacas 507 e 510, no Município de Maracanaú no Estado do Ceará.

Foram coletados cerca de 200kg de material para ensaios de caracterização, compactação, ISC e DCP do solo e da mistura com escória de aciaria.

2.2. AQUISIÇÃO DA ESCÓRIA

O material foi recolhido e processado para separação granulométrica. Foram coletados aproximadamente 800kg de escória de aciaria e levado para laboratório, onde foi deixado durante sessenta dias ao ar livre expondo-se ao sol e a chuva.

Um dos maiores motivos de precaução do uso de escória de aciaria, nas camadas dos pavimentos, é o fato da mesma ser bastante porosa e por vezes expansiva quando em contato com água e ter uma forma consideravelmente irregular.

2.3. DETERMINAÇÃO DA MISTURA DE SOLO- ESCÓRIA

Além de tais estudos realizados com os percentuais de escória já citados, DNIT-2009^a estabelece uma proporção máxima de 80% e mínima de 50%. Então, optou-se por desenvolver uma pesquisa com duas misturas, com percentuais diferentes de escória. Uma mistura 01 com percentuais de 45% de solo e 55% de escória, e a outra mistura 02 com 35% de solo e 65% de escória.

2.4. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA DETERMINAÇÃO DO ISC E DN

Todos os ensaios descritos a seguir foram necessários para caracterização do solo, da escória de aciaria e da mistura solo com escória para melhoramento da camada de subleito. Tal melhoramento da resistência pode viabilizar a utilização do material como base ou, mesmo não atingindo a capacidade de suporte suficiente para tal, diminuir a espessura das demais camadas do pavimento devido ao aumento da resistência de camadas inferiores com eventual baixa capacidade de suporte.

2.4.1. SOLO

Ensaio de caracterização do solo foram realizados (granulometria, limite de liquidez e de limite de plasticidade), assim como ensaios de compactação, de ISC e de DCP.

2.4.2. ESCÓRIA DE ACIARIA PARA MISTURA

Foram realizados ensaios de caracterização, de avaliação do potencial de expansão, onde houve a necessidade de fazer a compactação da escória, e de abrasão Los Angeles.

2.4.3. MISTURA SOLO-ESCÓRIA DE ACIARIA

Com o intuito de melhorar a capacidade de suporte do solo, as misturas escolhidas para desenvolvimento deste trabalho foram: mistura 01 com 55% de escória e 45% de solo e a mistura 02 com 65% de escória e 35% de solo.

Esses percentuais são relativos ao peso seco dos materiais. Ensaio de caracterização, de compactação, de expansão, de ISC e de DCP foram implementados.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. CARACTERÍSTICAS DO SOLO

Do ensaio de granulometria do solo percebeu-se que o material apresentou mais de 50% dos grãos menores que 0,18mm. O LL foi de 30,5%, o LP de 19% e o índice de plasticidade de 12%. Com esses dados foi possível calcular Índice de Grupo do material, onde o mesmo apresentou como resultado 3,04.

O solo foi classificado, de acordo com a classificação HRB, como A-6, sendo um material argiloso e com comportamento esperado, quando para utilização em subleito, de regular a pobre.

Foi determinada a umidade ótima e o peso específico aparente seco máximo do solo nas três energias de compactação (normal, intermediário e modificado). Os resultados obtidos de umidade ótima do solo foram decrescente (15,2%, 14,6% e 13,4%) e o peso específico aparente seco máximo crescente (1,75g/cm³, 1,81 g/cm³ e 1,84 g/cm³) para as energias normal, intermediária e modificada, respectivamente.

Para determinação da resistência do solo foram realizados ensaios de ISC para os três níveis de energias e pode-se perceber que para as energias de compactação: normal e intermediária, o solo teve uma pequena variação da resistência.

Quando comparado o ISC das energias normal e intermediária ao modificada, percebe-se um significativo aumento, sendo 0,85%, 1,41% e 20,68%, respectivamente, tais resultados.

A Figura 3.1.1 apresenta o gráfico ISC x Energia de compactação onde é possível perceber o acréscimo de resistência do solo, quando passa da energia intermediária para a modificada.

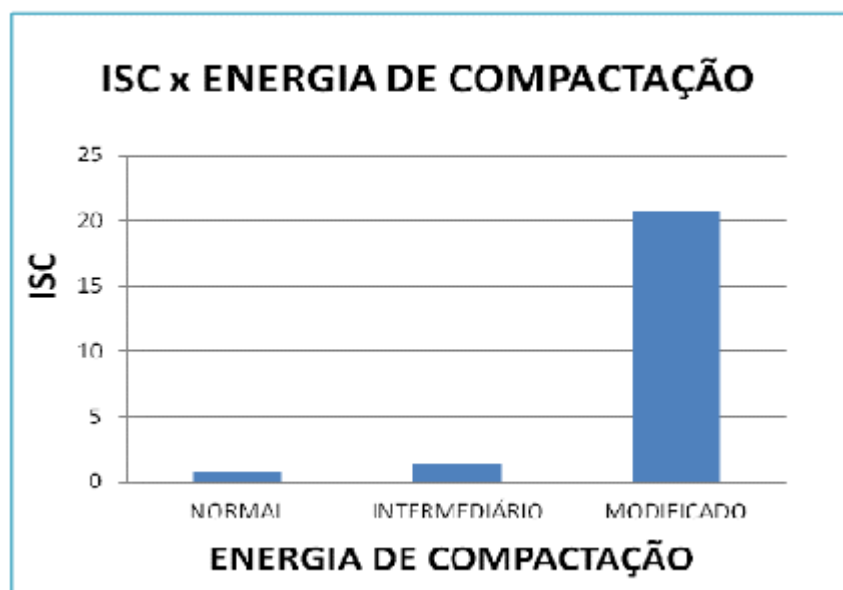


Figura 3.1.1: Comparação do Aumento do ISC do Solo com diferentes energias de Compactação.

Além dos ensaios de ISC foram executados ensaios de DCP para os três níveis de energias.

Assim como os resultados do ISC, os índices DN para as energias normal e intermediária, expressos em mm/golpe, apresentaram índices de resistência diferentes, mas bem próximos.

Os resultados foram satisfatórios, sendo que o valor do DN decresce com o aumento da energia de compactação: normal (31mm/golpe), intermediária (25mm/golpe) e modificada (7,25mm/golpe).
Através da Figura

3.1.2 É POSSÍVEL PERCEBER, TAMBÉM, COMO O ÍNDICE DE PENETRAÇÃO DIMINUI À MEDIDA QUE A ENERGIA DE COMPACTAÇÃO AUMENTA.

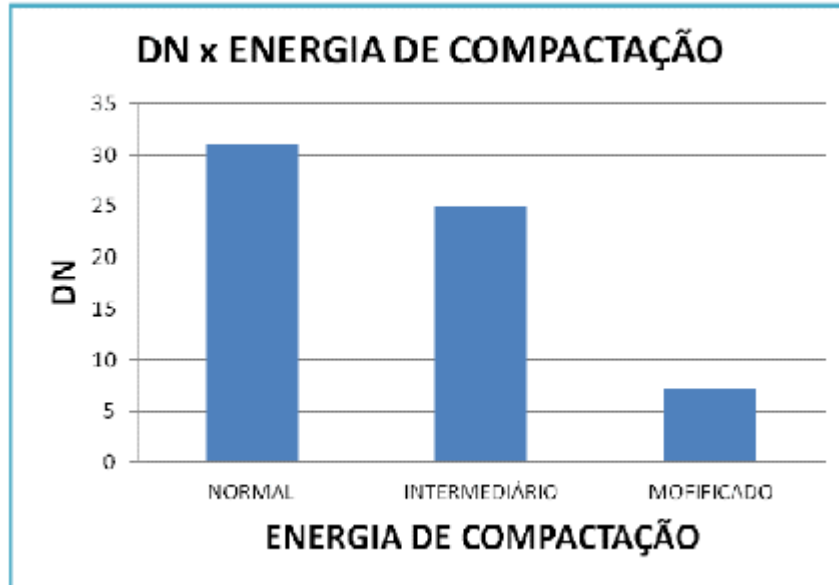


Figura 3.1.2: Comparativo do Decréscimo do DN do Solo com Maiores Energias de Compactação.

Dos resultados do ISC e DN foi possível a elaboração de uma correlação entre os mesmos.

A Figura 3.1.3 mostra essa correlação de resultados, onde, também são apresentados a equação de correlação e o coeficiente de determinação desses índices.

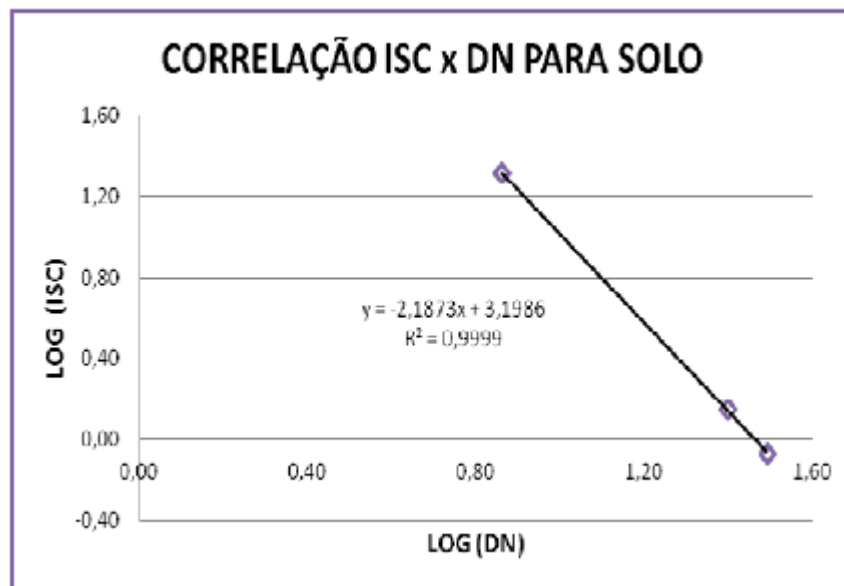


Figura 3.1.3: Correlação ISC e DN do Solo.

É possível perceber, de acordo com a linha de tendência do gráfico, uma considerável correlação dos resultados, apresentando um excelente coeficiente de determinação. A expressão a seguir mostra a equação de correlação $ISC = f(DN)$ do solo estudado.

$$\log (\text{ISC}) = -2,1873.(\log (\text{DN})) + 3,1986 \quad (1)$$

3.2. CARACTERÍSTICA DA ESCÓRIA

A granulometria da escória usada neste trabalho a caracterizou como um material graúdo, não se enquadrando na faixa determinada por DNIT (2009a) e DNIT (2009c) considerando a utilização como camadas de sub-base ou base.

Devido a escória ter a característica de um material muito poroso podendo causar danos ao pavimento quando não curada devidamente, neste trabalho, além da mesma ter passado pelo período de cura, realizou-se o ensaio de expansão de acordo com DNIT (2009b).

Antes da realização do ensaio de expansão foi feita uma compactação da escória com 3 camadas de 56 golpes para moldagem do corpo de prova, onde o teor de umidade ótima foi de 7,35% e peso específico aparente seco máximo de 2,77g/cm³. O resultado de expansão considerado corresponde ao 14º dia e foi de 0,032%. Este valor é satisfatório, pois, para aplicação de escória em sub-base, o valor admissível é de até 3% (DNIT, 2009a).

Para atender as recomendações seguindo DNIT (2009a) e DNIT (2009c) para o caso de utilização de escória em sub-base e base de pavimentos, foram realizados dois ensaios de abrasão Los Angeles, para que fosse tirada uma média dos mesmos. Os resultados foram 30,94% e 31,12% e média de 31,03%. Este valor de abrasão atende ao limite para agregados a serem utilizados em sub-base e base de pavimentos que estabelece um valor máximo de 40% para a escória.

3.3 CARACTERÍSTICAS DA MISTURA SOLO COM ESCÓRIA DE ACIARIA

Determinadas as quantidades de cada material para análise granulométrica das misturas, as mesmas foram realizadas gerando duas curvas que são mostradas na Figura 3.3.1.

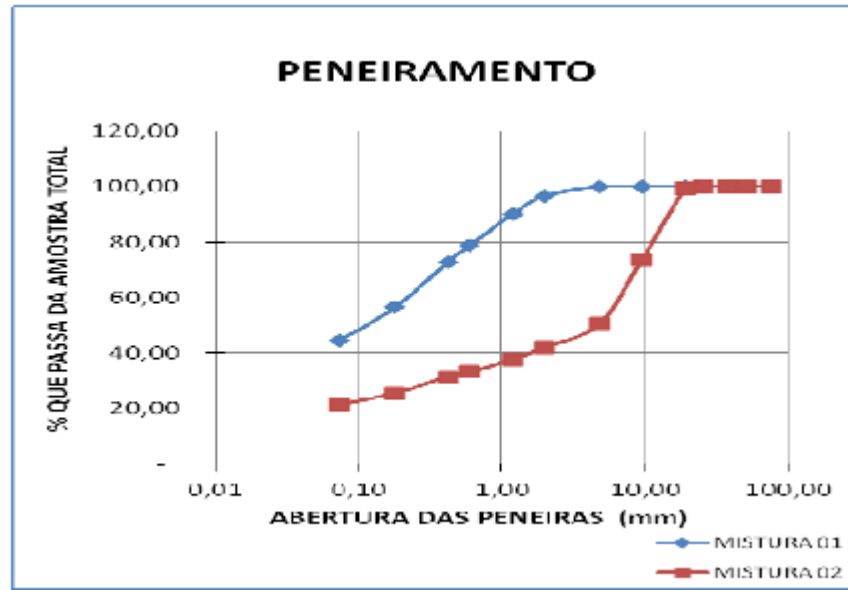


Figura 3.3.1: Granulometria das Misturas Solo com Escória.

Assim como foi realizado para a escória, também foi determinada a expansão diária e acumulada da mistura 01 do solo com escória nas porcentagens de 45% de solo e 55% de escória, durante 14 dias em estufa. Para confecção do corpo de prova, que ficou na estufa durante o tempo do ensaio, foi executada uma compactação com 3 camadas de 56 golpes para determinação da umidade ótima e peso específico aparente seco máximo que teve como valores 9,2% e $2,32\text{g/cm}^3$, respectivamente.

Para a mistura de solo com escória é aceitável um valor de até de expansão equivalente a 1,5% (DNIT, 2009a). Nesta pesquisa o valor de expansão encontrado, na mistura 01, foi de 0,756%.

Assim como para o solo, para as misturas foram realizados ensaios de compactação, ISC e DPC nas três energias distintas.

Dos ensaios realizados de ISC, para a mistura 01, os resultados de resistência foram de 5,03%, 8,44% e 33,99%, considerando as energias normal, intermediária e modificada, respectivamente. Os resultados da resistência para a mistura 02 foram consideravelmente melhores quando comparados com os resultados do solo isolado e da mistura 01. Assim como o solo, os resultados do ensaio da mistura 01 para as energias normal e intermediária tiveram resultados próximos. Contudo, quando comparado tais resultados a energia modificada é perceptível a variação do ISC, comprovando assim a baixa resistência do solo misturado com 55% de escória de aciaria.

Para a mistura 02, que foi composta por 65% de escória de aciaria e 35% de solo, as resistências, quando comparadas às encontradas para mistura 01 e para o solo isolado, melhoram consideravelmente.

Fazendo um comparativo do aumento do ISC com solo isolado e solo com escória no percentual de 55%, o ISC da mistura com energia normal cresceu em 492%, com energia intermediária teve um acréscimo em 499% e com energia modificada o acréscimo foi de 64%.

Esse comparativo realizado com os valores encontrados na mistura 02, que foi composta por 65% de escória de aciaria, aumenta a resistência do solo em 1774% considerando a energia normal, 1787% com energia intermediária e em 218,7% quando trata-se de energia modificada.

Esses valores comparados ao melhoramento de solo, na energia intermediária, feito por Parent et al (2008), que obteve aumento de ISC de 194% (quando usou 50% de escória) e 312% (quando usou 70% de escória) mostra que, para esta escória de aciaria misturada ao solo, os resultados foram mais satisfatórios, tendo um acréscimo de 1787% no ISC na energia intermediária usando 65% de escória. A Figura 3.3.2 mostra mais claramente a evolução do ISC das misturas em relação ao aumento da energia de compactação.

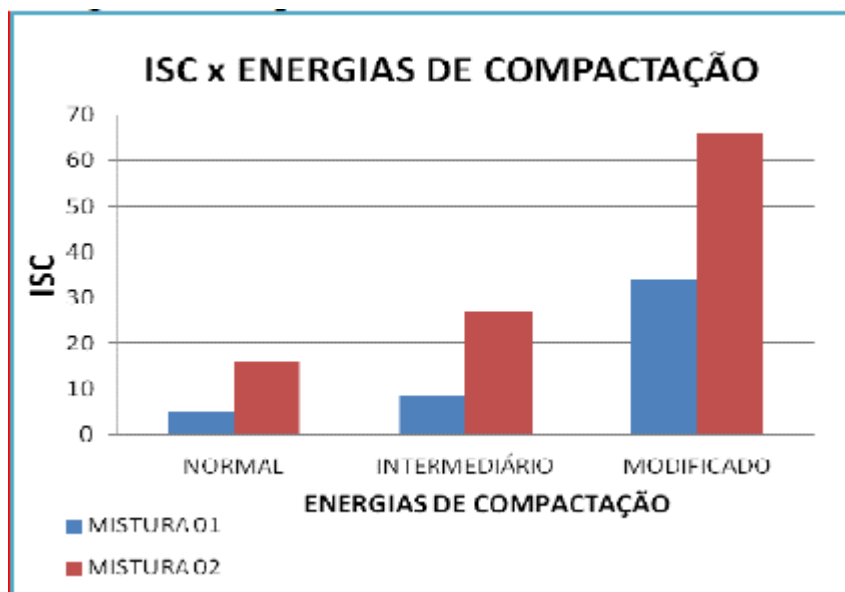


Figura 3.3.2: Comparação do Aumento do CBR da Mistura Solo com Escória com Energias de Compactação.

Foi realizado, também, o ensaio DCP para os três níveis de energias. Entretanto nestes ensaios não foi possível verificar uma coerência nos resultados obtidos para mistura 01, pois a tendência é que, à medida que a energia de compactação aumente, o DN, expresso em mm/golpe, diminua. Isso se dá devido existir uma maior resistência a penetração do cone do aparelho DCP ao penetrar no corpo de prova.

Então fez-se necessário uma maior quantidade de golpes para uma mesma penetração, considerando outro CP de menor resistência, gerando assim um índice DN menor. Os valores para energias normal, intermediária e modificada foram 33,5, 102 e 9,89mm/golpe, respectivamente.

Foram realizados ensaios DCP também para mistura 02, porém neste caso há um alinhamento nos resultados, comprovando a tendência de que à medida que a energia de compactação aumenta, o DN diminui. Os índices DN encontrados para mistura 02, foram 22,6, 11,62 e 5,4mm/golpe, nas energias normal, intermediária e modificado, respectivamente.

A Figura 3.3.3 mostra a relação do índice de penetração dado pelo aparelho DCP em relação às energias de compactação para as mistura 01 e 02.

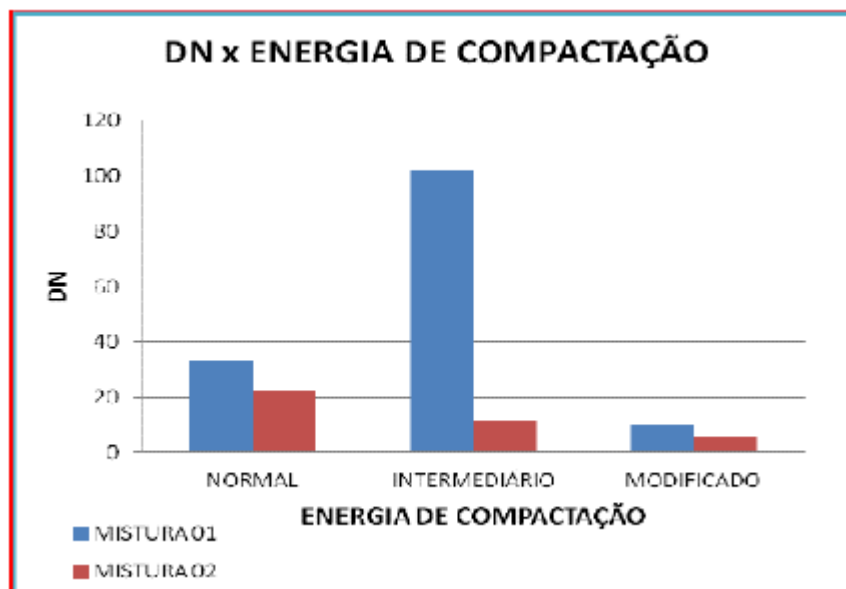


Figura 3.3.3: Comparativo dos Valores do DN das Misturas Solo com Escória x Energias de Compactação.

Nos resultados do DCP, foi possível a elaboração do gráfico apresentado na Figura 3.3.4, onde são apresentados valores de coeficientes de determinação (R^2), sendo baixo para mistura 01 e relativamente bom para mistura 02. Esses valores provam que não houve grande correlação entre os dados para a mistura 01, mas mantém-se de forma aceitável para a mistura 02.

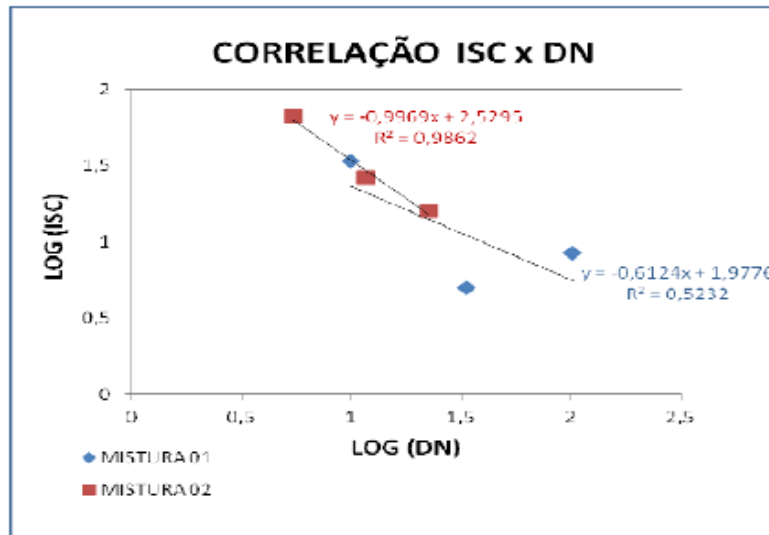


Figura 3.3.4: Correlação ISC x DN das Misturas Solo com Escória.

Foi possível obter-se duas correlações, considerando a mistura 01 e a mistura 02. As equações, apresentadas a seguir, podem ser utilizadas para controle “in situ” de resistência de camadas com as misturas estudadas, através de estimativa do Índice de Suporte Califórnia.

$$\log (\text{ISC})= -0,6124.(\log (\text{DN})) + 1,9776 \text{ (02)}$$

$$\log (\text{ISC})= -0,9969.(\log (\text{DN})) + 2,5295 \text{ (03)}$$

É importante salientar que para todos os ensaios de DCP realizados, tanto para o solo quanto para as misturas de solo com escória, não foi considerado o último golpe devido ao cone na ponta da haste do aparelho estar muito próximo ou em contato com o fundo da base, que sustenta o cilindro que contem o corpo de prova.

5. CONCLUSÕES

A escória de aciaria, sem ser alterada, mostrou-se um ótimo agregado artificial para substituição a agregados convencionais como a brita. Este material passou por testes como abrasão Los Angeles, onde mostrou resultados satisfatórios de 31,03% atendendo a especificações de agregados para utilização em sub-base e base de estradas. Além desse teste, a escória de aciaria estudada, quando submetida ao ensaio de expansão, não mostrou ser um material com grande teor expansivo, tendo ao 14º dia expansão de 0,032%, atendendo também as especificações de camadas de sub-base e base.

Verificou-se, deste trabalho, que o comportamento do índice de resistência do solo com o uso do DCP mostrou resultados satisfatórios, quando comparado ao comportamento dos valores do ISC para um mesmo material. Identificou-se uma baixa capacidade de suporte do solo.

Quando o mesmo solo foi misturado com 55% em peso seco de escória de aciaria foi submetido aos ensaios de ISC, esta mistura mostrou bons resultados, com melhoramento de 499% (proctor intermediário) em relação ao mesmo ensaio feito com solo isoladamente. Foi verificado, também, uma excelente melhoria de resultados quando analisadas as resistências obtidas na mistura 02, com solo e 65% de escória de aciaria, aumentando em 1787% para a energia intermediária.

A mistura 01 de solo com escória também passou por ensaio de expansão, assim como a escória, admitindo valor que não ultrapassou os limites de misturas para utilização em sub-base e base de rodovias. Um dos problemas encontrados com o uso do DCP, neste trabalho, foi na execução do ensaio na mistura 01, pois ocorreu correlação entre os resultados encontrados entre o DN e o ISC, mas o coeficiente de determinação (R^2) encontrado para a correlação foi baixo, caracterizando uma fraca correlação dos dados. A mistura 02, no entanto, apresentou boa correlação entre os índices DN e ISC, com coeficiente de determinação bem próximo da unidade.

Considerando os resultados de correlação verificados para a mistura 01, recomenda-se a continuidade do estudo, com maior quantidade de ensaios, para comprovar a eficiência do uso do DCP para determinação do ISC “in situ” no controle de execução de camadas compostas por mistura de solo e escória de aciaria. Observou que o solo retirado do empréstimo da obra de duplicação da Rodovia Quarto Anel Viário, estudado neste trabalho, pode ter sua capacidade de suporte sensivelmente melhorada, se misturado com escória de aciaria. O ganho de resistência na mistura 02 indica, para a energia modificada, sua utilização como camada de base de Rodovias considerando tráfego média intensidade de tráfego, $N < 5 \times 10^6$.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7211 (2004). Agregados para Concreto – Especificação.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 9895 (1987). Solo. Índice de Suporte Califórnia – Método de Ensaio.

Almeida, D. G., e Barroso, S. H. A. (2007) Verificação de correlação DCP x CBR para solos do baixo Jaguaribe-CE, com finalidades rodoviárias, Manaus/AM. Artigo publicado, Universidade Federal do Ceará.

Berti, C. Avaliação da capacidade de suporte de solos "in situ" em obras viárias através do cone de penetração dinâmica estudo experimental, Dissertação de Mestrado, UEC, São Paulo, SP, 2005.

DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, DNER-ME 049, Solos-Determinação do Índice de Suporte Califórnia Utilizando Amostras não Trabalhadas – Método de ensaio. 1994d.

DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, DNER-ME 035, Agregados-Determinação da Abrasão "Los Angeles" – Método de ensaio. 1998b.

DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, DNER-ME 080, Solos-Análise Granulométrica por Peneiramento – Método de ensaio. 1994e.

DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, DNER-ME 082, Solos-Determinação do Limite de Plasticidade – Método de ensaio. 1994b.

DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, DNER-ME 083, Agregados-Análise Granulométrica – Método de ensaio. 1998a.

DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, DNER-ME 122, Solos-Determinação do Limite de Liqueidez – Método de ensaio. 1994a.

DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, DNER-ME 162, Solos-Ensaio de Compactação Utilizando Amostras Trabalhadas – Método de ensaio. 1994c.

DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, DNER-ME 262, Escórias de Aciaria para Pavimentos Rodoviários – Especificação de Material. 1994f.

DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, DNIT-ES 113, Agregado Artificial - Avaliação do Potencial de Expansão de Escória de Aciaria – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2009b.

DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, DNIT-ES 114, Sub-Base Estabilizada Granulometricamente com Escória de Aciaria - Acerita – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2009a.

DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, DNIT-ES 115, Base Estabilizada Granulometricamente com Escória de Aciaria - Acerita – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2009c.

Lima, L. C. (2000) O Ensaio DCP Aplicado no Controle de Qualidade de Compactação de Obras Viárias Executadas com Solos Lateríticos de Textura Fina. 149 p. Dissertação (Mestrado) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, São Paulo.

Parente, E. B., Boa Vista, A. L., Soares, J. B., Estudo do comportamento mecânico de misturas de solo e escória para aplicação na construção rodoviária na região metropolitana de Fortaleza, 2008. Artigo publicado, Universidade Federal do Ceará.

PTM - Pennsylvania Testing Method 130, 1978, "Método de ensaio para avaliação do potencial de expansão de escória de aciaria". Adaptado pelo DNER/MGDMA- 1/ DER-MGG-1982.

Capítulo 17

ANÁLISE DE UMA CONTENÇÃO EM RETANGULÕES INSTRUMENTADA

[DOI: 10.37423/200400733](https://doi.org/10.37423/200400733)

*Vinicius Queiroga Fortes Ribeiro (Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil).
viniciusq.eng@gmail.com*

*Lúcio Flávio de Souza Villar (Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil).
lvillar@etg.ufmg.br*

*Antônio Ananias de Mendonça (Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil).
geoestruturar@uol.com.br*

*Marcelo Guimarães Caldas (Solu Engenharia, Belo Horizonte, Brasil).
Marcelo@soluengenharia.com*

RESUMO: O trabalho em questão tem a finalidade de analisar o comportamento de uma contenção projetada para arrimar uma altura de aproximadamente 19 (dezenove) metros de altura em solo residual de filito, constituída por retângulos, que foi instrumentada para verificação dos deslocamentos reais. A necessidade do acompanhamento das deformações do conjunto solo estrutura teve origem na fase de projeto, quando a primeira solução de contenção que contemplava o emprego de tirantes para travamento da estrutura de contenção foi descartada em decorrência do alto custo. Em vista da impossibilidade do travamento dos retângulos na estrutura do edifício foi concebida a solução de projeto sem os tirantes, porém, com monitoramento de deformações do maciço.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaios Geotécnicos, Estruturas de contenção, Cisalhamento Direto, Compressão Simples, Parâmetros de Resistência, Solo não saturado, Sondagem SPT.

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de contenção são obras civis cada vez mais utilizadas em cidades com o relevo acidentado, como Belo Horizonte, pois à medida que a urbanização vai se adensando a ocupação passa a se desenvolver em terrenos mais íngremes e as soluções de engenharia geotécnica tornam-se, portanto, mais arrojadas, função dessa necessidade cada vez mais frequente de execução de obras enterradas, como é o caso dos subsolos de edifícios em grandes centros urbanos, torna-se de interesse o estudo, o desenvolvimento e o aperfeiçoamento de técnicas construtivas que permitam um melhor desempenho das obras de contenção (VELLOSO FILHO S. M. P., 2009, f. 3) O uso de retangulões como estrutura de contenção tem grande disseminação nos escritórios de projetos geotécnicos de Belo Horizonte. Isto porque a grande rigidez do conjunto somada à facilidade de execução condicionam a solução como a mais indicada e mais viável economicamente em grande parte das contenções realizadas na cidade.

Destaca-se que o solo residual de filito está presente em grande parte dos terrenos de Belo Horizonte, tornando-se, portanto de grande interesse a melhor compreensão de seu comportamento mecânico.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 SOLO DA OBRA DE CONTENÇÃO

Para a caracterização geotécnica do solo da obra de contenção foram realizados diversos ensaios de laboratório e de campo. Inicialmente, para a fase de projeto, foram realizados ensaios de sondagem à percussão SPT, que indicaram uma camada homogênea de solo residual de filito.

Como características marcantes dos três ensaios SPT realizados pode-se citar a obtenção de valores NSPT de 30 golpes para profundidades de 4,0m e uso de avanço por lavagem com aproximadamente 2,5m. Posteriormente aos ensaios SPT foram coletadas amostras deformadas e amostras indeformadas, com o intuito de realizar ensaios de caracterização física e mecânica do material, respectivamente.

2.2 ENSAIOS REALIZADOS

2.2.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.

Para a caracterização física do material foram realizados ensaios de granulometria, com e sem defloculante, limites de plasticidade e liquidez e massa específica dos grãos. O gráfico da Figura 1 apresenta o resultado dos ensaios de granulometria com e sem o uso do defloculante, pode-se notar que o uso do defloculante resultou em uma curva granulométrica com maior número de grãos finos, o que pode indicar a possível formação de microporos e macroporos na estrutura do solo.

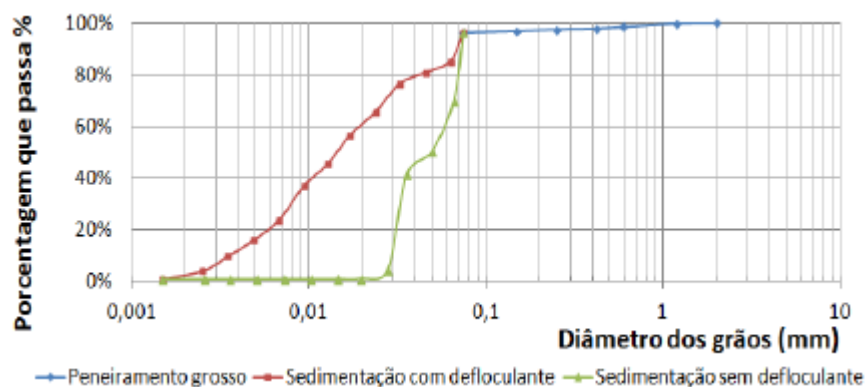


Figura 1 – Curva granulométrica com e sem defloculante.

Os ensaios de limites de Atterberg apresentaram limite de liquidez e limite de plasticidade de 44,0% e 34,0%, respectivamente, resultando em um índice de plasticidade de 10,0%. A massa específica dos grãos medida foi de 2,90g/cm³. Foi realizada a classificação do solo no sistema unificado tanto para a granulometria decorrente do ensaio com defloculante, quanto para o ensaio sem o uso do defloculante. Para o ensaio com defloculante o solo apresentou classificação no sistema unificado de CL-ML.

Para o ensaio sem o uso de defloculante o solo foi classificado como ML.

2.2.2 ENSAIOS MECÂNICOS

Para a realização dos ensaios especiais foi retirado um bloco de amostra indeformada de aproximadamente (50x50x50)cm. A Figura 2 apresenta uma foto do bloco sendo retirado na obra.



Figura 2 – Bloco sendo retirado na obra.

A partir do bloco foi medido o peso específico natural de $20,0\text{kN/m}^3$, um teor de umidade de 15% correspondendo a um grau de saturação de 75%. Com as amostras indeformadas talhadas do bloco foram realizados ensaios de adensamento, compressão simples e cisalhamento direto.

2.2.2.1 ENSAIO DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO.

O gráfico da Figura 3 abaixo apresenta o resultado do ensaio de adensamento.

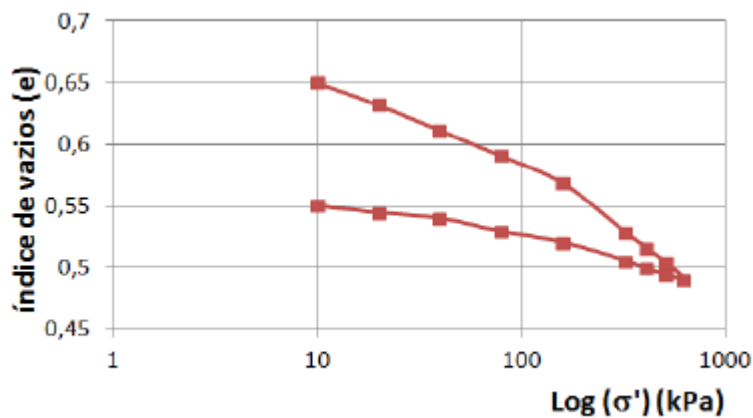


Figura 3—Ensaio de adensamento oedométrico.

Pode-se calcular índices de compressão e recompressão de $-0,06633$ e $-0,13057$, respectivamente. A tensão de pré-adensamento determinada pelo método de Pacheco Silva foi de $100,0\text{kPa}$. O gráfico da Figura 4 apresenta os valores do coeficiente de adensamento durante o ensaio.

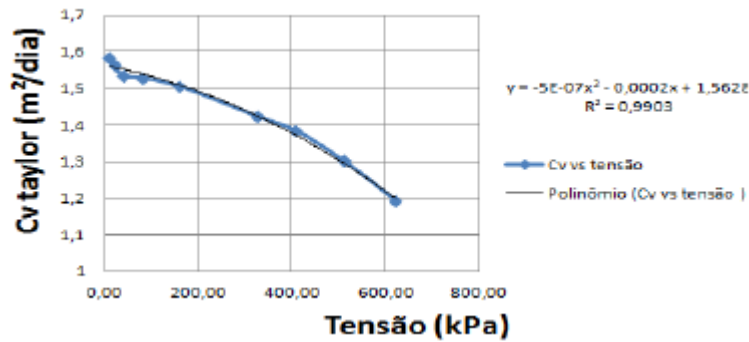


Figura 4 – Coeficiente de adensamento vs tensão efetiva confinante.

Durante o ensaio foram realizadas medições de permeabilidade. O gráfico da Figura 5 apresenta o resultado das medições.

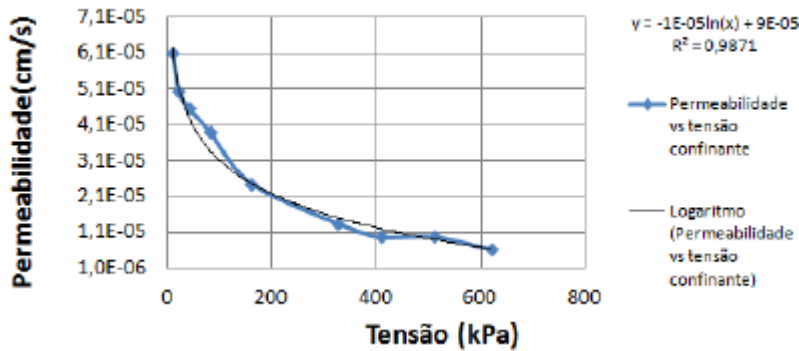


Figura 5 – Coeficiente de permeabilidade vs tensão efetiva confinante.

2.2.2.2 ENSAIO DE CISLHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados para três condições diferentes. Na primeira condição foram realizados quatro ensaios com amostras saturadas, na segunda, quatro ensaios com amostras na umidade higroscópica e na terceira foram realizados três ensaios de cisalhamento entre o concreto e o solo, com amostras saturadas

2.2.2.2.1 ENSAIO SATURADO.

O gráfico da Figura 6 apresenta as curvas de tensão versus deformação e variação volumétrica para o ensaio com amostras saturadas.

A partir da análise do gráfico da Figura 6 puderam-se traçar envoltórias de ruptura do solo. O gráfico da Figura 7 apresenta a envoltória para amostras saturadas.

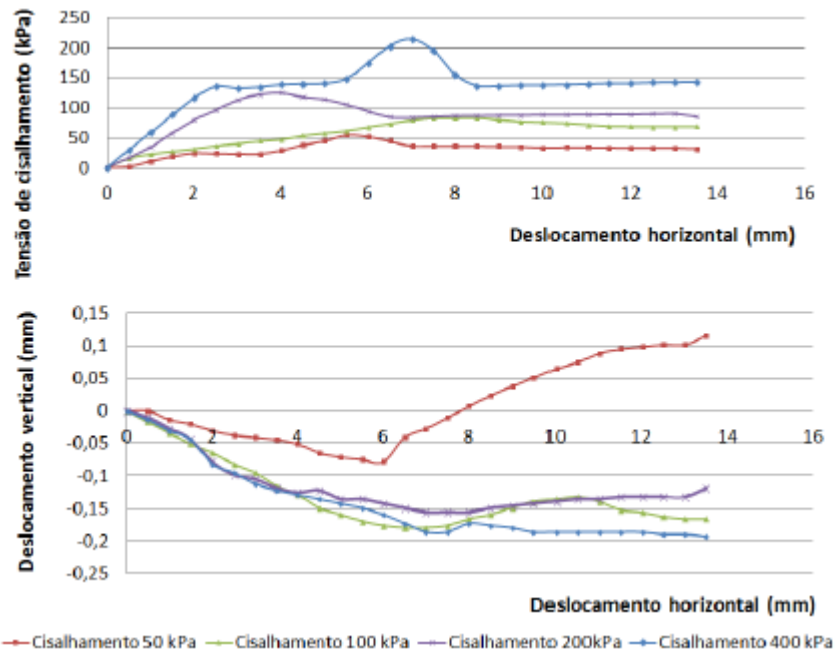


Figura 6 – Tensão vs deslocamento horizontal e variação volumétrica (saturado).

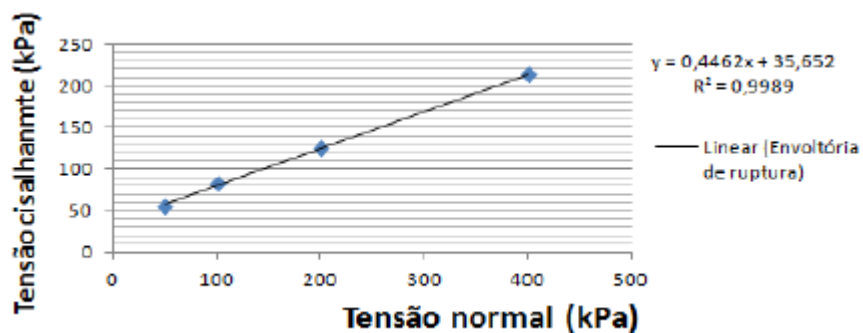


Figura 7 - Envoltória de ruptura (saturado).

A partir da envoltória foram determinados os parâmetros c' e ϕ do solo, com valores de 2.2.2.2.2. Ensaio na Umidade Higroscópica O gráfico da Figura 8 apresenta as curvas de tensão versus deformação e variação volumétrica para o ensaio com amostras na umidade higroscópica.

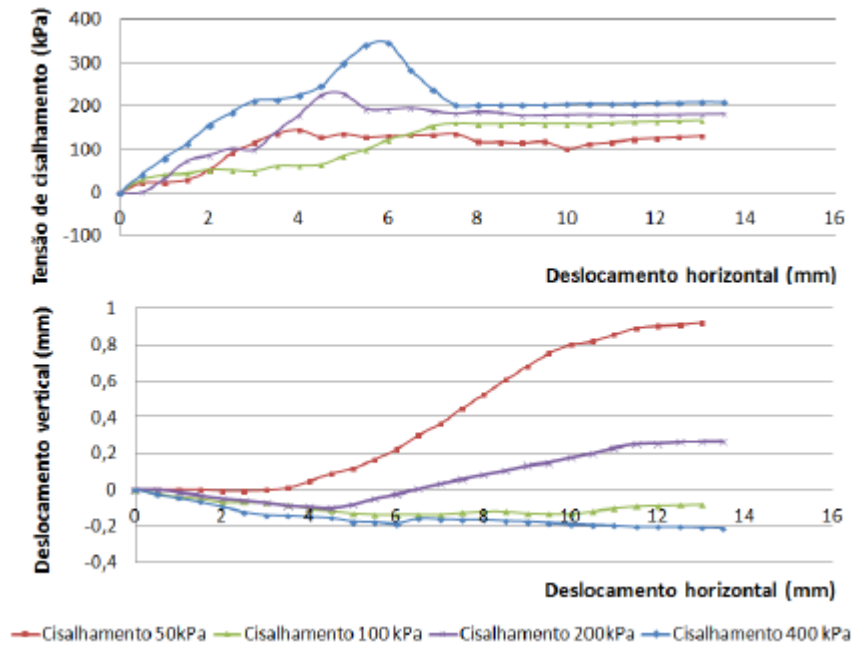


Figura 8 - Tensão vs deslocamento horizontal e variação volumétrica (umidade higroscópica).

A partir da análise do gráfico da Figura 8 pôde-se traçar envoltórias de ruptura do solo. O gráfico da Figura 9 apresenta a envoltória para amostras na umidade higroscópica.

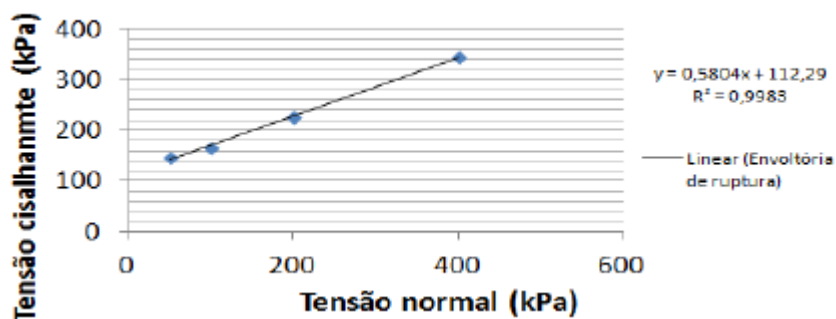


Figura 9 - Envoltória de ruptura (umidade higroscópica).

A partir da envoltória foram determinados os parâmetros c' e ϕ do solo, com valores de 112,3kPa e 30,1°, respectivamente.

2.2.2.2.3 ENSAIO DE CISALHAMENTO DE SUPERFÍCIE

Foram realizados ensaios de cisalhamento entre amostras saturadas e uma superfície de concreto armado, com traço de concreto para 25MPa. A Figura 10 apresenta uma foto da base da câmara de cisalhamento direto com a superfície de concreto.



Figura 10 – Superfície de concreto na câmara de cisalhamento.

O gráfico da Figura 11 apresenta as curvas de tensão versus deformação e variação volumétrica para o ensaio de cisalhamento de superfície.

A partir da análise do gráfico da Figura 11 pôde-se traçar envoltórias de ruptura do deslizamento entre o solo e o concreto. O gráfico da Figura 12 apresenta a envoltória da superfície.

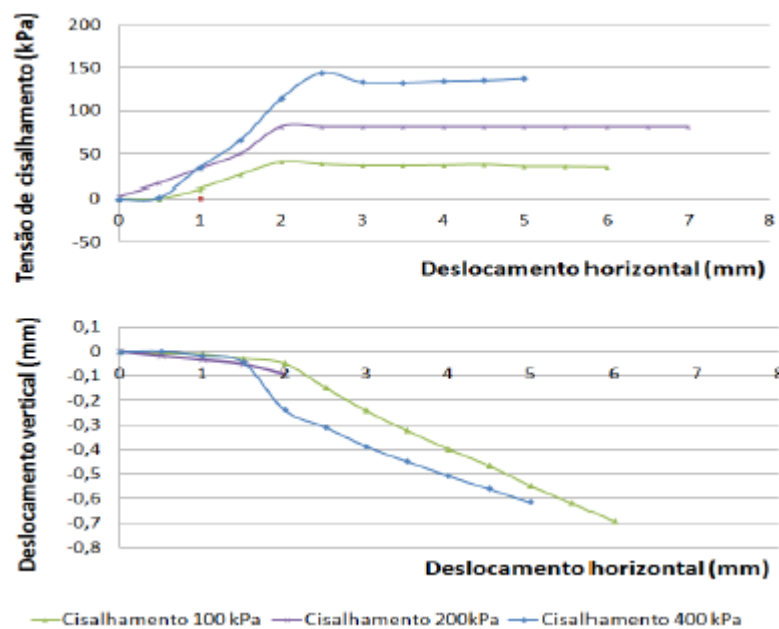


Figura 11 - Tensão versus deslocamento horizontal e variação volumétrica (superfície).

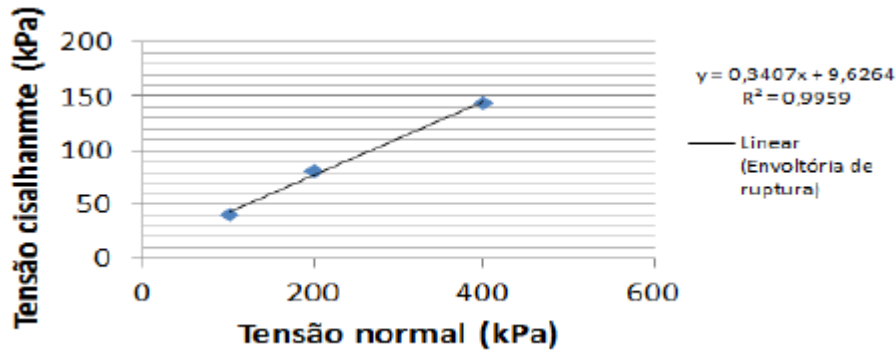


Figura 12 - Envoltória de ruptura (superfície).

A partir da envoltória foram determinados os parâmetros c' e ϕ da superfície, com valores de 9,8kPa e 18,7°, respectivamente. Pode-se perceber que o ângulo de atrito entre o solo residual de filito e a superfície foi bem próximo do ângulo normalmente adotado em projetos, com valor de $2/3 \phi'$, como proposto por Bowles(1988).

2.2.2.3 – ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Para a determinação da resistência não drenada e módulo de elasticidade foi realizado o ensaio de compressão simples. A Figura 13 apresenta o corpo de prova após a ruptura com a indicação do ângulo de ruptura.



Figura 13 – Corpo de prova após ruptura.

O gráfico da Figura 14 apresenta a curva de tensão versus deformação axial do ensaio realizado.

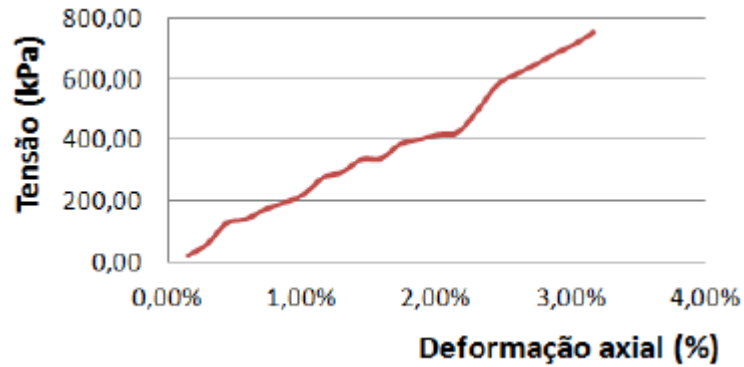


Figura 14 – Tensão vs deformação axial

Pode-se perceber que o solo apresentou comportamento linear, sem patamar de escoamento bem definido, sendo a ruptura do material obtida de forma frágil.

Durante o ensaio foram instalados extensômetros laterais, que mediram o coeficiente de Poisson de 0,3. A resistência não drenada e o Módulo de elasticidade medidos no ensaio foram de 377,4kPa e 23.800,00kPa, respectivamente.

2.3 RESISTÊNCIA DO SOLO NÃO SATURADO

Vilar (2006) apresentou uma forma empírica de correlação entre sucção e coesão, que obteve bons resultados nos solos brasileiros. A equação do modelo hiperbólico proposto por Vilar (2006) é apresentada nas equações 1, 2 e 3 abaixo.

$$c = c' + \frac{\psi}{a + b\psi} \quad (1)$$

$$\tan \phi' = \frac{1}{a} \quad (2)$$

$$b = \frac{1}{(c_{ult} - c')} \quad (3)$$

Onde: ψ = Sucção do solo [kPa];

a e b = parâmetros de ajuste do modelo;

c_{uit} = Coesão na umidade higroscópica [kPa];

c' = Coesão do solo saturado [kPa];

ϕ' = ângulo de atrito [°] (média dos dois ângulos obtidos)

Para o solo residual de filito foi utilizado o ângulo de atrito médio de 27,0°, tendo os parâmetros a e b sido calculados como 1,958384 e 0,012987.

O gráfico da Figura 15 apresenta o resultado do modelo hiperbólico proposto por Vilar. Pode-se verificar que para valores de sucção pequenos o solo já apresenta intercepto de coesão bem maior que o saturado.

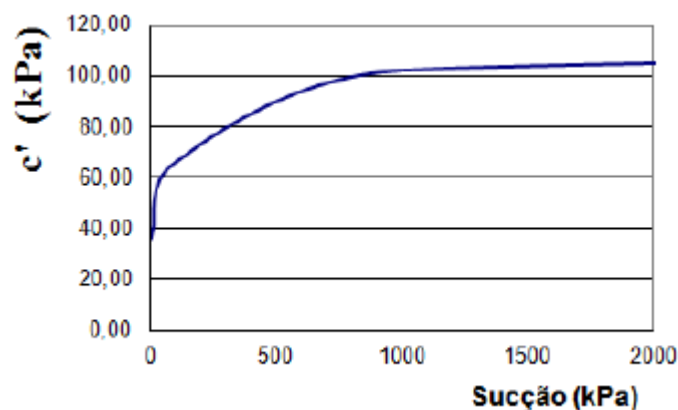


Figura 15 – Modelo hiperbólico de Intercepto de coesão versus sucção.

3 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA OBRA.

3.1 A OBRA

A contenção em estudo faz parte do projeto de um edifício residencial situado à rua Tereza Mota Valadares nº 637, bairro Buritis, Belo Horizonte -MG. Devido à grande altura de contenção necessária ao fundo do terreno e ao pequeno espaço disponível para a mesma a solução da estrutura de contenção como um muro de retângulos foi a mais viável, tendo em vista a inexistência do lençol freático, que viabiliza esse tipo de solução.

A Figura 16 apresenta a planta da estrutura de contenção em retângulos projetada. Pode-se notar que para vencer a altura de 18 metros ao fundo do terreno o projetista usou duas linhas de

retângulos, a fim de aumentar a segurança, diminuindo a altura de balanço e conseqüentemente reduzindo as deformações finais do conjunto de estruturas.

Pode-se também verificar a existência de bermas de estabilização tanto entre as duas linhas de retângulos ao fundo, quanto abaixo da primeira linha de contenção

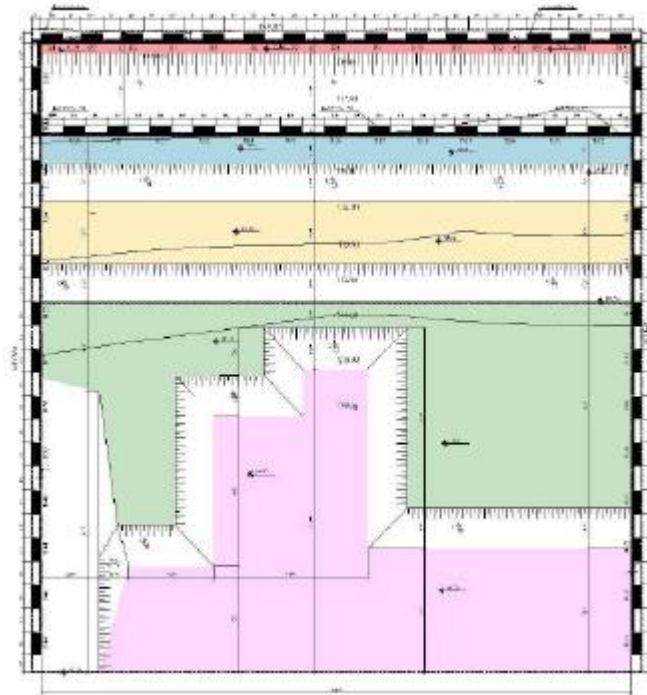


Figura 16 – Planta do edifício

A Figura 17 apresenta uma foto da estrutura de retângulos do edifício em estudo.



Figura17 - Foto da obra

3.2 DIAGRAMAS DE EMPUXO

Para o estudo dos diagramas de empuxo foi escolhida uma seção transversal no fundo do terreno. A Figura 18 apresenta a seção transversal em estudo.

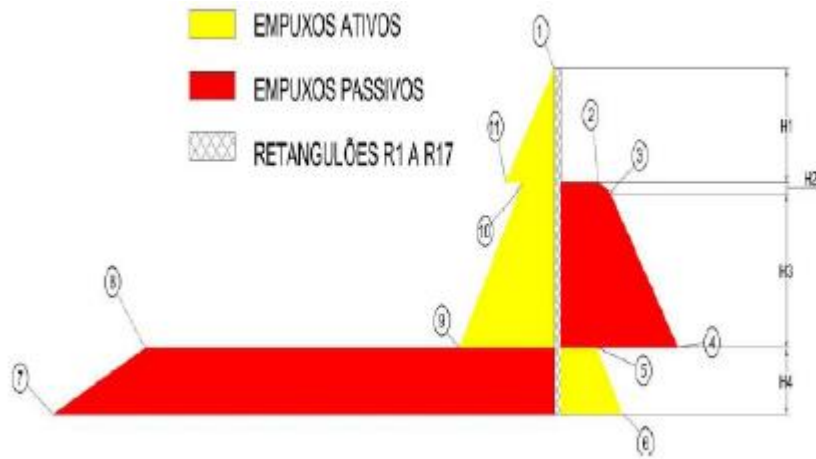


Figura 18 – Diagrama de empuxos (SPT).

Os valores indicados no diagrama são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores do diagrama(SPT)

Dados do Diagrama			
Tensões		Altura (m)	
Número	kPa		
1	0,00	H1	4,00
2	24,50		
3	32,70	H2	0,30
4	77,90		
5	23,70	H3	5,35
6	41,00		
7	334,98	H4	2,35
8	273,30		
9	62,80		
10	21,10		
11	32,50		

O fator de segurança de momentos fletores na estrutura foi de 1,2. A figura 19 apresenta o diagrama de empuxos calculado para os parâmetros de resistência ao cisalhamento do ensaio de cisalhamento direto em amostras saturadas.

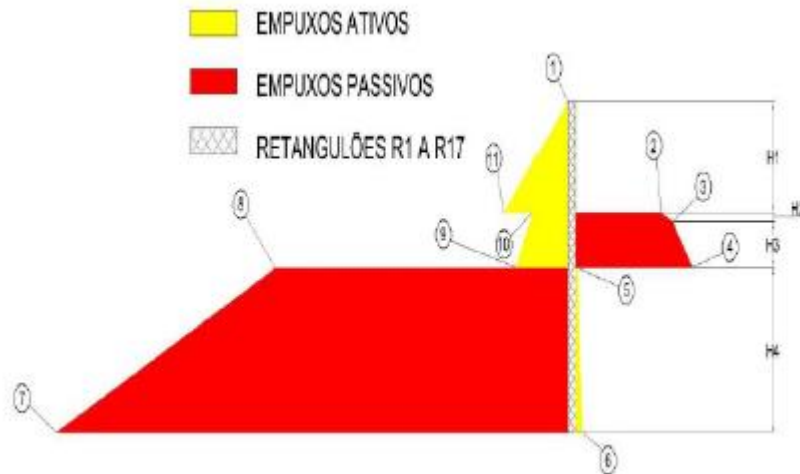


Figura 19 – Diagrama de empuxos (Cisalhamento direto).

Os valores indicados no diagrama são apresentados na tabela 2.

Tabela 2 – Valores do diagrama (Cisalhamento Direto).

Dados do Diagrama			
Tensões		Altura (m)	
Número	kPa		
1	0,00	H1	4,00
2	55,00		
3	62,70	H2	0,33
4	75,80		
5	1,00	H3	1,67
6	4,20		
7	329,00	H4	6,00
8	187,00		
9	32,50		
10	21,50		
11	40,00		

O fator de segurança de momentos fletores na estrutura foi de 4,45.

3.3 MEDIÇÕES DE DESLOCAMENTOS

Após a escavação da estrutura de retângulos foram instalados 16 pinos para monitoramento de deslocamentos por meio de topografia. A Figura 20 apresenta a foto de um pino de monitoramento de deslocamentos.



Figura 20 – Pinos de monitoramento instalados na obra.

Foram analisados os deslocamentos médios do muro, sendo considerados como positivos os deslocamentos horizontais no sentido da obra e verticais no sentido gravitacional. O gráfico da Figura 21 apresenta as medições de deslocamento horizontal e vertical.

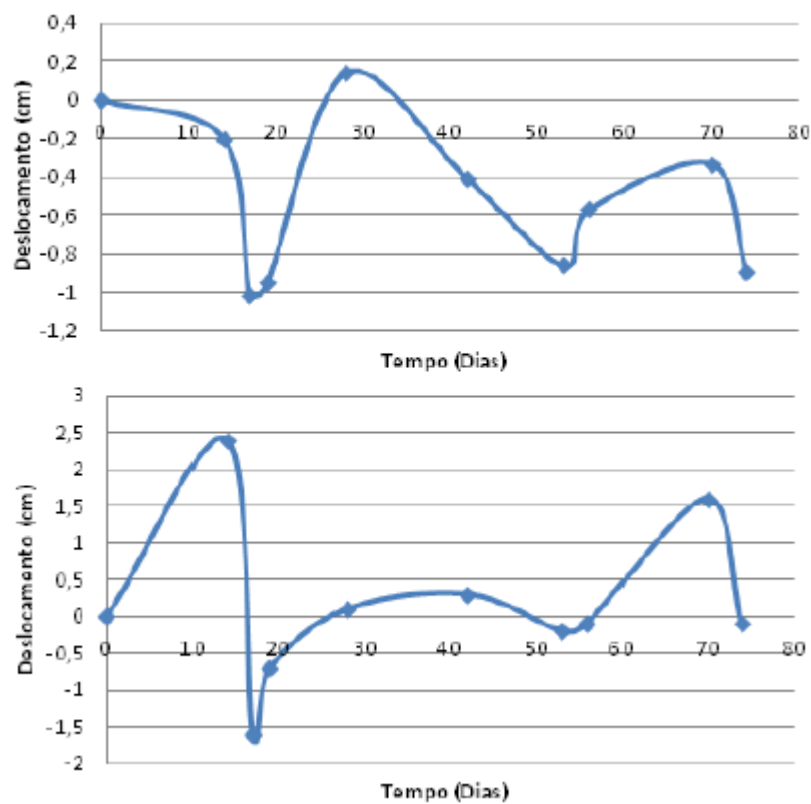


Gráfico 21 – Deslocamentos horizontais e verticais do muro do fundo ao longo do tempo.

Como se pôde verificar os gráficos de deslocamentos medidos em campo apresentaram grande variabilidade nas leituras.

O motivo das grandes variações pode ser atribuído à pequena precisão dos instrumentos de medição utilizados. Apesar dos problemas de medição apresentados pode-se verificar que existe uma tendência de estabilização da obra com o tempo.

O Gráfico 22 apresenta o resultado da análise crítica dos deslocamentos do muro lateral, após a eliminação de leituras que estavam claramente distorcidas.

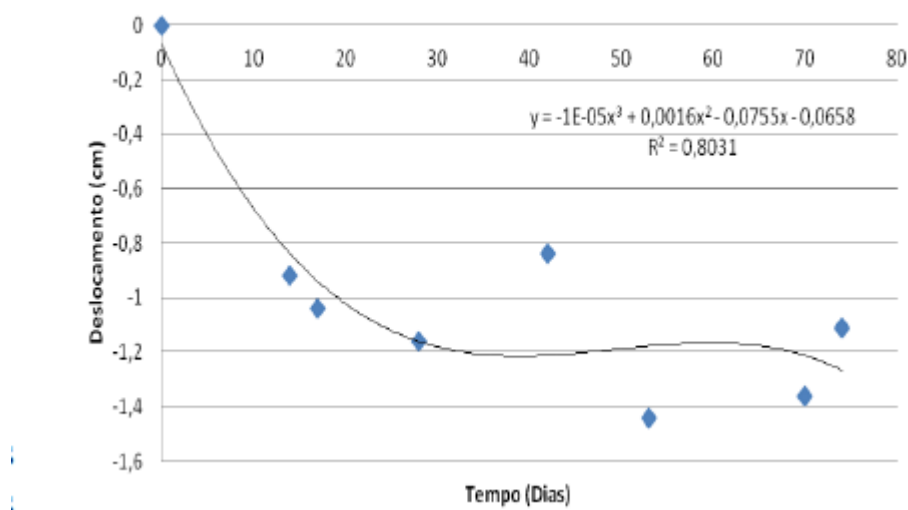


Gráfico 22 – Análise crítica dos dados de medição de deslocamentos.

4 CONCLUSÕES.

O presente trabalho estudou o comportamento de uma estrutura de contenção em retângulos mediante monitoramento de deslocamentos em campo e validação das análises por meio de ensaios de laboratório. A execução de ensaios de laboratório permitiu a melhor compreensão do comportamento mecânico e das características físicas do material. Através dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em amostras saturadas e na umidade higroscópica, obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto, foi realizado um estudo da variação da resistência do solo com a saturação. Esse estudo teve o intuito de fornecer melhor compreensão do comportamento não saturado do solo, uma vez que esta é a condição em que ele se encontra na maior parte do ano.

As análises de solo não saturado permitiram a conclusão de que os parâmetros utilizados em projeto, decorrentes de ensaios de sondagem à percussão representam de forma satisfatória e segura o comportamento mecânico do solo.

Pode-se perceber que o ângulo de atrito utilizado pelo projetista corresponde exatamente à média entre a situação não saturada e a situação saturada, valor escolhido e mantido constante com o estado de tensões em decorrência da experiência do projetista.

Os valores de coesão adotados foram conservadores, porém, representam de forma segura o dimensionamento da estrutura. Como foi verificado no item 6.4, valores elevados de coesão fornecem elevados fatores de segurança, ou, na prática, pequenas fichas, o que pode não representar uma situação real em campo. A consideração de possíveis planos preferenciais de ruptura, decorrentes de xistosidades do solo residual de filito deve ser levada em conta em projeto, sendo esta consideração realizada mediante diminuição dos valores de coesão em projeto.

Os deslocamentos medidos em campo se demonstraram imprecisos, porém, através de um olhar crítico pode-se perceber quais pontos de leitura representam os erros, devido à posição da maioria dos pontos, e realizar análise da tendência do comportamento do solo.

Constatou-se que o monitoramento de deformações com utilização de teodolitos é impreciso, principalmente no que diz respeito aos deslocamentos verticais, cujos valores são calculados através de funções trigonométricas, aumentando ainda mais o erro. A partir dessa análise e tendo em vista todos os erros de leitura dos deslocamentos, procurou-se neste trabalho realizar análise do comportamento geral da estrutura, tendo em vista analisar se a magnitude dos deslocamentos diminui com o tempo, o que foi verificado.

AGRADECIMENTO

Agradeço à solo Engenharia, pelo apoio técnico e informações disponibilizadas.

REFERÊNCIAS

_____. ASTM D3080 - Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, 1990, 6p.

BOWLES, Joseph E. Lateral earth pressure. In: _____. Foundation analysis and design. 5. Ed. Singapore: McGraw-Hill International Editions: 1988. cap. 13, 1004p.

CRAIG, R. F. Mecânica dos solos. 7. ed. Tradução de Amir Kurban. Rio de Janeiro: LTC, 2007. 365 p.

____ NBR 6459 – Determinação do limite de liquidez – Método de ensaio. São Paulo 1984, 6p.

____ NBR 6484 – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, FEV. 2001. 17p.

____ NBR 6508 – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica – Método de ensaio. São Paulo, 8 p.

____ NBR 7180 – Determinação do limite de plasticidade - Método de ensaio. São Paulo, 1984. 3p.

____ NBR 7181 Análise granulométrica – Método de ensaio. São Paulo, 15 p.

____ NBR 12007 - Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. MB-3336 – Método de ensaio. São Paulo, 13 p.

____ NBR 12770 – Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada – Método de ensaio. São Paulo, 4 p.

VELLOSO FILHO, S. M. P. Metodologia para execução de obras de contenções e fundações com foco no uso de retângulos. 2009. 292 f. (Mestrado em Construção Civil) – Faculdade de Engenharia e Arquitetura, Universidade FUMEC, Belo Horizonte, 2010.

VILAR, O.M. A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils. 2006. Canada, 8 p..

Capítulo 18

METODOLOGIA DE DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES REOLÓGICAS DE REJEITOS: APLICAÇÃO EM UM REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO.

[DOI: 10.37423/200400735](https://doi.org/10.37423/200400735)

Vinícius Queiroga Fortes Ribeiro (Universidade Federal de Minas Gerais -Golder Associates, Belo Horizonte, Brasil). viniciusq.eng@gmail.com

Lucio Flávio de Souza Villar (Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil). lucio.villar@etg.ufmg.br

Gustavo Ferreira Simões (Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil). gustavo@etg.ufmg.br

Kátia Cristina de Oliveira Roberto Barcelos (Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil). katiaengcivil@yahoo.com.br

RESUMO: A reologia é uma importante propriedade para projetos geotécnicos de disposição de rejeitos. Em função da dificuldade de obtenção das propriedades reológicas em laboratório, historicamente, projetos de disposição de rejeitos negligenciam sua determinação. Com a evolução das tecnologias de espessamento e filtragem de rejeitos, e consequente aumento do uso das tecnologias de pasta, a determinação dos parâmetros reológicos se torna fundamental para o desenvolvimento dos projetos com sucesso. Adicionalmente, o conhecimento das propriedades reológicas dos rejeitos é de grande interesse para o desenvolvimento de estudos de rupturas de barragens de rejeitos, de maneira a viabilizar a inclusão das forças viscosas na rotina de cálculo do fluxo.

Este trabalho apresenta uma metodologia de determinação das propriedades reológicas Não-Newtonianas dos rejeitos, através da construção de um reômetro rotacional de palheta. Para a caracterização do material em estudo foram realizados ensaios geotécnicos de caracterização, e microscopia eletrônica de varredura (MEV). Os ensaios reológicos foram desenvolvidos para os rejeitos em vários teores de sólidos, de maneira a determinar a influência da consistência na viscosidade e tensão de escoamento. Para validação da metodologia proposta foram realizados outros ensaios reológicos simples como “Slump test” e “Vane Test”, de maneira a permitir sua comparação. Os resultados mostraram que a metodologia desenvolvida permite avaliar a curva de reologia dos rejeitos, dentro de um determinado intervalo de teores de umidade.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos em Pasta, Reologia, Fluidos Não-Newtonianos, Rejeitos de Minério de Ferro, Reômetro.

1. INTRODUÇÃO

A reologia é a ciência que estuda a resistência dos materiais ao fluxo. Os rejeitos de mineração são, normalmente, transportados e dispostos como uma mistura de água e sólidos, constituindo uma massa viscosa, cujas propriedades influenciam diretamente em todas as etapas do projeto. Do ponto de vista reológico, os fluidos podem ser classificados como Newtonianos e Não-Newtonianos. A Figura 1 apresenta um esquema de classificação reológica dos fluidos.

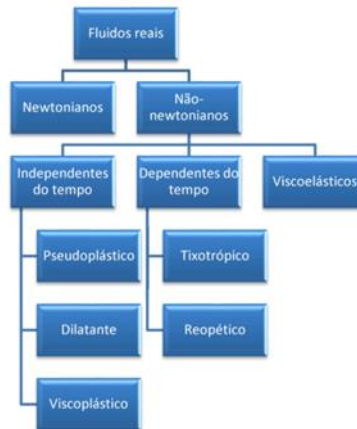


Figura 1. Esquema de classificação reológica de fluidos reais.(Galindo, 2013 apud Mothé, 2007).

Quando misturados à água os grãos de rejeito podem constituir fluidos Não-Newtonianos formados po sua dispersão no meio aquoso. Nascimento (2008) comenta que no caso das suspensões, como os rejeitos, a viscosidade é sensível à variação da concentração, à distribuição granulométrica das partículas, à forma das partículas e a qualquer outro fator que modifique o nível de agregação das partículas, tais como a presença de sais, agentes dispersantes ou mudança de pH. A Figura 2 apresenta o comportamento de vários modelos reológicos.

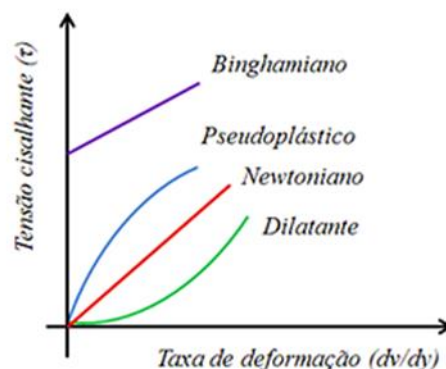


Figura 2. Modelos reológicos Newtoniano e Não-Newtonianos.(Galindo, 2013 apud Mothé, 2007).

Boger (2013) comenta que as suspensões dos rejeitos em água normalmente constituem fluidos que apresentam tensão de escoamento. O autor comenta ainda que a relação reológica (τ versus $\dot{\gamma}$) de cada rejeito é única e dependente das características físicas e químicas de superfície de cada material, entretanto, pela simplicidade matemática, o modelo de Bingham é normalmente o que melhor se aplica para modelar o comportamento reológico de rejeitos.

Os rejeitos podem ser dispostos na forma de polpa, pasta e torta, sendo normalmente classificados de acordo com da concentração de sólidos.

Slottee e Johnson (200?) relatam que em função das restrições que as altas viscosidades dos rejeitos espessados e em pasta apresentam o sucesso da aplicação das tecnologias requer uma abordagem diferente, integrando o dimensionamento dos sistemas de espessamento, bombeamento e disposição. Os autores comentam ainda que para a disposição convencional de rejeitos em polpa de baixa densidade esta integração não é significativamente crítica ao sucesso do projeto, o que justifica a abordagem das disciplinas de maneira isolada ter, historicamente, funcionado com pequenas restrições. A Figura 3 apresenta a metodologia de dimensionamento de sistemas de disposição de rejeito em pasta.

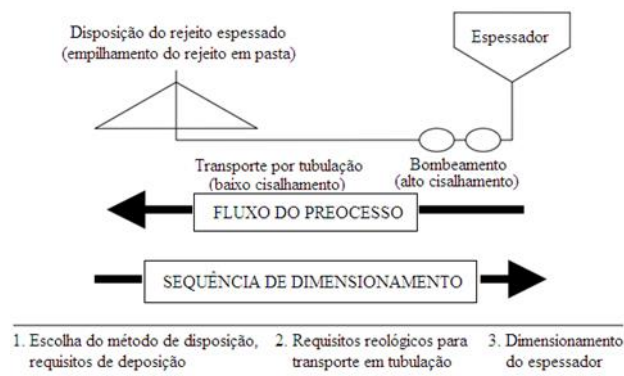


Figura 3. Método de dimensionamento de sistemas de rejeitos espessados e em pasta. (Adaptado de Slottee e Johnson , 200?)

A metodologia empregada por Slottee e Johnson integra, portanto, o dimensionamento da estrutura de disposição com os requisitos de resistência para transporte na tubulação, tornando a reologia um parâmetro crítico de projeto.

Outro fator determinante ao sucesso do projeto de estruturas de rejeitos em pasta é a previsão ângulo de deposição dos rejeitos. Laudrialt (2002) apresenta o esquema da Figura 4 onde é possível observar as distintas possibilidades de disposição em superfície de rejeitos em polpa e em pasta combinados com diferentes condições topográficas. O conhecimento do comportamento reológico dos rejeitos é fundamental para subsidiar uma boa previsão dos ângulos de deposição.

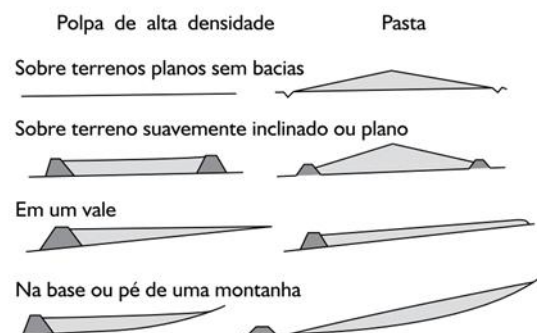


Figura 4. Características da disposição em superfície quanto à consistência. (Adaptado de Laudrialt, 2002).

Li, Been, Ritchie e Welch (2009) resumiram características de várias estruturas de rejeito em pasta em operação no mundo. Os autores mostraram que os ângulos de deposição medidos em campo variam de 1° a 11° , sendo estes profundamente dependentes da concentração do rejeito disposto e, conseqüentemente, da reologia correspondente.

Adicionalmente, existe uma grande demanda de metodologias para a determinação de propriedades reológicas dos rejeitos, de modo a formar subsídios aos estudos dos impactos das rupturas hipotéticas de estruturas de contenção, implementando as parcelas de resistência viscosa na rotina de cálculo do fluxo.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

No âmbito deste trabalho foram realizados ensaios de laboratório visando caracterizar um rejeito fino de minério de ferro e avaliar seu comportamento reológico. A metodologia desenvolvida consistiu na realização de ensaios de palheta, ensaios de Slump e ensaios em um equipamento viscosímetro rotacional de palheta, para vários teores de sólidos da mistura do material.

2.1 CARACTERIZAÇÃO

O rejeito utilizado para as análises é proveniente do processo de beneficiamento do Minério de Ferro, podendo ser classificado como um rejeito fino.

A Tabela 01 apresenta um resumo das principais características geotécnicas apresentadas pelos rejeitos.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos de caracterização do rejeito de Minério de Ferro

Descrição		Unidade
Massa específica dos grãos	3,58	[g/cm ³]
Limite de Liquidez (WL)	15	[%]
Limite de Plasticidade (WP)	11	[%]
Índice de Plasticidade (IP)	4	[%]
Índice de vazios mínimo	0,81	-
Índice de vazios máximo	2,52	-

O gráfico da Figura 5 apresenta as análises granulométricas para o rejeito com e sem defloculante no ensaio de sedimentação.

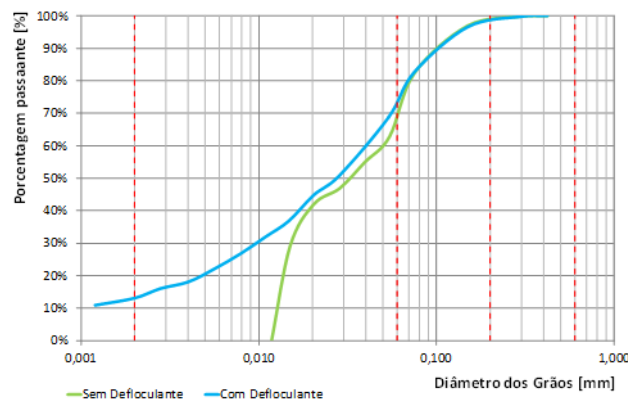


Figura 5. Análises granulométricas para o rejeito de minério de ferro.

As análises granulométricas realizadas permitem mostrar que o rejeito de minério de ferro é fino, contendo entre 70 e 73% de material passando da #200.

A Figura 6 apresenta uma imagem retirada da análise de microscopia eletrônica de varredura, realizada nos rejeitos analisados no laboratório de microscopia eletrônica da UFMG.

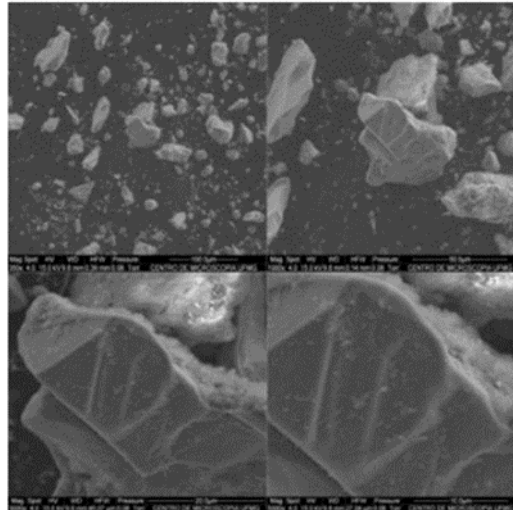


Figura 6. Análise de microscopia eletrônica de varredura nos rejeitos de minério de ferro.

Através da Figura 6 é possível observar que os grãos do rejeito possuem formatos alongados com arestas bem definidas. Esta característica física dos grãos pode influenciar o desenvolvimento da resistência ao cisalhamento e forças viscosas nos rejeitos, com uma tendência de aumentar o atrito entre grãos.

Para o rejeito em análise foram também realizados ensaios de compactação proctor normal, conforme apresentado na Figura 7.

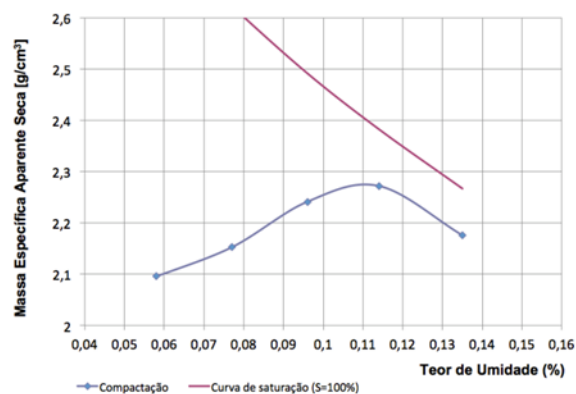


Figura 7. Curva de compactação Proctor Normal do rejeito de minério de ferro.

2.2 ENSAIO SLUMP

Os ensaios de Slump test representam um bom ponto de partida para a avaliação reológica dos rejeitos em laboratório, uma vez que através dele obtém-se sensibilidade em relação à consistência do rejeito, de maneira a guiar o desenvolvimento dos outros ensaios.

O ensaio de Slump realizado seguiu a metodologia descrita por Pashias (1996), utilizando-se portanto a geometria cilíndrica. A metodologia de Pashias (1996) permite calcular a tensão de escoamento dos rejeitos através da Equação 01.

$$\tau_{y'} = \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\sqrt{S'} \quad (1)$$

Em que:

- S' é o “slump” adimensional obtido pela razão do “slump” real pela altura da amostra. ($S' = S/H$);
- $\tau_{y'}$ é a tensão de escoamento adimensional obtida através da razão entre a tensão de escoamento real e o termo ρgh . ($\tau_{y'} = \tau_y / \rho g H$);
- H é a altura da amostra;
- ρ é a massa específica da suspensão;
- g é a aceleração da gravidade;

A Tabela 2 apresenta os resultados dos ensaios de SlumpTest realizados.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de SlumpTest realizados nos rejeitos.

Teor de sólidos Volumétrico _Cv [%]	Massa específica ρ_s [kg/m ³]	Slump_S [mm]	Tensão de escoamento τ_y [Pa]
32,5%	2000,75	243	0,00
45,0%	2183,52	232	59,59
50,0%	2289,28	223	114,70
52,5%	2350,55	186	350,52
55,0%	2442,30	147	646,89
57,5%	2474,15	78	1278,21
60,0%	2542,47	45	1726,33
65,0%	2675,36	15	2396,53

A partir dos ensaios de Slump foi construída a curva de tensão de escoamento vs teor de sólidos para o rejeito, conforme apresenta a Figura 8.

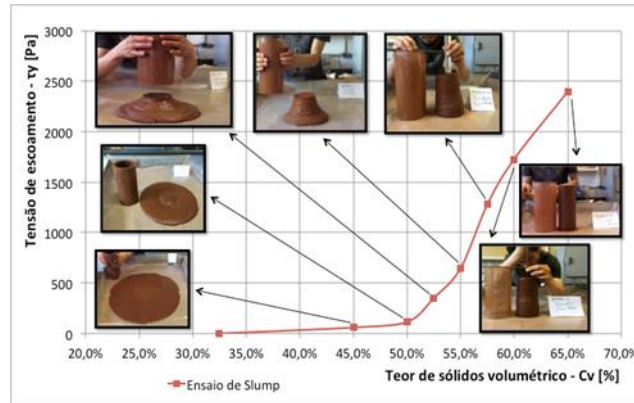


Figura 8. Resultado dos ensaios de Slump Test.

2.2 ENSAIO DE PALHETA (MINI VANETEST)

Para o desenvolvimento dos ensaios de Mini Vane foi preparada uma amostra de aproximadamente 20.000,0cm³ em um recipiente com altura de 20cm e diâmetro de 35,5cm. O preparo de uma amostra de grande dimensão foi realizado de maneira a procurar reduzir os efeitos de contorno das paredes do recipiente nesse tipo de ensaio em laboratório. O equipamento utilizado foi um torquímetro Humboldt Modelo H-4227.

A Figura 9 apresenta uma imagem do rejeito preparado dentro do recipiente, durante a realização de um ensaio.



Figura 9. Execução do ensaio de Mini Vane.

A execução do ensaio exigiu o uso de duas palhetas diferentes, face à grande variação de resistência medida para os diferentes teores de sólidos, de maneira a garantir a precisão das medidas. A Tabela 3 apresenta os resultados dos ensaios de VaneTest realizados.

Tabela 3. Resultados dos ensaios de VaneTest.

Teor de sólidos		Tensão de escoamento τ_y
Volumétrico	Massa	
Cv [%]	específica ρ_s [kg/m ³]	[Pa]
57%	2472,46	450,00
54%	2387,24	231,25
51%	2317,12	37,40
49%	2269,25	24,20
48%	2237,06	14,75
47%	2217,58	10,60
45%	2158,44	6,00

A Figura 10 apresenta a curva de tensão de escoamento vs teor de sólidos para o rejeito, obtida através dos ensaios de Vane Test.

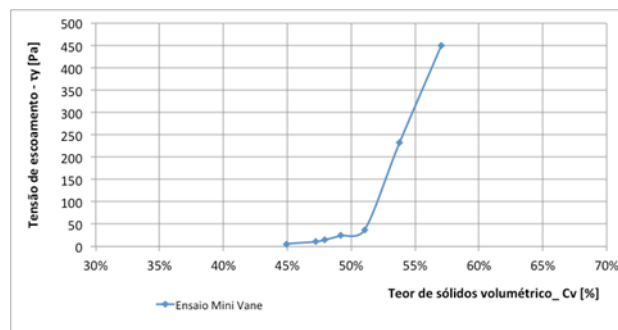


Figura 10. Resultado dos ensaios de Vane Test.

2.4 VISCOSÍMETRO ROTACIONAL DE PALHETA

O desenvolvimento de ensaios reológicos em viscosímetros na maioria das vezes consiste na aplicação de velocidades constantes (que se associam a taxas de cisalhamento ($\dot{\gamma}$)) e medição da resistência ao cisalhamento desenvolvida, sendo, portanto, ensaios de deformação controlada. Para atingir este objetivo os equipamentos de viscosímetros e reômetros são, normalmente, servo controlados, o que resulta em altos custos e complexidade de operação.

No âmbito deste trabalho foi desenvolvido um equipamento viscosímetro, adaptado do inicialmente proposto por Bryant et al. (1983). O equipamento desenvolvido consiste em um cilindro dotado de palhetas externas que gira em um eixo dentro de outro cilindro, este dotado de palhetas internas. O

uso das palhetas consiste na tentativa da eliminação dos efeitos de deslizamento entre os rejeitos e o aço (material de construção do equipamento), conforme discutido por Boger (2013). A Figura 11 apresenta uma seção através do equipamento.

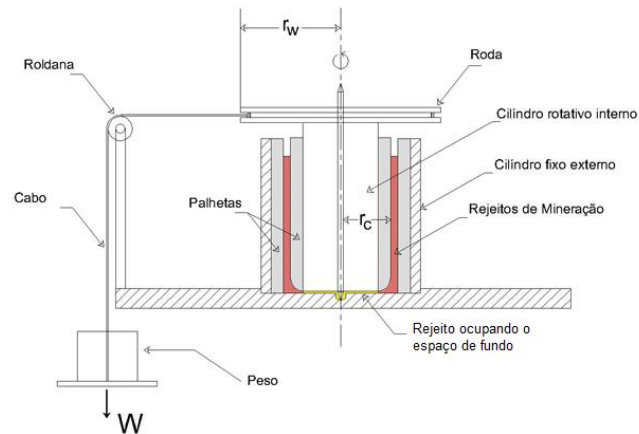


Figura 11. Seção transversal do equipamento viscosímetro construído.

Conforme apresentado na Figura 11 o equipamento desenvolvido funciona através da rotação do cilindro interno, que é preso a uma roda, ou peão, que permite a aplicação de um torque, proveniente de um peso (W), consistindo portanto, em um ensaio de tensão controlada.

A Figura 12 apresenta um esquema tridimensional das peças do viscosímetro.

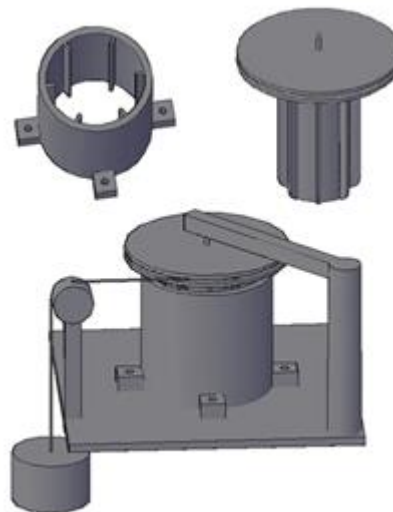


Figura 12. Visualização tri-dimensional do viscosímetro rotacional de palheta.

A Figuras 13 apresenta fotos do equipamento e o detalhe do rejeito dentro do equipamento

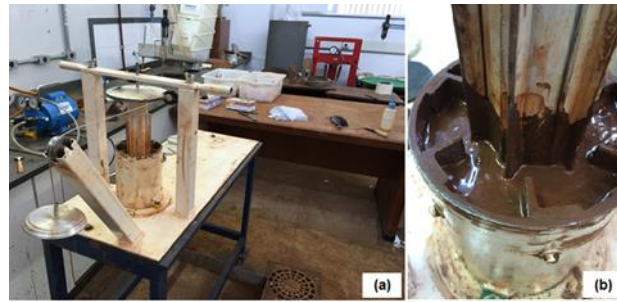


Figura 13. Fotos do viscosímetro construído a) vista geral do equipamento no laboratório da UFMG.

b) detalhe do rejeito com teor de sólidos $C_v=30\%$ dentro do viscosímetro.

Para o monitoramento do movimento do viscosímetro foi utilizada câmera de vídeo com capacidade de capturar até 240frames por segundo. A roda superior, acoplada ao cilindro interno foi então instrumentada com balizas a cada 30° . A precisão da medida do instrumento ficou então limitada à precisão da câmera, que registra uma imagem a cada $0,0041s$. Desta maneira, considerando o balizamento a cada 30° e o raio da roda igual a $0,0935m$ pode-se calcular velocidade máxima de monitoramento do equipamento igual a aproximadamente $12,5m/s$. As velocidades monitorada no equipamento não ultrapassaram $5m/s$.

De uma maneira simplificada o monitoramento do movimento do viscosímetro desenvolvido para cada peso é realizado de maneira a se obter a velocidade terminal constante, considerada como valor de contorno à solução do problema.

A Figura 14 apresenta as curvas de deslocamento vs tempo monitoradas para os ensaios com pesos de (0,57; 1,02 e 1,52 kg) para o rejeito com teor de sólidos volumétrico $C_v=39,5\%$.

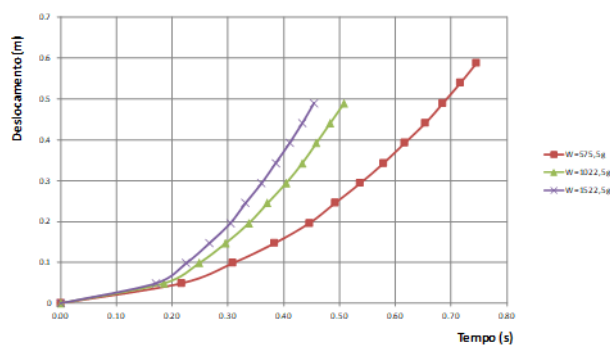


Figura 14. Curvas de deslocamento vs tempo para os ensaios realizados no rejeito ($C_v=45\%$).

A partir do gráfico da Figura 14 é possível observar que as curvas tendem a um trecho reto após um tempo de rotação. A determinação da velocidade terminal desenvolvida para cada caso foi então realizada através do cálculo da inclinação do trecho reto de cada curva da Figura 14. A análise realizada

para a escolha dos pontos em cada caso foi visual, entretanto, na maioria dos casos as últimas quatro medições foram suficientes para calcular a velocidade com precisão.

Uma vez realizada a análise das velocidades terminais constrói-se o gráfico do peso (W) vs velocidade terminal (vt), conforme apresentado na Figura 15, para os ensaios em CV=39,5%.

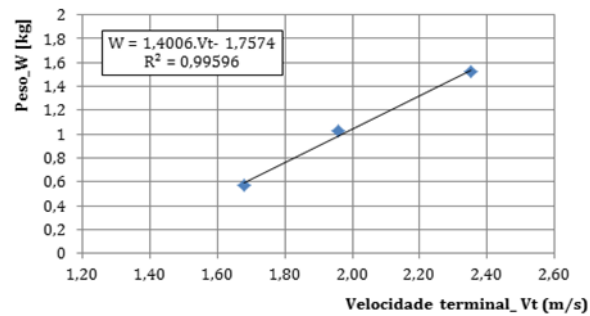


Figura 15. Gráfico de Peso vs velocidade terminal para Cv=39,5%.

É possível observar que as velocidades de rotação do equipamento situam-se abaixo de 2m/s, garantindo a precisão das medidas. Uma vez realizada a regressão linear dos pontos da Figura 15 pode-se obter a inclinação (m) e o intercepto (b).

A descrição teórica do movimento do equipamento foi apresentada por Bryant et al. (1983), através da qual foi possível determinar as Equações 2 e 3, desenvolvidas para a geometria específica do equipamento construído.

$$n_p = \frac{m}{(4,079 - 20,91d)} \quad (2)$$

$$\tau_y = \frac{b}{(0,028 - 0,1424.d)} \quad (3)$$

Através da repetição dos ensaios para vários teores de sólidos pôde-se construir a Tabela 4, que sumariza os resultados obtidos nos ensaios de viscosímetro rotacional.

Tabela 4. Resultados dos ensaios de viscosímetro rotacional de palheta.

Teor de sólidos Volumétrico Cv [%]	Massa específica ρ_s [kg/m ³]	Tensão de escoamento τ_y [Pa]	Viscosidade Plástica η_p [Pa.s]
21.8%	1563.25	19.36	0.15
28.7%	1740.92	28.93	0.19
34.7%	1895.38	38.18	0.22
40.2%	2037.22	64.23	0.39
39.5%	2018.60	71.26	0.39
50.3%	2297.18	121.94	0.66
55.3%	2425.93	602.82	2.69

A partir da Tabela 4 pôde-se determinar a curva de tensão de escoamento vs teor de sólidos e viscosidade plástica vs teor de sólidos para o rejeito, conforme apresentado nas Figura 16 e 17.

Os resultados do viscosímetro permitiram calcular com precisão a resistência desenvolvida nos rejeitos para teores de sólidos volumétricos abaixo de 35%, o que não foi possível com a utilização dos ensaios de Slump e Mine Vane.

A representação gráfica dos resultados do viscosímetro pode ser realizada de várias maneiras, a Figura 18 abaixo apresenta o gráfico da viscosidade e tensão de escoamento em escala semi logarítmica, conforme proposto por Bryant et al. (1983).

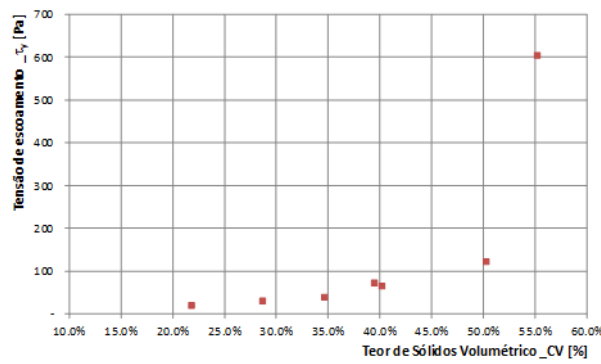


Figura 16 . Resultado dos ensaios no viscosímetro pra Tensão de escoamento vs teor de sólidos.

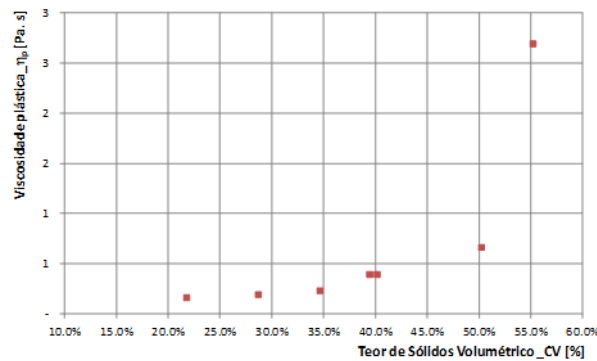


Figura 17. Resultado dos ensaios no viscosímetro pra viscosidade vs teor de sólidos.

A Figura 18 permite avaliar o paralelismo entre as curvas de tensão de escoamento vs índice de vazios e linhas de e viscosidade plástica vs índice de vazios. De fato Bryant et al. (1983) já indicavam o paralelismo entre as curvas.

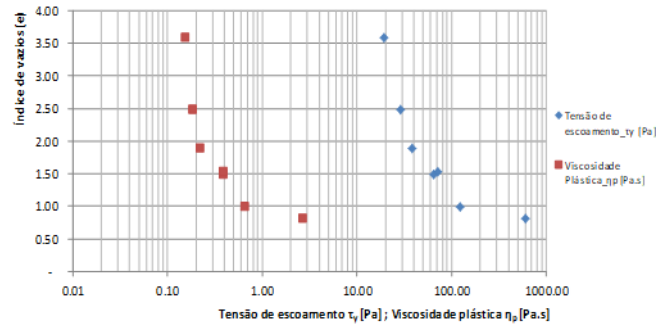


Figura 18. Curvas de Tensão de escoamento e viscosidade plástica vs índice de vazios.

3 COMPARAÇÃO ENTRE AS METODOLOGIAS

Como forma de avaliar os resultados do viscosímetro construído foi realizada a comparação das curvas tensão de escoamento vs teor de sólidos para os todos os ensaios realizados. A Figura 19 apresenta o gráfico de comparação dos resultados.

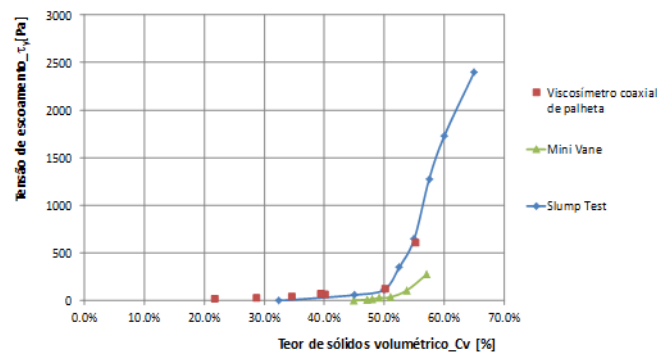


Figura 19. Comparação dos resultados dos ensaios realizados.

Através do gráfico da Figura 19 é possível observar a concordância dos resultados dos ensaios de SlumpTest e do viscosímetro, tendo o ensaios de Mini Vane apresentado resultados com resistências menores para cada teor de sólidos volumétrico.

4 CONCLUSÕES

Este artigo apresenta uma forma simples e barata para a determinação da reologia de rejeitos de mineração. Trata-se de um aparelho de baixo custo e baixa complexidade de manuseio, apropriado para uso contínuo dentro da própria mineração. Os resultados fornecidos foram coerentes com aqueles obtidos via “slumpstest”, e precisam ser agora confrontados com os fornecidos por viscosímetros padrões. Contudo, os resultados mostraram que a metodologia desenvolvida permite avaliar a curva de reologia dos rejeitos, dentro de um determinado intervalo de teores de unidade.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a FAPEMIG e à FINEP pelo apoio para a realização desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

Boger D. V. (2013). Rheology of Slurries and Environmental Impacts in the Mining Industry. *The Annual Review of Chemical and Biomolecular Engineering*. p. 239-257.

Bryant, S.M., Duncan, J.M., and Seed, H.B. 1983. Application of tailings dam flow analyses to field conditions. Report UCB/ GT/83-03, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California.

Laudriault, D. (2002). The surface disposal of industrial waste: slurry placement v/s high density slurry placement v/s placement as a paste. In: *High Density & Paste Seminar*. Santiago, Chile. Apresentações Digitais.

Li A., Been K., Ritchie e Welch, D. (2009). Stability of Large Thickened non-Segregated Tailings Slopes. 12th. *International Seminar on Paste and Thickened Tailings*. Chile.

Nascimento C.R. (2008). *Reologia e Reometria Aplicadas ao Estudo de Polpas Mineraias*. Série Rochas e Mineraias industriais, CETEM/MCT. . Rio de Janeiro, RJ, 53p.

Slottee, J.S. e Johnson, J. (200?). Paste technology: Success is in the approach. Disponível em <http://www.pastethickassoc.com/templates/articles/Paste%20technology%20%20success%20is%20i n%20the%20approach.pdf>. Acessado em 20 Agosto de 2014, 6p.

Pashias, N., Boger, D.V, Summers, J. Glenister D.J. (1996). A fifty cent rheometer for yield stress measurement, *J. Rheol.* 40p. 1179–1189.

Capítulo 19

ESTUDO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA DO SOLO CONDICIONADO PELO LODO DE ESGOTO CALCINADO

[DOI: 10.37423/200400736](https://doi.org/10.37423/200400736)

Camila Daiane Cancelier(UNIOESTE, Cascavel, Brasil)

camilacancelier@yahoo.com.br

Simone Minuzzo (UNIOESTE, Cascavel, Brasil).

siminuzzo_ecivil@hotmail.com

Décio Lopes Cardoso (UNIOESTE, Cascavel, Brasil).

deciolc@gmail.com

Guilherme Irineu Venson(UNIOESTE, Cascavel, Brasil)

guilhermeivenson@hotmail.com

Gabriel Orquizas Mattiolo Pedroso(UNIOESTE, Cascavel, Brasil).

gabpedroso@hotmail.com

Simone Tolomeotti Beal (UNIOESTE, Cascavel, Brasil).

simone.beal@pr.senai.br

RESUMO: O crescimento das implantações de projetos de esgotamento sanitário contribui de forma consistente para o bem estar da população, porém além dos benefícios, gera problemas como altas taxas de poluição devido aos resíduos gerados ao final do tratamento de esgoto. Com isso tem-se a necessidade da realização de estudos que apontem soluções com o intuito de minimizar ou até mesmo eliminar os impactos sobre o meio ambiente. O resíduo final gerado na estação de tratamento denomina-se lodo de esgoto, o qual após um processo de calagem e secagem gera o lodo de esgoto calcinado (LEC).

Este estudo tem a finalidade de apontar um destino adequado para este resíduo, fazendo com que o mesmo possa ser utilizado em obras de engenharia, principalmente para reforços de taludes, bem como encontrar a dosagem ideal de LEC para melhoramento das características mecânicas do solo e analisar a variação da resistência ao cisalhamento do solo em função do tempo de cura. A matriz para o compósito será o solo a ser coletado no campus de Cascavel, da Universidade Estadual do Oeste do Paraná e o reforço será o Lodo de Esgoto Calcinado proveniente da Estação de Tratamento de Esgoto Ouro Verde, de Foz do Iguaçu, Paraná. Para a fundamentação do referido estudo, serão realizados ensaios de floculação em série com variação da quantidade de lodo de esgoto calcinado para se obter a relação ideal resíduo/solo, ensaios de caracterização do solo, serão moldados corpos de prova constituídos com o percentual de resíduo estipulado pela série de floculação, posteriormente estes serão submetidos a variação do tempo de cura e a ensaios de compressão triaxial consolidados não-drenados para avaliação da influência do tempo de cura na resistência mecânica do compósito, tendo como parâmetro o incremento da tensão desviatória. Espera-se que esse estudo possibilite desenvolver um compósito que melhore as propriedades físicas de um solo in natura de baixa e média resistência mecânica utilizando como reforço um resíduo altamente poluidor que vem a substituir materiais nobres da construção civil.

PALAVRAS-CHAVE: Compósito, Resistência Mecânica do Solo, Ensaio de compressão triaxial.

1 INTRODUÇÃO

O impacto ambiental causado pela disposição de resíduos gerados pela construção civil e por vários ramos industriais instiga pesquisadores de todo mundo a buscarem formas adequadas para gestão destes subprodutos. No processo de tratamento de águas residuais o principal subproduto gerado é o lodo de esgoto, este é considerado um passivo ambiental, subproduto inerente às atividades humanas da modernidade. Tanto em países em desenvolvimento, devido à ampliação das redes de coleta e tratamento de águas residuais, quanto em países desenvolvidos, a disposição final do lodo de esgoto se torna um grave problema ambiental.

Segundo dados da SANEPAR, a ETE Ouro Verde tem uma produção anual de 20 toneladas de lodo de esgoto. Este lodo de esgoto gerado no tratamento de águas residuais é um material constituído de matéria orgânica, microorganismos patogênicos, elementos metálicos, entre outros. A maioria dos microorganismos patogênicos são eliminados por meio da caleagem, mesmo depois de receber altas dosagens de óxido de cálcio e de passar pelo processo de secagem, o lodo originado nas ETE's ainda possui alto teor de metais pesados e matéria orgânica. A eliminação da matéria orgânica pode ser facilmente resolvida com um processo já utilizado, a calcinação. A agressividade do resíduo final faz com que o destino do lodo gerado seja uma preocupação ambiental e, por isso, o lodo de esgoto pode ser adquirido a custo zero nas Estações de Tratamento de Esgotos. Sendo assim ele não pode ser simplesmente eliminado, tem-se que buscar alternativas para sua disposição final. Uma dessas alternativas é submetê-lo ao processo de calcinação e utilizá-lo como um reforço para o solo, formando assim um compósito, o qual obteria melhores propriedades mecânicas do que as do solo in natura. Desta forma o estudo vem a contribuir com informações necessárias sobre o comportamento desse material, de modo a possibilitar uma destinação nobre ao resíduo altamente poluidor, contribuindo ainda para melhoria das propriedades de engenharia do solo.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 MATERIAIS

O solo que foi utilizado é procedente do campus da Unioeste Cascavel. Típico no centro sul do Terceiro Planalto Paranaense (MINEROPAR, 1998). O solo é classificado pedologicamente como Latossolo Vermelho distroférico (EMBRAPA, 1999), geotecnicaamente é classificado como A7, argila plástica com presença de matéria orgânica com alta compressibilidade. Este solo é bem drenado, originado da

decomposição do basalto, contém teores elevados de hematita, aproximadamente 20%, possui forte atração magnética, se fragmenta com facilidade quando úmido possui densidade aparente baixa 0,92 a 1,15 g/cm³, gravidade específica aproximada de 3g/cm³, porosidade alta entre 60 % a 69 % e bastante resistente à erosão laminar.

O lodo de esgoto calcinado utilizado é procedente da Estação de Tratamento de Esgoto Ouro Verde, de Foz do Iguaçu - Paraná.

2.1.1 MÉTODOS

O experimento foi conduzido no Laboratório de Geotecnia da Universidade Estadual do Oeste do Paraná, UNIOESTE, Campus Cascavel.

O solo foi coletado no campus da Unioeste, Cascavel, posteriormente foi secado ao ar e depois de seco passou por peneirado na malha 4,8 mm (peneira N. 5 da ABNT), obtendo-se a Terra Fina Seca ao Ar (TFSA). O lodo de esgoto calcinado utilizado no experimento encontrava-se no Laboratório de Geotecnia da UNIOESTE e também foi passado na peneira de malha 4,8 mm.

Foram realizados Ensaio de Caracterização: Análise Granulométrica do solo e do LEC; Massa Específica (γ); Massa específica dos Sólidos (γ_s); Limite de Consistência LL e LP do Solo.

Também foram realizados Ensaio Especiais: Ensaio de Compactação; Série de Flocculação; Confeção dos Corpos de Prova; Saturação dos Corpos de Prova e Ensaio de compressão triaxial.

As curvas granulométricas do solo e do LEC foram determinadas conforme metodologia preconizada pela NBR 7181 (ABNT, 1984) para verificação das frações texturais do solo e do LEC.

O ensaio de compactação foi realizado com energia normal de Proctor, a metodologia foi seguida de acordo com a ABNT NBR 7182 (1986), para definição do teor ótimo de umidade e da massa específica seca máxima, com os quais foram confeccionados os corpos de prova para os ensaios de compressão triaxial.

Foi conduzida a série de flocculação para o compósito solo mais LEC, para 11 dosagens, com teores de resíduo variando de 2,5%; 5%; 7,5%; 10%; 12,5%; 15%; 17,5%; 20%; 22,5%; 25%; 30%, em provetas de 250 ml. O método que foi empregado é o mesmo utilizado na COPPE/UFRJ (MACEDO, 2004 apud KAMINSKI, 2008) que consiste em:

- Usar cerca de onze provetas de 250 mml, marcadas, para garantir uma porcentagem de reforço;
- Colocar em cada proveta 20g de solo, seco ao ar, passante na peneira nº 10;
- Devem ser adicionadas nas provetas as quantidades de reforço em porcentagens por massa seca de solo;
- Agitar as provetas para misturar solo e reforço ainda secos;
- Adicionar 50 ml de água destilada e agitar as provetas até a homogeneização completa;
- Completar 100 ml e deixar em repouso absoluto até o dia seguinte;
- No dia seguinte com auxílio de um bastão de metal agitar a mistura até ficar homogênea;
- Depois de duas horas no mínimo fazer a leitura do volume;
- No terceiro dia, agitar as provetas novamente com o bastão metálico e fazer a leitura após no mínimo duas horas;
- A operação foi repetida todos os dias até obter leituras constantes ou decrescentes.
- Uma tabela foi montada com as percentagens de reforço, e as leituras de volume referentes a cada dia. A partir daí foi calculada a variação volumétrica percentual do sedimento solo-reforço, em relação à variação do solo puro, para todos os teores de reforço, para o cálculo foi escolhido o maior volume obtido para cada teor;
- Foi feito um gráfico relacionando volume de sedimento em relação à dosagem do compósito. O ponto máximo de variação volumétrica foi interpretado como o teor mínimo de reforço necessário para a estabilização físico-química do solo.

Os corpos-de-prova foram moldados nas dimensões de 50mm de diâmetro e 100mm de altura, no aparelho mini-MCV (Moisture Condition Value). Foram criadas três réplicas para cada tempo de cura. A moldagem foi realizada com o teor ótimo de umidade de 33,72%, o qual foi determinado no ensaio de compactação, com 22,5% de reforço no compósito, sendo este determinado pela série de flocculação e na energia capaz de fornecer a massa específica seca máxima, conforme preconizado por PEIXOTO, FABBRI E NOGUEIRA (1996).

Todos os corpos-de-prova foram moldados com a mesma percentagem de reforço no compósito com variação do tempo de cura entre: 0, 1, 3, 7, 14, 28 e 45 dias. A medida que os corpos de prova ficaram prontos, sua base foi envolta por papel filtro e perflex, fixado por uma borracha (“O” ring), após este preparo, foram deixados saturar durante os diversos tempos de cura em estudo, nesse tempo, os corpos-de-prova permaneceram em bandejas com 2/3 de sua altura imersa.

Foram realizados ensaios de compressão triaxial do tipo consolidado não drenado (CU) com leituras de poropressões. Os corpos-de-prova foram montados na célula triaxial, com uma pedra porosa na sua base e outra no seu topo, envoltos por uma membrana flexível impermeável que foi presa por anéis de borracha. Estabilizada a consolidação, os corpos-de-prova foram rompidos. A Figura 1 ilustra esquematicamente uma célula de compressão triaxial, sendo σ_c a tensão de confinamento e $\Delta\sigma_1$ a tensão desviatória aplicada pelo pistão.

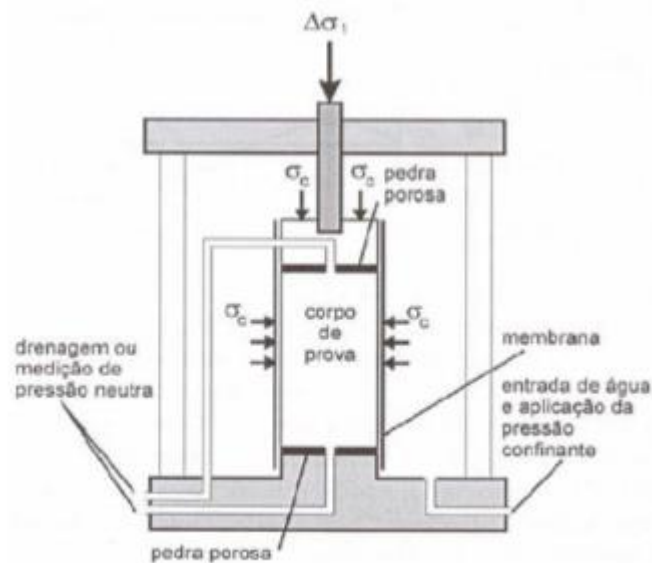


Figura 1. Esquema de uma célula de compressão triaxial.

Fonte: Souza Pinto (2000).

Para definição da envoltória de ruptura Mohr-Coulomb (BISHOP e HENKEL, 1957), os corpos-de-prova foram submetidos às tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa. Foram realizadas repetições do ensaio quando da presença indevida de água por motivo do rompimento da membrana flexível impermeável.

Na realização dos ensaios foram aplicados carregamentos e medindo durante um certo intervalo de tempo, o aumento de tensão axial atuante e a deformação vertical do corpo-de-prova. Esta

deformação, quando dividida pela altura inicial da amostra, fornece a deformação vertical específica da mesma.

Após a realização do ensaio se obteve a tensão axial σ_1 dividindo a força normal aplicada ao corpo-de-prova pelo pistão axial pela seção transversal do corpo-de-prova obtida a cada instante e somando o resultado a tensão σ_3

Com os dados obtidos no ensaio foram plotados os círculos de Mohr, através dos quais foi possível obter os valores de coesão, ângulo de atrito interno e inclinação do plano de ruptura. Estes parâmetros são convencionalmente determinados a partir da reta envoltória de ruptura, a qual é tangente aos círculos traçados.

Porém, tal procedimento envolve certa subjetividade no traçado da tangente. Por isso, buscou-se determinar estes parâmetros de forma matemática relacionando trigonometricamente a reta tangente com a reta que liga os pontos de máxima tensão cisalhante dos círculos.

3 RESULTADOS

3.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

De acordo com o ensaio de granulometria o solo foi classificado com 59% argila, 29% silte e 12% areia. A massa específica do solo é de $16,30 \text{ KN.m}^{-3}$. A massa específica dos sólidos do solo é de $29,48 \text{ KN.m}^{-3}$. O limite de plasticidade do solo é dado quando o teor de umidade do mesmo é de 32,70%. O limite de liquidez foi determinado como o teor de umidade correspondente a 25 golpes, onde o mesmo deu 66%.

3.1.1 ENSAIOS ESPECIAIS

Através do ensaio de compactação foi plotado o gráfico (Fig. 2), o qual apresenta em seu ponto máximo, a densidade máxima (γ máxima) em relação a umidade ótima ($W_{ótima}$) para o compósito e para o solo:

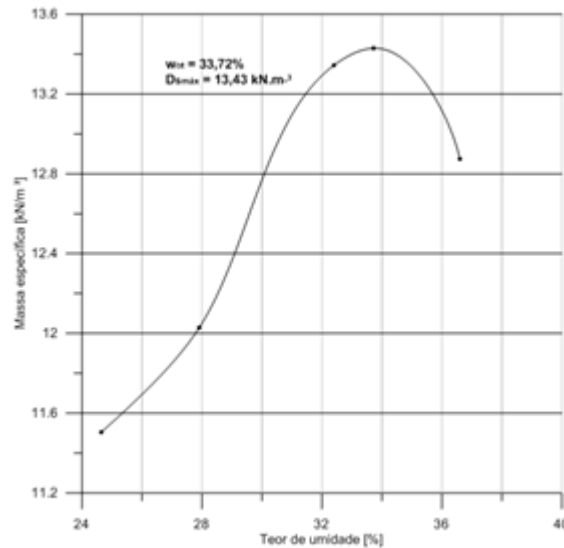


Figura 2. Curva de compactação na energia normal de Proctor.

A curva de compactação acima apresentada nos fornece a massa específica seca máxima de $13,43 \text{ KN.m}^{-3}$, ponto máximo do gráfico e o teor ótimo de umidade de $33,72\%$.

Através desses dados foram moldados os corpos de prova do compósito.

Com a montagem da Série de Flocculação, através dos volumes de sedimentos máximos de cada dosagem, volume máximo na proveta ($V_{m\acute{a}x}$), massa seca (M_s), obteve-se a variação volumétrica dos sedimentos, como pode ser observado na tabela 1:

Tabela 1. Volume Normalizado de Sedimentos Máximos da Dosagem.

Dosagem [%]	Massa Seca [g]	Volume máx. [cm³]	V_m/M_s [cm³/g]
2,5	20,52	33	1,60
5	21,06	34	1,61
7,5	21,63	34	1,57
10	22,23	41	1,84
12,5	22,87	44	1,92
15	23,55	48	2,04
17,5	24,27	58	2,39
20	25,03	66	2,64
22,5	25,84	77	2,98
25	26,7	79	2,96
30	28,61	84	2,94

Como as dosagens de LEC no solo variam de 2,5% a 30%, precisa-se normalizar o volume para todas as provetas, através da relação volume de sedimentos pela massa seca.

Com a média dos valores do quociente da relação supracitada em função da dosagem, foi plotada a curva de floculação apresentada (Fig. 3):

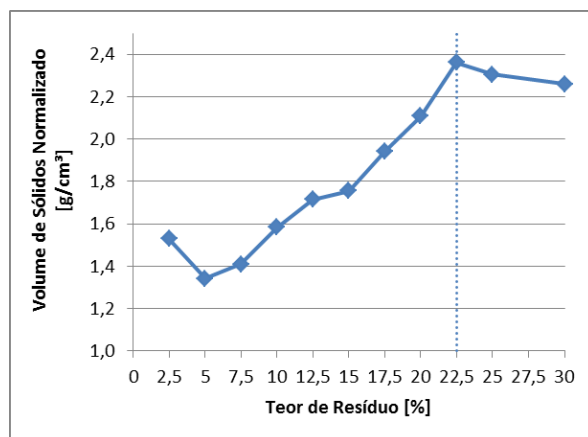


Figura 3: Curva de Floculação

O ponto máximo da curva, 22,5%, é interpretado como o ponto de dosagem ótima, pois a máxima variação volumétrica corresponde ao teor mínimo de reforço para garantir estabilidade ao solo.

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados do tipo consolidado não drenado, com a aplicação de tensão confinante variando entre 50, 100 e 200 kPa. Foram analisados corpos-de-prova com diferentes tempos de cura, os resultados dos ensaios estão resumidamente apresentados nas tabelas a seguir.

Tabela 2. Resumo dos resultados obtidos no ensaio triaxial para tempo de cura de 0 dia.

σ_3 (kPa)	$q=q'$ (kPa)	p_{rup} (kPa)
KPa	KPa	KPa
50	52,40	67,47
100	137,24	145,75
200	236,29	278,76

Observou-se que o aumento da tensão confinante proporciona um aumento da tensão de ruptura e que para o corpo de prova sem cura a máxima tensão que pode ser aplicada com uma pressão confinante igual a 200 kPa é de aproximadamente 278 kPa.

Tabela 3. Resumo dos resultados obtidos no ensaio triaxial para tempo de cura de 1 dia.

σ_3 (kPa)	$q=q'$ (kPa)	p_{rup} (kPa)
KPa	KPa	KPa
50	184,24	111,41
100	230,39	176,80
200	254,40	284,80

Observou-se que com um dia de cura pode ser obtido um aumento de resistência de aproximadamente 10% em relação ao compósito inicial, rompido sem cura.

Tabela 4. Resumo dos resultados obtidos no ensaio triaxial para tempo de cura de 3 dias.

σ_3 (kPa)	$q=q'$ (kPa)	p_{rup} (kPa)
KPa	KPa	KPa
50	276,62	142,21
100	338,83	212,94
200	343,82	314,61

Segundo os dados obtidos no ensaio do corpo-de-prova com cura de 3 dias, a tensão de ruptura aumenta em aproximadamente 40% em relação ao compósito inicial, o qual não passou pelo processo da cura.

Tabela 5. Resumo dos resultados obtidos no ensaio triaxial para tempo de cura de 7 dias.

σ_3 (kPa)	$q=q'$ (kPa)	p_{rup} (kPa)
KPa	KPa	KPa
50	386,37	178,79
100	429,56	243,19
200	460,46	353,49

De acordo com os dados obtidos no ensaio, temos que o compósito condicionado em cura durante um período de 7 dias apresentou aproximadamente duas vezes o valor de sua resistência inicial.

Tabela 6. Resumo dos resultados obtidos no ensaio triaxial para tempo de cura de 14 dias.

σ_3 (kPa)	$q=q'$ (kPa)	p_{rup} (kPa)
KPa	KPa	KPa
50	443,95	197,98
100	643,06	314,35
200	1050,47	550,16

De acordo com os dados obtidos no ensaio de compressão triaxial, observou-se que o compósito com 14 dias de cura apresentava um aumento contínuo da tensão desviatória em relação ao compósito inicial, submetido a ruptura sem estabilizar suas reações químicas, visto que esse processo aconteceria durante a cura.

Tabela 7. Resumo dos resultados obtidos no ensaio triaxial para tempo de cura de 28 dias.

σ_3 (kPa)	$q=q'$ (kPa)	p_{rup} (kPa)
KPa	KPa	KPa
50	703,18	284,39
100	755,65	351,88
200	1342,14	647,38

Observou-se que o aumento de tensão desviatória é um aumento contínuo e que depende diretamente do tempo de cura, com esse ensaio concluiu-se também que o ganho de tensão de ruptura se intensifica em tensões confinantes maiores e próximas a 200 kPa.

Tabela 8. Resumo dos resultados obtidos no ensaio triaxial para tempo de cura de 45 dias.

σ_3 (kPa)	$q=q'$ (kPa)	p_{rup} (kPa)
KPa	KPa	KPa
50	734,83	294,94
100	768,30	356,10
200	1288,83	629,61

A resistência ao cisalhamento do compósito aumenta segundo o aumento do tempo de cura do corpo-de-prova e com o acréscimo das tensões confinantes. No tempo de cura de 1, 3, 14 e 28 dias, os compósitos apresentam resistência residual após o pico, caracterizada pela existência de um patamar na curva tensão-deformação pós a ruptura. Enquanto nos tempos de cura de 7 e 45 dias o material apresentou ruptura frágil caracterizada por uma brusca queda na tensão desviatória.

A tensão desvio de ruptura corresponde aos picos das curvas de tensão-deformação, para cada tempo de cura de acordo com cada pressão confinante. Esses dados são demonstrados na Figura 4.

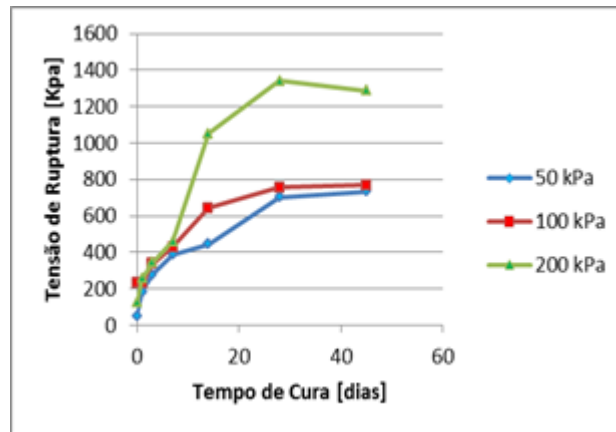


Figura 4. Tensão desvio máxima na ruptura.

Em cada uma das curvas apresentadas acima, o pico caracteriza a tensão desviatória na ruptura do compósito, sendo este a resistência ao cisalhamento, a qual mostrou-se crescente com o aumento dos tempos de cura e também com o aumento da pressão confinante. Este efeito do confinamento é maior para tempos de cura maiores, verificado pelas distâncias verticais entre os pontos experimentais.

Os círculos de Mohr tipicamente proporcionam a visualização do comportamento dos solos, em que a tensão confinante exerce efeito marcante, refletido no tamanho do círculo. Quanto maior o confinamento, maior se torna o círculo, desta forma é necessário que exista uma tensão desviatória maior para que haja a do material. À medida que se aumenta o tempo de cura, percebeu-se uma aproximação entre os círculos bem como o aumento dos diâmetros, fato que indica o aumento do ângulo de atrito interno.

As envoltórias de ruptura, caracterizadas pela linha que tangencia simultaneamente os círculos de Mohr para cada tempo de cura, ficam melhor definidas para os tempos de cura mais altos.

Estes resultados demonstram que o critério de ruptura Mohr-Coulomb pode ser aplicado com grande rigor no estudo do comportamento mecânico do compósito em estudo.

4 CONCLUSÃO

Nas condições de realização deste experimento, é possível concluir que:

O aumento do tempo de cura dos corpos-de-prova aumentou consideravelmente sua resistência ao cisalhamento;

O efeito do confinamento foi verificado em todos os tratamentos;

O critério de ruptura Mohr-Coulomb pode ser aplicado com grande rigor no estudo do comportamento mecânico do compósito em estudo.

A resistência ao cisalhamento mostrou-se crescente com o aumento dos tempos de cura e também com o aumento da pressão confinante. Este efeito do confinamento foi maior para tempos de cura maiores, verificado pelas distâncias verticais entre os pontos experimentais.

No tempo de cura de 1, 3, 14 e 28 dias, os compósitos apresentam resistência residual após o pico, caracterizada pela existência de um patamar na curva tensão-deformação pós a ruptura. Enquanto nos tempos de cura de 7 e 45 dias o material apresentou ruptura frágil caracterizada por uma brusca queda na tensão desviatória.

Esses resultados apontam para a continuidade da pesquisa na área de tecnologia dos materiais para desenvolvimento de novos produtos capazes de retirar do ambiente um resíduo contaminante, transformando-o em um material com condições de aplicação para melhoramento do desempenho mecânico do solo. O estudo realizado comprova o potencial que um material considerado um resíduo sem valor tem de ser utilizado como reforço, produzindo um compósito que pode vir ser capaz de substituir produtos industrializados como a cal e o cimento. Outras aplicações do resultado dessa pesquisa poderiam ser o apoio ao combate à erosão e reforço de bases de estradas, entre outras aplicações do compósito resultante melhorando as propriedades de engenharia do solo.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS -ABNT. NBR- 7182/86: Solo: Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984b. 13 p.

BISHOP, A.W., HENKEL, D.J. The measurement of soil properties in the triaxial test. London: William Arnold. 1957.

EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUARIA Sistema brasileiro de classificação de solo. Rio de Janeiro: Centro Nacional de Pesquisa de Solos, 1999.

MACÊDO, M. M. Solos modificados com cimento – efeito no modulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos. 2004. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

MINEROPAR – MINERAIS DO PARANÁ S.A. Mineração na geração de emprego e renda – oportunidades de negócio com mineração. Curitiba: SERT, 1998.

PEIXOTO, A.S.P.; FABBRI, G.T.P.; NOGUEIRA, J.B. Uma avaliação da repetibilidade dos parâmetros que compõem a Classificação MCT. CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Rio de Janeiro, ABGE, 8, v. 1. 1996. P251-259.

SANEPAR, Companhia de Saneamento do Paraná. Características do Gerenciamento de lodo de esgoto no Paraná. Sanare – Revista Técnica da Sanepar, 2007.

Capítulo 20

DESENVOLVIMENTO DE UM PENETRÔMETRO DE QUEDA LIVRE PARA A CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS MARINHOS

[DOI: 10.37423/200400738](https://doi.org/10.37423/200400738)

Anderson Lena Baldez (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande(FURG), Rio Grande, Brasil).

anderbaldez@gmail.com

José Antonio Scotti Fontoura (Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Rio Grande, Brasil).

josefontoura@furg.br

Antônio Marcos de Lima Alves (Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Rio Grande, Brasil).

antonioalves@furg.br

RESUMO: Este trabalho descreve o projeto e a montagem de um penetrômetro de queda livre, desenvolvido na Universidade Federal do Rio Grande (FURG). O projeto baseia-se no formato do aerofólio Joukowski simétrico, buscando-se a máxima eficiência hidrodinâmica durante o movimento em queda livre. O penetrômetro conta ainda com aletas direcionais, como auxílio na estabilização do equipamento durante seu deslocamento na água. O instrumento possui um acelerômetro, para registro do seu movimento em queda livre, impacto e penetração no solo marinho. Um cabo multiplexado leva o sinal do acelerômetro interno até um sistema de aquisição de dados, e uma corda trançada foi utilizada para recuperação do penetrômetro após o lançamento.

O equipamento desenvolvido constitui-se em uma alternativa para caracterização superficial de solos marinhos ou localizados em ambientes inóspitos.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de Penetração por Queda Livre, Geotecnia Marinha, Resistência ao Cisalhamento, Aerofólio Joukowski simétrico.

1 INTRODUÇÃO

A caracterização geotécnica de solos marinhos para projetos de engenharia costeiros e offshore apresenta diversas peculiaridades, em relação à caracterização de depósitos localizados em terra. Agentes ambientais, tais como ondas e ventos, podem dificultar ou mesmo impedir a realização de procedimentos usuais de caracterização, tais como amostragem e ensaios in situ tradicionais.

No final da década de 1960 e início da década de 1970, surgiu a idéia de correlacionar a desaceleração de um projétil em queda livre com a resistência mobilizada durante o seu impacto e penetração no leito marinho (Scotti, 1970; Preslan, 1970; Thompson e Colp, 1970).

Para isso, foi proposta a utilização de um acelerômetro para registrar os sinais de desaceleração durante o movimento do artefato. Com o passar do tempo, uma série de diferentes tipos de equipamentos de penetração por queda livre passaram a ser desenvolvidos, destinados à medição da resistência do solo in situ através da análise da desaceleração imposta após o seu impacto com o fundo. Os penetrômetros de queda livre têm procedimentos de operação bastante simples, podendo ser lançados de embarcações e até mesmo de aeronaves. Uma revisão histórica acerca do uso de penetrômetro de queda livre, bem como de alguns métodos de interpretação, podem ser encontrados em Alves e Danziger (2008).

Este trabalho tem por objetivo a descrição do projeto e da montagem de um penetrômetro de queda livre, desenvolvido na Universidade Federal do Rio Grande (FURG), como parte da dissertação de mestrado de Baldez (2010). O projeto baseia-se no formato do aerofólio Joukowski simétrico, buscando-se a máxima eficiência hidrodinâmica durante o movimento de queda livre. O penetrômetro conta ainda com aletas direcionais, como auxílio na estabilização do equipamento durante seu deslocamento na água. O acelerômetro e o sistema de aquisição de dados foram adquiridos da empresa Vernier Software & Technology. A usinagem das peças foi realizada na Oficina J. Goulart Tornearia LTDA (Rio Grande/RS). Um cabo multiplexado leva o sinal do acelerômetro interno até o sistema de aquisição de dados, e uma corda trançada é utilizada para recuperação do penetrômetro após o lançamento.

2 DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO

2.1 DEFINIÇÃO DO FORMATO

O corpo do penetrômetro foi construído no formato do aerofólio Joukowski simétrico, cujo desenvolvimento teórico admite escoamento sobre superfícies de corpos submersos em fluidos invíscidos e estabelece condições de fluxo laminar ao longo da superfície do perfil.

A escolha deste formato teve por objetivo alcançar a máxima eficiência hidrodinâmica durante o movimento de queda livre sob a água, favorecendo a manutenção da verticalidade do equipamento, além de reduzir sobremaneira a força de arrasto hidrodinâmico sobre o penetrômetro.

O aerofólio Joukowski simétrico é apresentado graficamente nas Figuras 1 e 2, onde a primeira figura apresenta o perfil no plano cartesiano e a segunda numa vista isométrica revolucionada

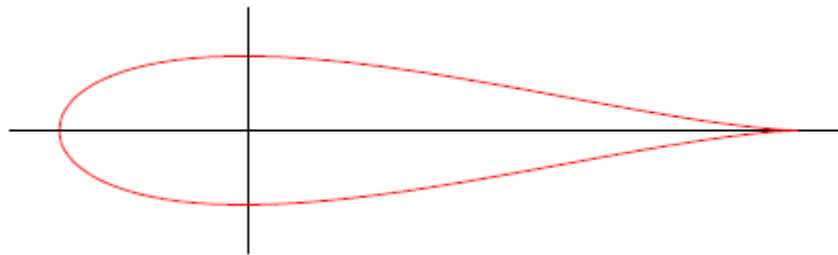


Figura 1. Perfil 2D do aerofólio Joukowski simétrico.

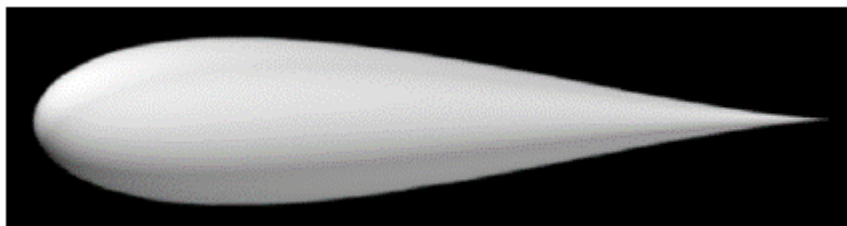


Figura 2. Perfil 3D do aerofólio Joukowski simétrico, revolucionado e renderizado.

A geometria do perfil é representada matematicamente pela Equação (1) (Currie, 2003):

$$\frac{y}{t} = \pm 0,385 \left(1 - 2 \frac{x}{L} \right) \sqrt{1 - \left(2 \frac{x}{L} \right)^2} \quad (1)$$

Onde y representa o eixo no sistema do plano cartesiano referente às ordenadas, t é a largura máxima, x representa o eixo no sistema do plano cartesiano referente às abscissas, e o L é o comprimento.

Além de um formato hidrodinamicamente apropriado, o equipamento foi dotado também de aletas direcionais, como auxílio à manutenção do movimento vertical de queda livre na água.

2.2 PROJETO E MONTAGEM DO PENETRÔMETRO

O corpo do penetrômetro foi desenvolvido em duas partes. A primeira parte (nariz) abriga o acelerômetro e uma porção de chumbo granulado, incluído para conferir peso ao instrumento; a segunda parte (cauda) é dotada de um conector que liga o acelerômetro a um cabo de dados e assim a um computador portátil que realiza a aquisição de dados.

O corpo foi construído em alumínio onde se dispôs (i) o perfil hidrodinâmico (parte externa)

para o escoamento do fluxo, (ii) as aletas para direcionamento e estabilidade durante a queda livre, (iii) a estruturação do espaço interno para a colocação do acelerômetro, do chumbo e dos conectores de ligação entre os cabos, (iv) as roscas para inserção de uma haste, para a fixação interna do acelerômetro, para abertura e fechamento para acesso à parte interna e para inserção de um parafuso que sofrerá tração através do cabo de recuperação do instrumento, (v) chanfros no perfil do aparelho, para a utilização de uma chave fixa de forma a realizar aperto e desaperto da vedação e (vi) a construção do rasgo de posicionamento do anel de vedação (borracha) no corpo do penetrômetro.

Para formar a parte externa do corpo do penetrômetro no formato do aerofólio simétrico de Joukowski, a geometria expressa matematicamente pela Equação (1) foi programada em planilha eletrônica, a fim de se obter uma sequência de pontos nos eixos das abscissas e das ordenadas, onde cada par de coordenadas corresponde à posição de um ponto no espaço cartesiano. Com a inserção em série deles no programa de desenvolvimento de desenho técnico, forma-se o perfil em escala podendo definir as estruturas do penetrômetro também em escala (Figura 3).

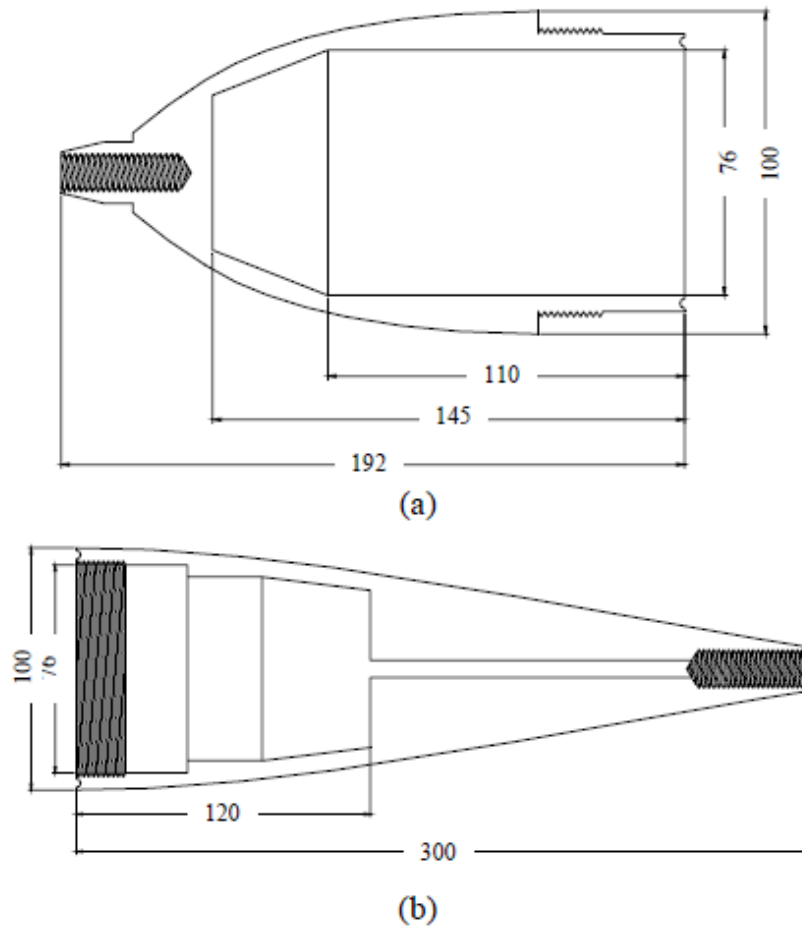


Figura 3. Desenhos para a usinagem das partes do penetrômetro, dimensões em milímetros. (a) Desenho do nariz; (b) Desenho da cauda.

O acelerômetro utilizado foi desenvolvido pela empresa Vernier Software & Technology. Um sensor desta marca também foi utilizado por Spooner et al. (2004) na construção de um outro modelo de penetrômetro de queda livre, com bons resultados. O acelerômetro registra variações de acelerações entre -25 g ($\cong -250 \text{ m/s}^2$) até $+25 \text{ g}$ ($\cong 250 \text{ m/s}^2$) com uma precisão de $\pm 2,45 \text{ m/s}^2$, sendo g igual à aceleração da gravidade terrestre (a qual também pode ser medida pelo sensor).

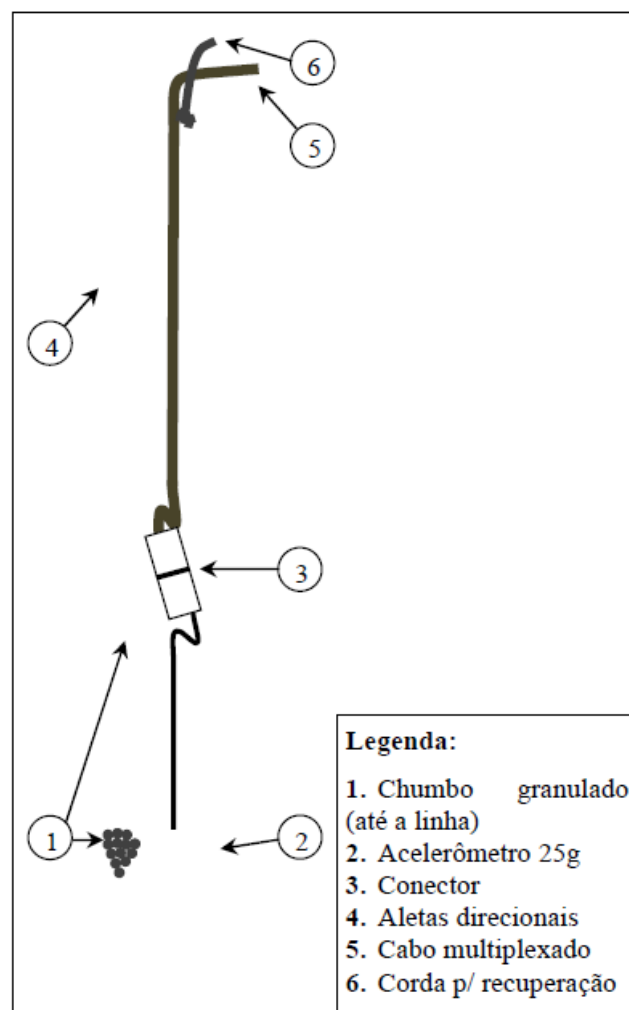
O acelerômetro é centralizado na parte interna e fixado por uma pequena chapa de alumínio através de dois parafusos inoxidáveis.

O espaço interno restante é preenchido com chumbo granulado. A massa de chumbo inserida é de aproximadamente 4 kg.

Na parte interna acima do nível do chumbo fica o conector, que realiza a ligação do cabo do acelerômetro a um cabo multiplexado de 6 condutores, o qual leva o sinal do sensor até o sistema de aquisição de dados.

O cabo multiplexado sai pela parte de trás do penetrômetro através de um parafuso inoxidável. Este parafuso está rosqueado e fixado com trava rosca líquido, com o intuito de evitar a entrada de água nos filetes e também na câmara interna do penetrômetro. Sobre a cabeça deste parafuso foi soldada uma alça inoxidável, na qual foi amarrada uma corda de fibra sintética para regate do penetrômetro. A abertura por onde passa o cabo multiplexado é selado com silicone a frio para prevenir a entrada de água.

A Figura 4 mostra o corte esquemático do penetrômetro, com as posições de cada elemento no aparelho.



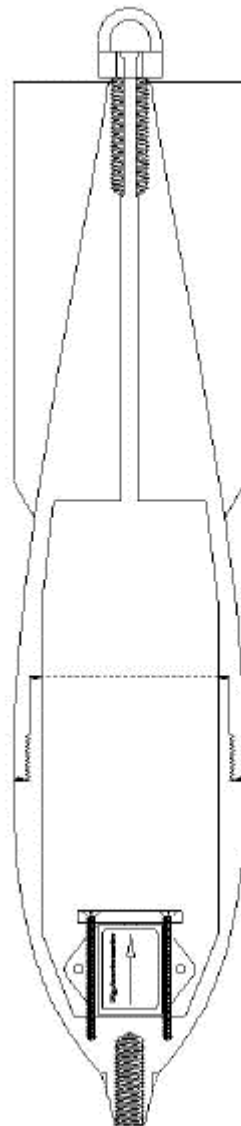


Figura 4. Esquema de disposição interna dos elementos no penetrômetro (adaptado de Baldez, 2010).

A fotografia da Figura 5 mostra o corpo do equipamento já usinado e com as aletas soldadas na cauda. É possível observar no nariz do equipamento a base para fixação de uma haste rosqueável.

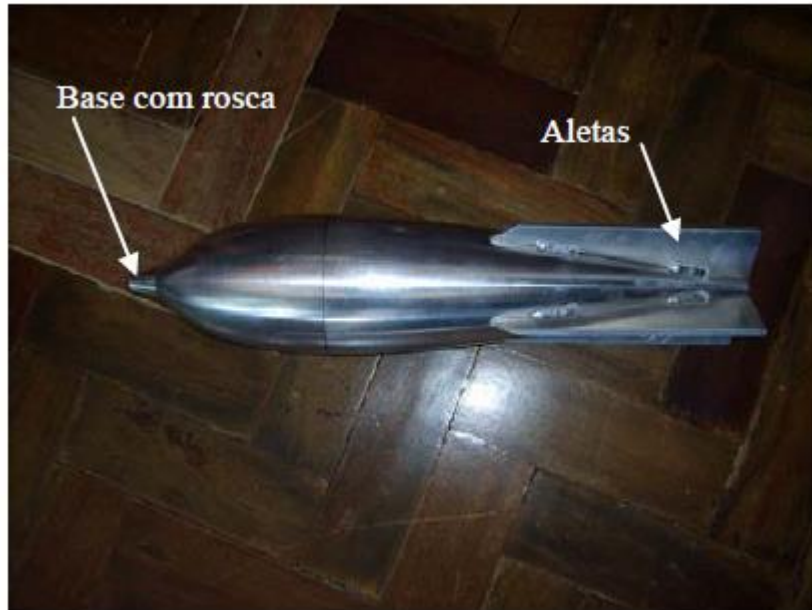


Figura 5. Corpo do penetrômetro usinado, com aletas direcionais soldadas.

Na Figura 6, é mostrada uma fotografia do corpo do penetrômetro pintado, sendo preparado para ensaio. Podem-se observar os cabos de transmissão de dados e de recuperação do equipamento conectados na extremidade da cauda.



Figura 6. Corpo do penetrômetro pintado e com cabos de dados e de recuperação conectados.

Completa-se o equipamento com uma haste cilíndrica inoxidável, com 86 cm de comprimento, e uma sapata circular, rosqueável na ponta da haste. O diâmetro da sapata pode variar, de acordo com o tipo

de solo a ser caracterizado; sapatas maiores devem ser utilizadas para solos de baixa resistência. Na Figura 7, pode ser vista uma fotografia do equipamento, com a haste de penetração acoplada ao corpo do penetrômetro, e uma sapata de 50 mm de diâmetro instalada na ponta da haste. O peso do equipamento assim montado fica em torno de 82 N.



Figura 7. Equipamento completo montado.

3 OPERAÇÃO DO EQUIPAMENTO

O sinal provindo do acelerômetro é convertido de um sinal elétrico para um fluxo de dados pelo LabPro®, o sistema de aquisição de dados.

O LabPro®, desenvolvido pela empresa Vernier Software & Technology, é um pequeno computador dedicado à tarefa de aquisição de dados e de controle do fluxo de saída deles. Contém um microprocessador capaz de se comunicar com um computador.

O Logger Pro, desenvolvido pela mesma empresa, é um programa que adquire e analisa os dados providos do sistema de aquisição LabPro®. Sua aplicação destina-se à configuração dos parâmetros de aquisição do LabPro®, visualização do gráfico gerado pelo experimento e posteriormente exportação de dados para planilha eletrônica, para posterior análise.

Na Figura 8, pode ser visto o penetrômetro repousando sobre um pier de atracação, ligado ao sistema de aquisição de dados e daí a um computador portátil, e sendo submetido ao procedimento de inicialização antes de um ensaio.



Figura 8. Equipamento ligado ao sistema de aquisição e microcomputador, sendo inicializado para ensaio.

A fotografia da Figura 9 mostra a operação de lançamento do equipamento em queda livre, durante um ensaio.



Figura 9. Operação de lançamento do penetrômetro.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Descrevem-se neste artigo o projeto e a construção de um penetrômetro de queda livre, dotado de instrumentação para medidas de aceleração. O equipamento desenvolvido constitui-se em excelente alternativa para aplicações na caracterização superficial de solos marinhos, por tratar-se de um instrumento de pequeno porte, leve e de fácil operação. Este tipo de equipamento reduz sobremaneira as dificuldades de logística e operação, enfrentadas na realização de procedimentos tradicionais de amostragem e de outros tipos de ensaios in situ em ambiente marinho.

AGRADECIMENTOS

Aos irmãos Marcelo Goulart e Ricardo Goulart pela execução do trabalho de construção, usinagem e montagem do penetrômetro em sua Oficina J. Goulart Tornearia LTDA.

À CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS

- Alves, A.M.L. e Danziger, F.A.B. (2008). Geotechnical Characterization of Marine Soils by Means of Freefall Penetration Tests - An Overview, 11th Baltic Sea Geotechnical Conference, p. 351-358.
- Baldez, A.L. (2010). Projeto e Construção de um Penetrômetro de Queda Livre para a Caracterização Geotécnica de Solos Marinhos, Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande (FURG) [no prelo].
- Currie, I.G. (2003). Fundamental Mechanics of Fluids. Third Edition, New York, USA, Marcel Dekker, Inc, 525 p.
- Preslan, W.L. (1970). Accelerometer-Monitored Coring, Civil Engineering in the Oceans II, ASCE, p. 637-641.
- Scott, R.F. (1970). In-place Ocean Soil Strength by Accelerometer, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, p. 199-211.
- Spooner, I.S., Williams, P. e Martin, K. (2004). Construction and Use of an Inexpensive, Lightweight Free-fall Penetrometer: Applications to Paleolimnological Research, Journal of Paleolimnology, Vol. 32, p. 305-310.
- Thompson, L.J. e Colp, J.L. (1970). Application of Earth Penetration Technology to Ocean Bottom Penetration, 2nd Offshore Technology Conference, OTC 1203, Vol. 1, p. 511-576.

Capítulo 21

ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE QUATRO TALUDES, LOCALIZADOS EM ALGUMAS REGIÕES DA CIDADE DE MANAUS

[DOI: 10.37423/200400742](https://doi.org/10.37423/200400742)

Campelo, N.S.(Universidade Federal do Amazonas - UFAM, Manaus, AM, Brasil)
ncampelo@ufam.edu.br

Carneiro, B.J.I.(Centro Universitário Luterano de Manaus - CEULM/ULBRA, Manaus, AM, Brasil).

bjic@uol.com.br

Carvalho, J.S.(Universidade Federal do Amazonas - UFAM, Manaus, AM, Brasil).
jscarvalho@ufam.edu.br

Albiero, J.H.(Universidade de São Paulo em São Carlos - USP/São Carlos, São Carlos, SP, Brasil).

albieroprojetos@techs.com.br

Silva, C.L.(Universidade Federal do Amazonas - UFAM, Manaus, AM, Brasil).
csilva@ufam.edu.br

RESUMO: Em algumas regiões da cidade de Manaus, procedeu-se ao estudo da estabilidade global de quatro taludes, decorrentes do fato de que tais taludes apresentaram deslizamentos de massas superficiais e profundas. Os quatro taludes analisados possuem alturas médias de 7 m, 20 m, 30 m e 65 m, enquanto seus comprimentos médios, em planta – não necessariamente iguais aos comprimentos efetivos de projeto –, são de 80 m, 140 m, 70 m e 300 m, ao mesmo tempo que suas inclinações médias são iguais a 25°, 50°, 35° e 60°, respectivamente, nas condições naturais, antes da execução dos serviços de estabilização dos maciços de solo.

O nível de água subterrâneo (N.A.) fora encontrado apenas em um dos casos. Empregou-se o programa computacional GEO-SLOPE 2004, na estimativa dos coeficientes de segurança, utilizando-se os métodos de Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price e Spencer, tanto na geometria da seção transversal após o deslizamento, quanto nas soluções apresentadas. Os resultados das análises indicaram que os coeficientes de segurança aumentaram acima de 100 %, ao serem adotadas as intervenções propostas.

1 INTRODUÇÃO

A cidade de Manaus tem cota média de 50 metros acima do nível do mar, com cotas máxima e mínima na faixa de 80 metros a 25 metros, respectivamente.

A cidade é entrecortada por cursos d'água de pequeno porte, denominados localmente de "igarapés", os quais recebem a contribuição de toda água pluvial, conduzindo-as para os rios Negro e Solimões. A variação média anual entre as cotas de cheia e vazante máximas, observada na foz do rio Negro, em Manaus, é de 11 m a 12 m. A cota de cheia máxima maximorum ocorreu em 1953, atingindo 29,69 m, em relação ao nível do mar. Os desníveis entre as terras altas e baixas, concomitantemente com o alto índice pluviométrico, mormente nos meses de janeiro a junho, além de ações antrópicas provocadas pelo uso indevido do espaço urbano, induzem a deslizamentos de terra corriqueiros no município. Em algumas localidades da cidade, obras de terraplenagem de corte e aterro, nem sempre acompanhadas por um projeto adequado de drenagem de águas superficiais e profundas, fazem com que ocorram situações de instabilidade de taludes, potencializando perdas patrimoniais, e, quiçá, desafortunadamente, vidas humanas.

Este trabalho relata a experiência dos autores em projetos e obras de contenção de taludes, em uma planta industrial (estudo de caso 1), na região do Distrito Industrial, dois estudos de caso em áreas da orla do rio Negro (nos 2 e 3), sendo o último na região limite da zona urbana da cidade (estudo de caso 4), juntando-se a outros trabalhos correlacionados na literatura (Campelo et al., 2005a, Campelo et al., 2005b, Campelo et al., 2004, Campelo et al., 2002, Campelo et al., 2001). À exceção do estudo de caso 3, em que verificou-se, apenas, a estabilidade da futura construção no local, nos demais casos houve a ocorrência de ruptura do maciço de solo - mormente causado por um sistema ineficiente de drenagem superficial e profunda, agravado pelas elevadas alturas e inclinações do mesmo -, num processo clássico de voçorocamento.

2 CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS LOCAIS

A cidade de Manaus, localizada na margem esquerda do rio Negro, região do depocentro da Bacia Sedimentar do Amazonas (Cunha et al., 1994), encontra-se erigida sobre sedimentos da Formação Alter do Chão (Caputo et al., 1972).

Esses sedimentos são constituídos predominantemente de argilas avermelhadas, siltitos e arenitos avermelhados, depositados em ambiente continental fluvial e lacustrino, associado com a instalação

de um sistema fluvial arenoso de alta energia, ocorrido no Neocretáceo (Daemon & Contreiras, 1972; Daemon, 1975). A partir do Mioceno, essa região foi submetida a um regime tectônico, associado a um tensor extensional de direção NW/SE, responsável pelo aparecimento de estruturas tectônicas diversas, com destaque para o sistema de falhas normais de direção NE/SW, resultando em seqüências fluviais vinculadas a um sistema de drenagem transversal e divergente (Sternberg, 1950; Igreja & Franzinelli, 1990; Silva et al., 1994; Costa, 1996; Hasui, 1996), moldada em um relevo constituído de platôs e colinas, em níveis de subsidência ligados a falhas.

Localmente, as estruturas ocorrentes estão associadas à falhas transcorrentes de direção NESW, apresentando mergulhos para SE, as quais controlam a região de confluência dos rios Negro e Solimões e deslocam descontinuidades mais antigas.

A Figura 1 apresenta a área de estudo dos quatro taludes em tela. O caso 1 é a de uma indústria do Pólo Incentivado de Manaus (PIM), que, para sua instalação, necessitou realizar um movimento de terra de corte e aterro no terreno limítrofe ao do vizinho de fundo, de menor elevação. Contudo, ocorreu uma instabilidade do aterro - que fora mal compactado -, durante a incidência de chuvas prolongadas. Para a análise do deslizamento de terra, solicitou-se à direção da indústria que se levasse a cabo seis sondagens de simples reconhecimento, com realização simultânea do ensaio SPT, até a profundidade de 30 m, abaixo do nível do terreno (NT), bem como o levantamento plani-altimétrico da área do talude.

Por questão de brevidade, proceder-se-á ao estudo dos resultados apenas da seção transversal de estudo, mostrada na Figura 2, que portou-se como a mais crítica, em relação aos coeficientes de segurança encontrados, em virtude até mesmo de sua maior altura. A Tabela 1 indica os índices de resistência à penetração médios (SPT N) de cada camada do perfil do terreno, tomados daquela sondagem que apresenta índices individuais de menores valores, ao longo da profundidade de interesse.

Este procedimento fora adotado para os estudos de caso aqui analisados, à exceção do estudo de caso 3, em que fora considerada a sondagem mais próxima da edificação (Terminal Pesqueiro). Não fora encontrado o nível d'água subterrâneo (NA) nas três sondagens realizadas na crista do talude, mas somente nas três levadas a cabo no pé-do-talude, com profundidades entre 0,5 m e 8,6 m, abaixo do NT. Deve-se salientar, ademais, que, por força de simplificação de cálculo, durante o estudo da estabilidade de seção de talude, a ocorrência de algumas poucas camadas de delgada espessura

(lentes) não foram levadas em conta, sendo incorporadas às camadas de características semelhantes de índice de resistência à penetração.

Da mesma forma, a Figura 3 mostra a planta de situação do caso de estudo 2, tratando-se de um projeto urbanístico municipal, constituído de parque ecológico, museu, praças de alimentação, mirante, etc., numa região frontal ao mundialmente conhecido Encontro das Águas, entre os rio Solimões e Negro. A Tabela 2 indica os correspondentes índices de resistência à penetração médios (N_{SPT}) de cada camada do perfil do terreno, tomados da sondagem mais crítica, todas elas realizadas até 60 m de profundidade, abaixo da crista do talude. A Figura 4 apresenta a seção transversal crítica de análise, para o estudo de caso 2. Na Figura 5, analisou-se a estabilidade da construção de um terminal pesqueiro (estudo de caso 3), na orla fluvial da cidade, dado que, geralmente, o maciço de solo em regiões de orla é composto de argilas orgânicas moles. A Tabela 3 fornece os valores de N_{SPT} , para este caso, em relação à sondagem mais crítica, dentre as 11 executadas no local, com profundidades variando de 9 m (até o impenetrável – arenito Manaus, da Formação Alter do Chão) até 30 m. Este fora o único caso em que não houve ruptura de maciço de solo, mas, apenas, uma previsão da estabilidade da futura construção, diante da presença do rio Negro e de uma camada de aterro que seria executada, abaixo do piso do terminal.

A Tabela 4 e a Figura 6 são concernentes ao estudo de caso 4. Para este caso, foi encontrado NA à profundidade média de 18,4 m, abaixo da crista do talude, em duas sondagens efetuadas no local, com profundidades de 30 m, contada a partir do topo do talude.

3 CONDIÇÕES DE CONFIGURAÇÃO DOS PERFIS ANALISADOS

De acordo com a topografia do local e as sondagens realizadas nos locais, passou-se a analisar três seções ou perfis de cada estudo de caso, nas condições de pouca, média e alta declividade. Por questão de espaço, serão apresentadas neste trabalho apenas as de maior declividade dos taludes dos três casos analisados, pois geralmente conduzem aos coeficientes de segurança mais críticos, associados às maiores alturas dos mesmos. Quando há prédios existentes na vizinhança, os mesmos são considerados como sobrecargas atuantes no nível do terreno. Da mesma forma, quando é encontrado nível d'água subterrâneo, este é incluído no cômputo do fator de segurança global do talude, como uma superfície piezométrica.

De acordo com a relação existente entre os índices N_{SPT} e a classificação granulométrica da camada de solo, extraíram-se os parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento do solo - coesão (c) e ângulo de atrito interno do solo (f) – e de massa específica aparente úmida (g). Com efeito, baseados nos quantitativos constantes na bibliografia nacional e estrangeira, além da própria experiência dos autores, com solos locais de características marcadamente laterizados, empregaram-se valores de coesão e de ângulo de atrito interno dentro do intervalo proposto por Campelo et al. (2001), cujas magnitudes são mais conservadoras do que aquelas tradicionalmente verificadas na literatura especializada.

Ademais, deve-se ressaltar que na formulação da seção de estudo para simulação computacional, as camadas de solo não têm, compulsoriamente, o mesmo número e a mesma espessura daquelas verificadas nas sondagens, para efeito de simplificação no cálculo do fator de segurança dos taludes. Em adição, costuma-se associar pontos com grandes distâncias laterais, à esquerda e à direita da origem dos sistemas, assim como profundidades adequadas de tangenciamento da superfície de ruptura com uma linha imaginária abaixo da qual a superfície não pode passar, denominada de rock line.

O programa computacional empregado nas análises das seções transversais dos taludes fora o GEOSLOPE 2004 (Kran, 2004), que analisa os coeficientes de segurança pelos métodos de Fellenius (1936), Bishop (1955), Janbu (1954), Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967), dentre vários outros. Em adição, este programa pode estudar apenas uma superfície de ruptura específica ou pode ainda pesquisar a superfície de ruptura (circular ou não circular) que seja a mais crítica (“crítica das críticas”). O programa também permite a análise de carregamentos superficiais – triangular, uniforme, trapezoidal, etc. – à superfície, assim como a influência de nível d’água subterrâneo ou superficial (linha piezométrica).

Além disto, é possível fazer simulações com alternativas em retaludamento (reescalonamento da geometria da seção transversal do talude), inclusão de geogrelhas ao maciço de solo (solo reforçado), inclusão de tirantes e chumbadores (solo grampeado), assim como a possibilidade de contenções em muros de estacas justapostas, entre outras opções técnicas de contenção. A Tabela 5 mostra os parâmetros geotécnicos tomados como referência, para as várias camadas de solo, na análise das seções dos taludes. Estes valores estão dentro das faixas propostas por Campelo et al. (2001), para solos locais.

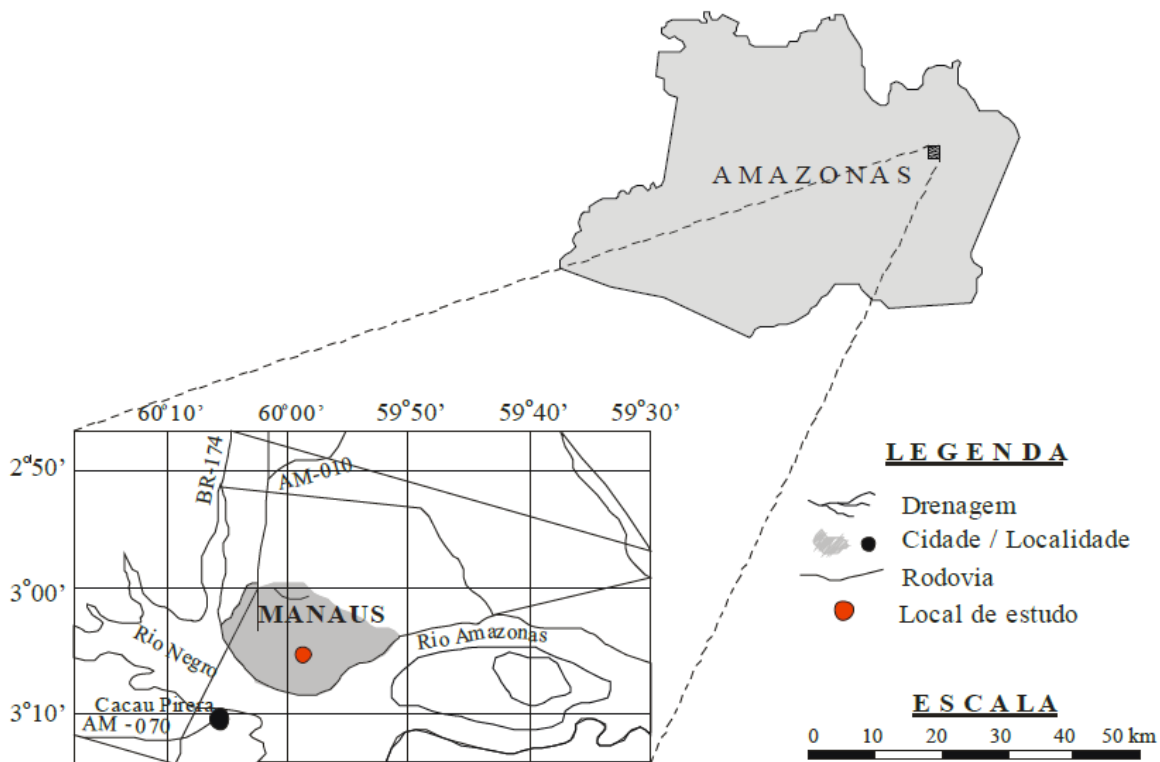


Figura 1 – Localização da área de estudo dos quatro taludes, na cidade de Manaus.

SEÇÃO TRANSVERSAL DE ESTUDO

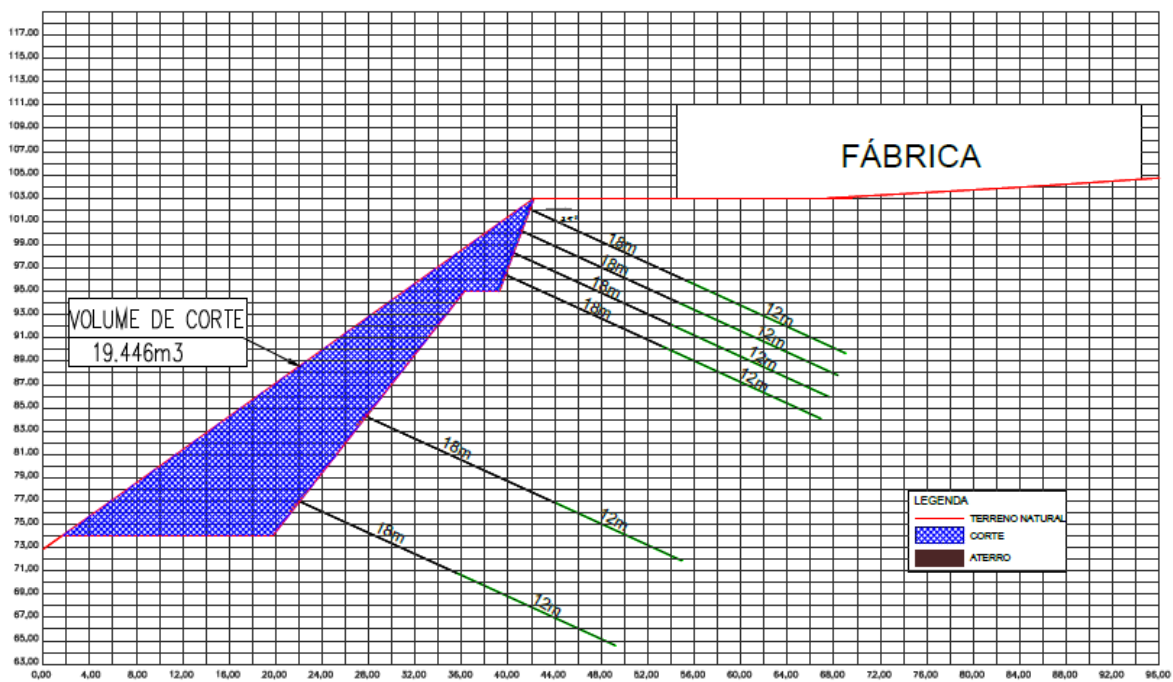


Figura 2 – Indicativo da seção transversal do talude na região de maior deslizamento de terra, para o caso de estudo 1, mostrando-se, também, a solução adotada, em cortina atirantada.

Tabela 1 – Estratigrafia do perfil de solo do estudo de caso 1.

Camada nº	Prof. (m)	\bar{N}_{SPT}	Classificação
1	0 – 3,00	10	Argila pouco arenosa (aterro)
2	3,00 – 22,00	6	Argila pouco arenosa (aterro)
3	22,00 – 30,00	9	Argila arenosa

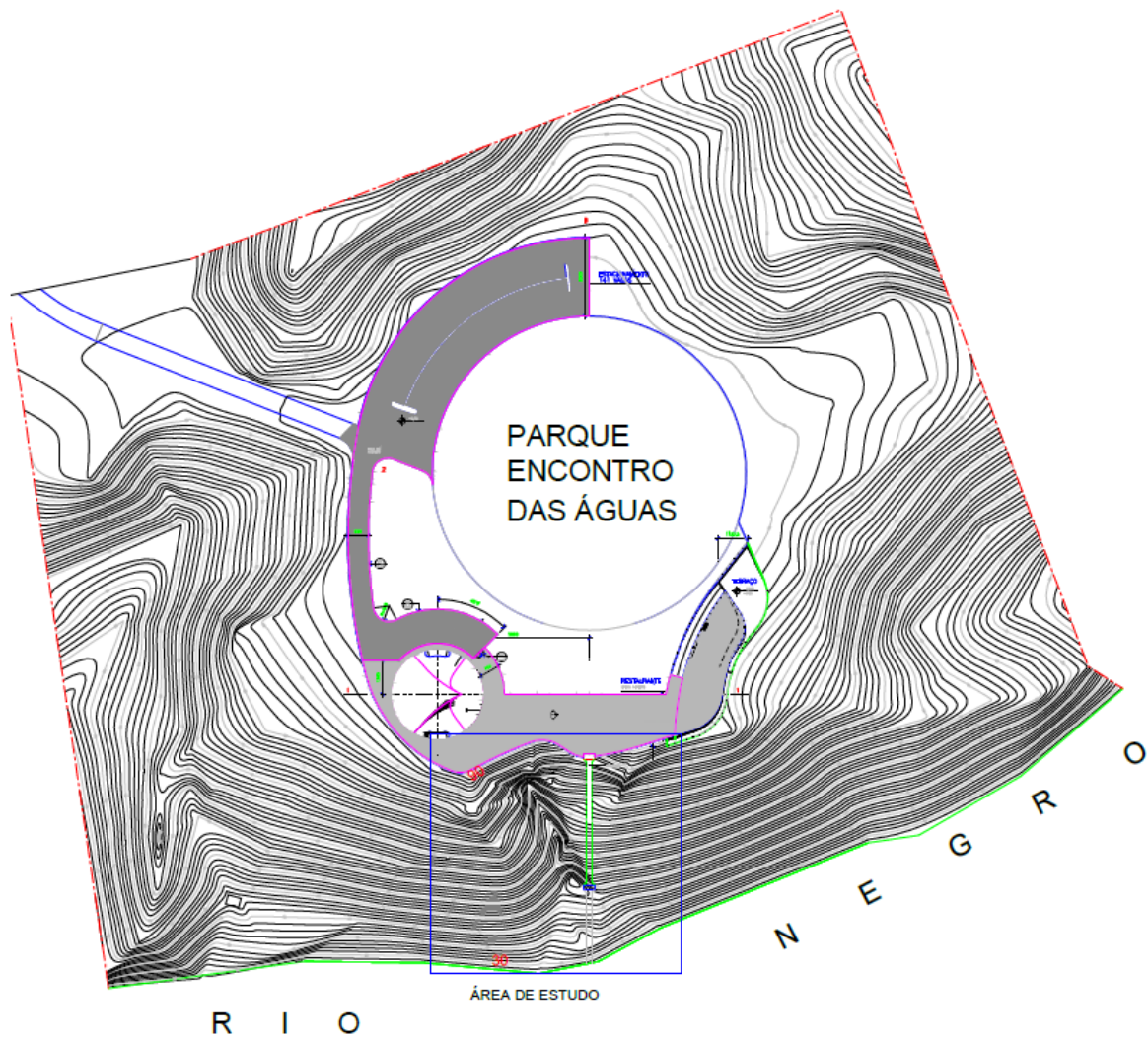


Figura 3 – Planta de situação do estudo de caso 2.

Tabela 2 – Estratigrafia do perfil de solo do estudo de caso 2.

Camada n°	Prof. (m)	\bar{N}_{SPT}	Classificação
1	0 – 8,00	15	Argila pouco arenosa
2	8,00 – 28,00	8	Argila arenosa
3	28,00 – 38,00	20	Areia argilosa
4	38,00 – 46,00	8	Argila arenosa
5	46,00 – 60,00	18	Areia argilosa

SEÇÃO TRANSVERSAL DE ESTUDO

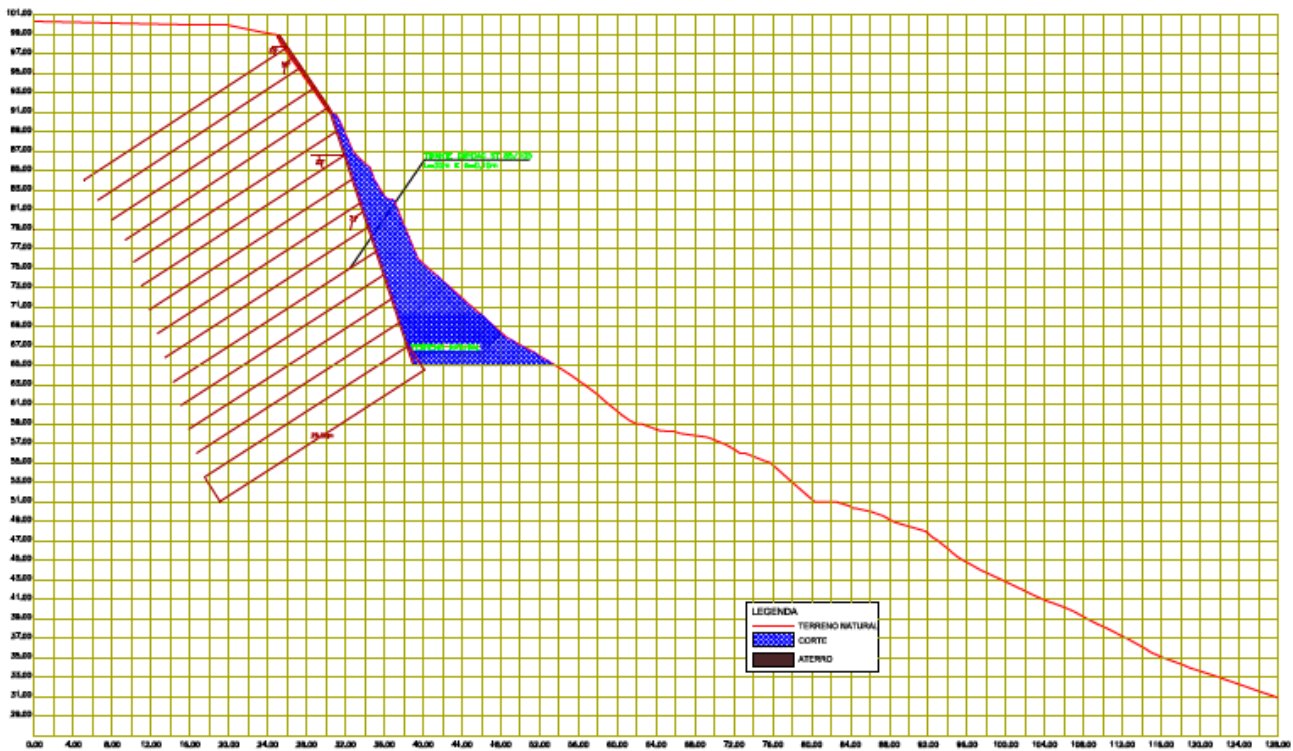


Figura 4 – Detalhe da seção transversal de estudo, para o caso 2, indicando-se, também, a solução em cortina atirantada.

SEÇÃO TRANSVERSAL DE ESTUDO

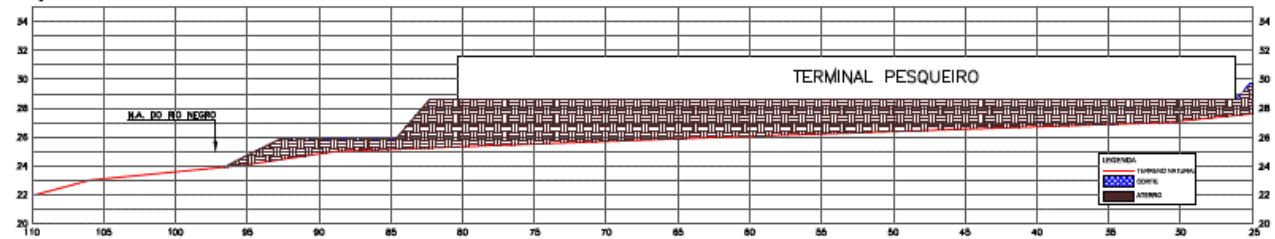


Figura 5 – Detalhe da seção transversal de estudo, para o caso 3.

Tabela 3 – Estratigrafia do perfil de solo do estudo de caso 3.

Camada nº	Prof. (m)	\bar{N}_{SPT}	Classificação
1	0 – 5,00	9	Argila pouco arenosa (aterro)
2	5,00 – 8,00	6	Areia argilosa
3	8,00 – 11,00	13	Areia argilosa

Tabela 4 – Estratigrafia do perfil de solo do estudo de caso 4.

Camada nº	Prof. (m)	\bar{N}_{SPT}	Classificação
1	0 – 9,00	8	Argila arenosa
2	9,00 – 18,00	18	Areia argilosa
3	18,00 – 22,00	20	Argila arenosa
4	22,00 – 30,00	2	Argila arenosa

SEÇÃO TRANSVERSAL DE ESTUDO

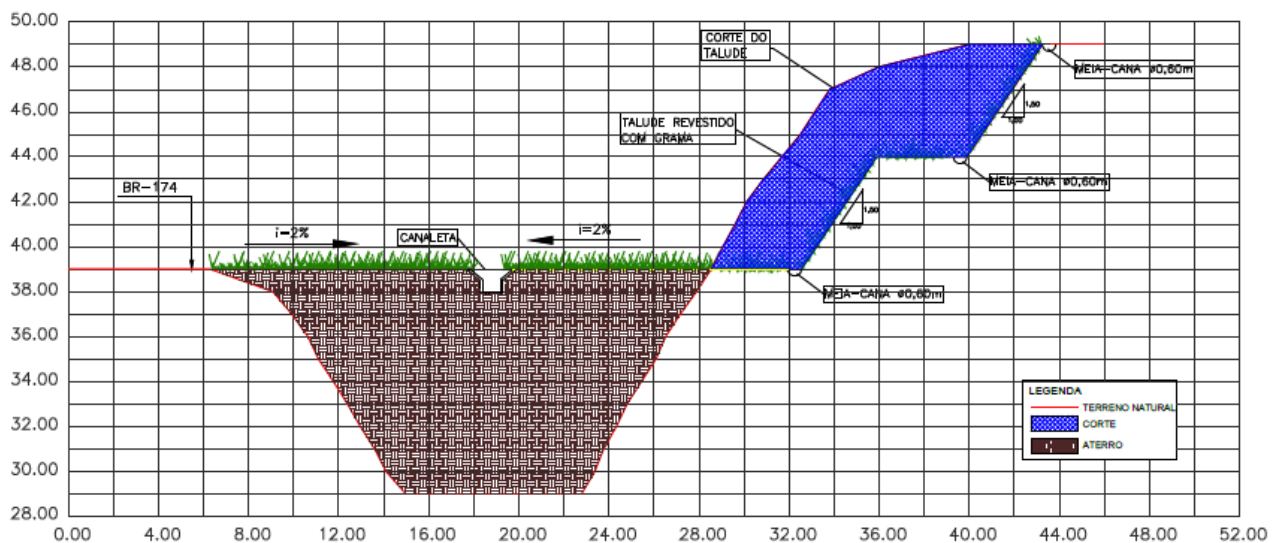


Figura 6 – Detalhe da seção transversal de estudo, para o caso 4, mostrando-se, ainda, a solução adotada, em retificação da geometria original (retaludamento).

Tabela 5 - Parâmetros geotécnicos das camadas dos taludes dos casos 1, 2, 3 e 4.

C A M A D A	Estudo de caso											
	1			2			3			4		
	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
1	25	2 5	150	30	2 0	16	15	25	20	15	22	16
2	20	1 5	15	20	2 0	15	10	15	16	10	28	18
3	20	2 0	16	15	4 0	20	8	20	14	8	32	20
4	--	--	--	15	1 5	14	5	32	20	5	12	14
5	--	--	--	30	2 5	18	--	--	--	--	--	--

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS PERFIS DE PESQUISA

A partir das seções de análises definidas para cada talude, concomitantemente com a determinação dos parâmetros de resistência e de peso específico do solo, para cada camada, bem como a presença ou não de linha piezométrica, passou-se, então, a se fazer as simulações computacionais. Em primeiro lugar, o talude fora analisado na sua condição natural, após serviço de corte de terreno ou imediatamente após a ocorrência de deslizamento de terra. Deste modo, pretendia-se conhecer o coeficiente global de estabilidade nesta situação. Para coeficientes com valores inferiores a 1,50, aventava-se então a possibilidade de se efetuar o retaludamento – alternativa mais econômica – ou empregar obras de contenção, e.g., muro de arrimo, cortina de estacas justapostas, cortina atirantada, etc. Os quatro taludes analisados possuem alturas médias de 7 m, 20 m, 30 m e 65 m, enquanto seus comprimentos médios, em planta – não necessariamente iguais aos comprimentos efetivos de projeto -, são de 80 m, 140 m, 70 m e 300 m, ao mesmo tempo que suas inclinações médias são iguais a 25°, 50°, 35° e 60°, respectivamente, nas condições naturais, antes da execução dos serviços de estabilização dos maciços de solo, quando estes fizeram-se mister (à exceção do caso 3). O nível de água subterrâneo (NA) fora encontrado apenas em um dos casos, até a profundidade alcançada pelas sondagens.

As Figuras 7 a 10 indicam as conformações das geometrias das superfícies de ruptura críticas, determinadas nas simulações. A Tabela 6 apresenta os coeficientes de segurança encontrados nas

condições natural e após a solução adotada, para os diferentes métodos de análises. Pode-se notar que os diferentes métodos apontam coeficientes de segurança similares, para cada caso analisado.

Verifica-se, ainda, que nos taludes onde houve a ruptura do maciço de solo, os coeficientes são inferiores à unidade, como era de se esperar. Em relação às soluções adotadas, nota-se, de fato, que o incremento nos novos coeficientes de segurança, após a introdução da intervenção, é superior a 100 %, corroborando com a solução adotada.

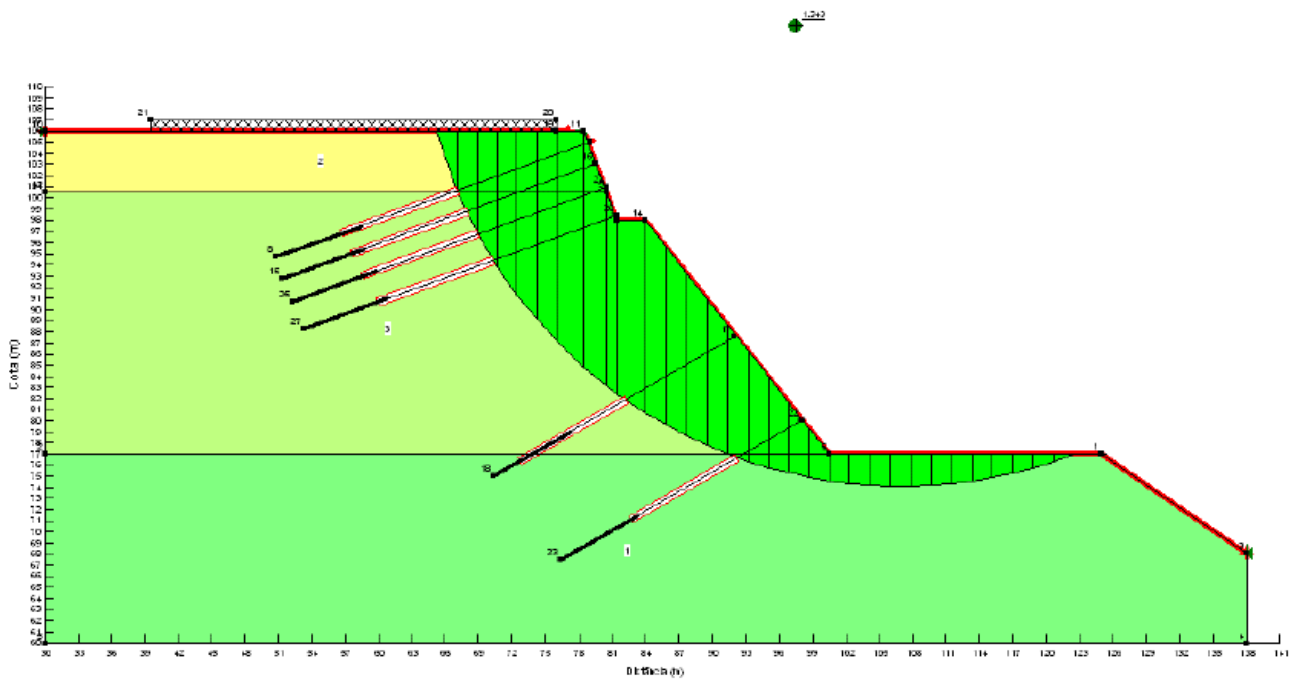


Figura 7 – Detalhe da seção transversal de estudo, para o caso 1, mostrando-se, ainda, a solução adotada, em corte do terreno e posterior execução de cortina atirantada.

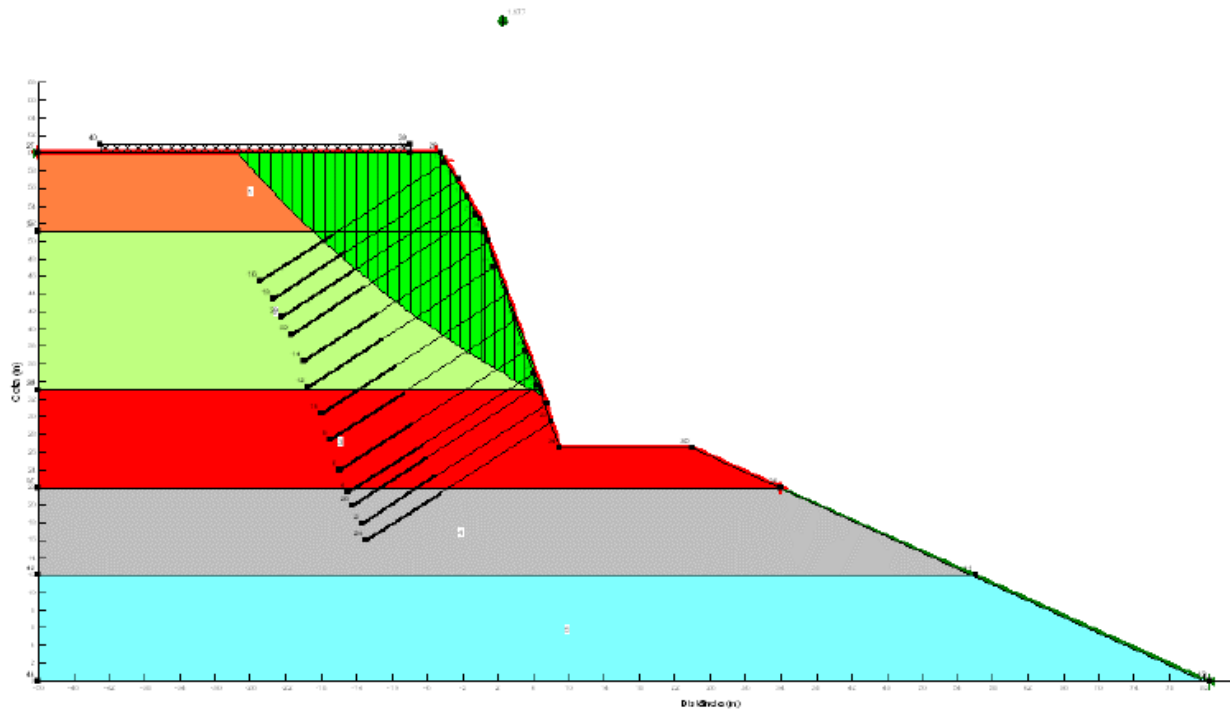


Figura 8 – Detalhe da seção transversal de estudo, para o caso 2, mostrando-se, ainda, a solução adotada, em corte do terreno e posterior execução de cortina atirantada.

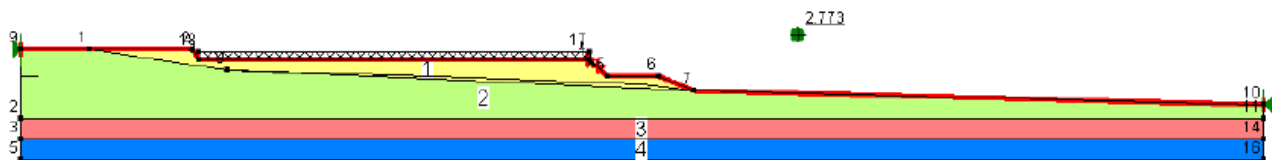


Figura 9 – Detalhe da seção transversal de estudo, para o caso 3, com execução de aterro subjacente ao piso do Terminal Pesqueiro.

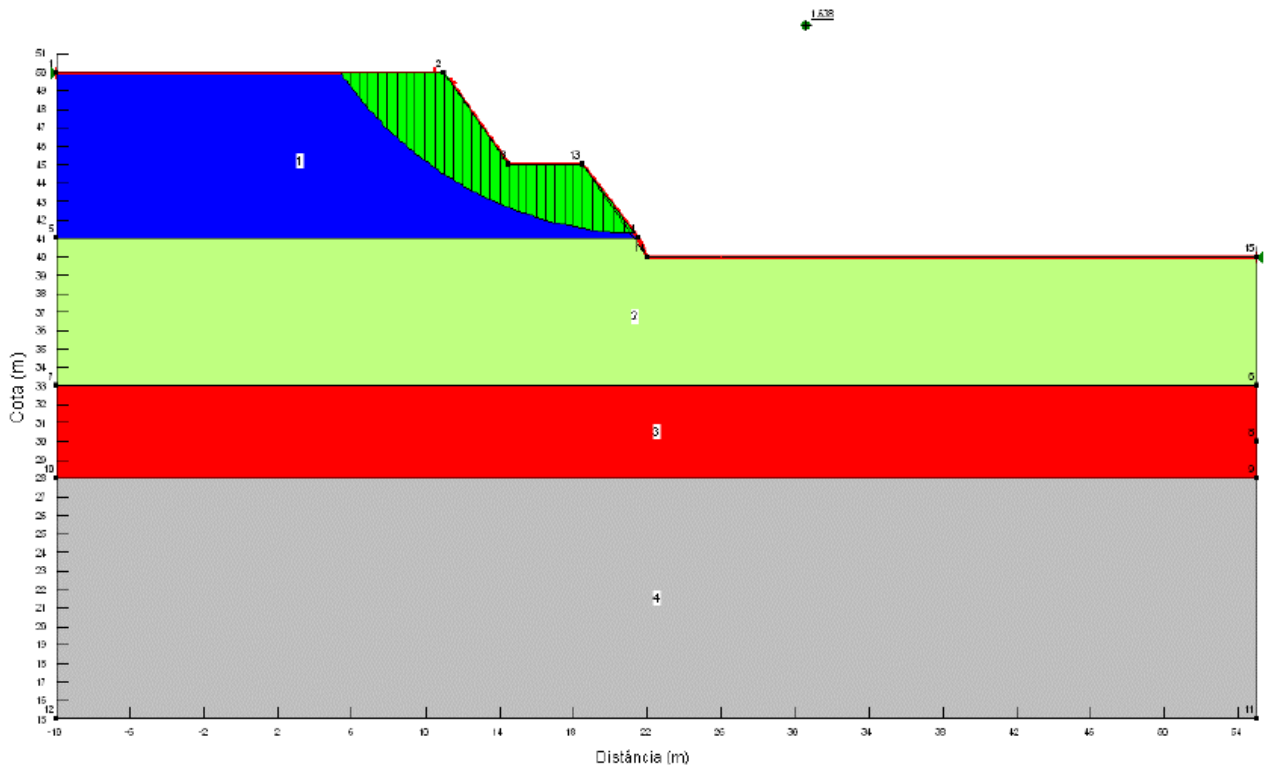


Figura 10 – Detalhe da seção transversal de estudo, para o caso 4, com execução de retificação (retaludamento) da geometria natural do talude, após o voçorocamento.

Tabela 6 – Coeficientes de segurança global nas condições antes e após as soluções alternativas, para os três estudos de caso de estabilidade de taludes.

Caso	Estudo de caso e condições de análise.	Fator de segurança mínimo pelo método				
		Fellenius	Bishop	Janbu	Morgenstern-Price	Spencer
1.1	Estudo de caso 1, na condição natural.	0,509	0,518	0,506	0,517	0,517
1.2	Estudo de caso 1, na condição após a solução adotada.	1,374	1,378	1,376	1,390	1,395
2.1	Estudo de caso 2, na condição natural.	0,835	0,852	0,830	0,852	0,863
2.2	Estudo de caso 2, na condição após a solução adotada.	1,774	1,860	1,746	1,977	1,977
3.1	Estudo de caso 3, na condição natural.	--	--	--	--	--
3.2	Estudo de caso 3, na condição após a solução adotada.	2,687	2,800	2,503	2,773	2,773
4.1	Estudo de caso 4, na condição natural.	0,782	0,797	0,782	0,796	0,802
4.2	Estudo de caso 4, na condição após a solução adotada.	1,600	1,641	1,580	1,638	1,638

5 CONCLUSÕES

Estudo-se a estabilidade global de quatro taludes, localizados em algumas regiões da cidade de Manaus. Três destes taludes apresentaram deslizamentos de massas superficiais e profundas.

As simulações realizadas, nas condições naturais - após a ocorrência de movimento de massa - ou na situação após a alternativa instalada, permitiram observar que os novos coeficientes de segurança experimentaram aumento superior a 100 %, para as várias intervenções adotadas.

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar seus agradecimentos ao Sr. Sebastião Peres Neto, acadêmicos de Engenharia Civil, pelas ilustrações constantes neste trabalho.

REFERÊNCIAS

- Bishop, A.W. (1955). The use of slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotéchnique*, 1955, v. 5, p. 7-17.
- Campelo, N.S.; Carneiro, B.J.I.; Carvalho, J.S. e Albiero, J.H. (2005). Estudo da ruptura catastrófica de um aterro extenso, em obra portuária, localizada na cidade de Manaus. 11º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 11 CBGEA, Florianópolis, novembro de 2005.
- Campelo, N. S.; Carneiro, B.J.I.; Carvalho, J.S.; Albiero, J.H. Estudo da estabilidade global de três taludes, localizados no distrito industrial de Manaus. In: IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 2005, Salvador. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. São Paulo : ABMS/NE, 2005. v. II. p. 591-601.
- Campelo, N.S.; Carneiro, B.J.I.; Carvalho, J.S.; Albiero, J.H.; Rocha, F.R. (2004). Contenção de talude em cortina atirantada de estacas brocas, localizada em indústria do pólo industrial de Manaus. In: V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. ABMS-NRSP/ABEF, São Paulo, SP, 2004.
- Campelo, N.S.; Carvalho, J.S.; Carneiro, B.J.I.; Albiero, J.H. (2002). Verificação de estabilidade de taludes sujeitos à voçorocas, na cidade de Manaus. In: X Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. ABGE, Ouro Preto, MG.
- Campelo, N.S.; Carneiro, B.J.I.; Albiero, J.H.; Carvalho, J.S. (2001). Estabilidade de taludes naturais localizados na orla do rio Negro e no Pólo Industrial de Manaus. In: III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. ABMS, Rio de Janeiro, RJ, pág. 381-388.
- Caputo, M. V.; Rodrigues, R. & Vasconcelos, D. N. N. (1972) Nomenclatura estratigráfica da Bacia do Amazonas - histórico e atualização. Anais 26o Congr. Bras. Geol., SBG, Belém (PA), V.3, pp.36-46.

- Costa, J. B. (1996) A Neotectônica na Amazônia. Bol. V Simp. Geol. Amazônia, SBG-Núcleo Norte, Belém (PA), pp.35-38.
- Cunha, P. R. C.; Gonzaga, F. G.; Coutinho, L. F. C. E Feijó, F. J. (1994) Bacia do Amazonas. Bol. Geociências, PETROBRÁS, Rio de Janeiro (RJ), 8(1):47-55.
- Daemon, R.F. (1975) Contribuição à datação da Formação Alter do Chão, Bacia do Amazonas. Rev. Bras. Geoc., SBG, Rio de Janeiro (RJ), vol. 5, no. 2, pp. 78-84.
- Daemon, R. F. & Contreiras, C. J. A. (1972) Zoneamento palinológico da Bacia do Amazonas. PETROBRÁS, Rel. Interno, Belém (PA), In: Eiras et al. - 1994 - Bacia do Solimões. Bol. Geoc., PETROBRÁS, Rio de Janeiro (RJ), 8(1):17-45.
- Fellenius, W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. Proceedings of the Second Congress of Large Dams, v. 4, pp. 445-463.
- Hasui, Y. (1996) Evolução geológica da Amazônia. Anais do V Simp. Geol. Amazônia, SBGNúcleo Norte, Belém (PA), pp.31-34.
- Igreja, H. L. S. & Franzinelli, E. (1990) Estudos neotectônicos na Região do Baixo Rio Negro, Centro-Nordeste do estado do Amazonas. Anais 36o Congr. Bras. Geol., SBG, Natal (RN), V.5, pp.2099-2109.
- Janbu, N. (1954). Applications of composite slip surfaces for stability analysis. Proceedings of the European Conference on the stability of earth slopes, Stockholm, v. 3, pp. 39-43.
- Kran, J. (2004). Stability modeling with SLOPE/W: An engineering methodology. Geo-Slope/W International, Ltd..
- Morgenstern, N.R. e Price, V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotéchnique, v. 15, pp. 79-93.
- Silva, C. L.; Carvalho, J. S.; Alecrim, J. D. &Costa, S. S. (1994) Considerações sobre Neotectonismo na cidade de Manaus (AM) e áreas adjacentes: uma discussão preliminar. Anais do 38o Congr. Bras. Geol., SBG, Balneário Camboriu (SC), V.2, pp.251-252.
- Spencer, S.G. (1967). A method of analysis of the tability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Geotéchnique, v. 17, n. 1, pág. 11-26.
- Sternberg, O'R. H. (1950) Vales tectônicos na Planície Amazônica? Rev. Bras. Geogr., Rio de Janeiro (RJ), 12(4):3-26.

Capítulo 22

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS COM RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO DE CONCRETO, CAL VIRGEM E HIDRATADA E SOLO TROPICAL

[DOI: 10.37423/200400743](https://doi.org/10.37423/200400743)

Livia Fujii (Universidade de Brasília, Brasília, Brasil).

liviafujii@gmail.com

José Camapum de Carvalho (Universidade de Brasília, Brasília, Brasil).

camapumdecarvalho@gmail.com

RESUMO: Estudos utilizando materiais recicláveis em pavimento têm ganhado maior importância, uma vez que o volume de material primário é cada vez menor. Foi utilizado resíduo de construção e demolição de concreto de uma obra de demolição de Brasília, para que o mesmo tenha destinação sustentável e adequada, além de diminuir a utilização de material convencional. Foi utilizado solo tropical coletado no Campus Experimental da Geotecnia da UnB e também cal virgem e hidratada, fornecidas pela Belocal (representada pela Reforsolo Engenharia). Com esses materiais, formaram-se amostras de misturas e de solo in natura. Nesta pesquisa, apresentaremos resultados e análises de ensaios de Mini MCV, perda de massa por imersão, porosimetria e superfície específica e triaxial cíclico. No geral, comparando-se os resultados das amostras de misturas e de solo in natura, concluiu-se que a utilização, tanto do resíduo de concreto, como das cal virgem e hidratada, foram benéficas nesta pesquisa.

PALAVRAS-CHAVE: resíduo de construção e demolição, cal virgem, cal hidratada, solo tropical, pavimentação, reutilização, reciclagem.

1 INTRODUÇÃO

A geração de resíduos sólidos urbanos tem causado uma problemática notória devido à sua deposição irregular e não sustentável.

Por outro lado, o volume de jazidas a serem utilizadas em camadas estruturais de pavimentos é cada vez mais escasso.

Assim, estudos utilizando materiais recicláveis na construção civil têm ganhado maior importância em rodovias. Um exemplo é a utilização do resíduo de construção e demolição (RCD) em camadas estruturais de pavimentos, in natura ou misturado a solo e aditivos.

Nesta pesquisa utilizou-se RCD de concreto, solo tropical e cal virgem e hidratada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A construção civil é considerada a principal geradora de resíduos na economia brasileira (FREITAS, 2009).

As problemáticas causadas pela deposição irregular do RCD levaram o Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) a estabelecer a Resolução N° 307/2002, em que responsabiliza os agentes causadores a uma destinação adequada aos resíduos.

Assim, a reutilização dos resíduos de construção e demolição em camadas de pavimento é uma forma de dar uma destinação sustentável aos materiais, além de diminuir a utilização de material convencional, cada vez mais escasso.

Foram realizadas diversas pesquisas utilizando esse material em camadas estruturais do pavimento. Os pontos mais importantes são quanto a maior absorção de água (Mendes et al 2004), e quanto às misturas contendo RCD apresentarem comportamento resiliente e maiores valores de CBR (Silva et al 2011).

Experiências da mistura de RCD com solos tropicais demonstram o bom desempenho das amostras trabalhadas, como a pesquisa de Cavalcante et al (2006), em que se verificou que amostras com 67% de solo tropical e 33% de resíduo, e outra mistura com 50% de solo e 50% de resíduo em peso, indicaram um aumento expressivo no valor do CBR, comparando com amostras de solo puro.

Também verifica-se em pesquisas realizadas anteriormente, melhoria mecânica quando há estabilização dos solos utilizando cal. Na pesquisa realizada por Filho et al (2005), verifica-se que a adição de 4% de cal CH-I em amostras areno argilosas, aumentou o CBR de 42% (in natura) para 121% (mistura).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O RCD de concreto foi coletado em uma obra de demolição da Brasília Demolições, situada na Estrada Parque Indústria e Abastecimento em Brasília. Na coleta do RCD (Figura 1), notou-se que o mesmo já havia se degradado pelo processo de demolição.



Figura 1. Coleta do RCD.

Após a coleta, o RCD foi submetido ao processo de britagem. Foi utilizado um britador de mandíbulas, no Departamento de Geociências da UnB. Apenas com a utilização do britador, grande parte do RCD foi quebrado em grãos finos, conforme ilustra a Figura 2.



Figura 2. Britagem do RCD.

O solo tropical, representativo dos solos típicos da região do Distrito Federal, foi coletado no campus experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, conforme ilustra a Figura 3. Tentou-se manter a umidade natural, mantendo o material fechado em câmara úmida.



Figura 3. Coleta do solo.

As cais virgem e hidratada foram fornecidas pela Belocal, representada pela Reforsolo Engenharia (Figura 4).



Figura 4. Cal virgem à esquerda e à direita a cal hidratada.

As amostras foram preparadas segundo a norma DNER-ME 041/94: Solos – preparação de amostras para ensaios de caracterização, porém não foram submetidas à secagem prévia, a fim de que se tivesse melhor caracterização comparada com a situação de campo.

O RCD sofreu um processo de separação de maneira que foi utilizado apenas o material passante na peneira #4, visto que a presença de grãos maiores podem diminuir a representatividade dos ensaios mini compactados. A ação predominante de finos é positiva devido à sua ação cimentante.

A pesquisa objetivou comparar o comportamento do solo com as misturas de 2/3 de solo + 1/3 de RCD, 2/3 de solo + 1/3 de RCD + 4% do peso total de cal virgem e mistura de 2/3 de solo + 1/3 de RCD + 4% do peso total de cal hidratada.

Para cada grupo de amostras, foram realizados os seguintes ensaios:

- Mini MCV: DNER-ME 258/94 – Solos compactados em equipamento miniatura – Mini MCV;
- Perda de massa por imersão: DNER-ME 256/94: Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão;
- Porosimetria e superfície específica: software NovaWin;
- Triaxial cíclico: AASHTO T 307/99.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Para o ensaio de Mini MCV, as amostras foram trabalhadas na umidade ótima. O solo foi compactado com umidade de 19,3%, o solo + RCD com umidade igual a 17,2%, o solo + RCD + cal virgem com umidade igual a 16,4% e o solo + RCD + cal hidratada com umidade igual a 16,5%. Para as quatro amostras, o ensaio parou aos 16 golpes.

O resultado do ensaio de Mini MCV é apresentado na Figura 5.

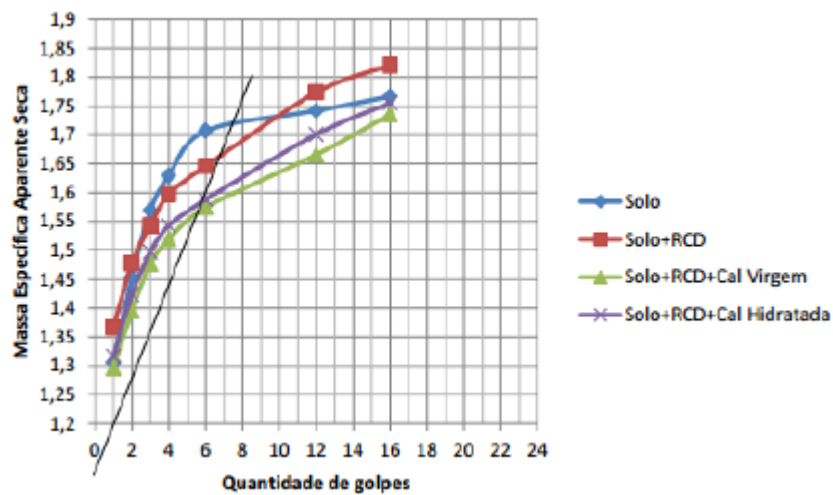


Figura 5. Ensaio de Mini MCV.

Verifica-se comportamento semelhante das amostras contendo o resíduo, sendo semelhante para as misturas que contém cal virgem e hidratada. A presença da brita aumentou a massa específica aparente seca do solo devido à sua maior densidade.

Os pontos de inflexão das curvas dos diferentes materiais se alinharam segundo uma mesma tendência, porém com número de golpes (energia) e massa específica aparente seca distintos.

A maior inclinação do segundo trecho das curvas obtidas para as misturas do solo com + RCD com e sem a presença de cal apontam para maior perda de sucção com o aumento do grau de saturação fazendo com que diminua a resistência das misturas e a compactação se torne mais efetiva.

Realizado o ensaio de Mini MCV, as amostras foram imersas em água para verificar o comportamento relativo à perda de massa quando em imersão Figura 6.



Figura 6. Ensaio de Perda de massa por imersão. À esquerda do solo; direita da mistura solo+RCD.

Poucos segundos após a imersão, a amostra contendo somente solo começou a “desmanchar”. Poucos minutos depois, toda amostra estava “desmanchada” e as demais amostras se mantiveram intactas, conforme demonstra a Figura 6. A presença do RCD e do RCD mais as cal proporcionaram estabilidade estrutural às misturas. Na prática, a presença de água em uma camada do solo puro, poderia gerar graves defeitos no pavimento, como afundamento e valores altos de trilhos de roda. O RCD sobressai-se assim com um material estabilizante do solo estudado.

Os ensaios de porosimetria e diâmetro dos grãos estão mostrados na Tabela 1.

Tabela 1. Resultados do ensaio de porosimetria e diâmetro dos grãos.

Amostra	diâmetro do poro (Å)	Volume Total de poros ($\mu\text{m}^3/\text{kg}$)
Solo	<376	13
Solo seco	<417	46
RCD	<427	22
RCD seco	<392	33
Solo + RCD	<397	13
Solo + RCD seco	<405	28
Cal virgem	<372	22
Cal virgem seca	<412	27
Cal hidratada	<398	82
Cal hidratada seca	<397	86
Solo + RCD + Cal virgem	<300	13
Solo + RCD + Cal virgem seca	<390	28
Solo + RCD + Cal hidratada	<400	14
Solo + RCD + Cal hidratada seca	<370	29

Pelos resultados, tem-se que a porosidade é maior para as amostras secas em estufa a 105°C e submetidas a vácuo, comparando-se aos obtidos com as amostras secas ao ar, como esperado, uma vez que a água ocupa espaços vazios entre os grãos. Considerando que o solo e o RCD foram misturados na proporção de duas partes em peso de solo para uma de RCD verifica-se que tanto o

RCD como as cais podem proporcionar algum efeito aglutinador elevando ligeiramente o volume de microporos esperado. Nota-se que a adição de RCD e cais diminuíram o volume de vazios em relação ao solo puro, pelo poder aglutinante.

Os resultados de superfície específica estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados de superfície específica.

Amostra	Área superficial específica (m ² /g)
Solo	9,606
Solo seco	31,634
RCD	0,876
RCD seco	2,833
Solo + RCD	8,337
Solo + RCD seco	18,745
Cal virgem	1,694
Cal virgem seca	1,8682
Cal hidratada	6,493
Cal hidratada seca	6,976
Solo + RCD + Cal virgem	7,952
Solo + RCD + Cal virgem seca	20,123
Solo + RCD + Cal hidratada	8,549
Solo + RCD + Cal hidratada seca	20,85

Assim como a porosimetria, a superfície específica foi superior para as amostras secas quando comparada aos resultados obtidos para os materiais na umidade natural, quando da coleta. O solo puro seco teve a maior superfície específica, devido à sua maior porcentagem de finos. A mistura de solo com RCD teve aumentada a superfície específica quando da adição tanto da cal virgem como da cal hidratada sendo o aumento maior no caso da cal hidratada. Esses resultados apontam para a ação desagregadora da cal sobre o solo. Ressalta-se que quanto maior a superfície específica, maior a ação de forças elétricas. Os resultados de superfície específica do solo apontam para a influência da presença de gipsita que tem superfície específica variando de 1 a 100 m²/g.

Verifica-se ainda (Figura 7) que o grau de saturação das misturas na umidade ótima da energia Proctor intermediário foi maior quanto maior a superfície específica, conforme esperado, uma vez que, quanto maior a superfície específica, maior a superfície de contato nas interações com a água.

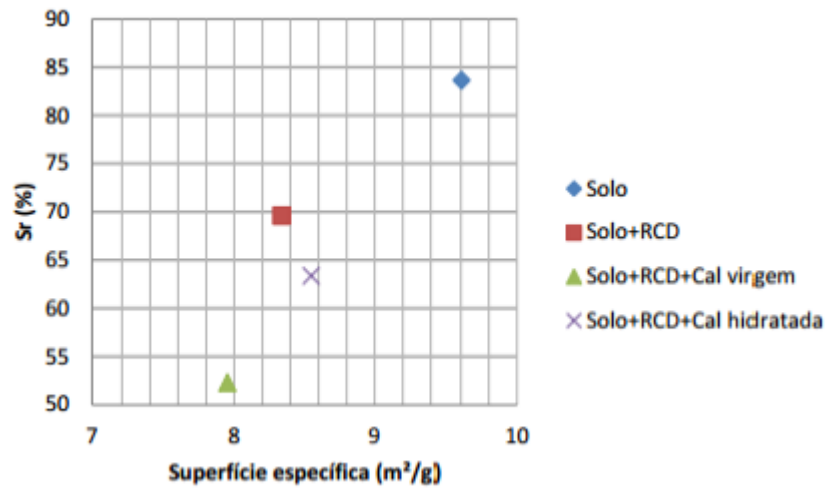


Figura 7. Superfície específica x grau de saturação.

Do ensaio de resiliência, verificou-se estreita relação entre o Módulo resiliente obtido no ensaio triaxial cíclico e o Modelo Universal para todas as amostras analisadas, conforme Figura 8. Verifica-se que para as misturas, obteve-se valores equivalentes de resiliência ao 1 dia de cura, comparado com as demais curas, o que demonstra que a ação cimentante do RCD e dos cais foi rápida ou pouco significativa caso em que as alterações de comportamento verificadas nos demais ensaios teria sido função predominantemente de trocas catiônicas. A presença do material granular (RCD) também contribuiu para o aumento do módulo resiliente.

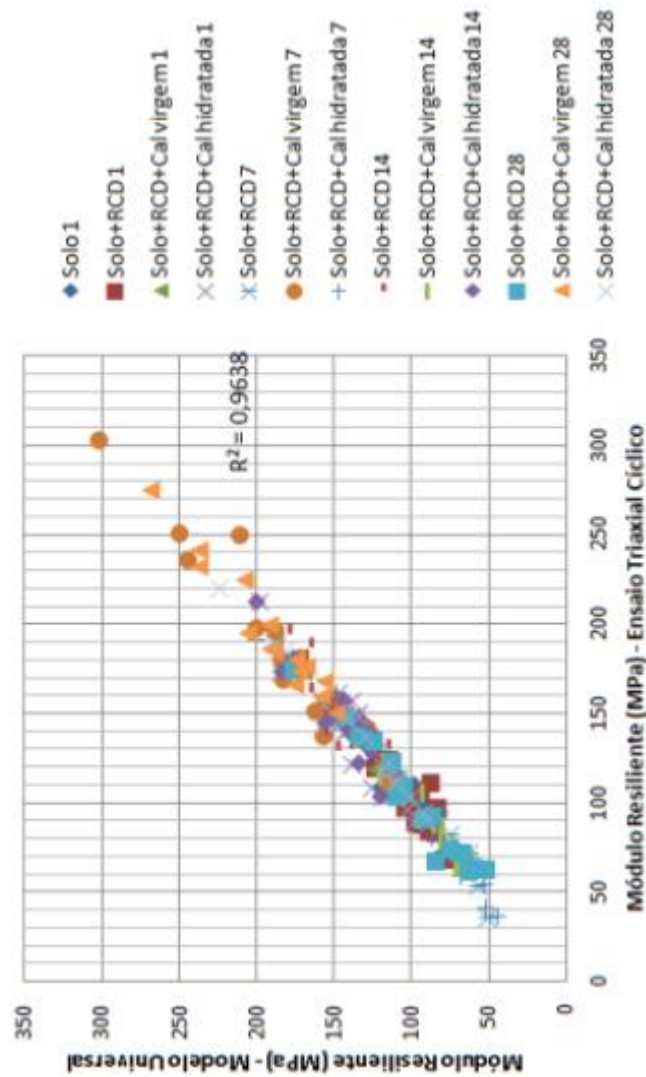


Figura 8. Sobreposição das comparações de modelos de resiliência das amostras.

Tem-se também que o melhor comportamento resiliente foi o da mistura com cal virgem, provavelmente devido à sua maior sucção, uma vez que a cal virgem no contato com a água sofre hidratação consumindo água do sistema.

5 CONCLUSÃO

De um modo geral, conclui-se da melhora do solo quando misturado ao resíduo de construção e demolição e às cais virgem e hidratada. Assim, a utilização desses produtos é benéfica em camadas estruturais do pavimento.

Para o ensaio de Mini MCV, as amostras foram compactadas na umidade ótima. Verifica-se comportamento semelhante das amostras contendo o resíduo, sendo semelhante para as misturas que contém cal virgem e hidratada.

Observou-se que, após a imersão dos corpos de prova submetidos a ensaio de Mini MCV, a amostra contendo apenas solo começou a desmanchar em poucos minutos, o que não ocorreu com as misturas. Portanto, o RCD sobressaiu-se como um material estabilizante do solo.

Para o ensaio de porosidade, utilizou-se amostras secas ao ar e secas no equipamento a 105°C. Os resultados de porosidade foram maiores para amostras secas no equipamento do que para amostras secas ao ar. O solo apresentou maior superfície específica que as misturas devido à maior porcentagem de finos. Os resultados apontaram para ação agregadora da cal sobre o solo, uma vez que se obteve menores volumes de vazios.

Do ensaio de resiliência obteve-se estreita relação do módulo resiliente obtido do ensaio triaxial cíclico e o modelo universal para todas as amostras analisadas. Para as misturas, obteve-se valores equivalentes com relação às suas respectivas curas de 1, 7, 14 e 28 dias, o que demonstra que a ação cimentante do RCD e das cal foi rápida. A presença do RCD contribuiu na melhoria do comportamento resiliente. A mistura contendo cal virgem apresentou melhores comportamentos.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, ao Instituto de Geociências da Universidade de Brasília, à BeloCal e à Reforsolo Engenharia. À Capes, pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cavalcante et al (2006). Estudos para aproveitamento de resíduos de cerâmica vermelha de Sergipe na pavimentação rodoviária, 37ª Reunião de Pavimentação, Goiânia, GO, Brasil.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS DNER-ME 258/94: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini MCV

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS DNER-ME 256/94: Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão

FREITAS, I. M. (2009). Os resíduos de construção civil no município de Araraquara/SP. Dissertação de Mestrado. Centro Universitário de Araraquara – UNIARA. Desenvolvimento Regional e Meio Ambiente.

MENDES, T. M., MORALES, G., CARBONARI, G. Study on arc's aggregate utilization recycled of concrete. Conference on the Use of recycled materials in building and structures. Barcelona, Espanha 2004.

SILVA, M.G.B., SILVA, B.T.A., BARROSO, S.H.A (2008). Um primeiro estudo dos resíduos de construção e demolição da construção civil para aplicação em camadas de pavimentos na cidade de Fortaleza. 15ª Reunião de Pavimentação Urbana. Salvador, Bahia.

Capítulo 23

ESTABILIZAÇÃO DE UM ATERRO ATRAVÉS DE DRENOS VERTICAIS CONJUGADOS A DRENOS HORIZONTAIS PROFUNDOS

[DOI: 10.37423/200400746](https://doi.org/10.37423/200400746)

Cordeiro, D. D. (Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda, Vitória, ES, Brasil). ddcordeiro@ig.com.br.

Polido, U. F. (Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda, Professor do Centro Tecnológico da UFES, Vitória, ES, Brasil). uberescilas@geoconsult.com.br.

RESUMO: As variações das pressões neutras constituem um fator comum de rupturas de taludes em solos não saturados, geralmente ocorrendo em períodos de chuvas excepcionais. A elevação do grau de saturação nos solos causa redução na sucção promovendo uma queda na resistência ao cisalhamento, podendo gerar movimentações do maciço ou o seu escorregamento. Na região da Grande Vitória-ES, um prédio comercial de um pavimento, assentado em sapatas, foi construído próximo à borda de um aterro de 18,0m de altura. Com o tempo a estrutura passou a sofrer severos danos em função dos deslocamentos verticais e horizontais do terreno, devido basicamente à elevação do nível d'água no maciço. Para estudar o problema a encosta foi instrumentada com tubos inclinométricos, pinos de recalque e medidores de nível d'água. Um sistema de drenagem profunda conjugando drenos verticais com drenos horizontais foi testado e obteve sucesso no rebaixamento do nível d'água. O trabalho apresenta um breve histórico do problema, o sistema de funcionamento dos drenos, os resultados obtidos e os resultados do monitoramento feito antes, durante e após a instalação da drenagem. O nível d'água médio foi rebaixado em 3,0m e estima-se que o fator de segurança quanto à ruptura aumentou de 1,22 para 1,55.

1. INTRODUÇÃO

As causas que geram instabilidade em taludes podem ser classificadas genericamente em três tipos. Quando há mudanças na geometria do talude ou na sua sobrecarga, causando aumento das solicitações as causas são ditas externas. Por outro lado, quando ocorre uma redução da resistência ao cisalhamento do solo por intemperismo, as causas são chamadas internas. E quando as causas decorrem de mudanças na piezometria da encosta elas são denominadas intermediárias (Guidicini & Nieble, 1976). No último caso, mesmo não ocorrendo mudança visível na piezometria, uma ruptura pode ocorrer em função das variações das pressões neutras atuantes no solo (Lacerda et al., 1997).

Wolle & Hachich (1989) analisaram diversos relatos nacionais e internacionais de casos de rupturas superficiais. Os autores notaram que a maioria dos casos, as rupturas ocorrem em solos não saturados onde, antes da ruptura, a sucção promovia resistência ao cisalhamento suficiente para manter estáveis taludes de até 40°. Os escorregamentos são atribuídos à eliminação ou redução da sucção, geralmente em períodos de chuvas intensas ou prolongadas.

Um prédio de um pavimento foi construído próximo à borda de um aterro areno-argiloso. Com o tempo as movimentações do maciço causaram severos danos estruturais à edificação. Um estudo posterior revelou que o aterro havia sido feito sem qualquer drenagem de fundo e apresentava compactação insatisfatória em algumas camadas, principalmente naquelas situadas abaixo do nível d'água. Basicamente a movimentação deve-se a elevação do nível d'água, com redução da sucção e conseqüentemente queda na resistência ao cisalhamento do solo.

Um sistema de drenagem profunda conjugando drenos verticais (ou poços de alívio) com drenos horizontais foi testado e conseguiu rebaixar o nível d'água até a cota desejada. Apesar de algumas referências citarem o termo poços de alívio (Forrester, 2001), os autores adotaram nesse trabalho o termo drenos verticais (DVs). O presente trabalho pretende mostrar o funcionamento do sistema que garantiu fator de segurança satisfatório quanto à ruptura e promoveu a estabilização das deformações que vinham ocorrendo.

2. HISTÓRICO DO PROBLEMA

Em 1995, na região da Grande Vitória-ES, foi executado um aterro areno-argiloso com espessura variando de zero a 18,0m, sobre uma meia encosta suave de solo residual, formando um platô. Sobre o platô, foi construído em 1996 um prédio comercial, de apenas um pavimento, assentado em

fundação direta, com sapatas apoiadas a 1,50m de profundidade. A estrutura é de pilares, vigas, cintas e lajes em concreto armado, pé direito de 3,0m e fachada em vidro. Logo após a ocupação, o prédio começou a apresentar fissuras nas paredes e quebra dos vidros da fachada. O piso sofreu muitas trincas e depressões. As portas, empenadas, tinham dificuldades em abrir.

Os pilares, trincados junto ao piso e à laje do teto, demonstraram visível desaprumo (Figura 1). Tal fato foi confirmado com os registros das medidas de deslocamento relativo entre a base e o topo dos pilares feitas em 1997, 1999 e 2001. A Figura 2 ilustra as medidas feitas no pilar que apresentou o maior deslocamento (P3) e a média para todos os pilares. Nota-se que houve grande movimentação nos dois primeiros anos, entre 1995 e 1997. A partir daí, o deslocamento continuou, porém muito lentamente, indicando tendência de estabilização.

Em 1997, de acordo com informações da empresa, foram feitas injeções com calda de cimento sob as sapatas, por meio de tubo manchete. A solução adotada foi bastante onerosa, mas não resolveu o problema. O presente trabalho pretende mostrar a análise e a solução propostas pelos autores em 2001.

3. GEOMETRIA

O aterro, com superfície plana e talude com inclinação 30° com a horizontal, tem 18,0m de altura junto à borda, altura essa que diminui gradativamente até zero a uma distância de 100m. O topo do talude está situado na cota +32,0m e o pé do mesmo na cota +14,0m. O prédio é retangular medindo 15m x 65m e está afastado 20,0m da borda do talude.

4. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Foi feita uma análise de estabilidade onde foram observadas as sondagens, as medidas dos deslocamentos dos pilares e os levantamentos topográficos feitos em 2001 e 1994 (situação original). Notou-se que o aterro havia sido feito sem qualquer tipo de drenagem de fundo e com compactação insatisfatória em algumas camadas, principalmente abaixo do N.A. Apresenta-se, na Tabela 1, os valores médios de ensaios no aterro, caracterizando a variabilidade de resistência do maciço. Além disso, o aterro foi executado num pequeno vale no qual provavelmente existiam nascentes e que era o caminho natural de águas pluviais até um córrego próximo, situado na cota +5,0m.

4.1 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Foram realizadas 8 sondagens do tipo SPT, sendo que em 4 delas foram instalados medidores de nível d'água. As amostras foram caracterizadas e ensaiadas em laboratório (Tabela 1). O material foi classificado com base no Sistema Unificado de Classificação como SC, ou seja, areia média e fina, argilosa, cor vermelha e marrom.

Tabela 1 – Parâmetros obtidos nos ensaios

Parâmetro	Valor médio
N_{SPT}	05 a 10 golpes/30cm
Umidade natural	15 a 25 %
Limite de liquidez	35 %
Limite de plasticidade	15 %

Foram obtidas ainda quatro amostras indeformadas em tubo shelby, diâmetro de 3", para realização de ensaios de laboratório de cisalhamento direto, do tipo CD (adensado, drenado). Os parâmetros adotados na análise de estabilidade estão apresentados na Tabela 2.



Figura 1: Detalhes dos danos ao prédio: (a) vista frontal, com nítida inclinação da fachada; (b) trinca em parede interna; (c) visível desaprumo de um dos pilares

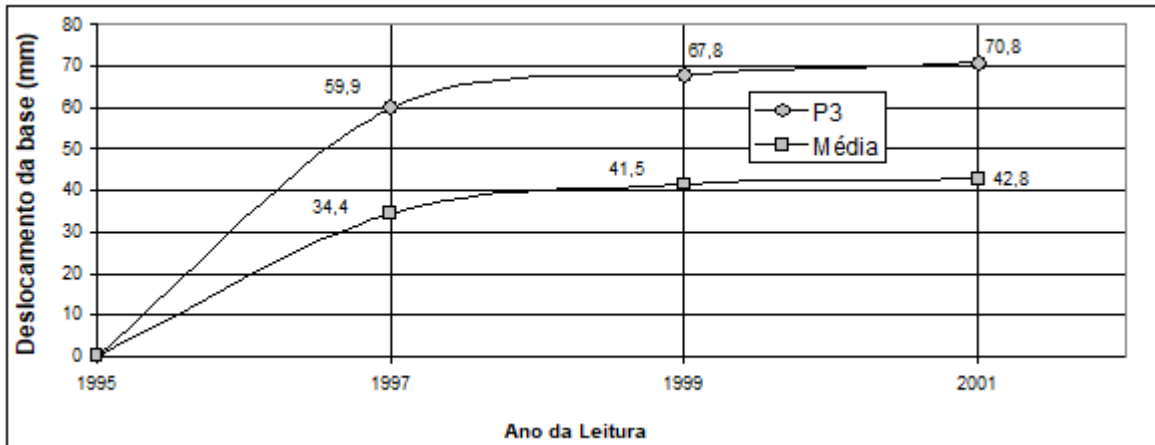


Figura 2: Medidas de deslocamento da base dos pilares

Tabela 2: Parâmetros adotados na análise de estabilidade

Solo	Peso específico natural (kN/m ³)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)
Acima do nível d'água	18,0	32	20,0
Abaixo do nível d'água	20,0	30	0,0

4.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

- (A) As informações disponíveis indicavam que o nível d'água no maciço havia se elevado até a cota +18,0m devido à falta de drenagem, e as pressões neutras atuavam reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo, gerando as movimentações do aterro. Foram feitas análises de estabilidade em três situações, variando a posição do N.A.:
- (B) Nível d'água da época, ou seja, cota +18,0m. Essa situação representava o N.A. médio acusado pelos medidores;
- (C) Nível d'água elevado de 3,0m, ou seja, na cota +21,0m. Essa situação desfavorável poderia ocorrer em caso de chuvas intensas;
- (D) Nível d'água rebaixado em 3,0m, ou seja, cota +15,0m. Situação mais favorável, a ser alcançada com a solução prevista.

Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Fatores de segurança calculados

Situação	Cota do N. A.	FS médio
(A)	+ 18,0m	1,22
(B)	+ 21,0m	1,05
(C)	+ 15,0m	1,55

5. PROPOSTA DE SOLUÇÃO PARA ESTABILIZAÇÃO DA ENCOSTA

Os resultados da análise de estabilidade (Tabela 3) indicavam necessidade de rebaixar o nível d'água até uma situação onde o fator de segurança (FS) fosse satisfatório, considerado como tal, valor maior ou igual a 1,50. Isto seria obtido com o rebaixamento do N.A. para a cota +15,0m.

5.1 SOLUÇÃO INICIAL: DRENOS HORIZONTAIS PROFUNDOS (DHPS)

Para rebaixar o N.A., decidiu-se pela utilização de drenos horizontais profundos (DHPs). Em princípio, o número de drenos necessários era desconhecido. O processo foi feito por tentativas, a exemplo dos relatos de Sandroni et al. (1992). Seriam instalados tantos DHPs quantos fossem necessários para rebaixar o N.A. até a cota desejada. Para isso, o talude foi monitorado com quatro medidores de nível d'água e dois tubos inclinométricos. No prédio foram instalados quinze pinos de recalque, e um pino de referência foi instalado em um poste afastado, fora do aterro. Adicionalmente, foram realizadas medidas de vazão periódicas em todos os DHPs. O monitoramento se deu antes, durante e após a instalação do sistema de drenagem.

O projeto inicial indicava 3 DHPs a serem executados a partir da cota +13,0m. Os drenos foram feitos com inclinação de 3%, e comprimento de 50m cada um. Após a execução dos 3 drenos, o monitoramento indicou que o nível d'água não havia sofrido alteração, e a vazão dos drenos era baixa. Uma nova alternativa foi testada, conforme descrito no item 5.2.

5.2 SOLUÇÃO ALTERNATIVA: DRENOS VERTICAIS (DVS) ASSOCIADOS AOS DHPS

Uma das causas possíveis para o baixo desempenho dos DHPs instalados é o fato de que não se interceptava as camadas drenantes do solo. Tais camadas não ficaram evidentes pelas sondagens tipo SPT, que indicavam um perfil sem evidencia de aquíferos ou caminhos preferenciais de fluxo d'água no aterro. Contudo, é provável que a percolação da água no maciço ocorresse por canais preferenciais, como pequenos veios de areia ou trincas, que possuem permeabilidade muitas vezes maior do que o restante do aterro.

A solução adotada, que mais tarde mostrou-se adequada para o problema, foi conjugar poços de alívio ou drenos verticais (DV) com drenos horizontais profundos (DHP). Assim, foi possível interceptar com os DVs as pequenas camadas drenantes situadas em diferentes cotas. A água é captada pelo DV e escoada pelo DHP para fora do terreno (Figura 3). Seguindo essa metodologia foram instalados seis conjuntos DV-DHP, que se somaram aos DHPs instalados anteriormente, na solução inicial (Figura 4). Logo após a instalação dos primeiros conjuntos DV-DHP, a vazão medida aumentou significativamente, mostrando a eficiência do novo sistema.

Os DVs são perfurações verticais, feitas com equipamento de estaca hélice contínua, de diâmetro 500mm, com 18,0m de profundidade, executados entre o prédio e a borda do talude. Em cada DV, foi instalado um tubo-dreno envolvido por geotêxtil no centro da perfuração, que foi depois preenchida com areia média, limpa. O tubo-dreno vertical serviu também de medidor de nível d'água, e as leituras fizeram parte dos dados do monitoramento.

6. RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

O sistema de monitoramento da encosta (Figura 4) foi constituído de: 2 tubos inclinométricos; 8 medidores de nível d'água; 16 pinos de recalque instalados no prédio (e um pino de referência); monitoramento da vazão do sistema de drenos.

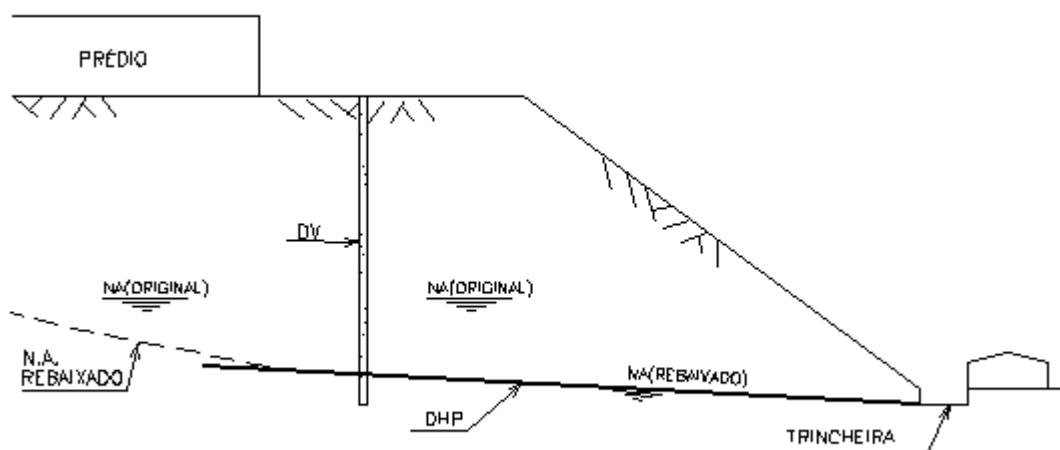


Figura 3: Funcionamento do sistema DV-DHP

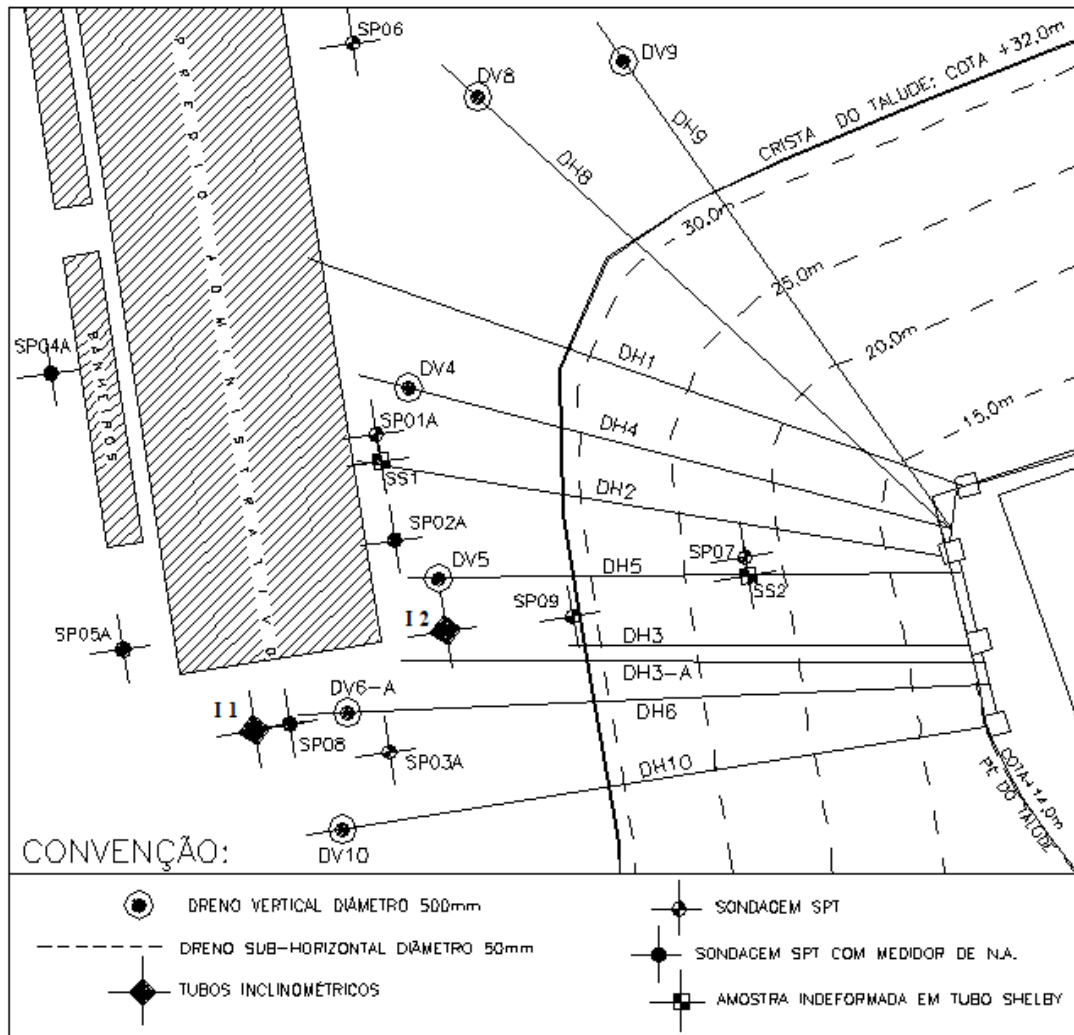


Figura 4: Planta de localização dos DVs, DHPs, sondagens, medidores de N.A. e tubos inclinométricos.

6.1 NÍVEL D'ÁGUA

O nível d'água (N.A.) médio apresentou uma elevação nos meses de novembro e dezembro de 2001, apesar de estarem sendo instalados drenos neste período. Tal fato pode ser explicado pelas fortes chuvas que atingiram a região naqueles meses. Passado o período chuvoso, foi realizado novo esgotamento dos medidores, que mostraram que o N.A. estava baixando, como era esperado. No primeiro esgotamento realizado em outubro, o N.A. subiu rapidamente, mostrando que não havia problemas de água acumulada nos medidores, e as leituras representavam a linha piezométrica real no aterro.

6.2 VAZÃO DOS DRENOS

As leituras de vazão nos DHPs foram feitas a partir de Dezembro de 2001. Os dados de vazão dos 10 drenos (Figura 4) mostraram que:

- DH4, responsável por 85% da vazão total, tem vazão permanente média de 5000ml/min.;
- DH6 e DH10 são permanentes, de pequena vazão, variando de 50 a 200 ml/min.;
- DH5 e DH3 são secos, não apresentando vazão alguma;
- DH2, DH3A, DH8 e DH9 são efêmeros de pequena vazão. Valores da ordem de 50 a 200ml/min foram medidos até janeiro de 2002 (período chuvoso) e depois secaram;
- DH1 efêmero de média vazão. Este dreno chegou a apresentar vazão de 1000 ml/min, que depois caiu para 500 a 600 ml/min. Em março de 2002 o dreno secou.

Acredita-se que os drenos ditos efêmeros poderão voltar a apresentar vazão caso ocorra novo período de chuva intensa.

6.3 TUBOS INCLINOMÉTRICOS E PINOS DE RECALQUE

Foram realizadas quatro leituras nos tubos inclinométricos e cinco nos pinos de recalque. As leituras de calibração foram realizadas antes da instalação do sistema de drenagem. Apesar do rebaixamento do nível d'água provocado, não houve deslocamento horizontal ou vertical do aterro que pudesse ser acusado nas leituras seguintes.

7. CONCLUSÕES

O sistema adotado, conjugando drenos verticais com drenos horizontais profundos, funcionou bem, atingindo o objetivo de rebaixar o nível d'água na encosta. Pode-se dizer que o sistema é eficiente quando se tem um material a drenar e não é possível identificar claramente as camadas permeáveis do solo. Nesse caso, o dreno vertical conjugado com o dreno horizontal funciona melhor, permitindo interceptar as camadas permeáveis e os eventuais caminhos preferenciais da água no maciço de forma mais eficiente.

O rebaixamento do nível d'água obtido foi de 3,0m. Com isso, estima-se que houve um aumento no fator de segurança de 1,22 para 1,55 (Tabela 3). Importante destacar que o sistema de drenagem foi instalado exatamente antes de uma chuva excepcional que atingiu todo o Espírito Santo e acumulou

378mm em um mês (novembro de 2001). Não se sabe exatamente o que poderia ocorrer caso os drenos não estivessem funcionando, mas acredita-se que as movimentações ocorridas anteriormente são devidas às oscilações no nível d'água provocadas por períodos de chuvas prolongadas ou intensas. Após a drenagem, nenhuma movimentação foi detectada, a exemplo do caso descrito por Sandroni et al. (1992).

O sistema de monitoramento foi preservado e continua sendo utilizado, embora com frequência muito menor, para acompanhar possíveis oscilações na piezometria e movimentos da encosta. Caso ocorra elevação futura do nível d'água, poderão ser instalados novos drenos próximos ao dreno DH4, uma vez que este apresentou grande vazão, da ordem de 5000 a 6000 ml/min (85% da vazão total). O prédio sofreu reforço estrutural e já foi reocupado, não tendo apresentado, até a presente data, sinais de novas movimentações do maciço.

8. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Prof. Enivaldo Minette da Universidade Federal de Viçosa pela instalação e leitura dos inclinômetros, ao Eng. José. Wellington Rezende e ao Tec. Álvaro Orlande pela confiança no trabalho e gentileza no fornecimento de todos os dados solicitados. O primeiro autor agradece à CAPES pelo auxílio através da bolsa de estudos pelo Mestrado da UFES.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Forrester, K. (2001). *Subsurface Drainage for Slope Stabilization*. ASCE PRESS, USA.

Guidicini, G., Nieble, C.M. (1976). *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. USP, São Paulo.

Lacerda, W. A., Santos Jr., O. F., Ehrlich, M. (1997). Efeitos das variações de poro-pressão sobre a estabilidade de encostas em solos residuais. In: 2nd Pan-American Symposium on Landslides. Proceedings... ISSMGE-ABMS. Rio de Janeiro, v. 1, p. 381-388.

Sandroni, S. S., Lacerda, W. A., Brandt, J. R. T. (1992). Instrumentação de encosta antes, durante e depois da instalação de drenos horizontais profundos, Angra dos Reis, RJ. In: 1ª COBRAE. Anais... ABMS, Rio de Janeiro, v. 1, p. 327-345.

Wolle, C. M.; Hachich, W. (1989). Rain induced landslides in southeastern Brazil. In: 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings... Rio de Janeiro, v. 3, p. 1639-1642.

Capítulo 24

USO DO EPS EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES NAS OBRAS DA BR -101/NE

[DOI: 10.37423/200400752](https://doi.org/10.37423/200400752)

Ingrid Ezechiello da Silva (Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil).iezechiello@gmail.com

Erizângela de Abreu Barbosa(Universidade Federal de Campina Grande, Paraíba, Brasil). zan.abreu@hotmail.com

José Carvalho Filho(Universidade Federal de Campina Grande, Paraíba, Brasil). kafilho@hotmail.com

Maria Esther Soares Marques(Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil).esther@ime.eb.br

RESUMO: Neste trabalho é apresentada uma análise do desempenho de três trechos das obras de adequação e duplicação da BR -101/NE, onde ocorreram rupturas de aterros de solos moles em dois desses trechos. Em dois trechos foi utilizado o EPS como solução de aterro leve, e em outro trecho rompido a solução foi a implantação de uma berma de equilíbrio. No aterro #7 do lote 5 (Paraíba) foi projetado originalmente um aterro, reforçado com geogrelha e sobrecarga de 2m, sobre uma camada de aproximadamente 6 m de espessura mas devido a ruptura neste local no início do lançamento da sobrecarga optou-se por utilizar a técnica do EPS. O aterro #2B (Pernambuco) está apoiado sobre um subsolo composto por uma camada de argila siltosa mole de aproximadamente 4,5m de espessura, seguida de uma camada de argila orgânica mole de 14,0 a 15,5m entretanto, por questões de custo-benefício do aterro #2B, foi proposto novo projeto com a utilização do EPS.

O desempenho do aterro leve #2B foi prejudicado por uma máxima cheia acima da média ocorrida em Julho do ano de 2011. Por fim, será analisado o terceiro trecho, aterro #7A também do lote 5, no qual inicialmente não se havia detectado solo mole e que rompeu após a execução do corpo de aterro. Foi cogitado o uso do EPS como solução, após a ruptura deste aterro, entretanto foi decidido executar uma berma de equilíbrio.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles, EPS, Aterros, Instrumentação, SPT.

1 INTRODUÇÃO

Existem vários métodos construtivos de aterros sobre solos mole a fim de reduzir os problemas de recalque e de estabilidade. Entretanto, para se escolher o melhor método construtivo existem vários aspectos que devem ser considerados. Questões como viabilidade financeira, prazos e dificuldades geotécnicas da região em estudo são decisivas para a determinação do método construtivo. Neste artigo serão comentados os métodos construtivos de três aterros sobre solos moles da BR 101/NE.

No aterro #7 do lote 5 (Paraíba) foi projetado originalmente um aterro, reforçado com geogrelha e sobrecarga de 2m, sobre uma camada de aproximadamente 6 m de espessura.

A ruptura neste local ocorreu quando a altura do aterro era de aproximadamente 4,2 m, ou seja, em início do lançamento da sobrecarga.

O aterro #2B do lote 6 (Pernambuco) foi projetado originalmente sobre drenos verticais pré-fabricados, reforçado com geogrelha e 1m de sobrecarga. Este aterro está apoiado sobre um subsolo composto por uma camada de argila siltosa mole de aproximadamente 4,5m de espessura, seguida de uma camada de argila orgânica mole de 14,0 a 15,5m e uma camada de areia. O nível do lençol freático foi detectado em uma profundidade média de 2,85m. Ambos os aterros foram monitorados com placas de recalque, inclinômetros e piezômetros pneumáticos.

Após a ruptura do aterro #7 e por questões de custo-benefício, no caso do aterro #2B, foi proposto o alteamento desses dois aterros com a utilização do EPS. O desempenho do aterro leve #2B foi prejudicado por uma máxima cheia acima da média ocorrida em Julho do ano de 2011.

O terceiro trecho, aterro #7A, também do lote 5, no qual inicialmente não se havia detectado solo mole, rompeu após a execução do corpo de aterro. Este aterro com altura máxima de 12 metros foi construído sobre camadas de solos aluvionares moles, com baixa capacidade de carga, causando sua ruptura generalizada. As sondagens SPT executadas posteriormente indicaram espessuras de 1.5 a 7.4 metros de solos moles. Propôs-se o uso do EPS como solução, após a ruptura deste aterro, entretanto foi decidido executar uma berma de equilíbrio.

2 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DOS ATERROS

2.1 ATERROS CONSTRUÍDOS EM ETAPAS COM SOBRECARGA TEMPORÁRIA

Originalmente o projeto executivo dos aterros era a construção de um aterro com sobrecarga temporária afim de acelerar os recalques por adensamento primário e evitar os possíveis recalques, após a construção do aterro, devido as compressões secundárias. Na maioria dos casos, segundo Almeida e Marques (2010), são utilizados os aterros com sobrecarga temporária em projetos que envolvem solos de baixa resistência e alta compressibilidade. Embora esse método melhore, moderadamente, a capacidade de carga do material com o aumento de sua resistência, deve-se evitar carregamentos superficiais concentrados.

A Figura 1 ilustra o mecanismo de aceleração de recalque através da utilização de uma sobrecarga temporária. Após o uso da sobrecarga de espessura (H_s) sobre o aterro de espessura (H_f), totalizando um aterro de espessura (H_{fs}), por um determinado período T_1 , verifica-se que ao se retirar a sobrecarga ocorreu um acréscimo do recalque.

A análise da compensação dos efeitos do adensamento secundário é similar à teoria do recalque por adensamento primário. Esta teoria está demonstrada na Figura 2, na qual uma argila foi carregada por uma carga permanente (PPE) e uma carga provisória (PPR) por um determinado tempo.

Segundo Nogueira (2010), as linhas paralelas da Figura 2 são conhecidas como linhas do tempo que correlacionam a variação do índice de vazios, tensão efetiva e a taxa de adensamento secundário. O trecho ABC está relacionado com o adensamento primário e ilustra o aumento da tensão efetiva e redução do índice de vazios enquanto o trecho CD representa a redução de índice de vazios devido ao adensamento secundário.

No caso do aterro #7, não foi possível realizar a sobrecarga do aterro em uma só etapa. Geralmente quando a resistência não drenada das camadas superiores do solo mole é baixa, deve-se avaliar a necessidade de reduzir a espessura do aterro. Entretanto, em alguns casos, como em obras rodoviárias, essa redução não é possível devido a cota do greide de projeto.

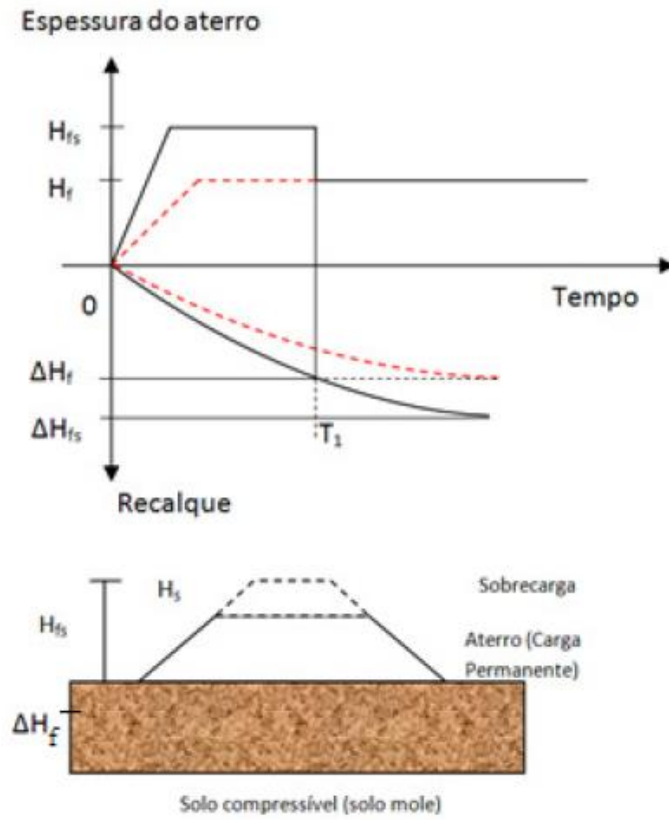


Figura 1. Sobrecarga temporária para aceleração do recalque

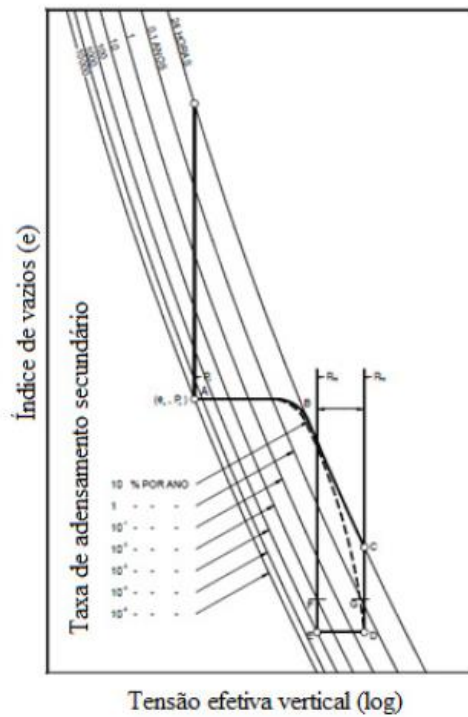


Figura 2. Desenvolvimento dos recalques primários e secundários (BJERRUM, 1972)

2.2 ATERRO LEVE (EPS)

Atualmente, tem-se observado a utilização do EPS em aterros de obras rodoviárias. As vantagens do uso de EPS nestas obras são: sua baixa densidade (que reduz os recalques e diminuir o cronograma da obra), baixa absorção de água, resistência mecânica, resistência à compressão, fácil manuseio, versatilidade de tamanhos e formatos e redução de prazos. São utilizados os blocos de EPS substituindo o solo que seria usado no aterro, em seguida, é executada uma camada protetora de concreto para redistribuir as tensões sobre o EPS e evitar o puncionamento desse material.

3 ATERRO #7 (LOTE 5)

3.1 PROJETO ORIGINAL

Após a análise do perfil geológico-geotécnico da fundação do aterro #7, verificou-se a existência de uma camada de aproximadamente 6 metros de argila mole a muito mole. Com base nesses dados foi desenvolvido o projeto executivo do aterro.

Inicialmente foi retirada parte do talude existente para a junção com o novo aterro até a cota do terreno natural. No pé do talude removido foi escavada uma vala da parede drenante de dimensões de 1,0 x 0,40 x 1,48 metros e em seguida foi executado o dreno de alívio no pé do talude externo com extensão de 148 metros. A próxima etapa foi o espalhamento de uma camada drenante de areia de 1,0 m de espessura com a colocação de uma geogrelha a meia altura (0,50 m), conforme indicado na Figura 3. Previu-se a execução de um aterro com sobrecarga temporária de 2,0 m espessura e extensão de 12 m. Na Tabela 1 estão as especificações técnicas da geogrelha utilizada.

O aterro foi executado em camadas de 0,20 m de espessura solta, sendo espalhadas imediatamente para evitar acúmulo e concentração de carga. O monitorado ocorreu, a cada alteamento de 0,40 m de aterro, com placas de recalque, piezômetros pneumáticos e inclinômetros. A parede drenante, na junção dos dois taludes, foi preenchida com areia, a medida que o aterro era alteado.

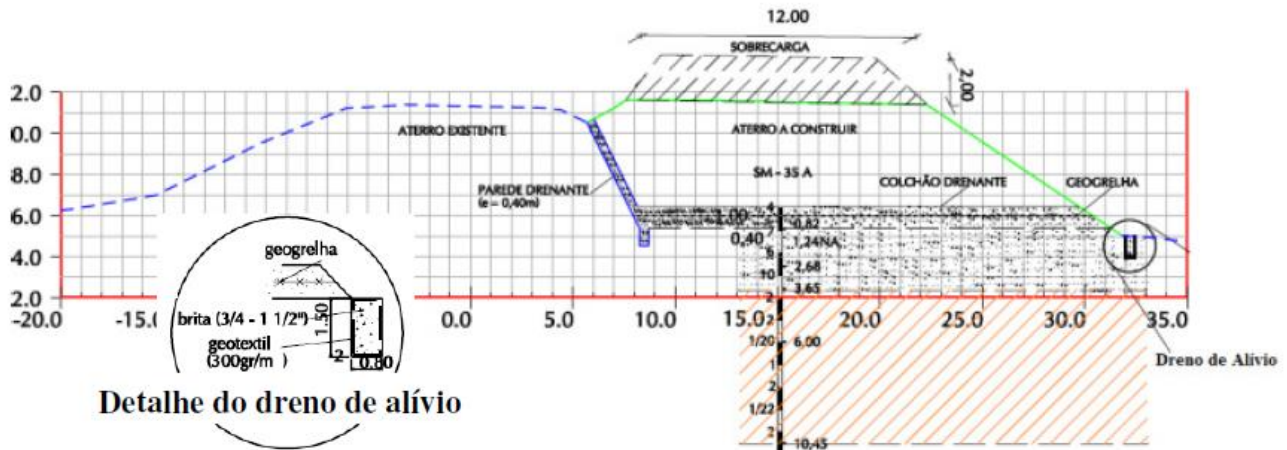


Figura 3. Seção transversal representativa do método construtivo do aterro #7 (DNIT,2002)

Tabela 1. Especificações técnicas da geogrelha (Dynatest Engenharia Ltda)

Geogrelha	$T_{\text{máx}}$ (transversal) (kN/m)	$T_{\text{máx}}$ (longitudinal) (kN/m)	$\delta_{T_{\text{máx}}}$ (%)	T_{ref} (2anos) (kN/m)
Fortrac ou similar	≥ 30	≥ 200	12	≥ 136

Ao final da execução do aterro, a construção da sobrecarga foi liberada após a análise dos resultados dos cinco ensaios de palheta, conforme previsto em projeto. Entretanto ocorreu uma ruptura do aterro quando sua altura era de aproximadamente 4,2m (elev. 11,9m), ou seja, em início do lançamento da sobrecarga.

3.2 DIMENSIONAMENTO DO ATERRO LEVE

Após a ruptura do aterro foi proposta uma solução em que se utiliza o EPS para execução do aterro #7 (lote 5). Apesar dos custos elevados, esta solução foi construída para atender aos prazos de obras.

Foi prevista, em projeto, a remoção de 3 metros de material compactado, suficiente para garantir o sobreadensamento do material remanescente, de modo que os recalques remanescentes fossem minimizados (faixa de recompressão). Completou-se então com EPS e sobre este, foi lançado aproximadamente 0,8m de solo e 0,1m de concreto.

Foram realizadas as avaliações de recalque, de estabilidade e de subpressão para o dimensionamento do projeto. Na análise dos recalques, foi considerado que o solo compressível havia sido solicitado por

um aterro com aproximadamente 2,7m de altura, por aproximadamente por 8 meses, até o momento de sua ruptura, tornando o material parcialmente sobreadensado. Para se definir qual a espessura de solo que seria substituído por EPS foram feitas as análises das possibilidades de remoção e substituição de 1 a 6 metros de solo por EPS. Na Tabela 2 são apresentados os resultados desta análise.

Na avaliação da estabilidade, com o auxílio do programa PC SLOPE, duas hipóteses foram consideradas: ruptura Global, passando atrás do aterro de EPS e Local, passando pelo aterro de EPS, considerando-se superfícies de rupturas planares e circulares para cada hipótese (Figura 4). Observa-se que os fatores de segurança obtidos são superiores a 1,47 (Tabela 3) e que com a utilização de 5 camadas de EPS, o FS seria ainda maior que os 1,47 previstos.

Tabela 2. Resultados da estimativa de recalque

Hipótese	h (m)	h' (m)	z (m)	Recalque (cm)
1	1,0	5,0	4+13 =17	35,6
2	2,0	4,0	4+13 =17	68,4
3	3,0	3,0	4+13 =17	98,1
4	4,0	2,0	4+13 =17	129,6
5	5,0	1,0	4+13 =17	156,4
6	6,0	0,0	4+13 =17	179,7

Onde: h = espessura do aterro; h'= espessura de EPS; z = espessura da camada compressível

Tabela 3. Resultado da análise de estabilidade

Hipótese	Análise	ruptura	FS	Conclusão
1	EPS	circular	2,11	ok
2	EPS	Planar	2,74	ok
3	Global	circular	1,47	ok
4	Global	planar	1,56	ok

Onde: FS = fator de segurança

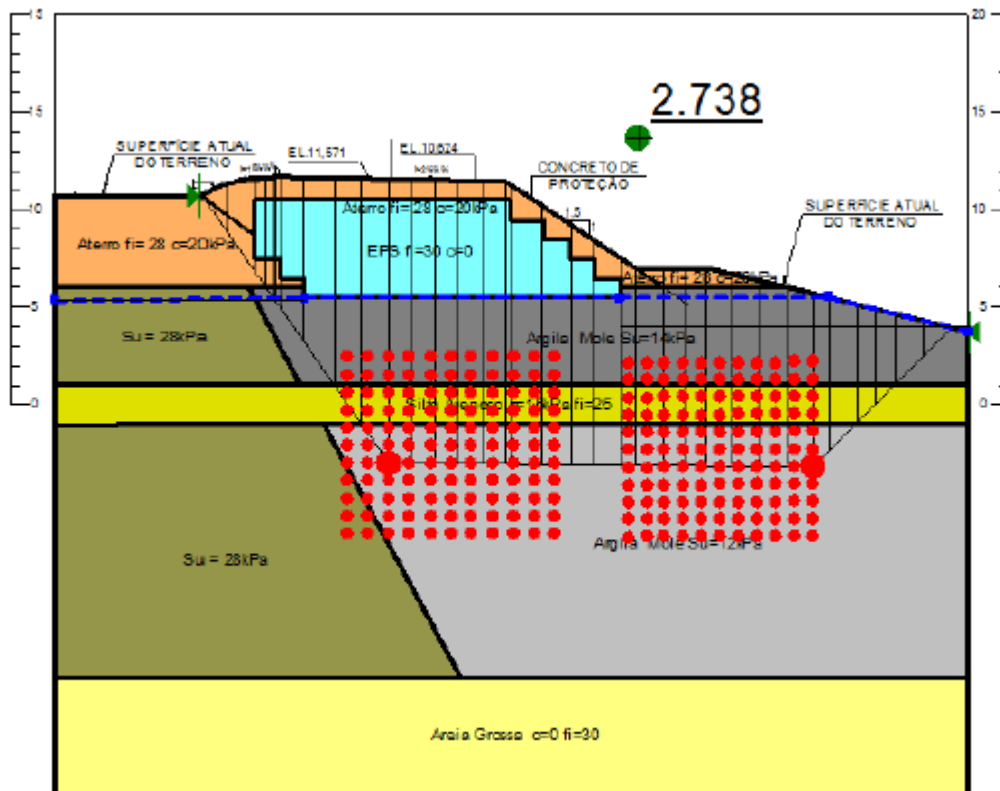


Figura 4. Análises pelo EPS : Circular e Planar. (GEOPROJETOS, 2011)

Outro fator muito importante no dimensionamento do projeto é a avaliação quanto às pressões de água, em função da submersão. Os valores de cheia máxima do rio Preto, adotados em projeto, eram de 6,7m e as bases dos blocos de EPS estavam a 5,5 m. Na Tabela 4 são apresentados os dados de materiais do aterro.

Outro fator muito importante no dimensionamento do projeto é a avaliação quanto às pressões de água, em função da submersão. Os valores de cheia máxima do rio Preto, adotados em projeto, eram de 6,7m e as bases dos blocos de EPS estavam a 5,5 m. Na Tabela 4 são apresentados os dados de materiais do aterro.

Tabela 4. Pesos específicos dos materiais

Materiais	Espessura (m)	Peso específico (t/m ³)
Brita graduada	0,45	2,0
Aterro (solo)	0,30	1,8
concreto	0,10	2,3
EPS	5	0,023

O Fator de Segurança contra flutuação foi obtido através da equação, a seguir:

$$F_s = \frac{T_{v1}}{T_{v2}} \geq 1,50 \quad (1)$$

onde :

Tv1 - Tensão vertical para baixo (peso dos materiais)

Tv2 - Tensão vertical para cima(subpressão)

Desta forma, foi possível avaliar a possibilidade de flutuação, em função da submersão de 1,2m de aterro com EPS. Como o FS foi aceitável não há risco de flutuação.

Entretanto, é possível que ocorra o represamento de água de chuva no interior dos aterros, por infiltração. Por esta razão foram executados geodrenos para facilitar a drenagem horizontal e minimizar a formação de subpressão adicional.

Neste projeto foram utilizados blocos de isopor de grandes dimensões (4m x 1,5m x 1,0m) de modo a minimizar o número de juntas entre blocos. Com isso, o projeto fica mais estável e reduz o atrito entre os blocos.

3.3 MÉTODO CONSTRUTIVO DO ATERRO LEVE

Primeiramente foi realizada a escavação do material remanescente do aterro que sofreu a ruptura, conforme Figura 5. Durante a escavação observou-se que parte do aterro existente não possuía compactação suficiente para atender os requisitos do projeto, o que aumentou o volume de EPS inicialmente previsto. Após a conclusão da escavação, a superfície foi regularizada com material granular (areia), numa camada de aproximadamente 0,10m.



Figura 5. Final da escavação e início da colocação da camada de regularização

Finalizadas essas etapas, iniciou-se a colocação dos blocos de EPS (Figura 6) respeitando as cotas finais de projeto e sempre verificando o nivelamento e alinhamento dos mesmos. Essas verificações são de vital importância, pois quaisquer erros nas camadas iniciais podem se refletir na última camada de forma amplificada. As drenagens longitudinais e transversais, revestidas de geossintéticos, foram instaladas durante a execução do aterro com EPS.

Após a colocação de todas as camadas de EPS foram colocadas mantas PEAD e polipropileno nas regiões da pista de rolamento e acostamento. As mantas foram desenroladas na direção transversal para se evitar juntas nas direções longitudinais. Finalmente uma camada de concreto, armado com duas camadas de tela, com 0,10m de espessura foi colocada sobre a manta PEAD, conforme indicado na Figura 7.

Nos degraus foram executadas camadas de solo cimento, compactados, com espessura mínima de 0,3m. O concreto com resistência superior a 20 MPa e o solo cimento, são responsáveis pelas proteções mecânicas do EPS. Também com essa finalidade, executou-se uma biomanta no lado esquerdo da pista e atrás da ponte, conforme indicado na Figura 8.



Figura 6. Início da colocação da segunda camada de EPS

Concluída a proteção do EPS, foram preenchidos, com uma camada de solo, compactada manualmente, alguns trechos do aterro, inclusive o da laje de concreto. Em alguns locais o uso do solo foi substituído pelo BGS (base de brita graduada). Foi utilizado o rolo liso, sem vibração, para compactar o BGS, cuidadosamente, e não danificar a proteção do EPS. Por fim, a pavimentação pôde ser executada de acordo com o projeto da obra.



Figura 7. Detalhe da manta e da armação da laje com tela



Figura 8. Proteção lateral com biomanta.

4 ATERRO #2B (LOTE 6)

Inicialmente o projeto do aterro #2B do lote 6 (Pernambuco) também contemplava a construção de um aterro com sobrecarga temporária. As diferenças entre os aterros #7 e #2B foram a espessura da sobrecarga e a utilização de uma malha de geodrenos no aterro #2B. O método construtivo desse aterro consistia na escavação de solo mole para regularização e reaterro com areia, cravação dos geodrenos em malha triangular, execução de um colchão drenante com espessura de 0,6m, execução do aterro de altura de 2m (em camadas de 0,2 m) e execução de uma sobrecarga de espessura de 1,0 m. A cada camada de 0,4 m de aterro eram realizadas leituras dos instrumentos, semelhante ao procedimento realizado no aterro #7 (lote 5).

Entretanto, devido ao atraso das obras da duplicação da BR101 (Pernambuco), optou-se em realizar uma mudança no projeto original. Portanto, foi decidido que se executaria o aterro #2B com EPS (Figura 9).

4.1 ATERRO LEVE #2B

Foram realizadas sondagens SPT que confirmaram que o aterro #2B está situado sobre uma camada de espessura de aproximadamente 4,5m de argila siltosa, seguida de uma camada de argila orgânica de 14 a 15,5m e uma camada de areia. O nível do lençol freático foi detectado em uma profundidade

média de 2,85m e a resistência não drenada foi estimada em 22kPa. Os parâmetros geotécnicos que foram utilizados para execução do projeto estão na tabela 5.

Devido às tensões provenientes do aterro e sobrecarga, foi adotado o bloco de EPS com densidade aparente mínima de 25 kg/m³, densidade aparente nominal de 27,5 kg/m³. O método construtivo do aterro #2B foi bastante similar ao aterro #7, conforme indicado na Figura 9.

Com a execução do aterro leve, as tensões atuantes na camada de solo mole serão inferiores às tensões que já estavam sendo aplicadas. A tensão vertical ficou entre 45% e 20% menor do que àquela imposta pelo aterro existente. Foram realizadas as mesmas verificações do aterro #7 para o dimensionamento do projeto. Os resultados da verificação quanto à flutuação mostram que o FS calculado foi de 1,9, ou seja, o aterro leve não iria apresentar problemas de flutuação para o nível máximo do lençol freático para um período de retorno de 100 anos (cota 2,85m).

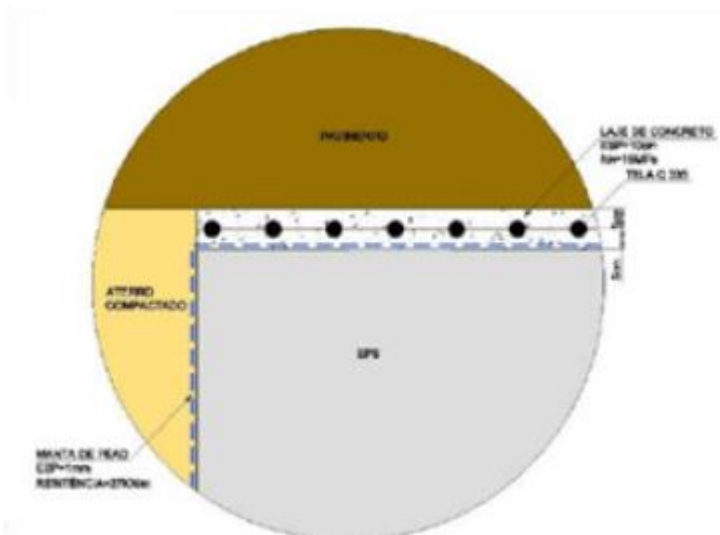


Figura 9. Detalhe da solução em EPS. (MORETTI ENGENHARIA CONSULTIVA, 2010)

Na seção crítica, o nível máximo do lençol freático apresenta-se abaixo da cota de implantação do EPS, não havendo risco de flutuação. Entretanto, diferentemente do aterro do lote 5, a solução em aterro leve do lote 6 não foi bem sucedida. Após a conclusão do aterro #2B, ocorreu um período de chuvas intensas no mês de Julho de 2011 na região da Paraíba e Pernambuco. Desta forma, os índices pluviométricos ficaram acima do normal e registraram uma máxima cheia acima da prevista em projeto. Com isso, o empuxo gerado pela elevação do nível do lençol freático foi responsável pela ruptura do aterro leve. Na Figura 10 está apresentado o aterro de EPS após a ruptura.

Figura 3. Ruptura do aterro leve devido ao empuxo



Tabela 5. Parâmetros geotécnicos do solo mole de fundação

Sondagem	Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Wi (%)	e_0	n (%)	γ (kN/m ³)	σ_a (kg/cm ²)	Cc	Cr (%)	Cs
SP-11	9	65	30	35	62,96	1,6	62	1,64	0,17	0,51	10	0,2

Onde: e_0 = índice de vazios inicial, n= porosidade, γ =peso específico natural, σ_a = tensão de pré-adensamento, Cc=coeficiente de compressibilidade, Cr= coeficiente de recompressão; wi=umidade natural; LL= limite de liquidez; LP=limite de plasticidade; IP= índice de plasticidade; Cs=coeficiente de descompressão.

5 ATERRO #7A (LOTE 5)

No aterro #7A ocorreu uma ruptura generalizada devido às camadas inferiores que eram compostas por solos aluvionares moles, com baixa capacidade de carga. Foram propostas, pela Dynatest Engenharia Ltda, duas soluções para recuperação do aterro rompido: utilização do aterro leve (EPS) e a construção de uma berma de equilíbrio. Embora já houvesse sido utilizada a técnica do EPS no aterro #7 com sucesso, foi adotada a técnica com berma de equilíbrio reforçada com geossintéticos por questões associadas a custos e prazos (figura 11).

Após a ruptura do aterro foram realizadas sondagens que mostraram espessuras de solos moles (argilas orgânicas saturadas turfosas) entre 1,5m e 7,4 m. Devido à ruptura, houve uma substituição das camadas superiores de solo mole por aterro, a resistência do solo mole reduziu cerca de 10%.

Foram realizadas avaliações da estabilidade global que constatou a necessidade de uma berma de equilíbrio, a meia altura do aterro, com largura de 22m. A fim de homogeneizar os recalques diferenciais foram utilizadas geogrelhas na base da berma.

Concluída a escavação de parte da turfa, uma camada drenante de areia foi executada. Essa camada também auxiliou na regularização do solo. Em seguida foram colocadas as placas de recalque para que as camadas de aterro sejam monitoradas. No mês de Janeiro de 2012 foram instaladas as geogrelhas no aterro #7A.

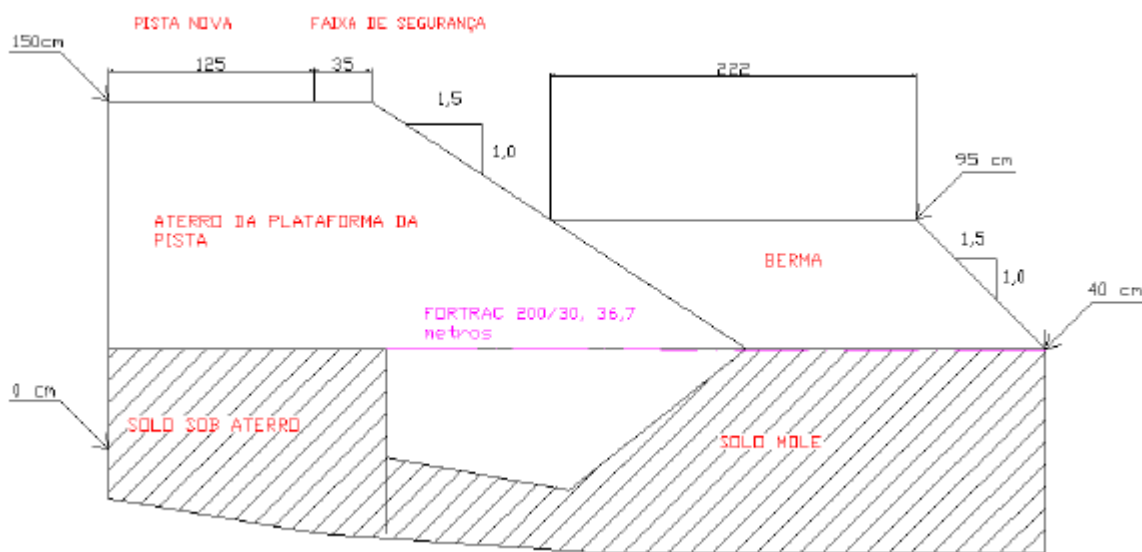


Figura 11. Perfil da solução com berma de equilíbrio

6 CONCLUSÕES

As soluções para a construção de aterros sobre solos moles são muito variadas e dependem das características do depósito mole e dos prazos construtivos. Nos casos citados no artigo, a escolha do EPS foi justificada em função das rupturas ocorridas que demandaram a execução de aterros leves sobre o solo amolgado bem como dos prazos executivos.

No caso do aterro #7A a inviabilidade econômica favoreceu o uso do aterro com bermas de equilíbrio, pois a execução do aterro leve ficaria dez vezes mais honerosa.

Entretanto, no aterro #7 a execução do aterro em EPS foi necessária em virtude das restrições de prazo da obra, mesmo sendo elevados os custos de execução dessa técnica. E por último, foi abordado o problema ocorrido no aterro #2B que embora tenham sido realizadas as análises de flutuação, o aterro

sofreu ruptura devido às forças do empuxo que foram superiores as previstas no dimensionamento do projeto. Desta forma, as variações climáticas que estão ocorrendo nas últimas décadas devem ser analisadas para se evitar esses imprevistos.

REFERÊNCIAS

Almeida, M.S.S. e Marques, M.E.S. (2010). Aterros sobre solos moles, projeto e desempenho, Oficina de Textos, 1 ed. Rio de Janeiro, p. 31-127.

Bjerrum, L. (1972). Embankments on Soft Ground In: Proceedings of the Specialty Conference on Performance of earth and earth-supported structures, Purdue University, Lafayette, v-II, p. 1-54.

Nogueira, E.S. (2010). Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no trecho sul do Rodoanel- São Paulo, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 186 p.

Geoprojetos (2011). Relatório do projeto Executivo do aterro com EPS do aterro #7, RE-881-01-rev01, 38p.

Moretti Engenharia Consultiva (2010) Utilização de aterro leve com poliestireno expandido (EPS) no aterro #2B, Memorial Descritivo, MEC-3785-1440- MD, 29p.

DNIT (2002). Projeto Executivo de Terraplenagem das obras de Adequação da Capacidade e Restauração da BR-101/PB- Corredor Nordeste.

Dynatest Engenharia Ltda (2011). Solução técnica para recuperação do aterro rompido com berma de equilíbrio e geossintéticos de reforço

Capítulo 25

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM SOLO ARENOSO REFORÇADO COM FIBRAS DE COCO, REGEO/GEOSSINTÉTICOS 2015

[DOI: 10.37423/200400756](https://doi.org/10.37423/200400756)

Jaime Rodrigo Tamayo Aguilar (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil).

jrodrigo.tamayo@gmail.com

Michéle Dal Toé Casagrande (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil)

michele_casagrande@puc-rio.br

RESUMO: Apresenta-se o estudo experimental do comportamento de um solo arenoso reforçado e não reforçado com fibras de coco verde (resíduo proveniente do consumo da água de coco), através da realização de ensaios de caracterização, densidade relativa, índices de vazios máximo e mínimo e de ensaios triaxiais isotropicamente drenados CID. A fibra de coco utilizada foi obtida por processo mecânico na empresa ECOFIBRA, que possui uma parceria com a Companhia de Limpeza Urbana da cidade do Rio de Janeiro (COMLURB) em projeto piloto de coleta seletiva das cascas de coco verde. O material recebido foi cortado no comprimento aproximado de 25, e 50 mm, enquanto que o seu diâmetro não é constante, por se tratar de uma fibra natural. O solo coluvionar arenoso foi retirado do campo de armazenamento na zona de Santa Cruz de Rio de Janeiro. Busca-se estabelecer padrões de comportamento que possam explicar a influência da adição da fibra de coco verde, relacionando-a com os parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformação do solo.

Os ensaios foram realizados em amostras compactadas na densidade máxima e umidade ótima, com teores de fibra na proporção de 0,5% inicialmente, em relação ao peso seco do solo. Nos resultados dos ensaios Triaxiais comprova-se a existência de um incremento na resistência ao cisalhamento das misturas solo-fibra, uma vez que se observou um expressivo aumento do intercepto coesivo das misturas, além de um discreto aumento do ângulo de atrito, em comparação aos dados obtidos para o solo puro. Os resultados se mostraram satisfatórios para aplicação do solo reforçado com a fibra de coco em camadas de aterros submetidos a carregamentos estáticos, tais como aterros sanitários e aterros sobre solos moles, dando assim uma destinação mais sustentável a esse resíduo, garantindo soluções temporárias.

PALAVRAS-CHAVE: Fibras naturais, fibras de coco, solos reforçados, sustentabilidade, triaxiais.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente as questões ambientais e econômicas têm motivado o interesse no desenvolvimento de materiais alternativos que podem satisfazer as especificações de projetos geotécnicos. A melhoria do solo é uma alternativa considerada quando o solo natural não atender aos requisitos de engenharia para um projeto. A técnica de melhoria do solo procura conseguir uma fundação rasa viável (Briaud, 2013) (1).

De acordo Consoli et al (2002) (2), solos estabilizados e reforçados são, em geral, materiais compósitos que resultam da combinação e otimização das propriedades dos materiais constituintes individuais. Vários estudos têm sido realizados sobre a utilização de materiais alternativos, a fim de reforçar o solo e melhorar as suas propriedades geotécnicas, ao mesmo tempo, dando uma distribuição apropriada de diferentes materiais contaminantes ambientais. Entre esses estudos, podemos citar a pesquisa realizada por: Ramirez (2012) (3), Bolaños (2013) (4), Calheiros (2013) (5), Szeliga (2014) (6) e Louzada (2015) (7). Materiais, tais como tereftalato de polietileno (PET) de plástico são produzidos abundantemente, e após a sua utilização, não são colocadas em locais de eliminação corretas. Este tipo de materiais precisa de muito tempo para se decompor e que utilizam uma grande quantidade de espaço nos aterros.

Outro material que temos em abundancia no Brasil é a Coco Verde, que da mesma forma do que o PET gera um prejuízo ambiental muito grande nos aterros, é por isso que este artigo utiliza a fibra de coco como material alternativo para a melhora das características de resistência do solo arenoso. É preciso dizer que o consumo de agua de coco tem apresentado um crescimento expressivo de 20% ao ano, e estima-se que cerca de 70% do lixo gerado no litoral das grandes cidades brasileiras são das cascas de coco verde, consumido e abandonado nas praias, estradas e lixões. Este valor representa dois bilhões de cocos por ano, chegando a pesar 3 milhões de toneladas/ ano aproximadamente, além de isso a casca de coco pode levar ate dez anos para se descompor, mas desponta agora como uma fonte de matéria prima interessante para a indústria da reciclagem para a Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA), e esta sendo utilizado na atualidade em colchoes, estofamento de veículos, palminhas, etc. (Ebel, 2013).



Figura 1. Venda de coco verde no Rio de Janeiro.

coco verde descartado produz uma fibra com características peculiares que pode ser usada na formulação de compósitos de grande valor ambiental (PASSOS, 2005). Estas fibras de coco verde são constituídas de materiais lignocelulosicos, obtidos do mesocarpo (parte espessa fibrosa). O processo de desfibrização do esocarpo para obtenção da fibra de coco verde pode ser feito por maceração em água ou por processos mecânicos.



Figura 2. Forma e armazenamento da fibra de coco

Comparada a outras fibras vegetais, a fibra de coco verde tem menos percentual de celulose (36 a 43%), entretanto a quantidade de lignina (41 a 45%) é cerca de duas vezes os valores existentes para a juta e o sisal, conferindo-lhe, uma maior resistência e dureza, frente a outras fibras (ESMERALDO, 2006).

Com a intenção de aproveitar o material gerado pelo consumo dos cocos verdes no estado do Rio de Janeiro, neste artigo descrevemos um estudo experimental sobre o uso da "Fibra de coco", propondo-o como um material alternativo de reforço, para melhorar as características de resistência dos solos arenosos em general nas obras geotécnicas. A resposta à tensão- deformação foi avaliada por ensaios triaxiais isotropicamente drenados CID.

Obtendo-se efetivamente melhoras nas características físicas da areia e variando segundo a dosagem da fibra com a areia, variando os comprimentos e os teores das fibras nas misturas.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 MATERIAIS

O solo utilizado no presente estudo é um solo coluvionar arenoso que foi retirado do campo de armazenamento do município Santa Cruz do estado do Rio de Janeiro (Fig. 3). Este solo arenoso é classificado como uma Areia media de acordo com a USCS (Unified Soil Classification System). Este solo tem uma textura micro- granular, constituído por quartzo, granito alterado, e minerais de argila (principalmente caulinita). Ensaio de caracterização física foram realizados na areia pura e às misturas como a Densidade dos Grãos obtendo 2.7035 (g/cm³) na areia pura e 2.6874 (g/cm³), observando que quase não existe variação no resultado.



Figura 3. Areia utilizada para os ensaios.



Figura 4. Fibra de coco cortada em 50 mm.

A fibra de coco utilizada foi obtida pelo processo mecânico da empresa ECOFIBRA, que possui uma parceria com a Companhia de Limpeza Urbana da cidade do Rio de Janeiro (COMLURB) em projeto piloto de coleta seletiva das cascas de coco verde. O material recebido foi cortado no comprimento aproximado de 25, e 50 mm, enquanto que o seu diâmetro não é constante, por se tratar de uma fibra natural.

As curvas de distribuição granulométricas não tem variação da areia sem fibra com respeito ao material com fibra independentemente do teor de fibra, isto porque o peso considerado nas misturas é muito leve em relação ao peso do solo.

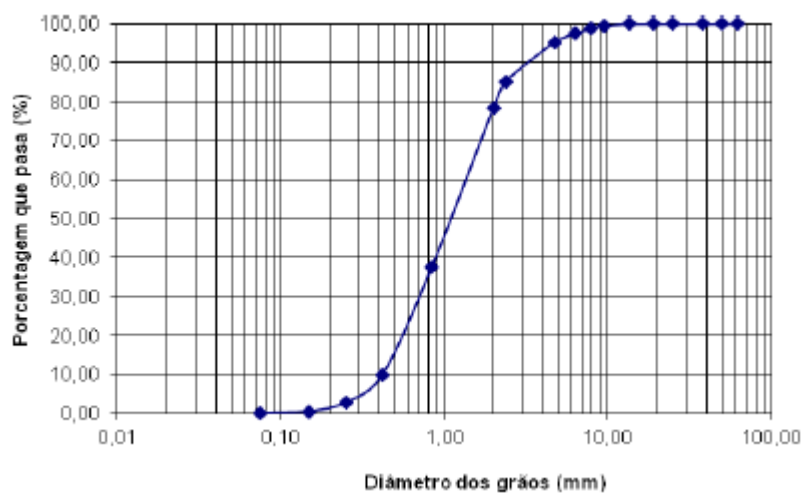


Figura 5. Curva Granulométrica da areia pura.

Os índices de Vazios máximo e mínimo na areia são 0,79% e 0,56% respectivamente, tendo uma variação pequena nos índices de Vazios da areia com fibra iguais a 0,75% e 0,53% (máximo e mínimo).

2.2 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Misturou-se o solo arenoso com 0,50% de fibra de coco (referente ao peso seco da areia) de comprimentos de 50 (mm) e 25 (mm). As misturas de solo-fibra foram preparadas mesclando o solo com a fibra em seco a mão usando luvas de borracha para alcançar um mix o mais uniforme possível, acrescentando o 10% de água do peso do solo seco, atingindo com esse valor a umidade ótima da areia.

As principais características das misturas de solo-fibra utilizados neste estudo são apresentadas na Tabela 1. Nós usaremos a seguinte nomenclatura para designar as misturas de solo-fibra: Areia com 0,5% de fibra de 50(mm) será chamado A05C50, a Areia com 0,5% de fibra de 25 (mm) será chamada A05C25. Os ensaios que foram feitos com areia pura sem fibra serão chamados pelo nome de solo Arenoso.

Tabela 1. Características das misturas com areia e fibra

Material /Mistura	Areia pura (%)	Fibra de Coco (%)	Gs	Peso Especif (gr/cm ³)
Solo Arenoso	100	0,0	2,70	2,69
A05C50	99,50	0,50	2,58	2,65
A05C25	99,50	0,50	2,61	2,65

2.3 ENSAIOS TRIAXIAIS

Os ensaios triaxiais isotropicamente drenados (CID), foram realizados sob a saturação total e com pressões efetivas de 50, 100 e 150 (kPa), que são consistentes com hipóteses realistas feitas em algumas aplicações de engenharia, como fundações superficiais colocados na melhoria da camada de solo.

Corpos de prova cilíndricos de solo (CP) com uma altura nominal de $H = 91$ mm e um diâmetro nominal de $D = 39$ mm, foram usados para o teste triaxial, a fim de aplicar uma condição de tensão de simetria axial. A resposta do solo foi obtida por três etapas: de saturação, de adensamento e de cisalhamento, em cada CP.

No teste drenado consolidado, a saturação da amostra é importante para assegurar que todos os espaços vazios no interior da amostra sejam cheios com água. A saturação da amostra foi obtida por

percolação e contrapressão de água para dentro do CP. A percolação da água foi obtida por aplicação de diferentes pressões no topo e na base do espécime. Aplicou-se no topo da amostra, a uma pressão de 5 kPa inferior na base da amostra, para permitir que o fluxo ascendente da água pelo espécimen.

Durante a saturação por contrapressão, uma tensão constante efetiva de 10 kPa foi mantida no topo e base da amostra.

Para verificar se o grau de saturação da amostra é suficientemente alto, antes de iniciar a etapa de Adensamento, um pequeno teste foi executado para determinar o valor B do Skempton. Como a pressão de confinamento (σ_3) é aplicado, a poropressão de água das amostras U_c aumenta de valor por esse aumento U_c (se a drenagem é impedida). Este aumento na pressão da água dos poros pode ser expresso como um parâmetro adimensional como segue:

$$B = U_c / \sigma_3 \quad (1)$$

Onde, B é parâmetro pressão de poros do Skempton (Skempton, 1954) (8). Para solos saturados, B é aproximadamente igual a 1.

Depois de um valor mínimo aceitável de B de 0.95, o segundo passo é o adensamento do CP.

O processo de adensamento começa quando a ligação para a drenagem é aberta e a dissipação do excesso de poropressão da água ocorre. Ao longo do tempo, o U_c será igual a 0. De acordo com Das (2010) (9), em solos saturados, a alteração no volume da amostra (ΔV_c) que ocorre durante o adensamento pode ser obtido a partir do volume de água intersticial drenado que vai-se acumular na base da amostra.

A terceira fase é o cisalhamento, mediante a aplicação de uma tensão axial para o espécime a uma velocidade constante. A taxa de deformação foi mantida constante em uma velocidade de 0,032 milímetros / min. Este valor foi calculado por meio da resposta de adensamento, e é lento o suficiente para conduzir a uma variação de poropressão desprezável. Porque a poropressão da água desenvolvida durante o ensaio é negligenciável, a tensão total é igual à tensão efetiva.

3 RESULTADOS DOS ENSAIOS E ANALISE

O comportamento mecânico dos materiais estudados foi examinado dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais, incidindo sobre a influência da fibra de Coco na areia, onde variou-se na dosagem de 0% a 0,5% de fibra, variando também os comprimentos das fibras entre 25 e 50 mm. e com tensões efetivas aplicadas de 50, 100 e 150 kPa. Elaborando as todos os gráficos atingindo pelo menos uma deformação axial ao 14%. A simples vista da para perceber que as resistências finais dos CPs aumentaram com a inclusão da Fibra de Coco, identificando que a mistura que ganhou a maior resistência foi a mistura A05C25 aplicando uma tensão efetiva de 150 (kPa), não tendo essa efetividade nas outras tensões de 50 e 100 kPa, onde as resistências foram menores.

Dos resultados em geral nos corpos de prova da areia, o solo tende a expandir-se com a aplicação de baixas pressões efetivas de 50 kPa (figura 7), e a comprimir-se com pressões efetivas maiores de 100 e 150 kPa, (Figuras 9 e 11), o comportamento do solo arenoso nas gráficas da Tensão vs. deformação axial é plástica nas três tensões efetivas avaliadas, a resistência ao cisalhamento máxima é de 305 (kPa) atingida quando é aplicada uma tensão efetiva de 150 (kPa) (Fig. 10).

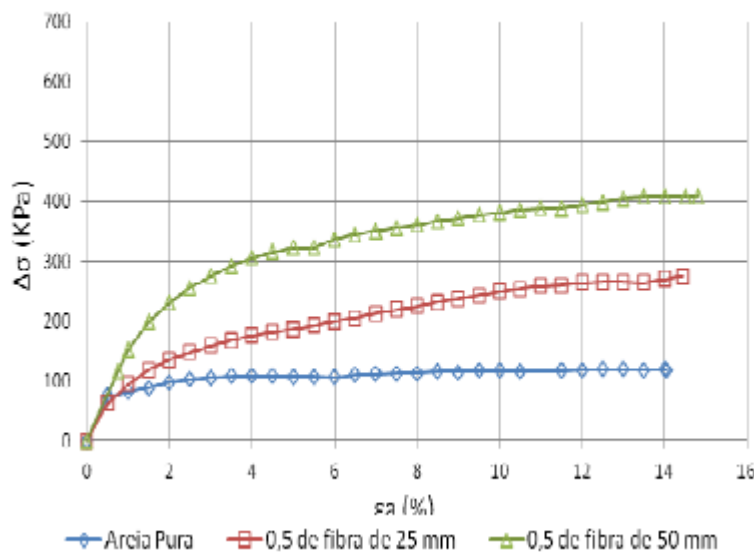


Figura 6. Tensão desviadora vs. deformação axial ($\sigma' = 50$ kPa).

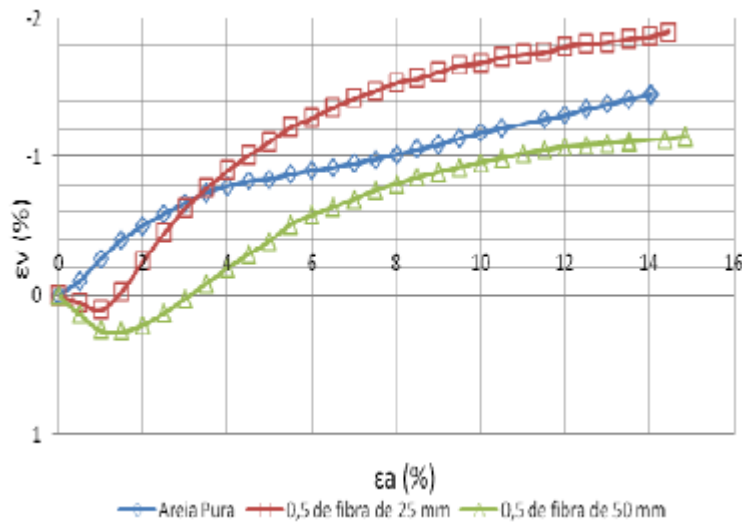


Figura 7. Variação volumétrica, def. volumétrica vs. def. axial ($\sigma' = 50 \text{ kPa}$)

Nos resultados da mistura A05C25, a amostra alcançou a ter a maior resistência ao cisalhamento, atingindo a 636(kPa) quando é aplicada a tensão efetiva de 150(kPa), o comportamento da mistura nas três tensões foi plástica, tendendo a expandir-se com a tensão efetiva de 50 kPa (Figura 7), e a comprimir-se com as tensões de 100 e 150 (kPa) (Figuras 9 e 11), com um comportamento estável sem variações fortes na compressão.

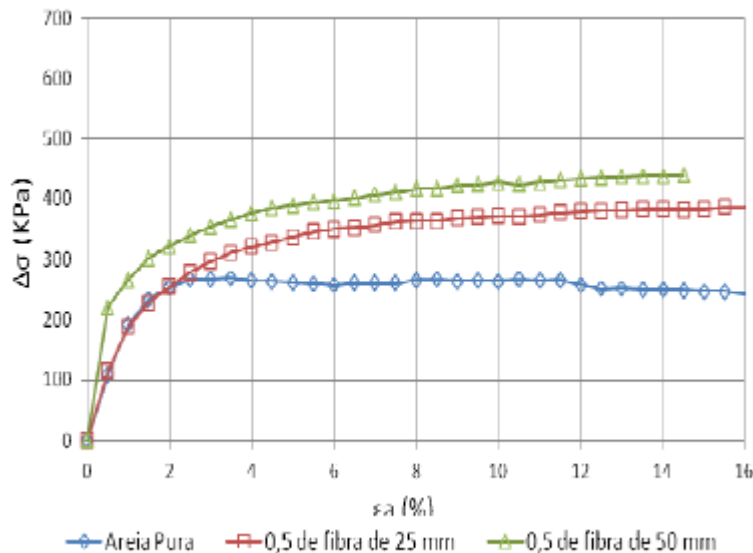


Figura 8. Tensão desviadora vs. deformação axial ($\sigma' = 100 \text{ kPa}$).

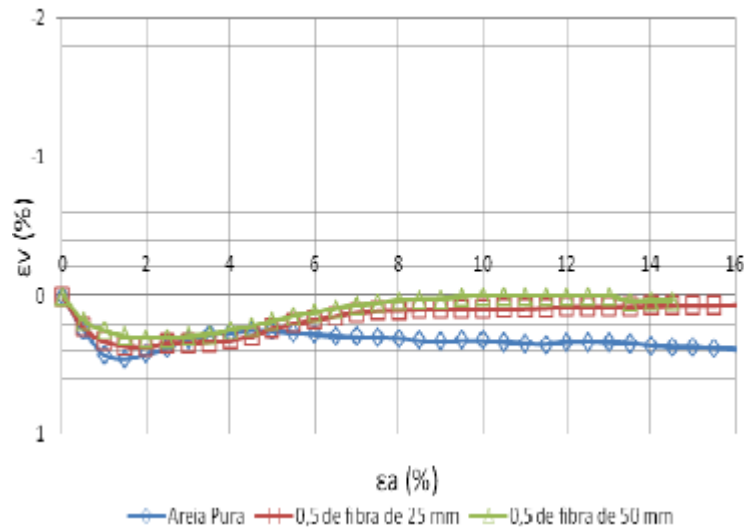


Figura 9. Variação volumétrica, def. volumétrica vs. def.axial ($\sigma' = 100 \text{ kPa}$).

Finalmente nos resultados da mistura A05C50, foram atingidas as tensões de resistência ao cisalhamento mais alto, o comportamento da mistura no cisalhamento foi plástico (Figuras 6, 8 e 10), o comportamento da deformação volumétrica é similar do que as anteriores amostras, mas tem uma variação menor do que a mistura A025C50.

No momento do preparo dos CPs das misturas, deu para perceber que o volume da fibra utilizada na porcentagem de 0,5% é alto, mas no momento de ensaiar as fibras conseguem arranjar bem, os melhores resultados atingidos foram na mistura A05C50, tendo os valores mais altos nas tensões efetivas de 50 e 100 (kPa), e na tensão de 150 (kPa) o comportamento dos dois teores de fibra (25 e 50 mm) é muito parecido, tendo variações muito pequenas.

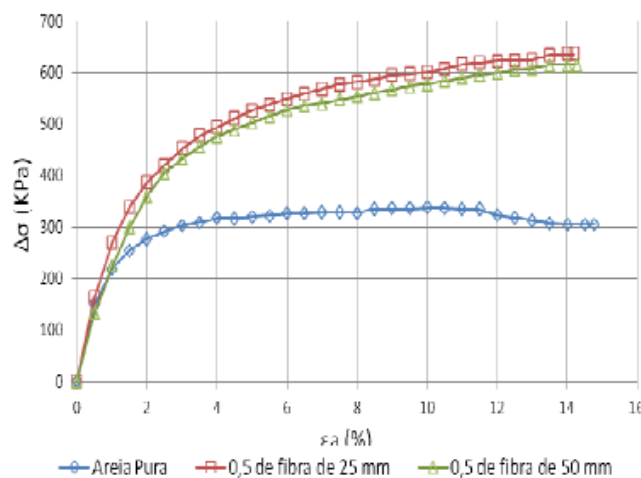


Figura 10. Tensão desviadora vs. deformação axial ($\sigma' = 150 \text{ kPa}$).

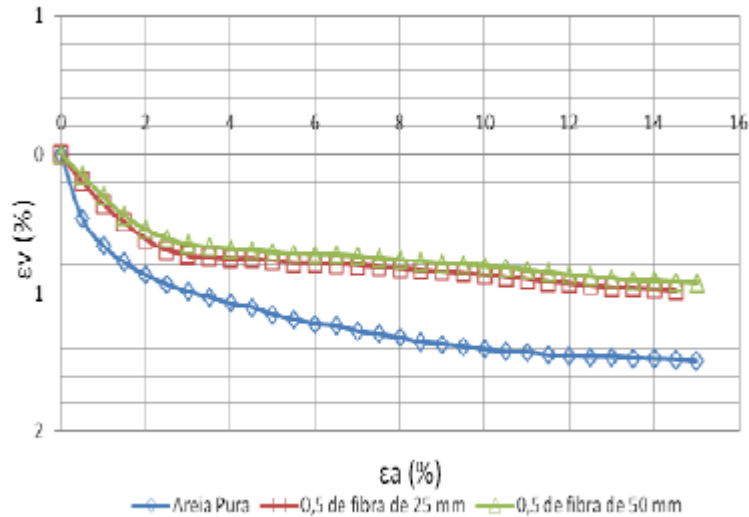


Figura 11. Variação volumétrica, def. volumétrica vs. def. axial ($\sigma_v=150$ kPa).

As trajetórias de tensões (Figura 12) são o resultado das interpretações das curvas da tensão desviadora vs. deformação axial e as curvas de deformação volumétrica vs. deformação axial, as quais são obtidas dos ensaios triaxiais e são apresentadas a continuação (Gráfico de Trajetória de tensões), de onde são obtidos o ângulo de atrito e a coesão de cada solo.

Sobre a coesão, nos resultados pode-se interpretar que a areia pura não apresenta, mas na presença da fibra de coco tem um aumento interceptivo coesivo o qual será chamado de coesão aparente, a mesma que é maior quando o comprimento da fibra é maior, acontecendo o mesmo com o ângulo de atrito, identificando que a amostra com melhores características de resistência é a A05C50.

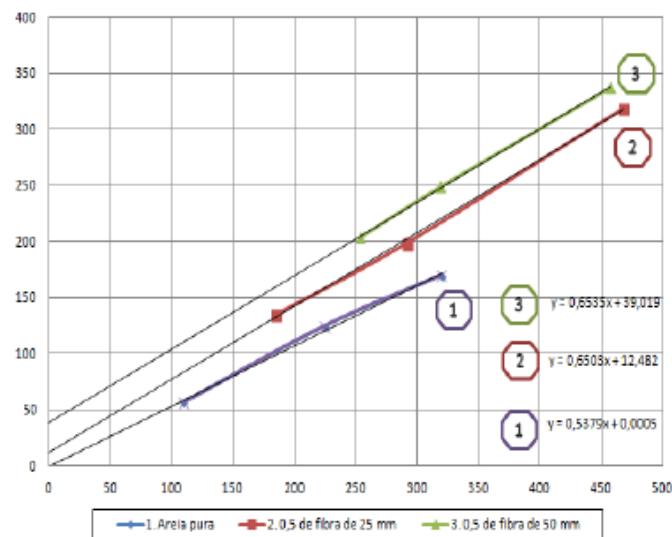


Figura 12. Trajetória de tensões da areia pura e as misturas.

Um resumo dos parâmetros de resistência dos solos ensaiados é mostrado na tabela 2. Onde podemos confirmar que a mistura A05C50 da melhores resultados, isto pelo comprimento das fibras igual a 50 mm, que permitem um melhor arranjo entre as partículas da areia e a fibra. As tensões de resistência máxima foram consideradas com uma deformação média de 14%, os cálculos da coesão aparente e o ângulo de atrito foram obtidos pela aplicação do critério de Mohr Coulomb.

Tabela 2. Características de resistência dos solos ensaiados.

Material/Mistura	Coesão aparent. (kPa)	Angulo de atrito (°)
Solo Arenoso	0	32,54
A05C50	51,78	40,81
A05C25	43,49	40,56

4 CONCLUSÃO

Os resultados deste estudo mostram o comportamento natural do solo arenoso retirado do campo de armazenamento do município de Santa Cruz no estado do Rio de Janeiro, e da mesma forma mostra o comportamento do mesmo com a inclusão de Fibra de Coco com um teor de 0,5% em relação ao peso da areia seca, com as fibras cortadas em dois comprimentos de 25 e 50 mm. o diâmetro da fibra não é constante. Independentemente dos ensaios de caracterização onde o solo arenoso e as misturas não apresentam grandes variações na densidade relativa (G_s), Curva granulométrica, e índices de vazios máximos e mínimos, foram feitos ensaios triaxiais, que permitem determinar os parâmetros de resistência das misturas. Destes resultados podemos concluir que a mistura que teve os melhores resultados em relação à resistência máxima ao cisalhamento foi a A05C25, obtendo uma resistência de 636 (kPa), sobre 625 (kPa) da mistura A05C50, ensaiadas com uma tensão efetiva aplicada de 150 (kPa), é importante destacar que a mistura A05C50 mostra melhores resultados nas outras tensões efetivas aplicadas de 50 e 100 (kPa), além de obter maior ângulo de atrito e aumentar o intercepto coesivo da areia (a coesão aparente), sem negar que a outra mistura também melhorou suas características de resistência.

No presente trabalho ainda se esta pesquisando sobre químicos que possam melhorar as características físicas das fibras de coco, de forma de permitir que as obras aplicadas com esta tecnologia sejam para longo prazo.

O presente estudo permite ter uma alternativa de uso da fibra de coco e diminuir a eliminação indevida deste material. Na atualidade eles poderiam ser usados em obras de curta e média duração, como soluções geotécnicas temporais (vias de acesso de obras, aterros, obras de contenção, ou em obras onde melhora a resistência como pavimentos), a fim de contribuir para uma melhor qualidade de vida e desenvolvimento sustentável do meio ambiente.

Como trabalho futuro, desenvolver mais tipos de misturas, com diferentes comprimentos, diferentes teores, misturas com outros materiais ou outros aditivos que permitam lograr soluções para longo prazo e obter melhores resultados de resistência, coesão, e ângulo de atrito.

REFERÊNCIAS

- (1) Briaud, J.L. (2013). Geotechnical engineering: unsaturated and saturated soils. New Jersey, United States.
- (2) Consoli, N. L.; Montardo, J. P.; Prietto, P. D. M and PASA, G. S. (2002). Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.
- (3) Ramirez, G. G. D. (2012). Estudo experimental de solos reforçados com borracha moída de pneus inservíveis. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- (4) Bolaños, R. Z. (2013). Comportamento Mecânico de um solo argiloso reforçado com fibras de côco. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- (5) Calheiros, A. V. (2013). Análise o comportamento de solos reforçados com poliestireno expandido. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- (6) Szeliga, L. (2014). Estudo Experimental de um Solo Arenoso Estabilizada com Cinzas de Resíduo Sólido Urbano e Cal. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- (7) Louzada, N. (2015). "Experimental study of soils reinforced with crushed polyethylene terephthalate (PET). Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- (8) Skempton, A.W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. Geotechnique Vol. 4, Issue 4, p.143–147.
- (9) Das, B. M. (2010). Principles of geotechnical engineering. Seventh edition. USA.

Capítulo 26

MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS DA GERAÇÃO E FLUXO DE BIOGÁS EM ATERRO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS

[DOI: 10.37423/200400759](https://doi.org/10.37423/200400759)

Tiago José de Oliveira Barbosa (Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil). tjobarbosa@yahoo.com

Igor Fernandes Gomes (Universidade Federal de Pernambuco - Centro Acadêmico do Agreste, Caruarú Brasil, gomes@ufpe.br

Leonardo José do Nascimento Guimarães (Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil). leonardo@ufpe.br

Alessandra Lee Firmo (Instituto Federal de Pernambuco, Recife, Brasil). alessandra.lee@gmail.com

José Fernando Tomé Jucá (Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil). jucah@ufpe.br

RESUMO: Um dos grandes desafios da modelagem numérica de aterros de resíduos sólidos urbanos (RSU) consiste no desenvolvimento de modelos matemáticos que representem, de forma realista e acoplada, o comportamento térmico, hidráulico e mecânico associado a processos de degradação e considerando a influência de fatores como a heterogeneidade do material e das condições climáticas. Além disso, a insuficiência de dados experimentais precisos em escala de campo é um dos fatores limitantes para a aplicação, calibração e validação destes modelos. Desta forma, neste trabalho apresentam-se os resultados da aplicação do modelo matemático de decaimento de primeira ordem multicomponente, definido pelo IPCC (2006), implementado no código “in house” em elementos finitos CODE_BRIGHT (COupled DEformation of BRIne Gas and Heat Transport), para simular numericamente a geração de biogás em aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos.

Este trabalho foi desenvolvido conjuntamente pelo Laboratório de Métodos Computacionais em Geomecânica (LMCG) e o Grupo de Resíduos Sólidos (GRS), ambos da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), onde o código numérico, originalmente utilizado para resolver problemas de fenômenos acoplados termo-químico-hidro-mecânicos em meios porosos multifásicos, permite, utilizando o modelo implementado, modelar a geração de biogás juntamente com o fluxo de líquido e gás em um aterro. Neste trabalho o modelo implementado foi validado pela comparação dos resultados da simulação de geração de biogás em um problema sintético sendo também aplicado à simulação numérica bidimensional de geração e fluxo de biogás em um reator experimental (lisímetro), cujas características climáticas e de composição dos resíduos são semelhantes às observadas na célula experimental do Aterro de Resíduos Sólidos Urbanos da Muribeca, no estado de Pernambuco – Brasil.

PALAVRAS-CHAVE: geração de biogás, modelo acoplado, fluxo bifásico, aterros sanitários, elementos finitos.

1 INTRODUÇÃO

Um dos tipos principais de destinação final de resíduos sólidos urbanos (RSU) utilizados no Brasil consiste na utilização de Aterros Sanitários, que demandam de manejo e tratamento adequado dos efluentes (lixiviado e biogás) gerados ao longo do processo de decomposição dos materiais (Barbosa, 2011).

A decomposição dos diversos componentes degradáveis existentes nos resíduos sólidos urbanos (matéria orgânica, papel, podas, sanitários, etc) promove a produção do biogás, cujos principais constituintes são dióxido de carbono (CO_2) e o metano (CH_4), que pode corresponder a 50% da fração volumétrica do biogás além de ser um dos gases que contribui o aquecimento global.

O biogás produzido, especialmente o metano, pode ser recuperado por um sistema de coleta para um subsequente tratamento, pode ser emitido na atmosfera através de uma camada de cobertura, pode ser oxidado pela ação de microorganismos em uma camada metanotrófica ou pode ser armazenado no interior do aterro, gerando bolsões de gás, principalmente em casos em que não há um sistema de drenagem ou de captação de gás (Scharff, 2005; Spokas et al, 2006; Alcantara, 2007).

Atualmente, o principal interesse em modelar o sistema de um aterro de RSU está em estimar adequadamente seus efluentes, lixiviados e gases, sendo dada ênfase na estimativa da geração de biogás, por este ser considerado fonte de energia renovável e, se aproveitado e/ou tratado adequadamente, oferecer diversos incentivos sociais, ambientais e tecnológicos.

Para a previsão da geração de biogás em aterros sanitários, têm-se utilizado modelos matemáticos que levam em consideração apenas a biodegradação da massa de resíduo sólido, não relacionando outros processos que ocorrem dentro do aterro, como por exemplo: transporte de massa, líquido e gás. O modelo do IPCC (2006) é um modelo de primeira ordem que estima a biodegradação de cada componente da massa de resíduo sólido, mas não representa o fluxo de gases em aterros, a geração e fluxo de líquidos, geração e fluxo de calor e outros mecanismos envolvidos na decomposição dos resíduos. Entretanto, considerando a geração total de biogás e metano, observou-se que este modelo representou bem o comportamento de geração de biogás para o aterro experimental localizado no aterro da Muribeca-Brasil (Barbosa *et al*, 2011).

O presente trabalho consiste na implementação do modelo matemático de decaimento de primeira ordem multicomponente, definido pelo IPCC (2006), para simular numericamente a geração de biogás em aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos. A implementação foi feita no código em elementos finitos CODE_BRIGHT (COupled DEformation of BRIne Gas and Heat Transport), originalmente utilizado para resolver problemas de fenômenos acoplados termo-químico-hidro-mecânicos em meios porosos

multifásicos, permitindo a realização de uma análise do fluxo de líquido e gás no meio poroso, assim como a influência de alguns parâmetros geotécnicos na geração de fluxo de biogás em um aterro. Apresenta-se aqui a validação do modelo implementado, pela comparação dos resultados da simulação de geração de biogás em um problema sintético com os resultados obtidos e apresentados por Firmo (2011), bem como a simulação numérica bidimensional de geração de biogás e fluxo de água e gás no reator experimental (lisímetro) desenvolvido e construído por Alcântara (2007) e estudado por Firmo (2008), localizado no aterro experimental da Muribeca-Brazil.

2 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA

2.1 FORMULAÇÃO DE FLUXO DE BIFÁSICO DO CÓDIGO CODE_BRIGHT

O problema de fluxo de fluido em uma estrutura de resíduos sólidos é regido pelas equações de balanço de massa de água e gás (Equação 1), sendo esta formulação é do tipo pressão-pressão, onde as variáveis primárias do problema são as pressões de líquido (p_l) e pressão de gás (p_g).

$$\frac{\partial(nS_\alpha\rho_\alpha)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_\alpha \mathbf{q}_\alpha) = \mathbf{f}_\alpha \quad \alpha = l, g \quad (1)$$

Onde α é o índice que indica a fase líquida (l) e gás (g), n é a porosidade do meio (aqui o RSU é tratado como um meio poroso), S_α e ρ_α são a saturação e a densidade da fase α , respectivamente, \mathbf{f}_α é o termo de fonte/sumidouro e \mathbf{q}_α é o vetor de fluxo de Darcy para cada fase, definido na Equação 2.

$$\mathbf{q}_\alpha = -\frac{\mathbf{k}k_{r\alpha}}{\mu_\alpha} (\nabla p_\alpha - \rho_\alpha \mathbf{g}) \quad \alpha = l, g \quad (2)$$

Onde \mathbf{k} é o tensor de permeabilidade do meio, $k_{r\alpha}$ e μ_α são, respectivamente, a permeabilidade relativa e viscosidade da fase α , e p_α e \mathbf{g} são a pressão e vetor de gravidade, respectivamente.

Deve ser considerada ainda que a soma das saturações das fases que preenchem os poros do meio poroso é igual à unidade:

$$S_l + S_g = 1 \quad (3)$$

Por fim, considera-se o conceito de pressão capilar onde, em um meio saturado por duas fases, é definida como sendo a diferença entre a pressão da fase não-molhante (gás) e a pressão da fase molhante (líquido). Logo:

$$p_c = p_l + p_g \quad (4)$$

(5)

Empregou-se a lei de Van-Genutchen para a definição da pressão capilar e para a relação da permeabilidade relativa da fase líquida (água) com a saturação de água, enquanto que foi adotada uma lei exponencial para a permeabilidade relativa de gás (biogás).

2.2 MODELO IPCC (2006)

O modelo IPCC (2006) foi implementado na equação de balanço de massa de gás do código numérico CODE_BRIGTH, como um termo de fonte/sumidouro (f_g), representando a taxa de geração de biogás em $[\text{kg}/\text{m}^3.\text{s}]$. A equação implementada (Equação 5) tem como principais parâmetros de entrada o tipo de material (m), a densidade da massa do resíduo sólido (ρ), a fração de carbon orgânico degradável existente no material m (DOC_m), a fração de carbono orgânico disponível e degradado anaeróticamente (DOC_f), a constante de degradação do carbono ou constante de geração de gás no material m (k_m [s^{-1}]), tempo de degradação da massa de resíduo sólido (t [s]), massa de resíduo sólido depositado (W [kg]), fator de correção de metano (MCF) e a fração gravimétrica do material m que constitui o volume da massa de resíduos sólidos ($comp_m$).

$$\dot{f}_g = DOC_f . MCF . DOC_m . \rho . comp_m . k_m . e^{-k_m . t} \quad (5)$$

Para as análises deste trabalho empregou-se o modelo considerando apenas a geração total de biogás que pode ser considerada como o resultado do somatório da geração de biogás de todos os materiais em cada elemento.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

De uma forma geral foram adotados para a modelagem dos problemas estudados, apresentados no trabalho de Barbosa (2011), características relativas ao Aterro Experimental da Muribeca-PE, que consiste em um aterro com gerenciamento ($MCF = 1$) e se considera que todo o carbono presente na massa de resíduo sólido se degrada anaeróticamente ($DOC_f = 1$). A fração de metano (F) utilizada foi de 40%, sendo esta empregada nas análises. A densidade dos resíduos utilizada foi de $790 \text{ kg}/\text{m}^3$.

Nas simulações realizadas não foram considerados os tempos de enchimento (construção do aterro em camadas) do aterro, portanto, nos gráficos de geração de biogás, observa-se que o pico de decaimento se inicia no tempo inicial. Considerou-se, também, que o biogás é constituído por todos os gases gerados no processo de biodegradação, logo não foi considerada especificamente a geração de metano mas sim do biogás como um todo.

A estimativa da saturação efetiva e da permeabilidade relativa foi realizada em função do grau de saturação da fase, onde o valor adotado para saturação residual da fase líquida foi de 10% e para a máxima saturação o valor adotado para a fase líquida foi de 90%.

Os valores dos parâmetros de ajuste das permeabilidades relativas adotados foram $A=1$; e $\alpha=1$ para ambas as fases. Como o resíduo sólido é aqui tratado como um meio poroso, foi estimado um valor de permeabilidade intrínseca de $1 \times 10^{-12} \text{ m}^2$, considerando a simplificação de tratar este meio como homogêneo, apesar da complexidade de sua heterogeneidade.

3.1 VALIDAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO IPCC (2006)

Para a validação do modelo foram utilizados os dados obtidos por Firmo (2011), para efeitos comparativos, e os dados provenientes das simulações numéricas utilizando o programa CODE_BRIGHT.

O problema consiste em uma célula (caso sintético) de resíduo sólido confinado, com geometria em forma de quadrado com dimensões de 1x1 metros, com captação de gás em todos os seus nós internos. Foi empregada uma malha de elementos finitos com 9 nós e 8 elementos tipo triângulo linear (Figura 1). Como condição inicial e de contorno, foram prescritas as pressões de líquido (p_l) e pressão de gás (p_g) de 0,1 MPa em todos os nós da malha. Neste caso não há fluxo de gás e líquido, sendo verificada apenas a geração de gás.

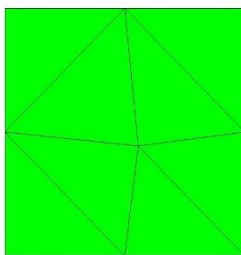


Figura 1. Malha de elementos finitos – caso sintético.

Foram simulados dois cenários para este caso, sendo um deles considerando a matéria na base úmida, utilizando os parâmetros do IPCC (2006) e o segundo considerando matéria caracterizada por Firmo (2008), que consiste na otimização dos parâmetros do IPCC (2006) para as características dos RSU depositados no aterro experimental da Muribeca-PE. O tempo de simulação foi de 3 anos. Os parâmetros de entrada para o modelo estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros de entrada do modelo

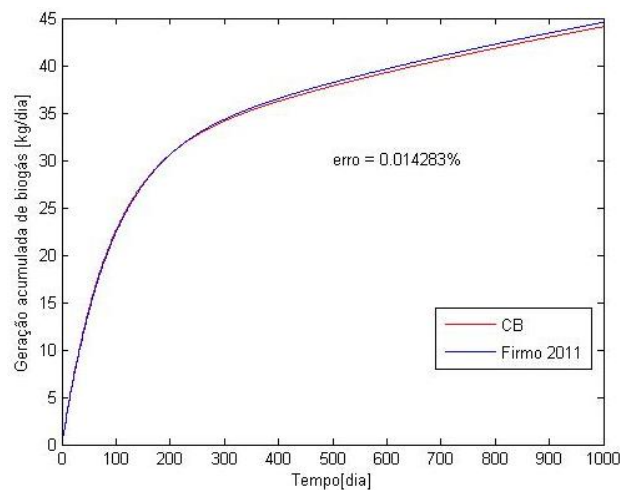
Material que compõe a massa de RSU	DOC		Composição	k[1/s]
	I	II		
Mat. Orgânica	0,15	0,10	0,38	$1,39 \times 10^{-7}$
Papel	0,40	0,16	0,13	$6,94 \times 10^{-9}$
Madeira	0,43	0,29	0,025	$3,47 \times 10^{-9}$
Fralda	0,24	0,16	0,063	$5,79 \times 10^{-9}$
Têxtil	0,24	0,19	0,04	$5,79 \times 10^{-9}$
Borracha	0,39	0,00	0,012	$5,79 \times 10^{-9}$

Onde:

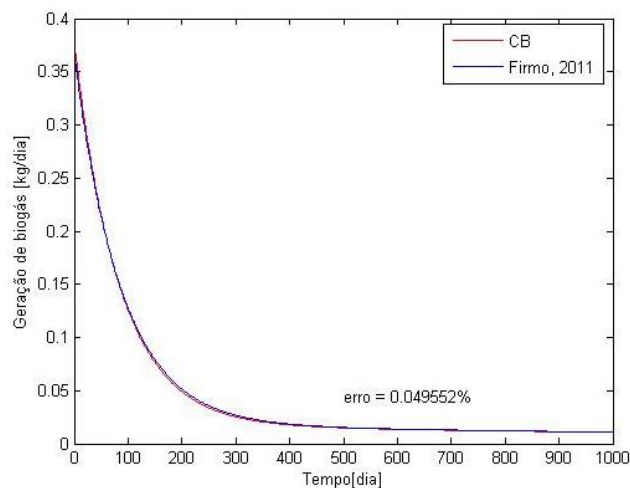
I: parâmetros base do IPCC (2006);

II: parâmetros otimizados por Firmo (2008).

Com relação à modelagem do problema considerando os parâmetros otimizados por Firmo (2008), observa-se boa aproximação dos resultados da simulação numérica empregando o modelo IPCC (2006) implementado, tanto para a curva de produção acumulada de biogás (Figura 2a) quanto para a curva de geração de biogás (curva de decaimento – Figura 2b), apresentando erros de 0,014283% e 0,049552%, respectivamente. E por fim, foi feita a verificação para os parâmetros padrão do IPCC (2006), conforme pode ser visto na Figura 3.

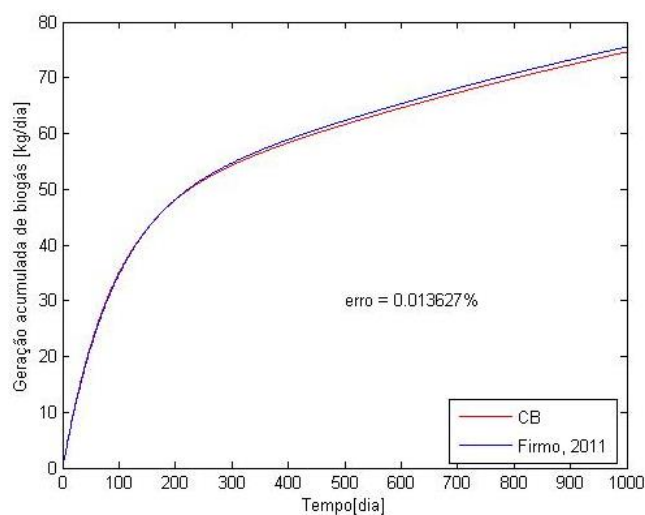


(a)

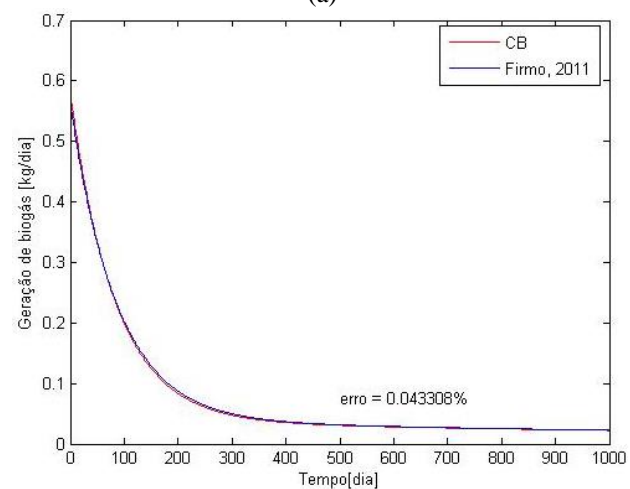


(b)

Figura 2. Geração de biogás considerando os parâmetros otimizados por Firmo (2011): (a) geração acumulada de biogás; (b) geração de biogás (curva de decaimento).



(a)



(b)

Figura 3. Geração de biogás considerando os parâmetros do IPCC (2006) para os resultados obtidos

por Firmo (2011): (a) geração acumulada de biogás; (b) geração de biogás (curva de decaimento).

3.2 MODELAGEM NUMÉRICA DE GERAÇÃO DE BIOGÁS EM REATOR EXPERIMENTAL (LISÍMETRO)

Aplicou-se também o programa CODE_BRIGHT, considerando o modelo IPCC (2006) implementado, à modelagem numérica do reator experimental (lisímetro) instalado na Muribeca-PE (Figura 4) desenvolvido e construído por Alcântara (2007) e estudado por Firmo (2008).



Figura 4. Reator experimental instalado na Muribeca-PE - Lisímetro.

O lisímetro tem diâmetro de 2 metros e altura de 2,4 metros, sendo o dreno vertical com diâmetro de 4 centímetros e o dreno horizontal com uma espessura de 4 centímetros. A malha de elementos finitos utilizada (Figura 5) é composta por 5359 nós e 10371 elementos tipo triângulo linear.

Como condições iniciais temos pressão de gás e de líquido igual à pressão atmosférica (0,1 MPa) e como condições de contorno prescreveu-se a pressão de gás igual à pressão atmosférica nos nós do topo do dreno vertical, enquanto que os demais nós do contorno do lisímetro encontram-se na condição impermeável, representando-se assim uma camada de cobertura, exceto os nós correspondentes ao dreno horizontal para captação de líquido, no qual foi prescrita uma pressão de líquido de 0,1 MPa.

Para esta modelagem foram adotados os mesmos parâmetros dos materiais descritos anteriormente na Tabela 1.

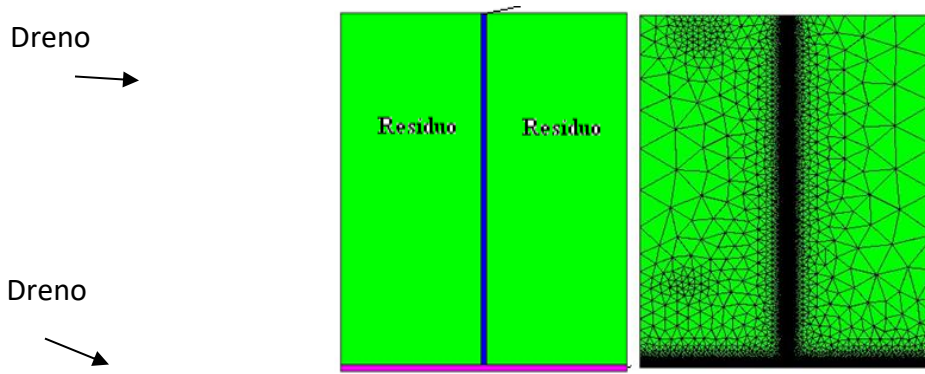


Figura 5. Lisímetro: descrição dos materiais e malha de elementos finitos.

O tempo de simulação foi de 10 anos, onde observou-se o aumento da pressão de gás, para cerca de 2,5 KPa, no interior do lisímetro, decorrente da geração de biogás, sendo depois dissipada pelo dreno ao longo do tempo. A distribuição final das pressões no lisímetro encontra-se mostrada na Figura 6. A legenda expressa os valores da pressão de gás em MPa, onde o incremento de pressão devido à geração de biogás é medido pela diferença entre o valor apresentado na legenda e a pressão inicial de gás que é de 0,1 MPa.

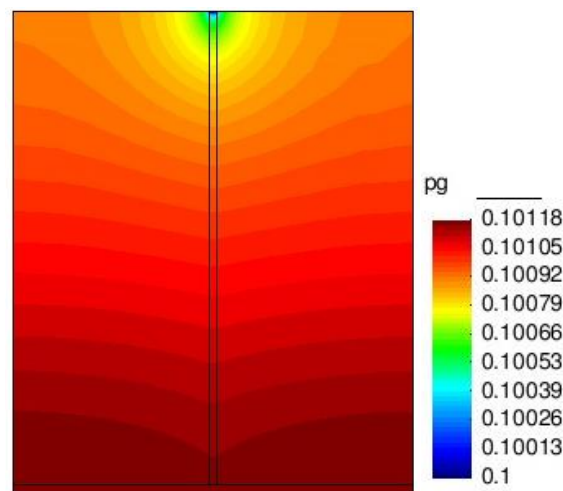


Figura 6. Distribuição final de pressão de gás no lisímetro: dissipação de pressões pelo dreno vertical. A Figura 7 apresenta os resultados gráficos de geração de biogás, comparando as medições de biogás no dreno vertical e em todo o sistema. Com isso quantificou-se a eficiência de coleta (Equação 5) do dreno vertical, cujo valor foi de 69,528%, que consiste no quociente entre a quantidade de biogás captado e a quantidade de biogás gerado (Maciel, 2009).

$$Ef(\%) = \frac{Q_{\text{Biogas_captado}}}{Q_{\text{Biogas_gerado}}} \quad (5)$$

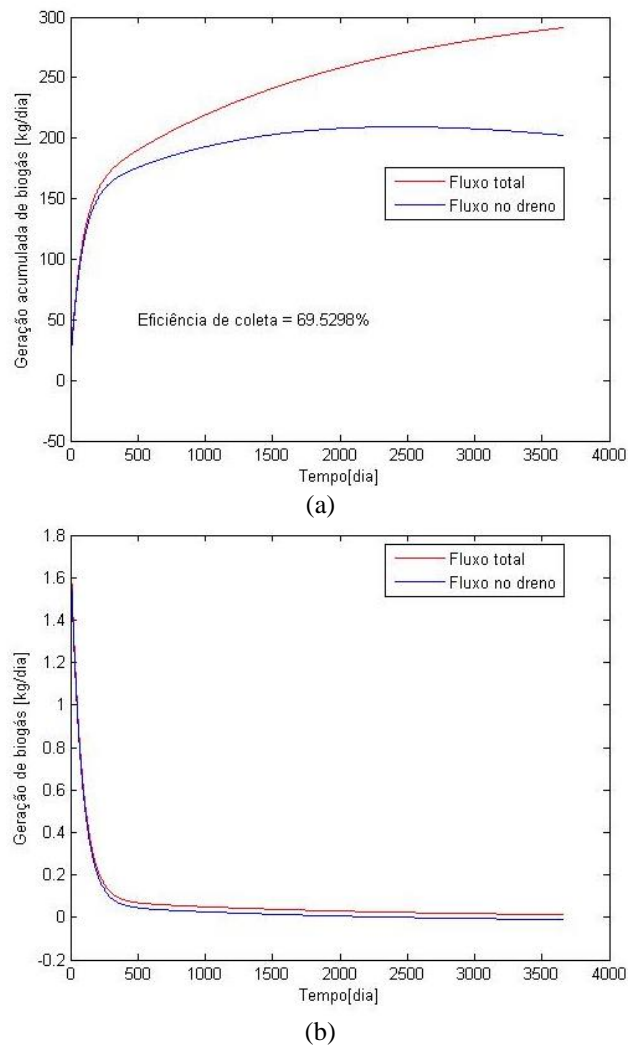


Figura 7. Geração de biogás por lisímetro considerando os parâmetros otimizados por Firmo (2011): (a) geração acumulada de biogás; (b) geração de biogás (curva de decaimento).

5 CONCLUSÕES

Apresentou-se neste trabalho os resultados relativos à implementação no programa CODE_BRIGHT, código “in house” em elementos finitos, do modelo de decaimento de primeira ordem IPCC (2006). A validação do modelo do IPCC (2006) foi realizada a partir da comparação dos resultados obtidos por Firmo (2011), obtendo-se uma resposta bastante satisfatória do processo de biodegradação de resíduos sólidos.

A aplicação do modelo foi realizada também na modelagem de um lisímetro (reator experimental) com dados experimentais quanto à composição dos resíduos, tendo como resposta uma geração de biogás de acordo com a eficiência de captação.

Verificou-se ainda que permeabilidade do meio poroso constituído pelos resíduos sólidos influencia

diretamente no fluxo do biogás na massa de resíduo e no dreno, sendo este um parâmetro que demanda de mais investigação experimental de forma a ser aplicado aos modelos numéricos.

Por fim, a utilização da ferramenta numérica CODE_BRIGHT, incluindo um modelo matemático que represente os mecanismos de biodegradação de consequente geração de biogás, torna possível a otimização de projetos que utilizam o Mecanismo de Desenvolvimento Limpo (MDL), tais como a previsão da disponibilidade energética em um aterro sanitário, projetos de construção de aterros sanitários e implantação de centrais energéticas em aterros sanitários.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao apoio financeiro para esta pesquisa dada pelo CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico).

REFERÊNCIAS

Alcântara, P. B (2007). Evaluation of the influence of the composition of municipal solid waste landfills in the behavior of simulated landfills. PhD Thesis – Center of Technology and Earth Sciences, Federal University of Pernambuco, Recife-Brazil. 366 p. In Portuguese.

Barbosa, T.J.O. (2011). Modelagem em elementos finitos da geração e fluxo de biogás em aterro de resíduos sólidos urbano. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. Recife

Barbosa, T.J.O.; Guimaraes, L. J. N.; Gomes, I.F.; Firmo, A.L.B. (2011) Development of a coupled model for gas generation and flow in solid waste landfill. 4th International Workshop Hydro-Physico-Mechanics of Landfills. Santander, Spain.

Firmo, A.L.B. (2008). Análise numérica de aterros de resíduos sólidos urbanos: calibração de experimentos em diferentes escalas. Dissertação de Mestrado. Centro de Tecnologia e Geociências – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, PE.

Firmo, A.L.B. (2011). Internal Report to Estimate the Generation of Biogas in the Experimental Landfill located at Muribeca Landfill-Brazil. Federal University of Pernambuco. Pernambuco – Brazil. In Portuguese.

IPCC (2006) Solid waste disposal – Guidelines for national greenhouse gas inventories. Report produced by Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) on the invitation of the United Nations Framework Convention on Climate Change.

Maciel, F. J. (2009) Geração de Biogás e Energia em Aterro Experimental de Resíduos Sólidos Urbanos. Tese de Doutorado. Centro de Tecnologia e Geociência, Universidade Federal de Pernambuco. Recife, PE.

Scharff, H., Afvalzorg, N.V. (2005). Landfill gas production and emission on former landfills. Interreg

IIC. Outubro de 2005.

Spokas, K.; Bogner, J.; Changton, J.P.; Morcet, M.; Aran, C.; Graff, C.; Moreau-LE Golvan, Y.; Hebe, I. (2006). Methane mass balance at three landfill sites: what is the efficiency of capture by gas collection systems? *Waste Management*, v 26, p 516-525.

Capítulo 27

RETROANÁLISE DE ESCORREGAMENTO E PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE NA VIA LAGOS

[DOI: 10.37423/200400764](https://doi.org/10.37423/200400764)

Aline Pereira Mota (Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, Brasil).alineengcivil@yahoo.com.br

Ana Cristina Castro Fontela Sieira (Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, Brasil). sieira@eng.uerj.br

Rogério Luiz Feijó (Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, Brasil).rlfeijo@oi.com.br

Wilmar Tenório de Barros (Consultor).wilmar.barros@uol.com.br

RESUMO: presente trabalho tem como objetivo a compreensão de um escorregamento ocorrido em 2006 em um talude no km 15+700 da Rodovia RJ – 124 – Via Lagos, Rio Bonito – RJ. Após a movimentação do talude, algumas medidas foram tomadas para estabilização da encosta. No entanto, as movimentações não cessaram, despertando a necessidade de um estudo mais detalhado sobre a Geologia local. Sondagens mistas e rastreamentos geofísicos foram executados, buscando-se a definição de um perfil geológico-geotécnico. Adicionalmente, foram executados ensaios de laboratório, com amostras retiradas do local e instalada uma instrumentação composta por inclinômetros e medidores de nível d'água. O trabalho analisa as possíveis causas de instabilização e movimentação do talude, propondo uma alternativa simples de estabilização, baseada na interação entre a Geologia e a Geotecnia.

PALAVRAS-CHAVE: Talude, instabilidade, retroanálise.

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem como objetivo apresentar os estudos realizados para a estabilização do escorregamento de um talude localizado no km 15+700 da Rodovia RJ – 124 – Via Lagos, Rio Bonito, na pista sentido Rio Janeiro. O trabalho pretende mostrar, também, a importância da interação entre a Geologia e a Engenharia Geotécnica na solução de problemas de estabilidade.

2 DESCRIÇÃO E HISTÓRICO DO PROBLEMA

As movimentações do talude têm uma cronologia que perdura por 7 anos, tendo início em 2006. A forma de movimentação do talude caracterizou-se como um deslizamento em forma de cunha, uma vez que houve um levantamento de parte da rodovia localizada no pé do talude (Figura 1).

Assim que a movimentação do talude foi detectada, algumas intervenções foram propostas na tentativa de estabilizar o talude.

A primeira intervenção consistiu no retaludamento da encosta, buscando-se uma geometria mais suave e estável. No entanto, contrariando o esperado, esta intervenção acelerou ainda mais o processo de deslocamento, despertando a necessidade de maiores informações referentes à geologia.



Figura 1 – Movimentação do talude com levantamento da pista.

Posteriormente, a concessionária propôs uma segunda intervenção, que consistia da execução de duas cortinas de 80 m e 125 m, com 2 linhas de tirantes com carga de trabalho de 600 kN/m.

A Figura 2 apresenta alguns detalhes das cortinas propostas. Por se tratar de uma intervenção de grande porte e elevado valor, o concedente da rodovia (DER-RJ) solicitou uma análise do Grupo de Geotecnia da UERJ no sentido de otimização do projeto proposto.

Como primeira providência, ainda em caráter emergencial e visando a desaceleração dos movimentos, foi solicitado à concessionária a instalação de uma bateria de drenos sub horizontais profundos (DHPs) a jusante da rodovia.

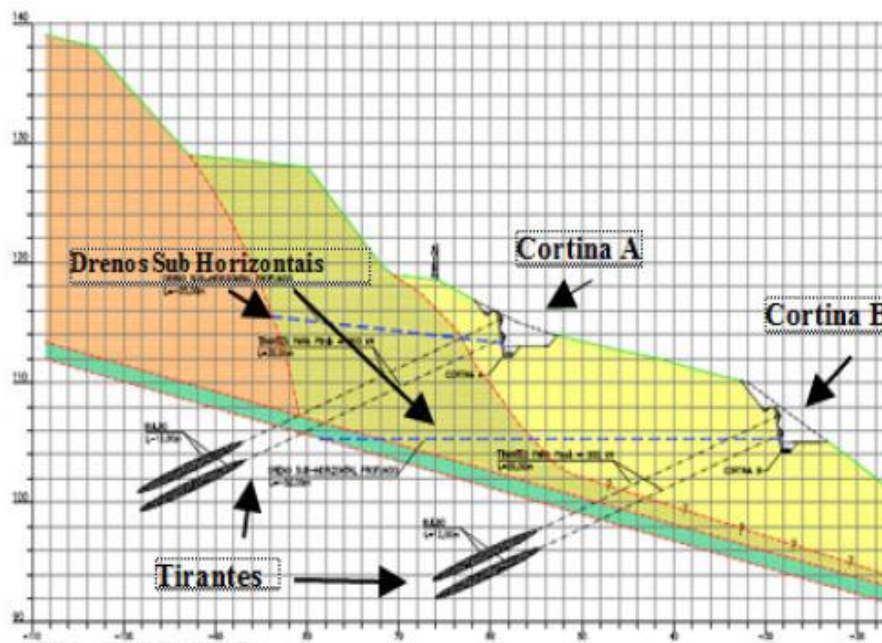


Figura 2 – Ilustração da estrutura proposta pela concessionária.

Este trabalho aborda a seqüência dos estudos realizados sob orientação da UERJ, que consistiram de uma nova campanha de topografia, sondagens, rastreamento geofísico, medidores de nível d'água, inclinometria, e ensaios de laboratório executados em amostras retiradas do local. O objetivo dos ensaios de campo e laboratório e da instrumentação era detectar alguma feição geológica que pudesse ser considerada como condicionante do processo de instabilização.

Com as informações retiradas de ensaios de campo e laboratório e a instrumentação de deslocamentos e oscilações de nível d'água, pretende-se retroanalisar a movimentação do talude, buscando-se as causas de instabilização.

Os últimos resultados da instrumentação implantada em 2006 mostraram que a movimentação do talude ocorre na direção SW, e pode ser decorrente de oscilações do lençol freático visto que estas movimentações desaceleraram de forma significativa após a instalação dos DHPs.

A partir de observações de campo, verificou-se a presença de um dique de diabásio no local com direção de mergulho 000/70° N. Estas observações conduziram à interpretação de que o dique estaria dividindo a encosta em duas regiões. Com isso, haveria uma concentração de água apenas na região "B" (Figura 3), região de movimentação da encosta.

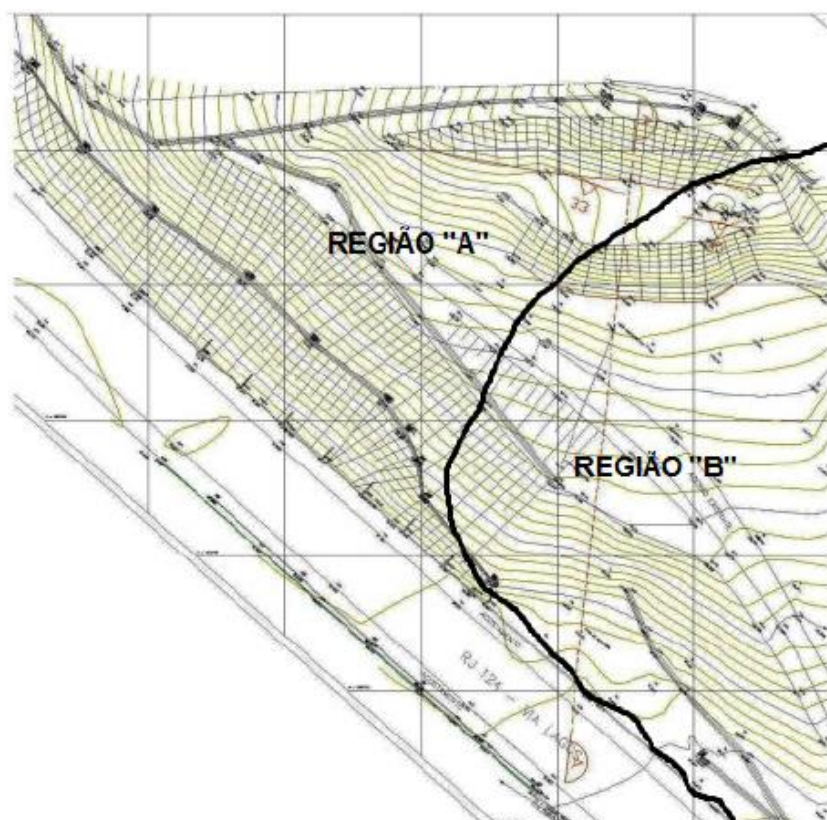


Figura 3 – Planta Topográfica

3 GEOLOGIA DA ÁREA

O talude do km 15+ 700 apresenta solos de alteração, saprolitos e produtos de alteração em diferentes graus de decomposição de gnaisses anatóxicos bandados, de granulação grossa a muito grossa, fortemente foliados, com feições de estiramento mineral marcado pela presença de feldspatos ocelares. (Mello, 2008). De acordo com o mapa geológico do Estado do Rio de Janeiro, em escala

1:500.000 (Silva et al, 2001), o talude em estudo situa-se sobre o Ortognaisse Tinguí, ilustrado na Figura 4.

A foliação, muito forte, apresenta orientação média N112°/30°SW, mergulhando em direção à rodovia. Existem pelo menos três fatias de fraturas:

- 1) E-W/60°N, podendo variar até N65W
- 2) N35 E/vertical
- 3) N80°/ vertical.

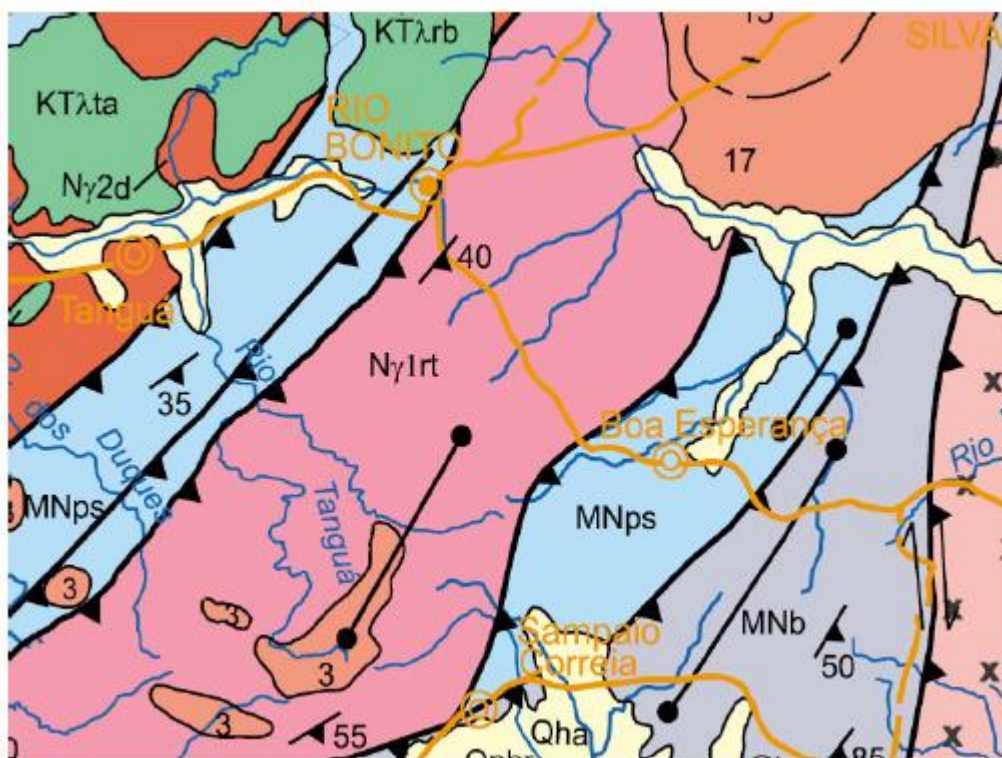


Figura 4 - Mapa Geológico da região em estudo (ortognaisse Tinguí, em rosa).

A orientação da xistosidade, mergulhando no mesmo sentido que o talude, pode ser condicionante de ruptura planar. A presença de fraturas subverticais com direção paralela ao talude pode ajudar na movimentação dos blocos (Mello, 2008), como pode se observado nas Figuras 5 e 6.

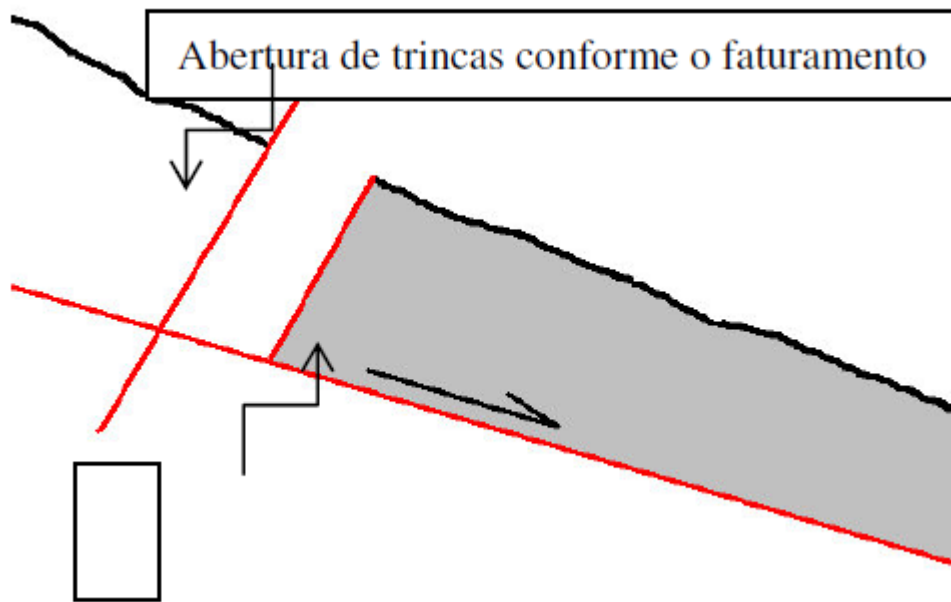


Figura 5 – Movimentação de bloco devido à geometria das estruturas.



Figura 6 – Associação entre o sistema de juntas e a foliação.

4 ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

O programa de ensaios de campo e laboratório consistiu em sondagens mistas, rastreamento geofísico, e ensaios de cisalhamento direto.

4.1 – ENSAIOS DE CAMPO: SONDAGENS E RASTREAMENTO GEOFÍSICO

Para a caracterização geológico-geotécnica da encosta e determinação dos pontos de instalação da instrumentação de campo, foram executados 8 furos de sondagens mistas. A Figura 7 apresenta a planta de localização das sondagens e as Figuras 8 a 13 apresentam os perfis geotécnicos obtidos. É interessante observar a presença de um solo de alteração de rocha a 15 m de profundidade.

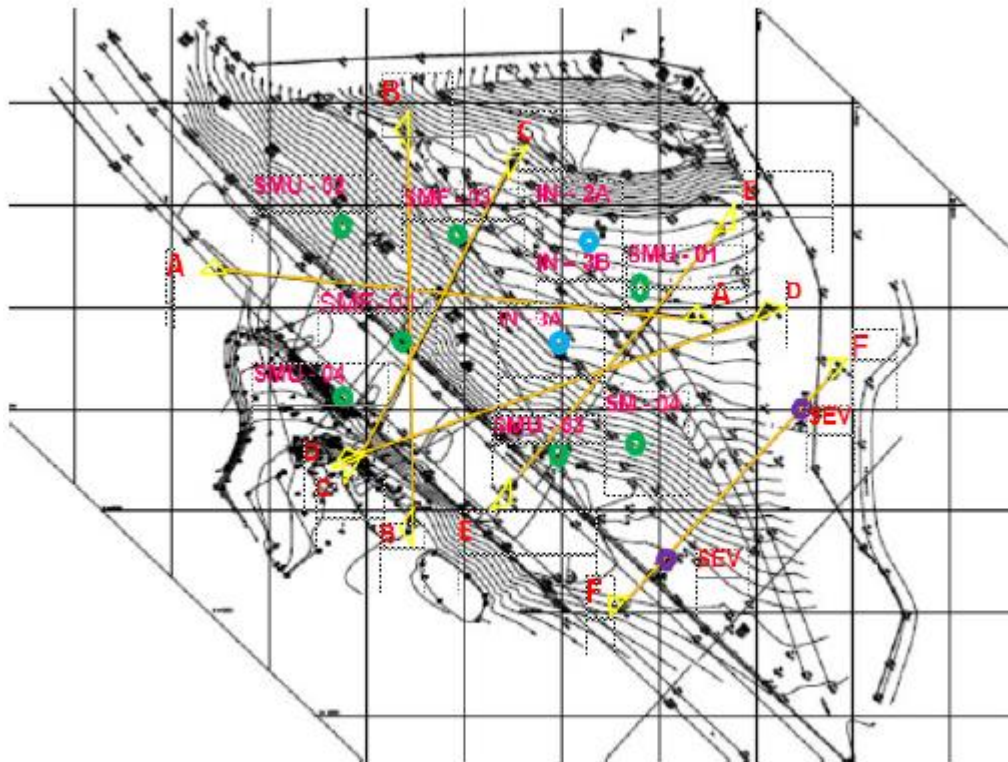


Figura 7 – Localização das sondagens Mistas, seções dos perfis e localização dos inclinômetros.

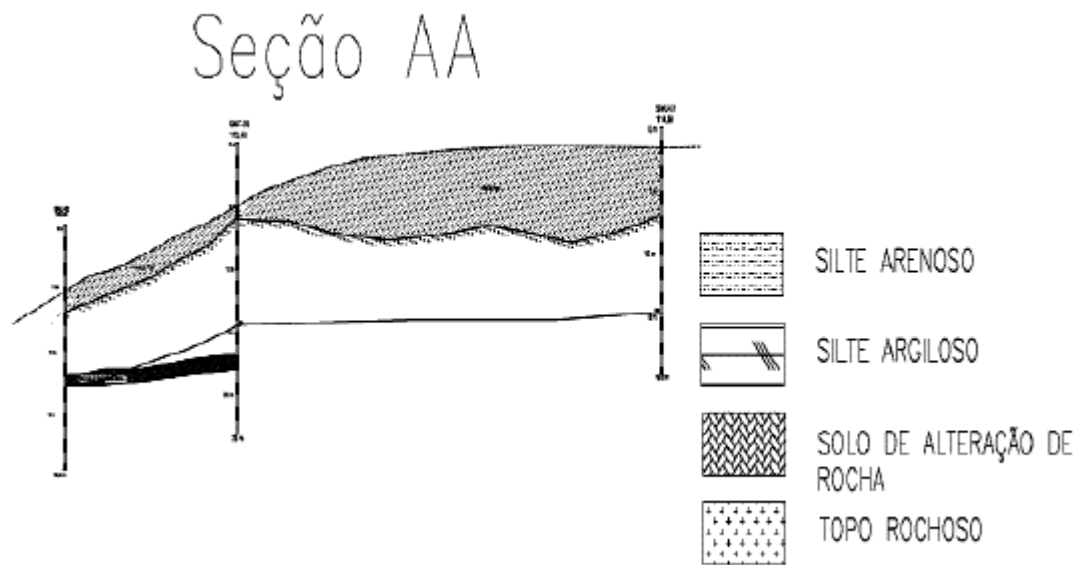


Figura 8 – Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “AA”.

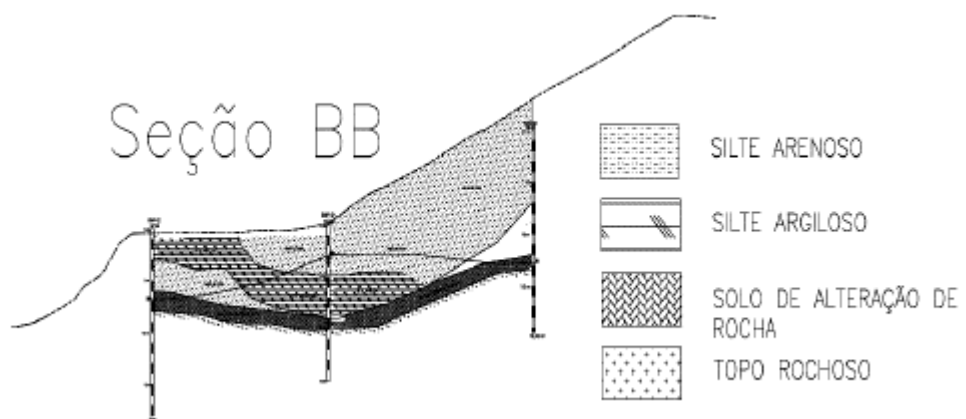


Figura 9 – Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “BB”

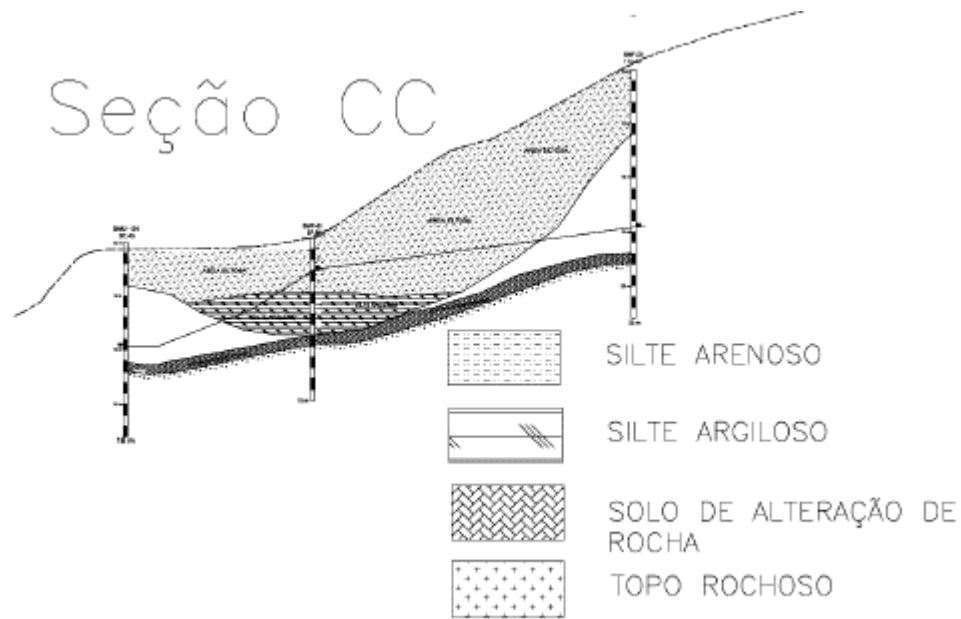


Figura 10 – Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “CC”

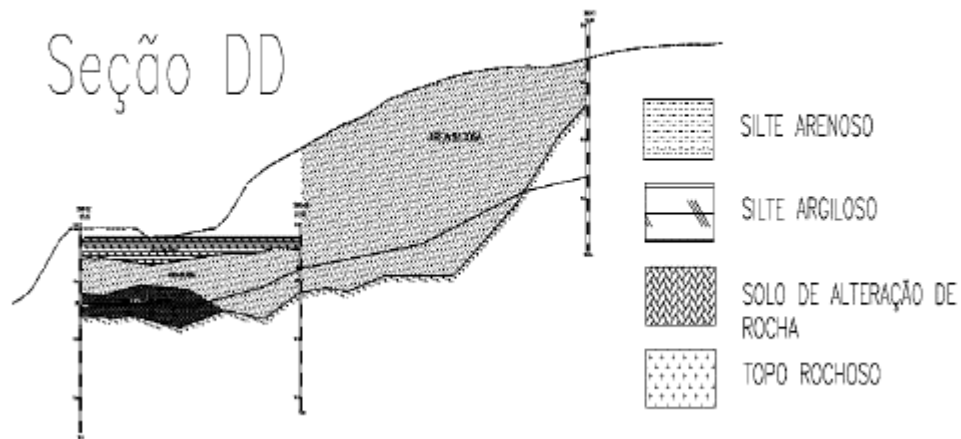


Figura 11 – Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “DD”

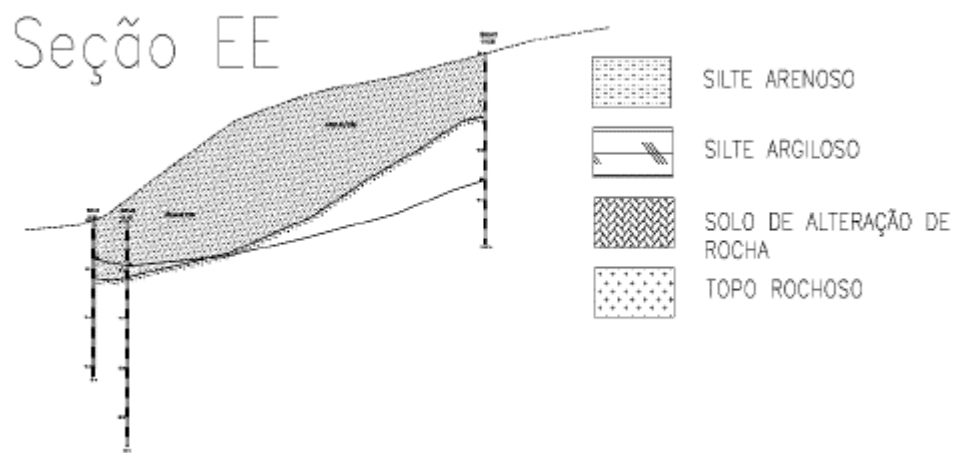


Figura 12 – Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “EE”

Para o conhecimento mais específico da caracterização geológica e oscilação do nível d'água foram executados 9 caminhamentos elétricos (CEs) e 3 Sondagens Elétricas Verticais (SEVs). A localização dos instrumentos está apresentada na Figura 14.

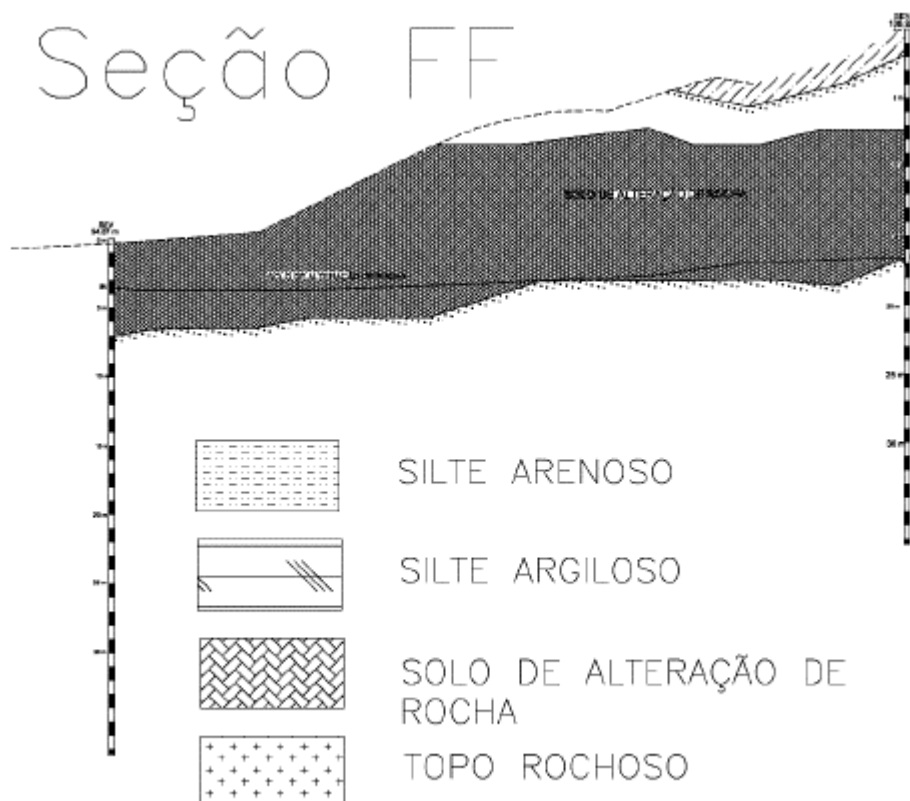


Figura 13 – Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “FF”.

As Figuras 15 a 22 apresentam os resultados dos caminhamentos elétricos, juntamente com o perfil geotécnico definido pela geofísica.

Os resultados mostram um perfil geotécnico composto por camadas de solo de alteração/rocha na cor marrom, rocha alterada na cor verde e rocha sã na cor branca. As linhas tracejadas em vermelho mostram a estrutura geológica e as linhas tracejadas em azul o nível d'água. O sentido do fluxo também está ilustrado com setas. De um modo geral, os perfis obtidos pela geofísica e pelas sondagens mistas mostraram-se concordantes.

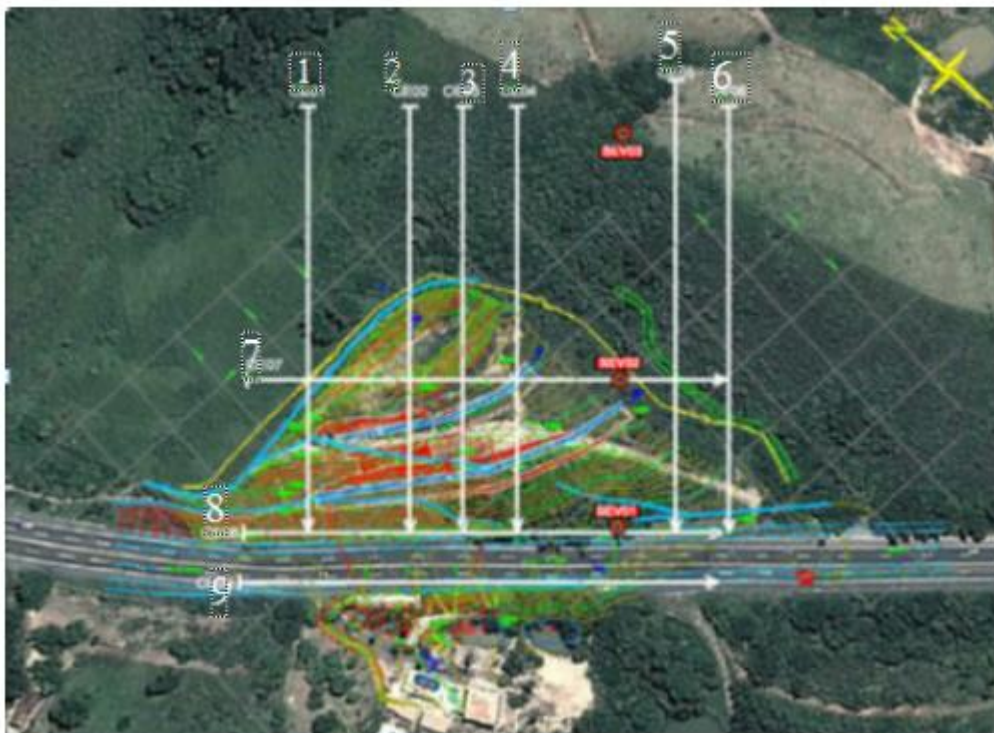


Figura 14 – Localização dos caminhamentos elétricos (CE) de 1 a 9.

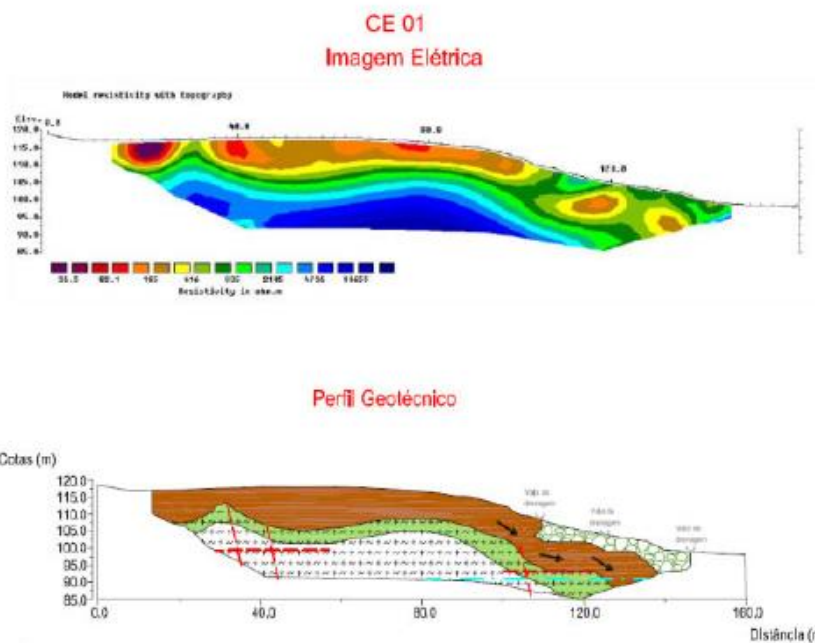


Figura 15 – Caminhamento Elétrico (CE) – 1: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica.

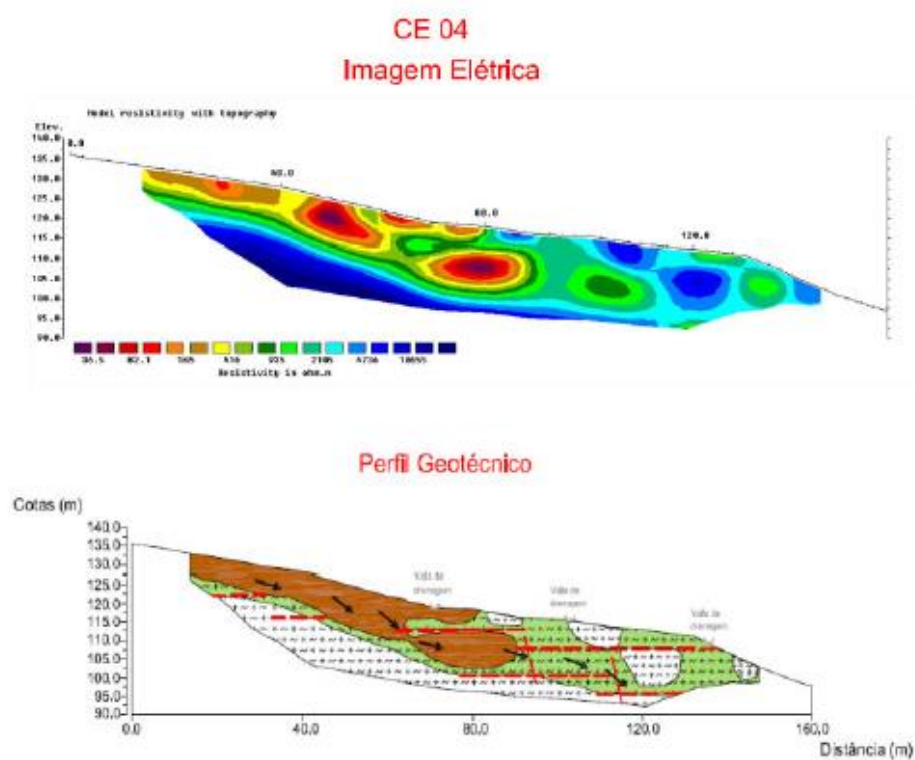


Figura 18 – Caminhamento Elétrico (CE) – 4: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica.

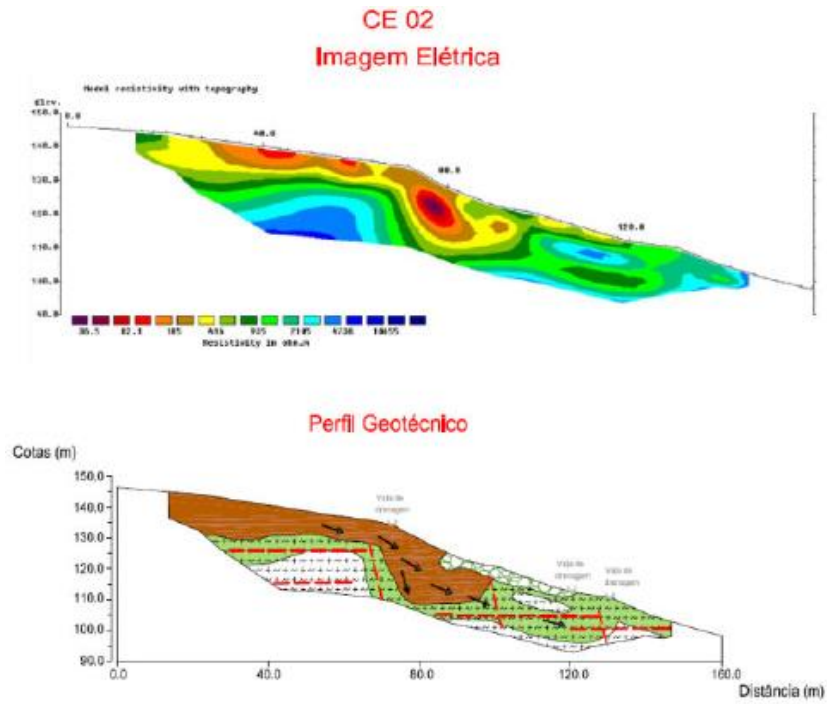


Figura 16 – Caminhamento Elétrico (CE) – 2: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica.

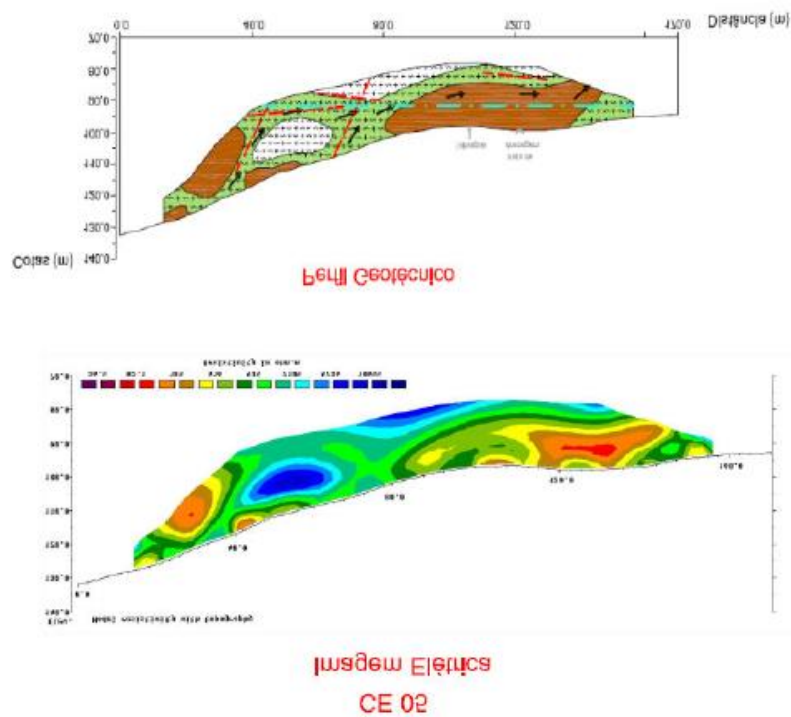


Figura 19 – Caminhamento Elétrico (CE) – 5: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica.

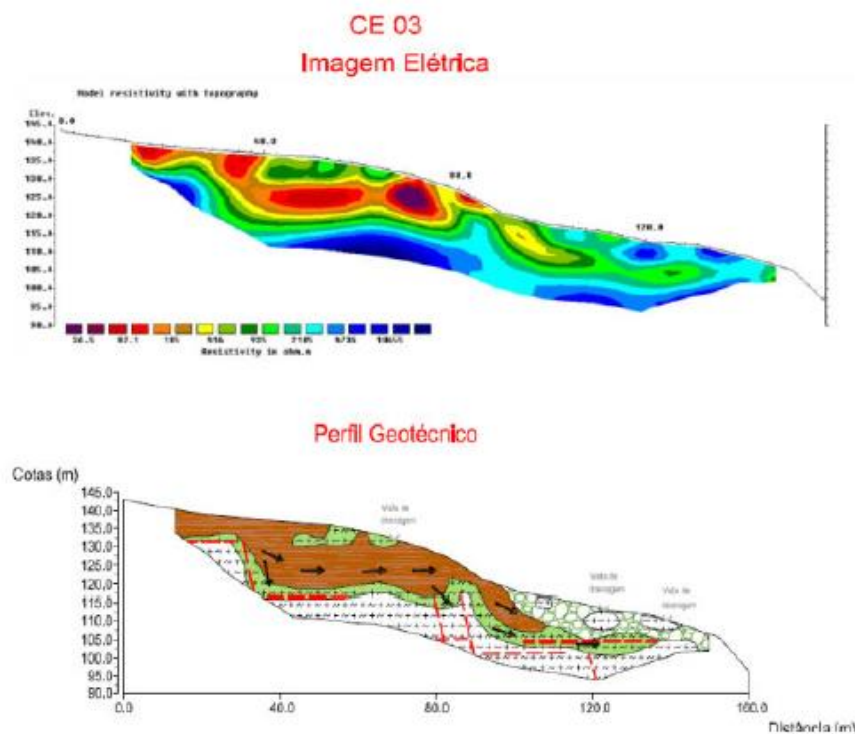


Figura 17 – Caminhamento Elétrico (CE) – 3: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica.

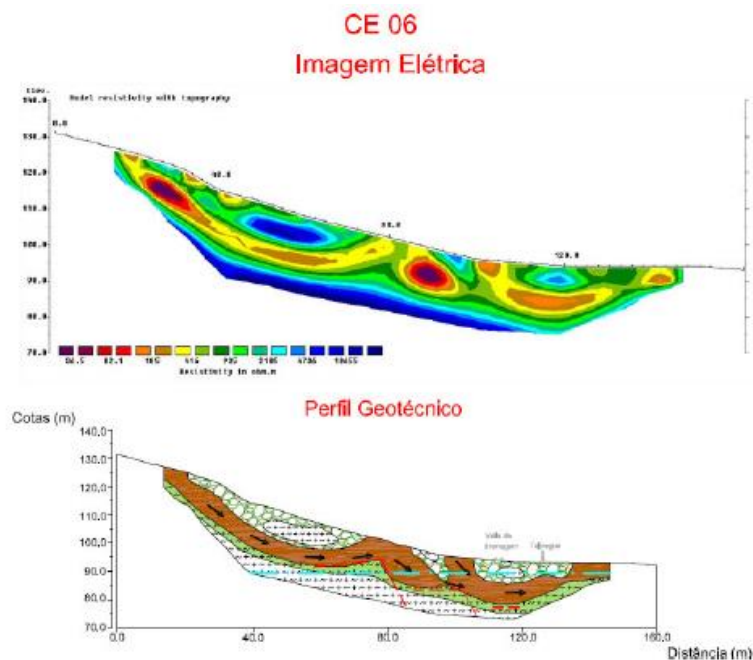


Figura 20 – Caminhamento Elétrico (CE) – 6: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica.

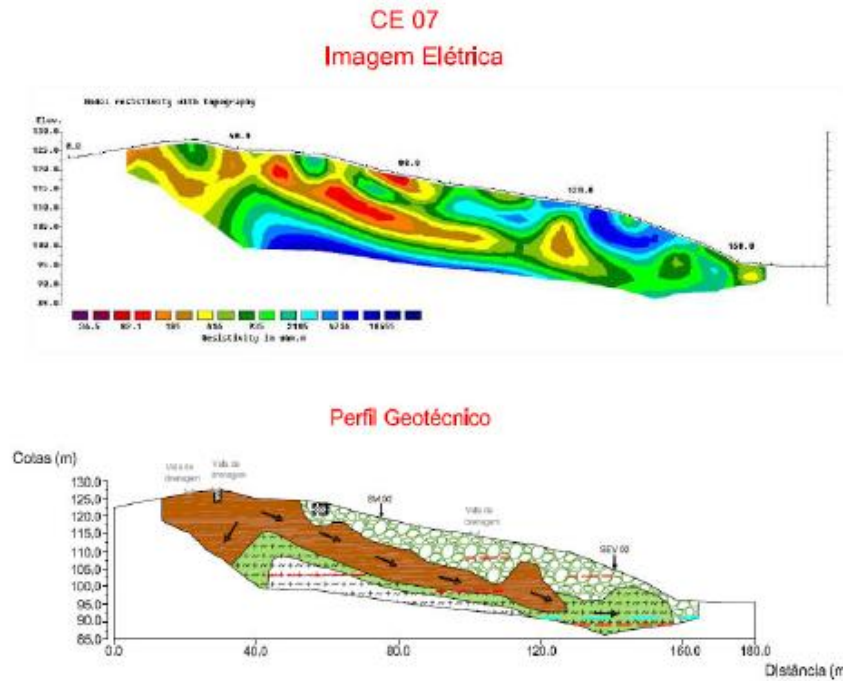


Figura 21 – Caminhamento Elétrico (CE) – 7: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica.

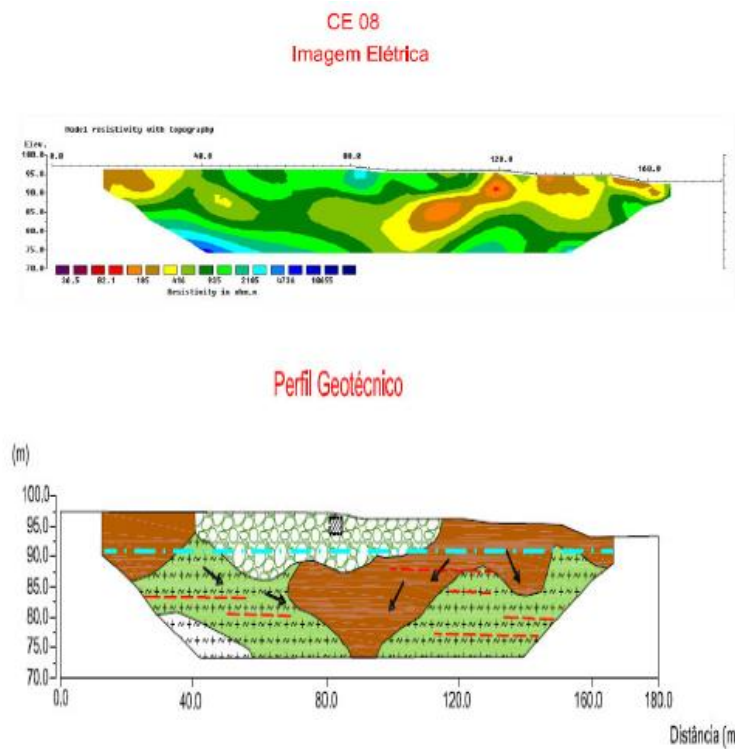


Figura 22 – Caminhamento Elétrico (CE) – 8: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica.

4.2 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de cisalhamento foram realizados a partir de amostras indeformadas retiradas de campo.

Foram ensaiados 8 (oito) corpos de provas, sendo 4 (quatro) sob condições saturadas e velocidade de 0,03 mm/min, e 4 (quatro) sob condições de umidade natural e velocidade de 0,09 mm/min. Os ensaios foram executados sob tensões de 25 kPa, 50 kPa, 150 kPa e 300 kPa para ambas as situações.

As Figuras 23 a 26 apresentam as curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios. Observa-se que para níveis mais altos de tensão vertical, há um ganho de resistência pós-peak, que é o comportamento típico de uma areia densa. Estes ensaios foram levados a cabo nas amostras de alteração situadas a 15m de profundidade. Este fato corrobora várias observações de campo feitas pelos autores no processo de intemperização do gnaiss e que podem condicionar movimentações profundas nesses materiais.

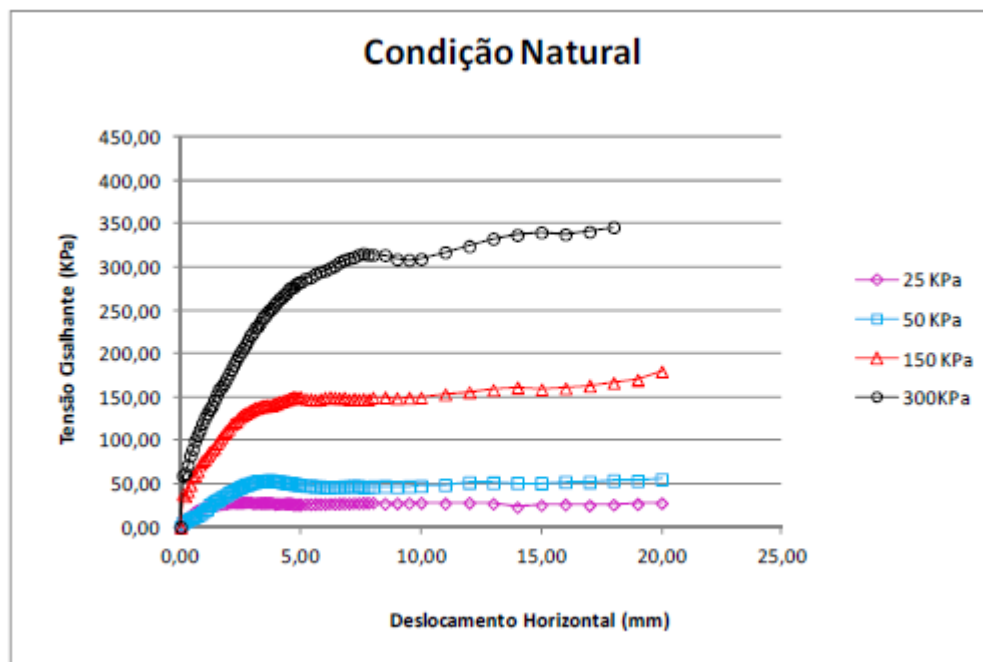


Figura 23 – Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Ensaio 1 sob Condição natural.

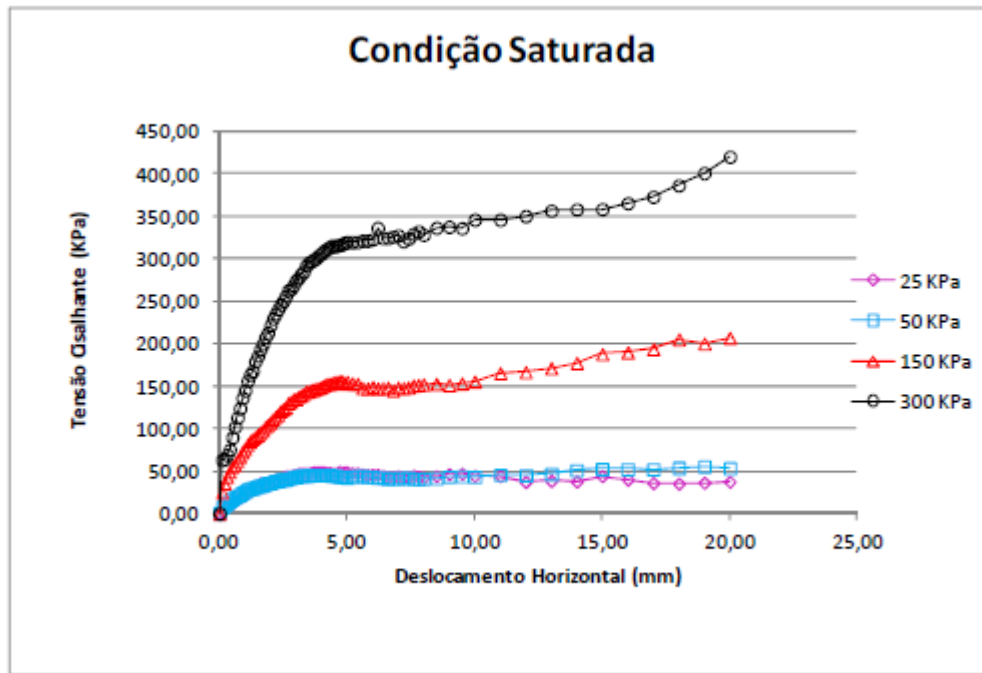


Figura 24 – Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Ensaio 1 sob Condição saturada.

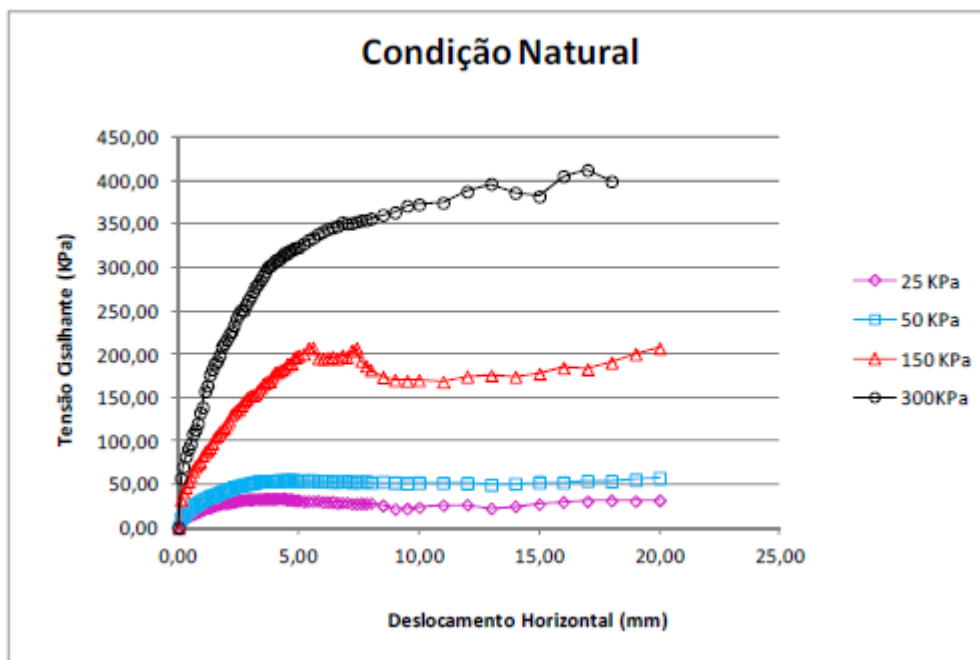


Figura 25 – Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Ensaio 2 sob Condição natural

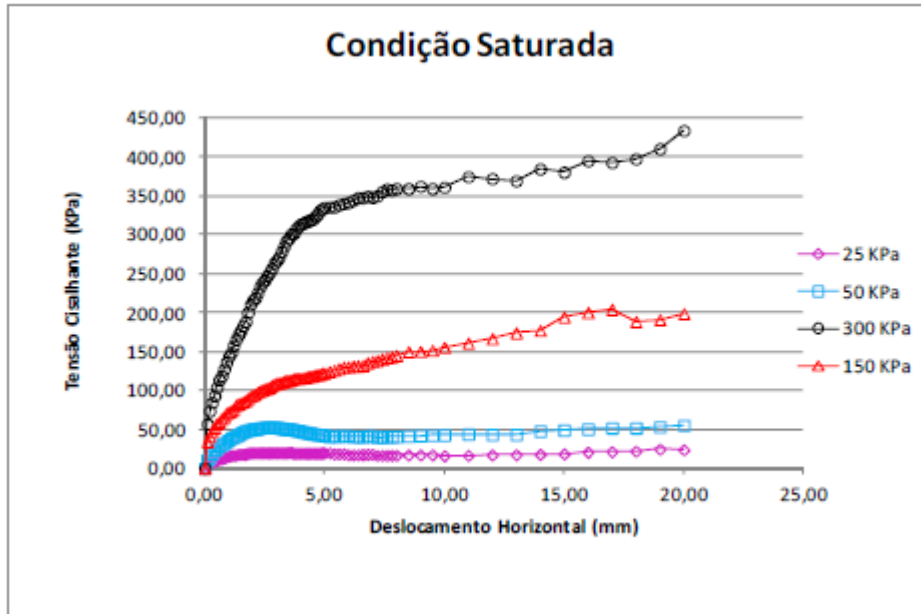


Figura 26 – Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Ensaio 2 sob Condição saturada

As Tabelas 1 e 2 reúnem os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, executados sob condição natural e saturada, respectivamente. Os ensaios forneceram intercepto coesivo nulo e ângulos de atrito variáveis entre 46,1° e 51,8°. Estes valores de parâmetros de resistência são representativos de solos arenosos densos.

Tabela 1 – Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto: Condição natural

	c' (kPa)	ϕ' (°)
Ensaio 1	0	46,1°
Ensaio 2	0	51,8°

Tabela 2 – Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto: Condição saturada

	c' (kPa)	ϕ' (°)
Ensaio 1	0	46,3°
Ensaio 2	0	51,7°

5 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

A instrumentação geotécnica instalada na encosta do km 15+700 da Via Lagos consistiu de inclinômetros e medidores de nível d'água. O acompanhamento das leituras teve início no ano de 2007.

5.1 INCLINÔMETROS

Foram instalados 2 (dois) inclinômetros na encosta para a medição de deslocamentos em profundidade. As leituras dos inclinômetros mostram que os maiores deslocamentos ocorrem a uma profundidade de 15 m a 16 m (Figuras 27 e 28). As sondagens executadas na encosta indicaram a presença de uma camada de solo de alteração de rocha sobre o topo rochoso, o que pode ser caracterizado como uma descontinuidade. A movimentação observada ocorre no sentido da pista.

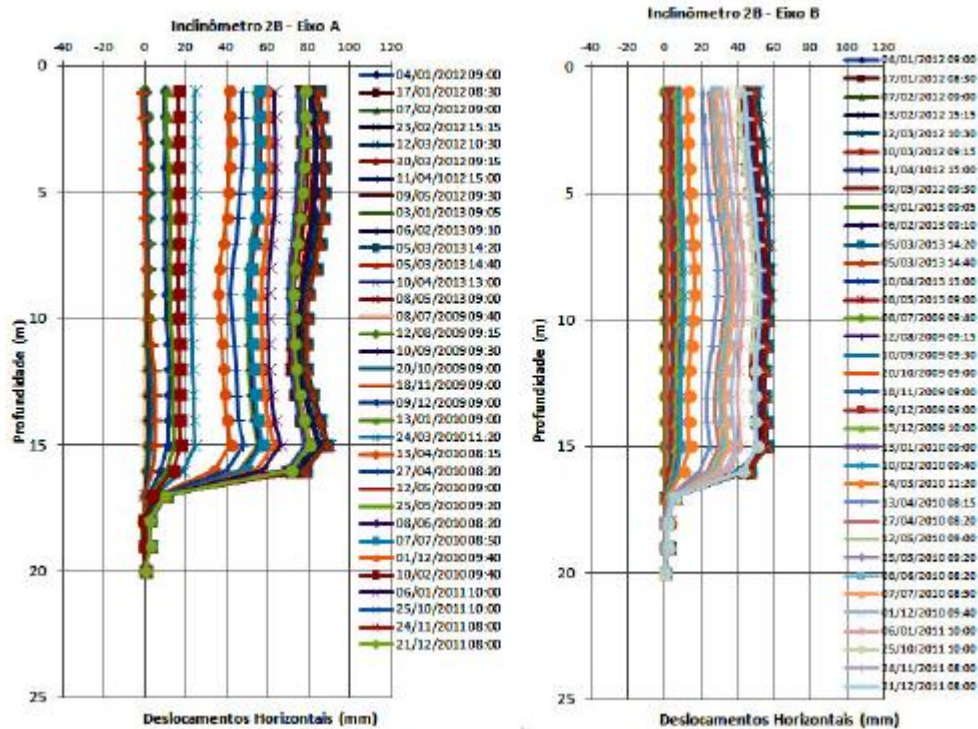


Figura 27 – Leituras do Inclínometro 2B – Eixos A e B respectivamente (Relatório Técnico, 2012).

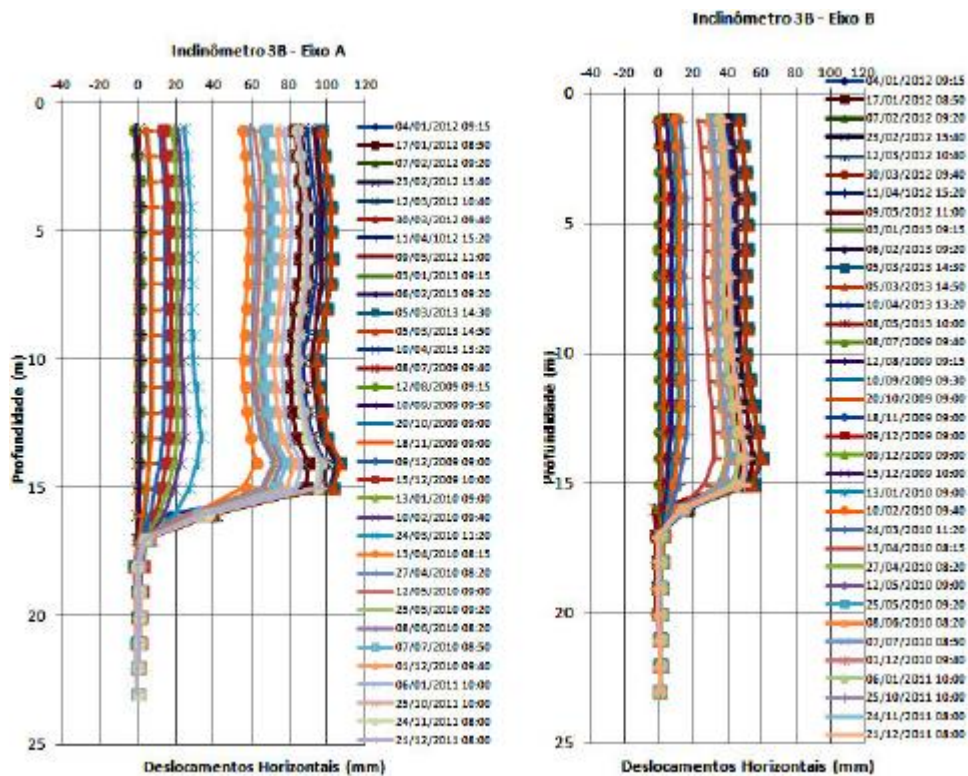


Figura 28 - Leitura do Inclínômetro 3B – Eixos A e B respectivamente (Relatório Técnico, 2012).

5.2 PIEZÔMETROS E MEDIDORES DE NÍVEL D'ÁGUA.

Cinco piezômetros e dois medidores de nível foram instalados ao longo da encosta, nos pontos indicados na Figura 29. Pela Figura 30, pode-se notar que o nível d'água no INA-2B se manteve praticamente constante. No entanto, no INA-3B, observa-se elevação significativa do nível d'água entre 26/02/2011 e 14/09/2011, possivelmente condicionada pela presença do dique de diabásio que separa as regiões A e B, conforme mostrado na Figura 3.

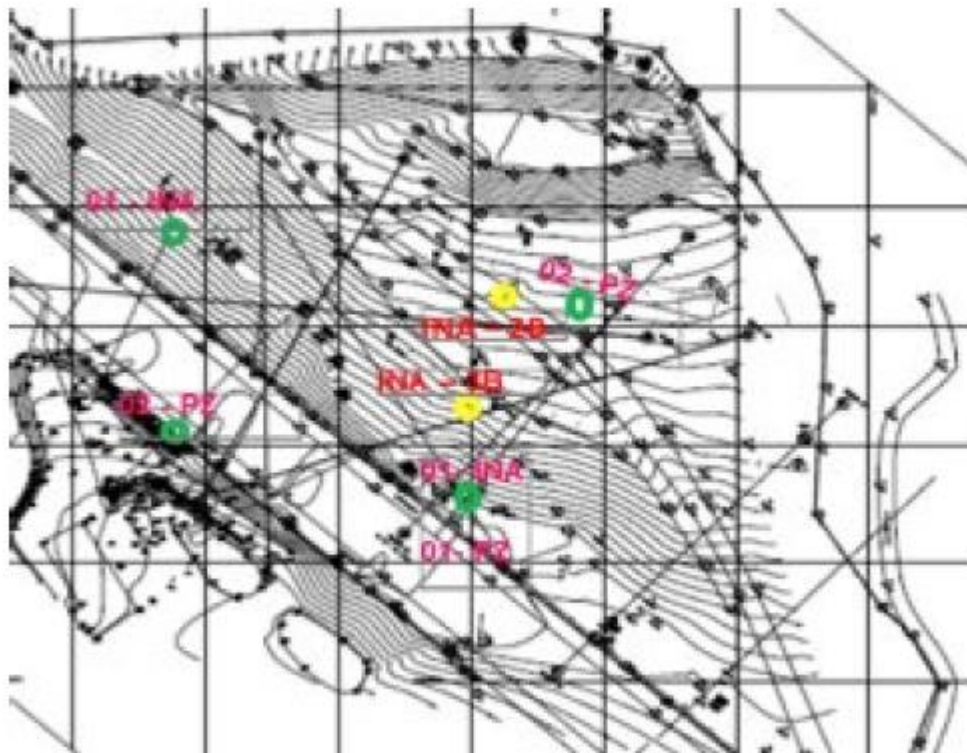


Figura 29 – Localização e quantidade de INAs e Piezômetros instalados.

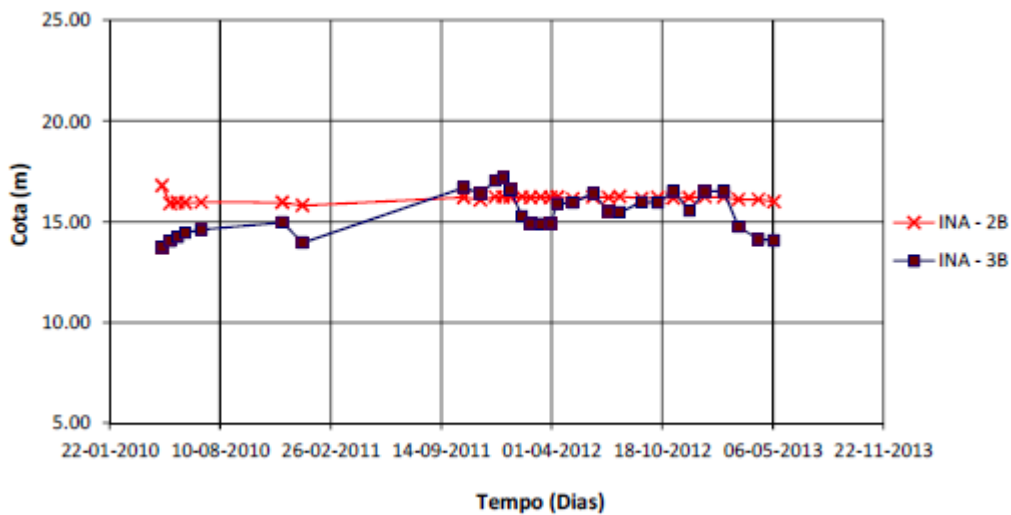


Figura 30 – Gráfico com leituras dos Medidores de Nível d’água. Relatório Técnico (2012).

6 – CAUSAS DA MOVIMENTAÇÃO E SOLUÇÃO PROPOSTA

Após a análise dos dados da instrumentação e da observação do perfil geotécnico do subsolo, acredita-se que as causas do escorregamento do talude da Via Lagos estão relacionadas a problemas geológicos/estruturais.

Para compreensão do fenômeno de movimentação da encosta, fez-se necessário um entendimento da evolução geológica da área.

Originalmente, havia no local um maço de rocha gnáissica que sofreu a intrusão de um diabásio, dando origem a diques com espessura de aproximadamente 0,70 m.

Foi constatada, também, uma zona de fraturamento na rocha gnáissica, o que facilita a infiltração de água e sua percolação através do maço. Com isso, o processo de intemperização interna desta região mais profunda tornou-se mais acelerado propiciando um contato solo rocha em uma região posicionada a 15 metros de profundidade.

Adicionalmente, os estudos mostraram que a interseção dos diques passou a contribuir como um barramento natural, criando uma zona seca (A) e uma zona com acúmulo de água (B).

A solução principal será a instalação de novos drenos e a construção de uma vala drenante de modo a permitir o escoamento das águas barradas pelo dique. Solução essa já aplicada com sucesso na zona A do maço que permanece estável.

7 – CONCLUSÕES

O presente trabalho discutiu as possíveis causas de instabilização e movimentação de um talude no km 15+700 da Rodovia RJ – 124 – Via Lagos, Rio Bonito – RJ, propondo uma alternativa simples de estabilização.

A movimentação do talude teve início em 2006 e algumas medidas geotécnicas foram tomadas buscando-se a estabilização do mesmo. O insucesso das alternativas propostas conduziu a um estudo mais detalhado da Geologia local, destacando a importância de uma maior interação entre os estudos geotécnicos e os conhecimentos geológico-estruturais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Grupo CCR (Concessionária da Rodovia dos Lagos S/A), pelo apoio na execução dos ensaios.

REFERÊNCIAS

Silva, L.C, Vieira, V.S., Guimarães, M.T., Souza, E.C. (2001) - Neoproterozóico- Cambriano. In: Geologia do Estado do Rio de Janeiro: texto explicativo do mapa geológico do estado do Rio de Janeiro. 2ª edição pp. 31 - 53.

Mello, L.G.S.S. (2008) - Relatório do Projeto Técnico – Projeto de Estabilização do Talude no Km 15 +700. pp. 05 - 07.

CCR ENGEOLOG (2012). Monitoração Geotécnica do Terrapleno Rodovia dos Lagos RJ124 Km 15 +700 - Relatório Técnico de Instrumentação.

Capítulo 28

ANÁLISE QUANTITATIVA DE RISCO À SAÚDE HUMANA (AQR) PARA DELIMITAÇÃO DE ZONAS PARA GERENCIAMENTO DE VIAS DE INGRESSO

[DOI: 10.37423/200400774](https://doi.org/10.37423/200400774)

Aline Neves da Silva (Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, Brasil) .aline.neves10@gmail.com

Paulo Alencar Pereira (Maia Nobre Engenharia, Maceió-AL, Brasil). pauloalencar@maianobre.com.br

Manoel de Melo Maia Nobre (Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, Brasil). manoelmaia@uol.com.br

Rosane Cunha Maia Nobre (Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, Brasil). rosanemaia@uol.com.br

RESUMO: Uma Análise Quantitativa de Risco à Saúde Humana (AqR) foi realizada em um sítio localizado em uma região de uso predominantemente industrial. A unidade na qual se baseou o estudo encontra-se com suas atividades industriais paralisadas e, portanto, não há qualquer possibilidade de novas infiltrações de efluentes em seu subsolo. Esta região apresentou no passado elevadas concentrações de cloreto de vinila que sofreu significativas reduções devido à operação de um sistema de bombeamento. Foram estimados valores pontuais de risco carcinogênico (RC) e índice de perigo (IP) e delimitadas zonas para gerenciamento de vias de ingresso (ZGVI) baseadas nos riscos calculados. Tais estimativas consideraram 02 cenários de exposição de acordo com as vias de ingresso avaliadas: 1) inalação em ambiente fechado; e 2) ingestão e contato dérmico com águas subterrâneas.

Para a obtenção dos resultados foi utilizada a metodologia descrita pela CETESB em seu Manual de Gerenciamento de Áreas Contaminadas de 2004, baseada na metodologia RAGS/USEPA. Para o Cenário 1, todos os valores de riscos ficaram dentro da faixa aceitável pela resolução CONAMA 420/09 para a via de ingresso considerada. No entanto, para o Cenário 02, os riscos pontuais foram superiores aos aceitáveis pela legislação, sendo o cloreto de vinila o principal composto associado aos valores de RC calculados. Em relação ao IP, houve uma maior quantidade de compostos que contribuíram para os valores encontrados, dentre eles cloreto de vinila, chumbo e cobalto. A zona para gerenciamento de vias de ingresso foi calculada em cerca de 360 m a partir da fonte de contaminação.

PALAVRAS-CHAVE: Análise Quantitativa de Risco, Cloreto de Vinila, Remediação.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com o Art.6º. da Resolução CONAMA Nº. 420/2009, avaliação de risco é o processo pelo qual são identificados e quantificados os riscos à saúde humana ou a bem de relevante interesse ambiental a ser protegido.

Segundo metodologia RAGS/USEPA (1989), este processo é dividido em quatro etapas: coleta e análise de dados, avaliação das vias de exposição, avaliação toxicológica e caracterização do risco, conforme pode ser observado na Figura 1.

A estimativa do risco utilizando esta metodologia é considerada bastante conservadora. Assim, é assegurada que as ações tomadas a partir dos resultados obtidos nesta estimativa protegerão a saúde da população potencialmente exposta, atendendo ao princípio da precaução presente no art. 225 da Constituição Federal (BRASIL, 1988).

A análise quantitativa de risco descrita no presente trabalho foi realizada para uma área industrial que apresentou elevadas concentrações de cloreto de vinila nas suas águas subterrâneas no passado.

O cloreto de vinila é um composto classificado pela IARC (International Agency for Research on Cancer) como comprovadamente carcinogênico para humanos (Grupo 1). A principal via de exposição humana ao cloreto de vinila é a inalatória. A inalação de altas concentrações por longos períodos resulta em efeitos narcóticos, alterações hepatocelulares, angiosarcoma hepático, alterações cutâneas, dentre outros (CETESB, 2012). Em relação à ingestão, estudos de carcinogenicidade em animais indicaram que angiosarcomas hepáticas, de pulmão e adenomas e carcinomas hepatocelulares são induzidos por essa via (IARC, 2012).

Visto o perfil toxicológico do cloreto de vinila, os objetivos deste trabalho foram: i) avaliar os potenciais riscos à saúde a que trabalhadores estariam expostos caso a unidade estivesse ativa; ii) avaliar a possibilidade de que concentrações que levem a riscos superiores aos aceitáveis atinjam os corpos d'água localizados na região; e, iii) delimitar zonas de gerenciamento de vias de ingresso baseadas no risco.

Vale ressaltar que outros compostos foram detectados nas águas subterrâneas subjacentes ao sítio e também foram considerados na análise de risco.



Figura 1. Etapas de uma Avaliação Quantitativa de Risco (adaptado RAGS/USEPA, 1989).

2 METODOLOGIA

No presente trabalho foi utilizada a metodologia descrita pela Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (CETESB) em seu Manual de Gerenciamento de Áreas Contaminadas (CETESB, 2004), que é baseada na metodologia RAGS/USEPA (USEPA, 1989).

Para a quantificação dos riscos foram utilizadas as “Planilhas para Avaliação de Risco em Áreas Contaminadas sob Investigação”, elaboradas pela CETESB, para um receptor trabalhador comercial industrial. Essa planilha é adotada atualmente como referência no país para avaliação de risco para sítios contaminados.

2.1 MODELO CONCEITUAL DE EXPOSIÇÃO

Para a elaboração do Modelo Conceitual de Exposição (MCE) foram determinadas as fontes de contaminação, os potenciais receptores e os meios físicos para o transporte dos contaminantes para os receptores.

As fontes foram caracterizadas através de resultados analíticos de concentração em águas subterrâneas obtidos no monitoramento de 29 poços distribuídos na área de estudo. Esses poços foram separados em grupos de acordo com sua localização no sítio.

A área de estudo está localizada em região de uso industrial, sendo por isso adotado como receptor, um adulto trabalhador comercial/industrial. Os parâmetros de exposição utilizados para caracterizar os receptores estão apresentados na Tabela 1.

Esses parâmetros são pré-definidos nas planilhas da CETESB.

Com relação aos meios físicos para o transporte de contaminantes, foram considerados as águas subterrâneas e o ar atmosférico. As concentrações no ar atmosférico foram estimadas com base em um modelo de volatilização de contaminantes à partir de águas subterrâneas. Os parâmetros do meio físico utilizados na avaliação de risco estão apresentados na Tabela 2. Ressalta-se que, assim como os parâmetros de exposição, estes valores são pré-definidos na planilha da CETESB.

A Figura 2 apresenta o MCE elaborado, no qual foram avaliados dois cenários de exposição, diferindo pelas vias de ingresso consideradas. O Cenário 01 considerou apenas a via de inalação de fase volatilizada a partir de águas subterrâneas em ambiente fechado. Neste Cenário, foram utilizados apenas os dados dos poços rasos da área. No Cenário 02 foram avaliadas as vias de ingestão e contato dérmico com águas subterrâneas. Este cenário utilizou os dados de todos os poços.

Os grupos de poços utilizados nos Cenários 01 e 02 e suas respectivas profundidades médias de nível estático estão apresentados nas Figuras 03 e 04, respectivamente.

Tabela 1. Parâmetros de exposição para o receptor adulto trabalhador comercial/industrial.

Parâmetro	Valor	Referência
Duração da Exposição	25 anos	CETESB, 2001
Expectativa de vida	72 anos	ASTM, 2001
Tempo médio para efeitos carcinogênicos	72 anos	CETESB, 2009
Tempo médio para efeitos não-carcinogênicos	70 anos	IBGE, 2008
Massa corpórea	70 kg	Couto, 2006
Tempo de exposição para contato dérmico com águas subterrâneas	2 h/dia	US.EPA CEFR
Tempo de exposição para inalação em ambientes fechados	8 h/dia	Capeleti, 2000
Frequência de Exposição	290 dias/ano	CETESB, 2009
Taxa de inalação em ambientes fechados	1,2 m ³ /h	CETESB, 2009
Taxa de ingestão de água	1,0 L/dia	CETESB, 2009
Área superficial da pele disponível para contato dérmico	2457 cm ²	CETESB, 2009

Tabela 2. Parâmetros do meio físico utilizados na AqR.

Parâmetro	Valor
Cenários associados à intrusão de vapores	
Áreas das fundações	$2 \times 10^{-06} \text{ cm}^2$
Pé direito	300 cm
Espessura das fundações/ paredes de construções	15 cm
Cenários associados à inalação de vapores a partir do solo e da água subterrânea	
Profundidade do nível d'água	Tabela 3 (m)
Temperatura das águas subterrâneas	Valores médios dos poços ($^{\circ}\text{C}$).
Porosidade Total	0,35
Densidade do solo	$1,79 \text{ g/cm}^3$
Fração de carbono orgânico	$0,01 \text{ g-C/g-solo}$
Cenários associados ao transporte de contaminantes em meio saturado	
Espessura da fonte na água subterrânea	500 cm
Largura da fonte	1000 cm
Gradiente hidráulico horizontal	0,005
Condutividade hidráulica	432 cm/dia
Distância entre a área fonte na água subterrânea e o ponto de exposição	Nível estático médio dos grupos de poços (Tabela 3)
Porosidade efetiva	$0,15 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$

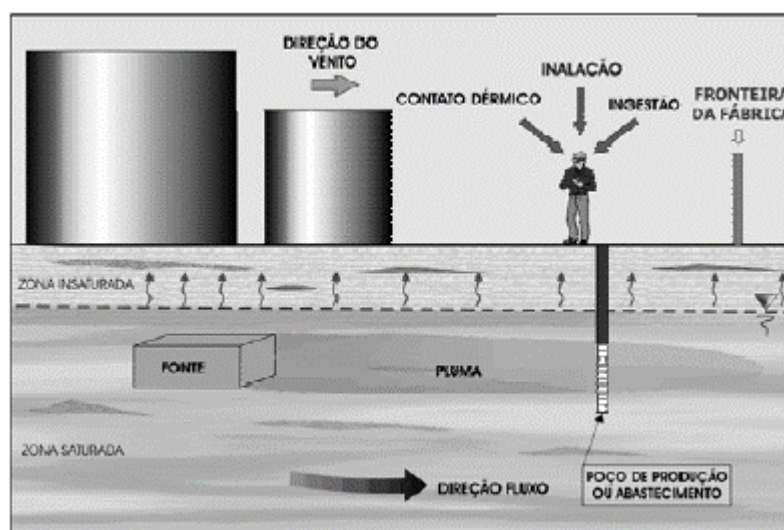


Figura 2. Modelo Conceitual de Exposição (adaptado de Nobre et al., 2006).



Figura 3. Grupos de poços e NE médios (m) – Cenário 1.



Figura 4. Grupos de poços e NE médios (m) – Cenário 2.

2.2 AVALIAÇÃO DA EXPOSIÇÃO

2.2.1 QUANTIFICAÇÃO DAS CONCENTRAÇÕES DE INGRESSO

Foram calculadas concentrações de ingresso apenas para os compostos cujos resultados analíticos foram superiores aos padrões de referência utilizados: Valores Orientadores estabelecidos pela CETESB (2005), Resolução CONAMA 420/09, Regional Screening Levels (RSLs) (USEPA, 2012) e VROM/Holanda (VROM, 2000).

As concentrações de referências foram estimadas para cada grupo de poços por meio de uma análise estatística, na qual foi obtida as concentrações correspondentes ao limite de confiança superior de 95% da média aritmética (C95).

Para a estimativa das concentrações no ar atmosférico e em fase dissolvida à jusante da fonte de contaminação, foram utilizados os modelos de transporte contidos na Planilha da CETESB. São eles: i) Domenico (1987) – para o transporte de contaminantes em meio saturado; ii) Jury e Johnson (1991) apud CETESB (2009) – para o transporte de contaminantes em meio não saturado; e, iii) Jonhson e

Ettinger (1991) – para intrusão de vapores. Um resumo dos parâmetros utilizados nos modelos está apresentado na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros adotados no modelo.

Parâmetro	Valor
Condutividade hidráulica (k)	432 cm/dia
Gradiente hidráulico horizontal (i_H)	0,005
Porosidade Total (η)	0,35
Porosidade Efetiva (η_e)	0,15
Dispersividade longitudinal (α_x)	5 m
Dispersividade transversal (α_y)	1,65 m
Dispersividade vertical (α_z)	0,25 m

2.2.2 QUANTIFICAÇÃO DAS DOSES DE INGRESSO

As doses de ingresso foram calculadas utilizando as concentrações de referência estimadas e os fatores de ingresso calculados a partir dos parâmetros de exposição dos receptores apresentados na Tabela 1. Tais fatores de ingresso estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Fatores de ingresso utilizados para a estimativa do risco carcinogênico (RC) e do índice de perigo (IP).

Via de Ingresso	Fatores de Ingresso	
	RC	IP
Inalação em ambiente fechado	$3,78 \times 10^{-02}$ $m^3/kg.dia$	$1,09 \times 10^{-01}$ $m^3/kg.dia$
Contato dérmico com águas subterrâneas	$1,94 \times 10^{-02}$ $(cm^2.hora)/kg.dia$	$5,58 \times 10^{-02}$ $(cm^2.hora)/kg.dia$
Ingestão de águas subterrâneas	$3,94 \times 10^{-03}$ $L/kg.dia$	$1,14 \times 10^{-02}$ $L/kg.dia$

2.3 AVALIAÇÃO DA TOXICIDADE

Nesta etapa é indentificado o potencial dos compostos químicos de interesse para causar efeitos adversos nos seres humanos. Para quantificar a toxicidade desses compostos são utilizados parâmetros toxicológicos desenvolvidos por agências reguladoras e instituições científicas. Para

efeitos não carcinogênicos, tal parâmetro é a dose de referência (RfD) e para efeitos carcinogênicos é o fator de carcinogenicidade (SF/IUR).

Os valores utilizados para esses parâmetros, pré-definidos nas planilhas da CETESB, estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Parâmetros toxicológicos dos compostos de interesse.

Compostos	Sfo	IUR	RfDo	RfCi
1,1-Dicloroetano	5,7E-3	1,6E-6	2,0E-1	-
Bário	-	-	2,0E-1	5,0E-4
Benzeno	5,5E-2	7,8E-6	4,0E-3	3,0E-2
Benzo(a) antraceno	7,3E-1	1,1E-4	-	-
Benzo(a) pireno	7,3E+0	1,1E-3	-	-
Chumbo (Pb)	-	-	3,6E-3	-
Cloreto de vinila	7,2E-1	4,4E-6	3,0E-3	1,0E-1
Cobalto	-	9,0E-3	3,0E-4	6,0E-6
Dibenzo[a,h] antraceno	7,3E+0	1,2E-3	-	-
Indeno[1,2,3-c,d] pireno	7,3E-1	1,1E-4	-	-
Níquel	-	2,6E-4	2,0E-2	9,0E-5
Zinco	-	-	3,0E-1	-

OBS.: Sfo - Fator de Carcinogenicidade para via oral (mg/kg.d)-1; IUR - Fator de Risco Unitário para via de inalação ($\mu\text{g}/\text{m}^3$)-1; RfDo – Dose de Referência para via oral (mg/kg.d); RfCi – Concentração de Referência para via de inalação (mg/m³).

3 CARACTERIZAÇÃO DO RISCO

Nesta etapa são integrados os resultados da avaliação da exposição com o potencial de toxicidade de cada composto de interesse a fim de quantificar os riscos provenientes da exposição dos receptores à esses compostos.

A quantificação dos riscos é apresentada em termos de risco carcinogênico (RC) e índice de perigo (IP).

No Brasil, a Resolução CONAMA 420/09 estabeleceu um risco de câncer adicional igual ou inferior a 1 caso a cada 100.000 indivíduos (1×10^{-5}) como aceitável nos trabalhos de gerenciamento de riscos. Em relação ao índice de perigo, valores acima de 1,0 indicam que a exposição ocorre para doses maiores que as estabelecidas como representativas de “nãoocorrência de efeitos adversos”.

Para o Cenário 01, que considerou apenas a via de inalação de fase volatilizada a partir de águas subterrâneas em ambiente fechado, todos os valores de índice de perigo (IP) e risco carcinogênico (RC) foram inferiores aos aceitáveis. Os resultados obtidos para esse cenário estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Valores de RC e IP para o Cenário 01.

Grupo	RC	IP
01	$1,98 \times 10^{-07}$	$2,44 \times 10^{-03}$
02	ND ¹	ND ¹
03	$2,92 \times 10^{-06}$	$1,95 \times 10^{-02}$
04	$3,38 \times 10^{-06}$	$2,34 \times 10^{-02}$
05	ND ¹	ND ¹
06	$2,29 \times 10^{-07}$	$2,81 \times 10^{-03}$

OBS.: 1 ND – não disponível.

No Cenário 02 foram simuladas condições hipotéticas assumindo o uso de águas subterrâneas no sítio (cenário pouco representativo) e à sua jusante. Os resultados obtidos para o risco calculado dentro dos limites do sítio e os principais compostos que contribuíram para esses valores de risco estão apresentados nas Tabelas 7 e 8.

Tabela 7. Valores de RC para o Cenário 02.

Grupo	RC	Principal composto
07	$4,21 \times 10^{-05}$	MVC
08	$1,77 \times 10^{-03}$	MVC
09	$8,66 \times 10^{-03}$	MVC
10	$1,40 \times 10^{-03}$	MVC
11	$4,16 \times 10^{-05}$	MVC
12	$1,60 \times 10^{-03}$	MVC
13	$7,83 \times 10^{-03}$	Dibenzo(a,h)antraceno

OBS.: MVC – cloreto de vinila.

Tabela 8. Valores de IP para o Cenário 02.

Grupo	IP	Principal composto
07	1,09	Chumbo
08	3,18	MVC
09	14,1	MVC
10	3,46	MVC
11	0,153	MVC
12	3,76	MVC
13	2,07	Cobalto

OBS.: MVC – cloreto de vinila.

Os cálculos nesse cenário permitiram determinar as áreas do sítio nas quais o $IP > 1,0$ e o $RC > 1 \times 10^{-5}$. As distâncias nas quais $IP = 1,0$ e $RC = 1 \times 10^{-5}$ e as áreas em que o IP e o RC apresentaram-se maiores que o aceitável podem ser verificadas na Figura 05. Tais distâncias permitem verificar a possibilidade dos contaminantes em fase dissolvida das fontes alcançarem os cursos d'água existentes na região.

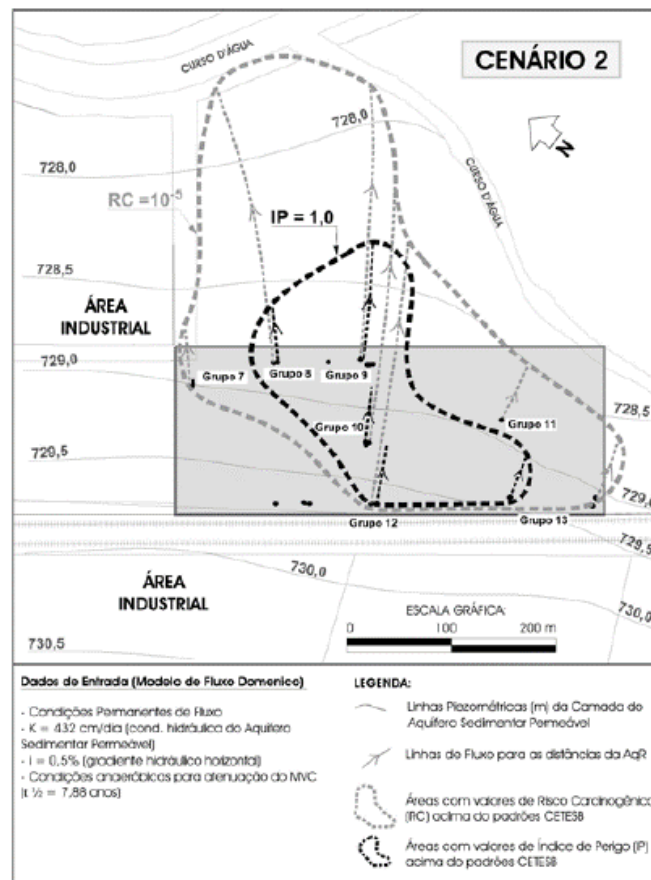


Figura 5 – Distâncias em relação aos grupos de poços necessárias para atingirem valores de risco padrão e zonas para gerenciamento de vias de ingresso.

Para a estimativa da zona para gerenciamento de vias de ingresso, foram consideradas linhas de fluxo com origem no poço que apresentou a concentração do composto que mais contribuiu para o valor do risco.

Em relação ao IP, o grupo 09 foi o que apresentou a maior distância de migração a partir do sítio, igual a 88,2 m. A máxima distância estimada para o RC, igual a 363,8 m, também foi encontrada no grupo 09. Observa-se que a linha de fluxo do grupo 09 alcança o curso d'água em distância igual a 210 m. Essa distância é inferior à calculada para que o risco carcinogênico esteja dentro do aceitável, indicando que os compostos podem alcançar as águas superficiais em concentrações que levam a risco. Os valores mais altos de IP e RC nesse grupo de poços devem-se principalmente à concentração de cloreto de vinila.

O cloreto de vinila foi o composto de maior contribuição nos valores de RC para todos os grupos de poços do Cenário 02, exceto para o grupo 13, no qual o valor de RC para o dibenzo(a,h)antraceno correspondeu a 80% do RC total. Em relação ao IP, chumbo (70% no grupo 07) e cobalto (78% no grupo 13) também apresentaram contribuições significativas nos valores totais.

4 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos para o Cenário 01 foram favoráveis, sendo todos os valores abaixo dos aceitáveis pela legislação.

Os resultados do Cenário 02 foram menos favoráveis, com elevados valores de risco para a maioria dos grupos de poços analisados, em particular para o cloreto de vinila.

Não se deve utilizar as águas subterrâneas subjacentes à zona para gerenciamento de vias de ingresso para consumo humano devido ao risco potencial obtido para as simulações com premissas conservadoras.

Com base nos riscos e nas distâncias calculadas, deve-se evitar o uso das águas superficiais dos cursos d'água localizados próximos ao sítio, devido a possibilidade de compostos os alcançarem em concentrações que levem a risco à saúde humana.

REFERÊNCIAS

BRASIL. Constituição (1988). Constituição da República Federativa do Brasil. Brasília, DF.

- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB) (2012). Cloreto de Vinila – Ficha de Informação Toxicológica. Disponível em: <http://www.cetesb.sp.gov.br/tecnologia-ambiental>. Acesso em 27 fev 2015.
- CETESB (2004). Manual de Gerenciamento de Áreas Contaminadas. São Paulo, SP.
- CETESB (2005). Decisão de Diretoria N°195-2005-E, de 23 de novembro de 2005. São Paulo, SP.
- CETESB (2009). Planilhas para Avaliação de Risco em Áreas Contaminadas sob Investigação. Disponível em <http://www.cetesb.sp.gov.br/areas-contaminadas>. Acesso em 27 fev. 2015.
- Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA) (2009). Resolução N°420 de 28 de dezembro de 2009 (CONAMA 420/09). Brasília, DF.
- Domenico, P.A. (1987). An Analytical Model for Multidimensional Transport of a Decaying Contaminant Species. *Journal of Hydrology*, Vol. 91, p.49-58.
- International Agency for Reserach on Cancer (IARC) (2012). "Vinyl Chloride". IARC Monographs on the Evaluation of Carcinogenic Risk of Chemical to Humans. 100F .p.451-478.
- Johnson, P.C. e Ettinger, R.A.(1991). Heuristic Model for Predicting the Intrusion Rate of Contaminant Vapors into Buildings. *Environmental Science Technology*,Vol. 25, p.1445-1452.
- Nobre R.C.M.; Nobre, M.M.M; Bonaparte, L.C. The evaluation of Soil and Groundwater Remediation at an Industrial Site Using Risk Analysis. Fifth International Congress on Environmental Geotechnics. Cardiff, Wales, UK, 2006.
- United States Environmental Protection Agency (USEPA) (2012). Regional Screening Levels (RSL) for Chemical Contaminants at Superfund Sites: November, 2012.
- USEPA (1989). Risk Assessment Guidance for Superfund, Vol. I. – Human Health Evaluation Manual (RAGS – Part A). Office of Emergency and Remedial Response, Washington. EPA/540/1-89/002.
- VROM (2000). Ministerial Circular on Target and Intervention Values for soil remediation. The Hague, The Netherlands: Ministry of Housing, Spatial Planning and the Environment (VROM). Reference DBO/1999226863.

Capítulo 29

INVESTIGAÇÃO DO BULBO DE TENSÕES PROVOCADO POR SAPATAS UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

[DOI: 10.37423/200400777](https://doi.org/10.37423/200400777)

Jonas Pereira Falcão (Engenheiro Civil (UEA), Mestrando em Estruturas e Construção Civil (UnB) - jonaspfalcao@hotmail.com

Francisco dos Santos Rocha (Professor Adjunto (UEA), Doutor em Engenharia de Estruturas (USP) - francsantos@uol.com.br

RESUMO: A previsão de tensões verticais no solo produzidas por sapatas é uma tarefa indispensável para manter a segurança, a funcionalidade e a estética de uma edificação. Essas tensões são desenvolvidas no solo em formato de bulbo, representando cada isóbara um mesmo valor de pressão. Neste sentido, este trabalho tem como objetivo avaliar as tensões verticais produzidas no solo por sapatas isolada e corrida por meio de métodos analíticos e por método numérico, levando em consideração a heterogeneidade do solo e a presença de sapatas adjacentes. As formulações analíticas utilizadas são as de Boussinesq e as de Carothers-Terzaghi, enquanto que o método numérico é o Método dos Elementos Finitos utilizando o software SAP 2000, para modelar o solo como elemento finito de casca espessa. Verifica-se que a formulação analítica de Boussinesq conduz a tensões que, para regiões próximas a aplicação do carregamento, tendem ao infinito e que, para regiões distantes do carregamento, são contrárias a segurança.

Quanto ao método numérico, as tensões obtidas são satisfatórias para o caso de modelo de carregamento distribuído em sapatas isolada e corrida, pois divergem em menos de 10 % das tensões obtidas pela formulação de Carothers-Terzaghi. Em relação, à existência de sapatas adjacentes, é necessária a avaliação da superposição de bulbos de tensão em solos heterogêneos. Portanto, torna-se imprescindível utilizar um programa computacional em elementos finitos para analisar as tensões verticais em solos heterogêneos, bem como a interferência entre bulbos de tensão de sapatas adjacentes.

Palavra-Chave: Tensões verticais, sapatas, método analítico, Método dos Elementos Finitos.

INTRODUÇÃO

A superposição de bulbos de tensões devido à locação de sapatas próximas diminui a capacidade de carga do solo, além de aumentar os recalques da fundação. Exemplos deste fenômeno são a de fundações muito próximas entre si ou ainda a existência de depósitos de cargas pesadas em pisos industriais (MILITISKY et al., 2015).

Uma edificação pode possuir três modos principais de se deformar (VELLOSO & LOPES, 2011). No primeiro modo, caso os recalques sejam grandes, ocorrem danos estéticos e funcionais e danos às ligações entre a estrutura e a parte externa da edificação, como por exemplo, escadas, rampas, passarelas e tubulações de água e esgoto. No segundo modo, podem ocorrer danos estéticos causados pelo desaprumo e danos funcionais devido ao desnivelamento dos pisos. Já no terceiro modo, existem os danos provenientes da fissuração de elementos construtivos.

A fundação é o elemento estrutural que serve de interface entre a estrutura e o solo. Geralmente, a pressão aplicada pela estrutura na fundação é uniforme, enquanto que a pressão de contato aplicada pela fundação no solo pode não ser uniforme, pois depende de alguns parâmetros como, por exemplo, rigidez da fundação, rigidez do solo e tipo de carregamento (BARNES, 2016).

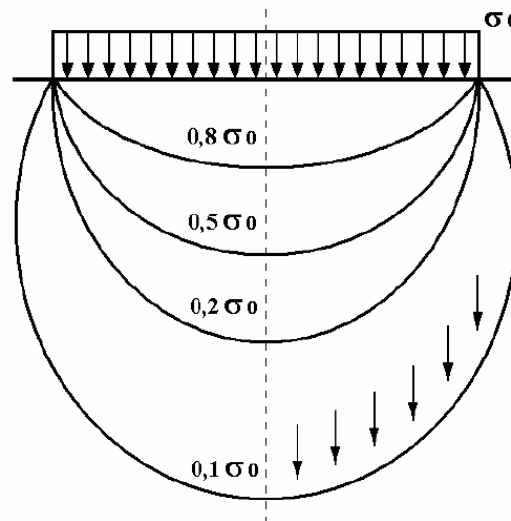
Inicialmente, o cálculo das tensões no solo era realizado levando em consideração que as tensões eram dissipadas linearmente ao longo da vertical com um ângulo de espraiamento de 30°. Posteriormente, Kogler e Scheidig (1948) adotaram inclinações diferentes para determinados tipos de solos.

Bulbo de tensões

Observações experimentais demonstram que ao se aplicar um carregamento uniformemente distribuído na superfície do solo, os acréscimos de tensões não ficam limitados à projeção vertical da área carregada, ou seja, nas laterais da área carregada também existem acréscimos de tensões (BARNES, 2016).

A distribuição das tensões ao longo de planos horizontais ocorre em diversas profundidades e possui o formato de sino (Figura 1). O lugar geométrico de pontos de mesma pressão ao longo da vertical é uma superfície de revolução, cuja seção transversal é possível traçar um número infinito de isóbaras deste tipo, cada uma correspondendo a uma mesma pressão (MARAGNON, 2009).

Figura 1. Bulbo de tensões (MARAGNON, 2009).



Utilizando técnicas de matemática discreta, sistemas computacionais e design, Barbosa (2014) criou um método computacional analítico baseado na Teoria de Boussinesq com o intuito de visualizar tridimensionalmente os bulbos de tensões gerados em áreas urbanas densamente povoadas, como por exemplo, na Região Metropolitana do Recife.

Tomando como base a Teoria da Elasticidade, Boussinesq (1885), Carothers (1920) e Terzaghi (1925) elaboraram as primeiras formulações analíticas com o intuito de calcular as tensões em um dado ponto do solo.

A Teoria da Elasticidade considera que o material em estudo, neste caso o solo, seja homogêneo, isotrópico e elástico-linear (TIMOSHENKO, 2010). Entretanto, muitos solos possuem módulo de elasticidade que variam de um local do maciço para o outro, visto que o solo é composto por estratos com diferentes propriedades mecânicas. Além disso, alguns solos são anisotrópicos, como é o caso das argilas pré-adensadas e das rochas as quais apresentam maior rigidez na direção horizontal do que na direção vertical. Não obstante, o comportamento mecânico das argilas adensadas e das areias soltas é bastante diferente daquele apresentado pela lei de Hooke (BARNES, 2016).

Barata (1984) tece limitações no uso da Teoria da Elasticidade para o cálculo das tensões no solo as quais são: utilização de um fator de segurança igual a 3 entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão no solo; a resistência do solo deve ser uniforme ao longo de sua profundidade; os solos devem ser o mais homogêneo possível; e a análise das tensões deve ser realizada em uma profundidade maior que 2,5 vezes a menor dimensão da sapata em planta para que não sejam computadas as concentrações de tensões próximas às regiões de aplicação da carga.

Para Barnes (2016), adotar as premissas da Teoria da Elasticidade para realizar a análise mecânica do solo pode ser algo questionável, pois o solo não cumpre essas premissas, sendo seu uso justificável apenas para acréscimos de tensões. Entretanto, o uso de formulações analíticas provenientes da Teoria da Elasticidade para calcular as tensões no solo ainda é feito, pois a mesma tem conduzido o estudo a resultados satisfatórios.

Boussinesq (1885) considerou o solo como um meio semi-infinito, homogêneo, isotrópico, e elástico-linear para elaborar suas formulações analíticas e calcular as tensões no solo causadas por carregamento concentrado de sapatas isoladas.

Como uma pressão uniforme aplicada pode ser representada por um grande número de cargas pontuais, cada uma dessas cargas produzirá tensões em um ponto dentro de uma massa do solo, de modo que a integração das equações de Boussinesq forneça a tensão sob uma pressão uniforme. Portanto, Carothers (1920) e Terzaghi (1925), a partir da integração das equações de Boussinesq, desenvolveram formulações analíticas com o intuito de calcular as tensões no maciço geradas por cargas distribuídas.

Outros matemáticos desenvolveram formulações analíticas para chegar a valores mais próximos dos reais. Dentre eles, pode-se mencionar Westergaard (1926), Love (1929), Melan (1932), Mindlin (1936), Newmark (1942), Fadum (1948), Fox (1948), Poulos e Davis (1968) e Giroud (1970).

Considerações de projeto

Tanto para a solução de Boussinesq quanto para a solução de Carothers-Terzaghi, é válido o princípio de Saint-Venant, que trata da seguinte hipótese: "Desde que as resultantes de dois carregamentos sejam as mesmas, o estado de tensões numa região suficientemente afastada da região de aplicação do carregamento independe da forma com que o carregamento é aplicado." Portanto, para os pontos longe da região de aplicação da carga, os valores das tensões obtidos pela equação de Boussinesq são semelhantes aos obtidos pelas equações de Carothers-Terzaghi.

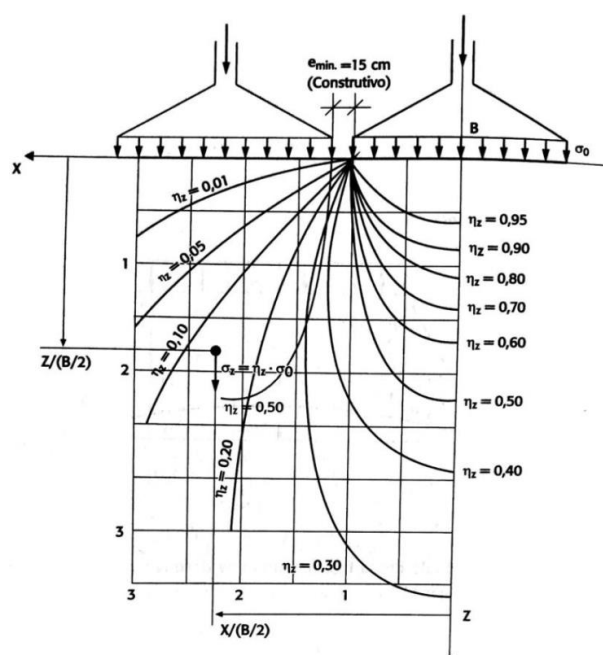
Para efeitos de projeto geotécnico, considera-se que as tensões no solo inferiores a 10% da pressão de contato não apresentam efeitos consideráveis na deformação do solo e, portanto, a análise de tensões no solo fica limitada por este valor tanto na profundidade quanto na lateral. Barata (1984) verificou que a profundidade a partir da qual as tensões se tornam desprezíveis é igual a α vezes a maior dimensão da sapata onde o valor de α é obtido a partir da razão entre a maior e a menor dimensão da sapata (Tabela 1).

Tabela 1: Relação entre as dimensões da sapata e o coeficiente α .

Forma da área carregada	L/B	α
Circular ou quadrada	1,0	~2,0
	1,5	~2,50
	2,0	~3,00
	3,0	~3,54
	4,0	~4,00
Retangular	5,0	~4,25
	10,0	~5,25
	20,0	~5,50
	Infinitamente longa	∞

Além da avaliação da profundidade mínima de análise do solo, é necessário verificar a superposição de bulbos de tensões provenientes de sapatas adjacentes. Entretanto, fora da projeção do carregamento não há bulbo de tensões superiores a 50 % do valor da pressão de contato, permitindo ao projetista desprezar a necessidade de verificação de interferência entre bulbos de tensão em solos homogêneos (Figura 2). Por outro lado, por razões construtivas, Campos (2015) recomenda uma distância de, pelo menos, 15 cm entre sapatas adjacentes.

Figura 2: Distribuição de tensões no maciço em função das dimensões da sapata (CAMPOS, 2015).



Já no caso de estruturas sobre solos heterogêneos, é necessário avaliar a interferência de bulbos de tensões provenientes de sapatas adjacentes, principalmente nos estratos onde a tensão admissível é menor no estrato inferior. Geralmente, essa avaliação de sobreposição de bulbos de tensões é realizada através de algum método numérico, como por exemplo, o Método dos Elementos Finitos.

MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos foi desenvolvido para a análise de meios contínuos de sistemas físicos abordados pela Engenharia, pois a obtenção de soluções fechadas desse tipo de sistema é bastante complexa. Por conta disso, são adotadas hipóteses simplificadoras quanto ao comportamento do material, às condições de apoio e às ações externas (SORIANO, 2003).

A resolução deste tipo de problema consiste em escolher a geometria do elemento finito a ser utilizada e discretizar o sistema físico em malhas de elementos finitos. Geralmente, em solos, utilizam-se os elementos triangulares de três nós ou de seis nós, os elementos retangulares de quatro nós ou de oito nós, ou os elementos isoparamétricos (ARAÚJO, 2014).

Os resultados das deformações e tensões obtidos através do Método dos Elementos Finitos são aproximados. Entretanto, à medida que o domínio do problema é subdividido em um número maior de elementos, esses resultados tendem a convergir para a solução exata.

Sadek e Shahrour (2007), D'Urso e Marmo (2013), Januzzi e Moreira (2016) utilizaram o Método dos Elementos Finitos para avaliar as tensões verticais no solo. Além de utilizar o Método dos Elementos Finitos, Stolle e Guo (2007) e Gomes e Amann (2016) utilizaram técnicas de fotoelasticidade para comparar o bulbo de tensões entre a análise numérica e a análise experimental.

Diante disso, este estudo tem como objetivo propor a utilização correta de um *software* em elementos finitos para modelagem do solo; calcular as tensões verticais no solo submetido a sapata isolada e corrida com carregamento concentrado e distribuído por meio de método analítico e método numérico em elementos finitos; avaliar a distribuição de tensões ao longo da vertical em solos heterogêneos; analisar a sobreposição de bulbos de tensão em sapatas adjacentes com afastamento lateral nulo; e avaliar a distribuição de tensões ao longo da horizontal entre três sapatas adjacentes.

MATERIAL E MÉTODOS

Os métodos utilizados para calcular o bulbo de tensões no solo se baseiam na resolução da formulação analítica da Teoria de Boussinesq e de Carothers-Terzaghi, além da utilização de método numérico por meio do *software* de análise estrutural em elementos finitos SAP 2000 - *Structural Analysis Program*.

MÉTODOS ANALÍTICOS

Para calcular as tensões verticais no solo provenientes de carregamento concentrado de sapata isolada foi utilizada a Equação 1, elaborada por Boussinesq (1885), onde P é a carga concentrada, z é a distância na vertical entre o ponto de aplicação da carga e o ponto da tensão calculada e R é a menor distância entre esses dois pontos.

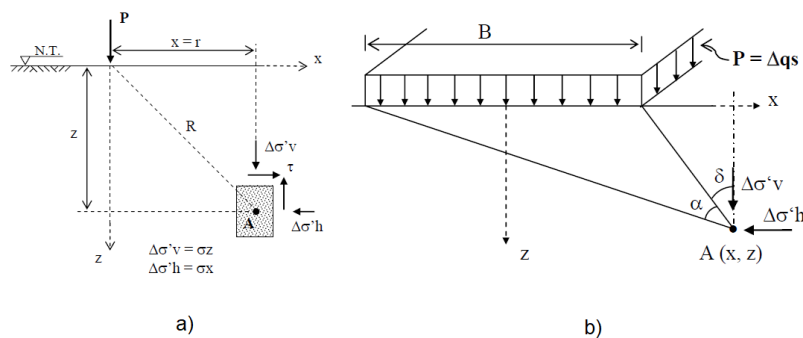
$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \quad (1)$$

Já para calcular as tensões verticais no solo provenientes de carregamento distribuído de sapata isolada e corrida foi utilizada a Equação 2, elaborada por Carothers (1920) e Terzaghi (1925), onde q é a carga distribuída proveniente da fundação.

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} [\alpha + \text{sen}\alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \quad (2)$$

A Figura 3 mostra os parâmetros de cálculo utilizados para calcular as tensões verticais no solo tanto pela Equação de Boussinesq quanto pela Equação de Carothers-Terzaghi.

Figura 3. Parâmetros de cálculo: a) da equação de Boussinesq; b) da equação de Carothers-Terzaghi



MÉTODO NUMÉRICO

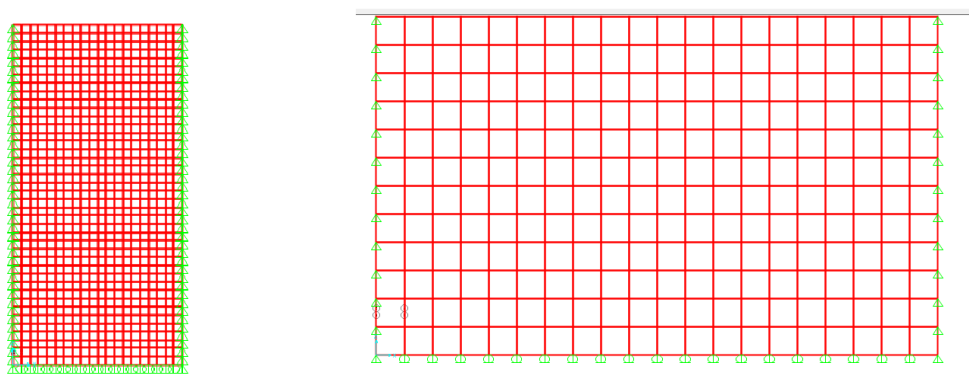
O *software* em elementos finitos SAP 2000 realiza o cálculo de tensões em um material com condições de contorno estabelecidas quando este está submetido a determinados casos de carregamentos e deslocamentos prescritos.

Primeiramente, são definidas as propriedades mecânicas do solo, como módulo de elasticidade igual a 30 MPa, coeficiente de Poisson igual a 0,3 e peso próprio nulo. As análises realizadas não levam em consideração o peso próprio do solo para não influenciar a distribuição de tensões no maciço devido ao carregamento externo. Quanto às propriedades do elemento finito, o tipo escolhido é casca fina cuja espessura de membrana e de flexão é igual a 1 m.

Por conseguinte, são criadas malhas retangulares de elemento finito com lado igual a 1 m. Com o intuito de avaliar as tensões em uma região de, pelo menos, 20 m de profundidade, a profundidade do solo adotada foi de 40 m de comprimento a fim de não haver interferências provenientes das condições de contorno na base e das concentrações de tensões localizadas na superfície do solo. Além disso, a largura do solo é de 20 m a fim de não haver influência das condições de contorno laterais no cálculo das tensões verticais.

Em se tratando de solos, os pontos afastados da aplicação da carga praticamente não sofrem deslocamentos e, portanto são colocados, nos planos verticais, restrições à translação nas direções X e Y. De maneira semelhante, à medida que os pontos do solo estão mais distantes do local de aplicação das cargas, as tensões residuais são pequenas e quase não causam deslocamento na direção da carga e, por isso, foram colocadas, no plano horizontal, restrições à translação nas direções X e Z (Figura 4).

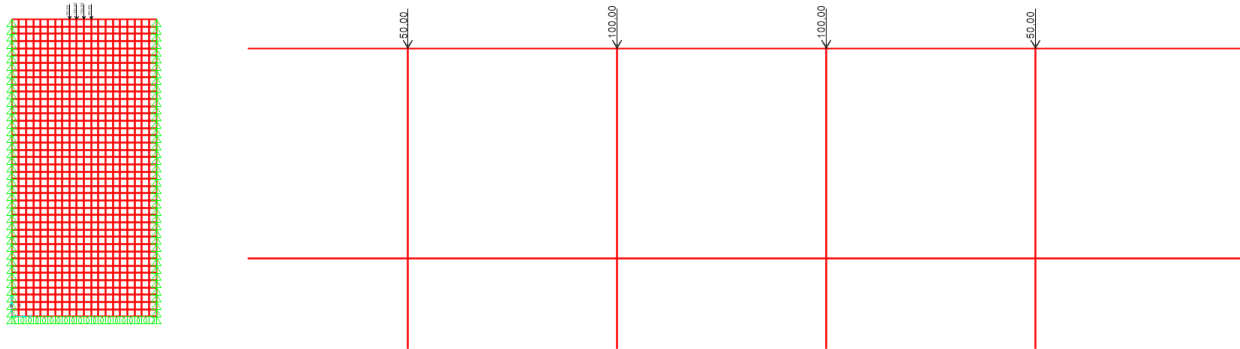
Figura 4. Discretização do sistema físico em elementos e aplicação das condições de contorno.



Em relação ao tipo de carregamento, Masih (1994) verificou que, no caso de sapatas, a idealização do carregamento como concentrado conduz a valores de tensões verticais 25 % menores que para carregamento uniformemente distribuído, conduzindo a uma situação desfavorável para a segurança. Portanto, as cargas provenientes das sapatas, isolada ou corrida, são distribuídas, através do processo de área de influência, de maneira uniforme nos nós dos elementos na região de contato da fundação

com o solo. Neste estudo, os valores das reações nos nós intermediários são duas vezes os valores das reações nos nós de extremidade da projeção da sapata (Figura 5).

Figura 5. Aplicação das reações no solo.



Neste estudo, são analisados os seguintes casos: comparação e validação dos resultados obtidos pelo método analítico com os resultados obtidos pelo método numérico em sapatas isoladas (caso 1) e em sapatas corridas (caso 2); solo heterogêneo com resistência variável (caso 3); interferência das tensões entre duas sapatas adjacentes (caso 4); e interferência das tensões entre três sapatas adjacentes (caso 5).

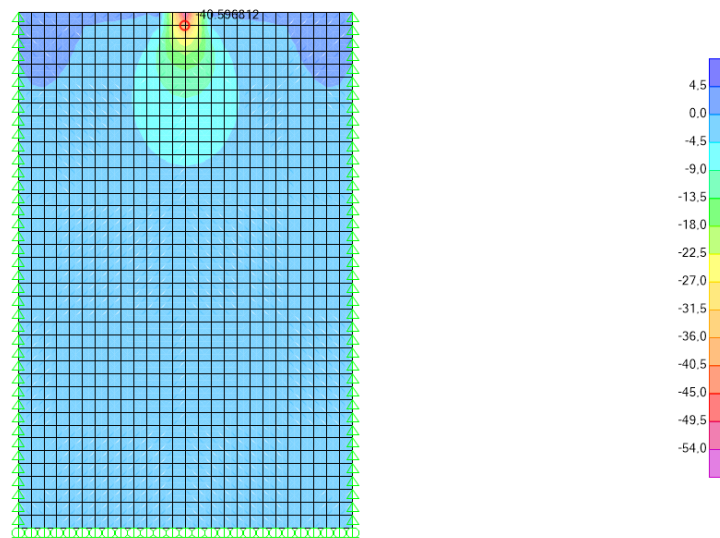
RESULTADOS E DISCUSSÃO

Caso 1: Validação do modelo em elementos finitos para sapatas isoladas

Na cidade de Manaus, é comum encontrar solos com taxa de consistência baixa, variando entre 50 kPa e 100 kPa. Dessa forma, no caso de edificações residenciais de dois pavimentos onde a carga no pilar é da ordem de 100 kN, obtém-se sapatas isoladas cujas dimensões são de 2 metros por 1 metro.

Após a aplicação do carregamento uniformemente distribuído na superfície do solo, o *software* SAP 2000 analisa os dados de entrada e gera as tensões verticais no maciço do solo, as quais estão distribuídas em formato de bulbo. (Figura 6).

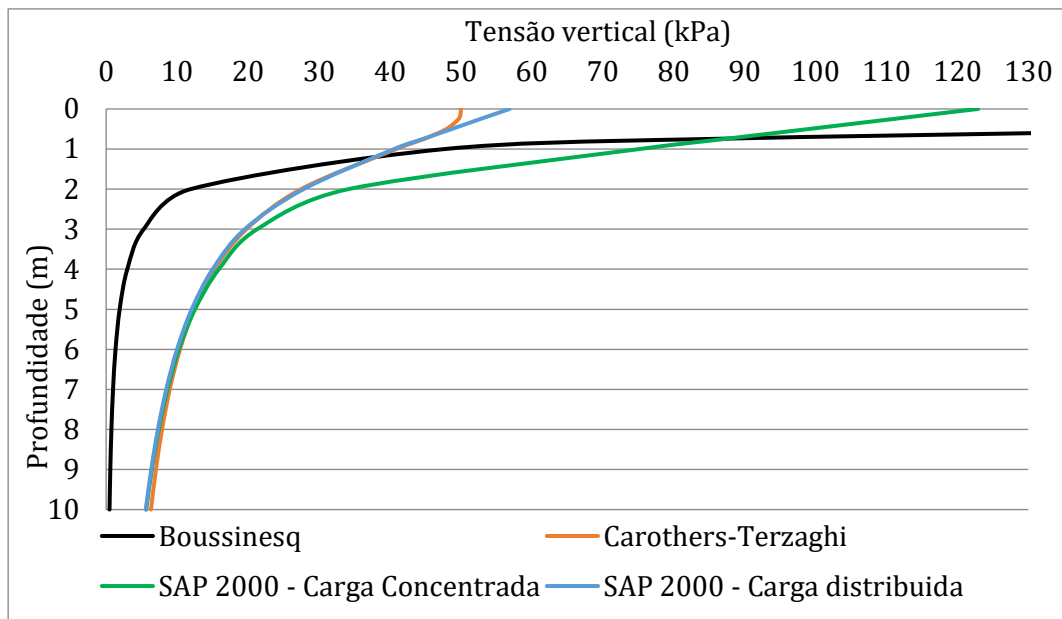
Figura 6. Bulbo de tensões devido a sapata isolada com carregamento distribuído.



O valor da tensão vertical, a 1 m de profundidade na direção do centro de carga, é igual a 40,59 kPa. Não obstante, a região a partir da qual as tensões se tornam desprezíveis é de 12 m de profundidade. Além disso, embora a maior parte do maciço do solo esteja sujeito à compressão, a parte superior do solo nas laterais do carregamento aplicado está tracionada, mesmo que com uma pequena magnitude de tensão, não permitindo o levantamento do solo.

Apenas para este caso são implementados dois tipos de carregamento através do *software* SAP 2000, carga concentrada e carga distribuída, para se obter as tensões verticais no solo na direção do centro de cargas. Além disso, os valores das tensões verticais dos métodos analíticos são calculados pela Equação 1 e 2, realizando comparações entre esses métodos e os métodos numéricos de acordo com o tipo de aplicação do carregamento (Figura 7).

Figura 7. Tensões verticais provenientes de sapata isolada.



O comportamento da variação das tensões obtidas pela Teoria de Boussinesq diverge dos demais métodos. À medida que a profundidade diminui ao longo da vertical, as tensões calculadas pela Teoria de Boussinesq tendem ao infinito. Isso se deve ao fato de o local escolhido para o cálculo de tensões estar próximo do ponto de aplicação da carga concentrada, o que conduz a concentrações de tensões. Por outro lado, verifica-se que para profundidades acima de 1 metro, as tensões verticais obtidas pela Teoria de Boussinesq são subestimadas quando comparadas com os demais métodos, conduzindo a uma situação contra a segurança conforme verificado por Masih (1994).

A pressão de contato teórica obtida pela Teoria de Carothers-Terzaghi é igual a 50 kPa. Em relação ao método numérico, o modelo com carga distribuída apresenta pressão de contato de 56,88 kPa, enquanto que o modelo com carga concentrada apresenta pressão de contato de 122,92 kPa. Tal situação se justifica pelas concentrações de tensões que surgem próximas à região de aplicação do carregamento.

Os resultados obtidos através do *software* SAP 2000 com o modelo de carregamento distribuído são satisfatórios, pois divergem dos obtidos pela Teoria de Carothers-Terzaghi em menos de 10 %. Já os resultados numéricos obtidos com modelo de carregamento concentrado mostram-se satisfatórios apenas para uma profundidade de análise acima de 3 m, quando os resultados começam a convergir para os obtidos pela Teoria de Carothers-Terzaghi. Portanto, os carregamentos provenientes de sapatas isoladas devem ser modelados como distribuídos para que haja uma maior precisão.

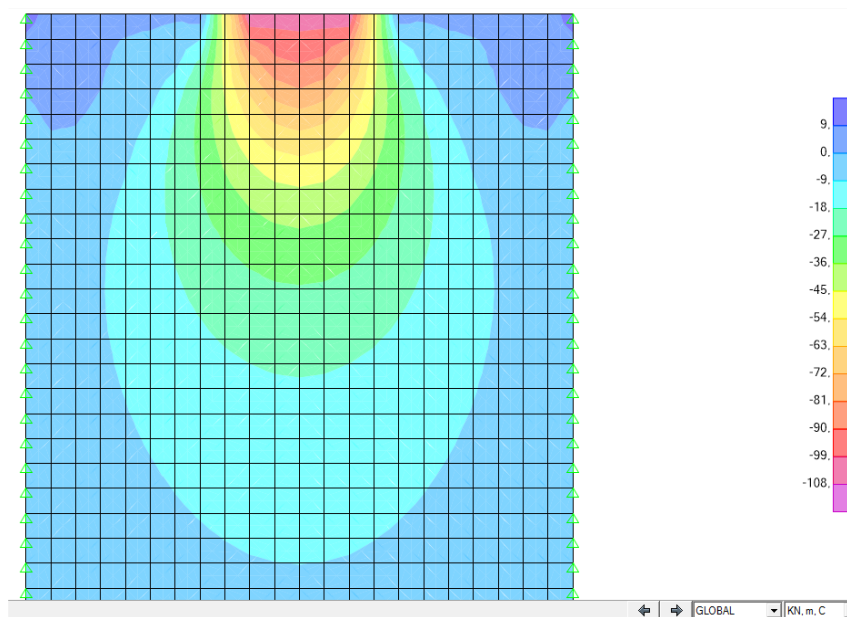
Diante disso, após a validação do modelo numérico com carregamento distribuído, esta modelagem do solo em elementos finitos pode ser realizada para solucionar problemas mais complexos, como por exemplo, em solos heterogêneos ou com múltiplas sapatas adjacentes.

Caso 2: Validação do modelo em elementos finitos para sapatas corridas

O segundo caso, apresentado por Barnes (2016), consiste no cálculo de tensões verticais no solo devido a um carregamento de 600 kN de uma sapata corrida cujas dimensões é de 6 m x 1 m, resultando em uma pressão uniforme de 100 kPa.

Neste caso, são utilizados a Teoria de Carothers-Terzaghi, Equação 2, e o Método dos Elementos Finitos, por meio do *software* SAP 2000, com carregamento distribuído, o qual apresenta o bulbo de tensões desenvolvido no maciço do solo (Figura 8).

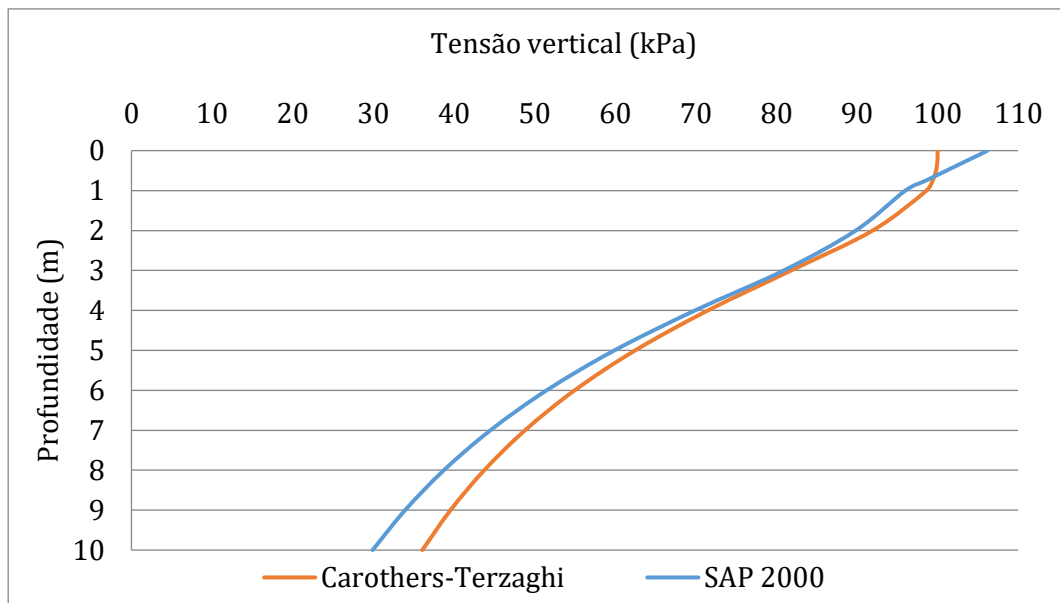
Figura 8. Bulbo de tensões devido a sapata corrida.



Os valores de entrada são colocados no *software* SAP 2000 e o mesmo gera os dados de saída do programa, neste caso as tensões verticais. O valor máximo das tensões verticais desenvolvidas no solo, obtido pelo *software* SAP 2000, é de 106,19 kPa. A profundidade a partir da qual as tensões se tornam desprezíveis, inferiores a 10 % da tensão máxima, é de 22 m.

Obtidos os valores das tensões verticais por meio da Teoria de Carothers-Terzaghi e pelo Método dos Elementos Finitos, os mesmos são plotados em um gráfico. Neste gráfico a tensão vertical é apresentada em função da profundidade na direção do centro de carga (Figura 9).

Figura 9. Tensões verticais provenientes de sapata corrida.



Para profundidade inferior a 50 cm, as tensões no solo obtidas por método numérico são superiores a pressão de contato de 100 kPa. Isso ocorre devido às concentrações de tensões que ocorrem nas regiões próximas a aplicação do carregamento. A partir de 3 m de profundidade, as tensões verticais obtidas pela Teoria de Carothers-Terzaghi são superiores às obtidas pelo Método dos Elementos Finitos, o que torna o método analítico a favor da segurança.

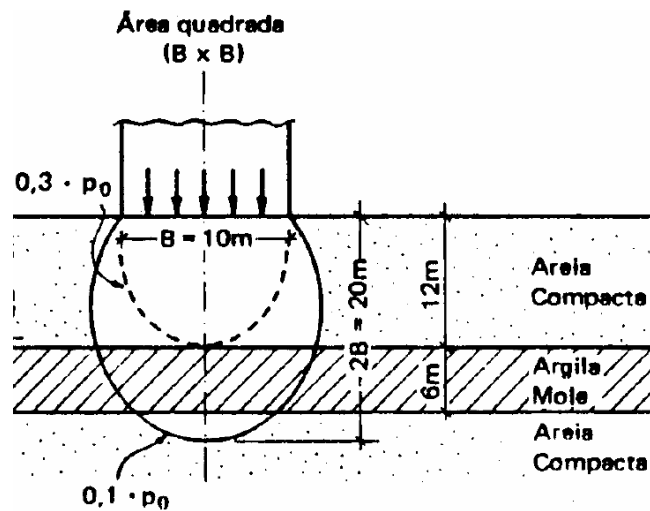
Os resultados alcançados por meio do *software* SAP 2000 são satisfatórios, pois divergem dos obtidos pela Teoria de Carothers-Terzaghi em menos de 10 %, validando a utilização da modelagem do solo em elementos finitos submetido a sapatas corridas para situações mais complexas.

Caso 3: Sapata isolada sobre solo heterogêneo

O terceiro caso de aplicação, apresentado pela Faculdade do Sudoeste Paulista (2010), consiste em uma grande construção da cidade do Rio de Janeiro assentada sobre um solo heterogêneo composto por areia compacta e argila mole (Figura 10). A tensão admissível da areia compacta é da ordem de 100 kPa, enquanto que a da argila mole é da ordem de 25 kPa.

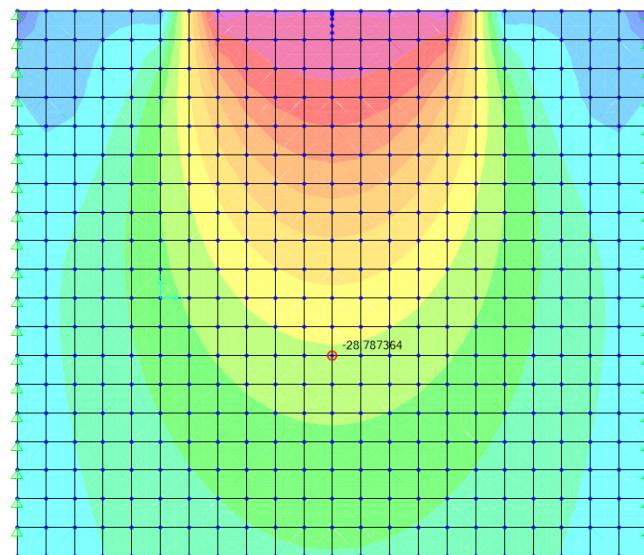
A fundação rasa da edificação possui dimensões em planta de 10 m x 10 m e está submetida a uma carga total de 8000 kN, conduzindo a uma pressão de contato de 80 kPa.

Figura 10. Propagação de tensões no solo sob uma grande edificação FSP (2010).



A pressão uniforme de 80 kPa é distribuída linearmente ao longo do comprimento da fundação conduzindo a um valor de força por unidade de comprimento de 800 kN/m. A partir disso, as cargas são aplicadas pontualmente pelo processo de área de influência nos nós dos elementos finitos através do *software* SAP 2000. O programa computacional gera o bulbo de tensões no solo, bem como os valores das tensões verticais desenvolvidas no maciço (Figura 11).

Figura 11: Tensão de 28,78 kPa no estrato de argila mole.



A tensão máxima na camada de areia compacta é de 86,23 kPa, valor inferior a tensão admissível de 100 kPa. Entretanto, a máxima tensão na camada de argila mole, situada a 12 metros de profundidade,

é de 28,78 kPa, o que conduz a um valor superior a tensão admissível do solo nesse estrato. Tal situação pode causar anomalias na edificação provenientes do recalque ou colapso do solo.

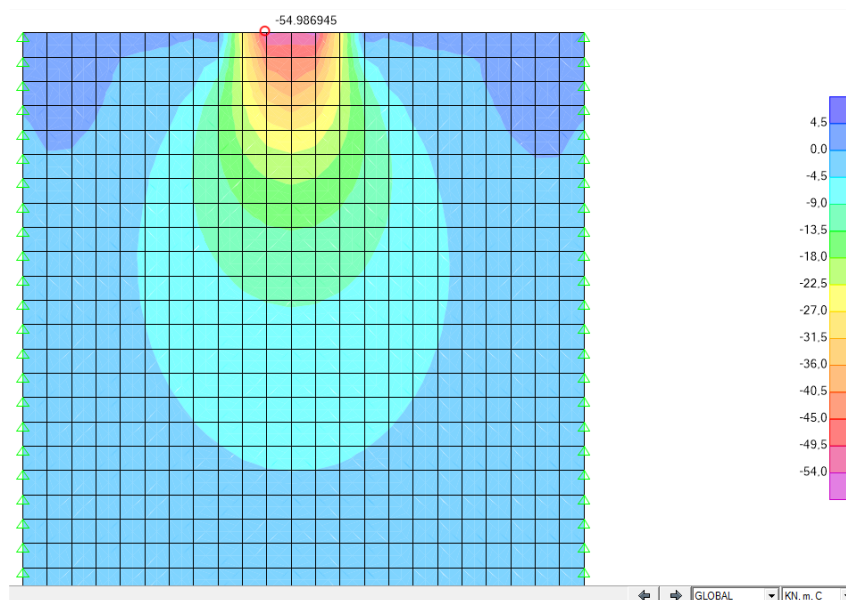
Portanto, em se tratando de sapatas sobre solos heterogêneos, é necessário avaliar a as tensões verticais não apenas nas regiões próximas a aplicação do carregamento, como no caso de solos homogêneos, mas também nas camadas onde a tensão admissível do estrato do solo é inferior.

Caso 4: Superposição de bulbos de tensão devido a sapatas adjacentes com afastamento lateral nulo
O quarto exemplo consiste na análise da sobreposição de tensões de duas sapatas isoladas adjacentes com afastamento lateral nulo. As dimensões, tipo de sapata e as condições de carregamento são: sapata isolada de 2 m x 1 m com carregamento centrado de 100 kN.

O *software* SAP 2000 fornece a distribuição dos bulbos de tensão produzidos, assim como a interferência entre esses bulbos produzidos pelas duas sapatas adjacentes, além da profundidade a partir da qual as tensões se tornam desprezíveis (Figura 12).

A inserção das cargas e, por conseguinte, a distribuição de tensões de duas sapatas isoladas de 2 m x 1m locadas lado a lado com carregamento centrado de 100 kN cada uma são iguais ao de uma sapata de 4 m x 1 m com carregamento de 200 kN.

Figura 12. Tensão máxima no solo devido a duas sapatas adjacentes



A tensão máxima no solo considerando apenas uma sapata é de 56,88 kPa, enquanto que para duas sapatas adjacentes com afastamento lateral nulo, a tensão no solo é de 54,98 kPa. Isso ocorre devido às tensões de tração que surgem nas extremidades das regiões de aplicação do carregamento e

causam diminuição nas tensões de compressão. Tal fato mostra que mesmo em sapatas muito próximas, a tensão máxima de cada sapata individual é maior que a tensão máxima do conjunto de duas sapatas adjacentes.

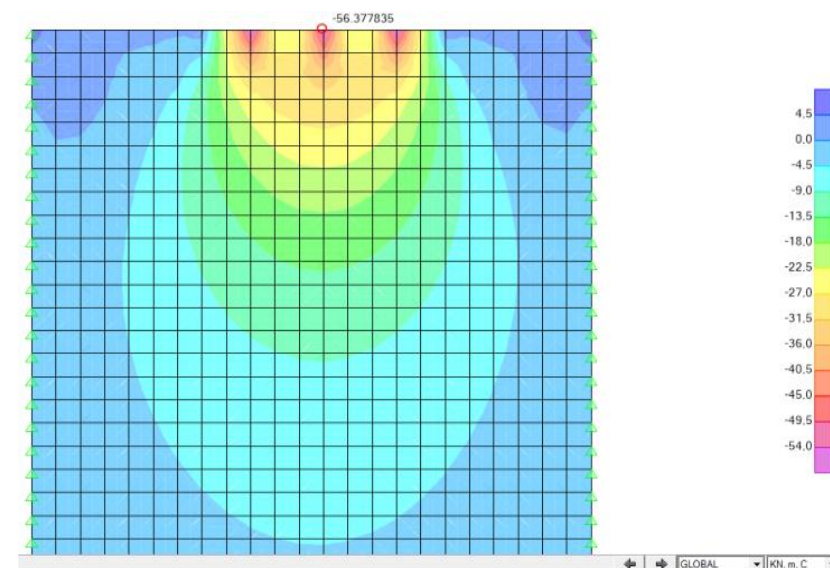
Portanto, no caso de sapatas adjacentes em solos homogêneos, não é necessário avaliar as tensões nos casos de solos homogêneos. Para tanto, basta adotar um espaçamento de apenas 15 cm conforme recomendado por Campos (2015).

Caso 5: Superposição de bulbos de tensão devido a três sapatas adjacentes

O quinto exemplo de análise consiste na análise da superposição de bulbos de tensão provenientes de três sapatas adjacentes com espaçamento lateral entre elas de 1 m. As sapatas são do tipo isolada com dimensões de 2 m x 1 m e carga centrada de 100 kN.

O *software* SAP 2000 mostra o comportamento dos bulbos de tensões e, também, como a presença de várias sapatas interfere na distribuição das tensões no solo ao longo da vertical, além da profundidade a partir da qual as tensões desenvolvias no solo se tornam desprezíveis, ou seja, abaixo de 10 % da tensão máxima (Figura 13).

Figura 13. Interferência entre bulbos de tensões devido a três sapatas adjacentes.



Neste caso é possível observar qualitativamente o desenvolvimento, ao longo da vertical, de três bulbos de tensões provenientes de suas respectivas sapatas, assim como a propagação desses bulbos, ao longo da horizontal.

Verifica-se que o valor da tensão máxima de 56,37 kPa do caso com três sapatas adjacentes é menor que o valor da tensão máxima de 56,88 kPa do caso com apenas uma sapata isolada.

Quando são comparadas a profundidade a partir da qual as tensões se tornam desprezíveis, o caso 1 possui o valor de 12 m, o caso 4 possui o valor de 18 m e o caso 5 possui valor de 22 m. Quanto à máxima largura do bulbo de tensões a partir da qual as tensões se tornam desprezíveis, esses valores são de 8 m para o caso 1, 12 m para o caso 4, e 16 m para o caso 5.

Isso mostra que quanto maior o comprimento da área carregada, maior será a profundidade e a largura partir da qual as tensões se tornam desprezíveis. Deste modo, em solos heterogêneos cuja camada inferior possui tensão admissível menor que a camada superior, é necessário verificar a sobreposição de bulbos de tensão para que não ocorra recalques ou colapso do solo.

CONCLUSÃO

A partir dos exemplos analisados, verifica-se que a utilização da Equação 1, Teoria de Boussinesq, apresenta resultados divergentes dos apresentados pela Equação 2, Teoria de Carothers-Terzaghi, e pelos modelos de carregamentos através do método numérico. Já em relação à modelagem do solo em elementos finitos, verifica-se que o Método dos Elementos Finitos apresenta resultados satisfatórios para sapatas isoladas e corridas quando as cargas são modeladas como uniformemente distribuídas.

Além disso, no caso de solos heterogêneos onde a camada inferior possui tensão admissível menor que a camada superior, é necessária avaliar os valores das tensões verticais em cada estrato do solo tanto ao longo da vertical, na interface entre os diferentes estratos, quanto ao longo da horizontal, devido a superposição de bulbos de tensão.

Portanto, este estudo mostra a necessidade de os projetistas adotarem programa computacional nas avaliações das tensões no solo, levando em consideração a presença dos elementos estruturais adjacentes e a heterogeneidade do solo, contribuindo para a estabilidade e segurança da edificação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Universidade do Estado do Amazonas (UEA) pelo suporte financeiro recebido para a realização desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M.; Um Curso de Concreto Armado. 4.ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2014. 432p.
BARATA, F. E. Propriedades Mecânicas dos Solos - Uma Introdução ao Projeto de Fundações. 1. ed. São Paulo: Livro Técnicos e Científicos S.A., 1984. 152p.

- BARBOSA, T. C. Modelo computacional para cálculo e visualização das tensões verticais transmitidas no solo. 74 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Católica de Pernambuco. Recife, 2014.
- BARNES, G. Mecânica dos solos: princípios e prática. 3. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016. 1274p.
- BOUSSINESQ, J. Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et mouvement des solides élastiques. 1. ed. Paris: Gauthier-Villard, 1885. 721p.
- CAROTHERS, S. D. Plane Strain – The direct determination of stress. Proc. Royal Society, A91, p.110-123, 1920.
- CAMPOS, J. C. Elementos de fundações em concreto. 1.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 544p.
- D'URSO, M. G.; MARMO, F. Vertical stress distribution in isotropic half-spaces due to surface vertical loadings acting over polygonal domains. ZAMM Journal of applied mathematics and mechanics: Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, v. 95, n.1, p. 91-110, 2013.
- FADUM, R.E. Influence values for estimating stresses in elastic foundations. Proc. 2nd. Int. Conf Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, 3, p. 77-84, 1948.
- FOX, E.N. The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface. Proc. 2nd Int. Conf Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, 1, p. 129, 1948.
- GIROUD, J.P. Stresses under linearly loaded rectangular área. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 96, p. 263-268, 1970.
- GOMES, F. M.; AMANN, K. A. P. Estudo Comparativo entre Bulbos de Tensão Teóricos e de Modelos Reduzidos de Sapatas Próximas por Meio de Fotoelasticidade. . In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 18, 2016, Belo Horizonte.
- FACULDADE DO SUDOESTE PAULISTA. Notas de Aula: Mecânica dos Solos. 1. Ed. Avaré: FSP, 2010.
- JANUZZI, R. V.; MOREIRA, M. L. Estudo do Comportamento Mecânico de Sapatas Estaqueadas Comparativamente às Sapatas Isoladas. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 18, 2016, Belo Horizonte.
- KOGLER, F.; SCHEIDIG, A. Baugrund und Bauwerk, Funfte Durchgesehene und Verbersserte Auflage. Berlin, Mit 298 Textabbildungen und 2 Tafeln, Verlag Von Wilhelm Ernst & Sohn, 1948.
- LOVE, A.E.H. The stress produced in a semi-infinite solid by pressure on part of the boundary. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, v.228, 377–420, 1929.
- MARAGNON, M. Mecânica dos solos II. 1.ed. Juiz de Fora: UFJF, 2009.
- MASIH. R. Foundation uniform pressure and soil-structure interaction. Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, p. 2064-2071, 1994.
- MELAN, E. Der Spannungszustand der durch eine Einzelkraft im Inneren beanspruchten Halbscheibe. Zeitschrift für angewandte Mathematik und " Mechanik (ZAMM), Band 12, Heft 6, Dezember, S. 343–346, 1932.

MILITISKY, J.; CONSOLI, C.C; SCHNAID, F. Patologia das Fundações. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 256 p.

MINDLIN, R.D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *Physics*, v.7, p.195–202, 1936.

NEWMARK, N.M. Influence charts for computation of stresses in elastic foundations. *Engineering Experiment Station Bulletin*, v. 338, University of Illinois, Urbana, Ill, 1942.

POULOS, H. G.; DAVIES, H. G. The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. *Geotechnique*, 1968.

SADEK, M; SHAHROUR, I. Use of the Boussinesq solution in geotechnical and road engineering: influence of plasticity. *Comptes Rendus Mécanique*, v. 335, p. 516-520, 2007.

SORIANO, H. L. Método de elementos finitos em análise de estruturas. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 2003. 608p.

STOLLE, D.; GUO, P. A look at the use of an equivalent homogeneous media. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 44, n.5, p. 507-519, 2007.

TERZAGHI, K. *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Franz Deuticke, Leipzig-Vienna, 1925.

TIMOSHENKO, S. *Theory of Elasticity*. 3. ed. Nova Delhi: Mc Graw Hill India, 2010. 567p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F.R. Fundações. 1. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 568 p.

WESTERGAARD, H. M. Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. *Publ. lids*, 7:25, 1926.

Capítulo 30

ESTUDO EXPERIMENTAL DA ESTABILIDADE DE PILHAS DE ESTOCAGEM DE MINÉRIO DE FERRO

[DOI: 10.37423/200400778](https://doi.org/10.37423/200400778)

Evandro Moraes da Gama (Affiliation): Department Mining Engineering, Federal University of Minas Gerais, Brazil. evandrodagamatro@gmail.com

RESUMO: A estocagem de minério de ferro na condição de pellet feed fine (granulometria mínima com $90\% < 45\mu\text{m}$ e $100\% < 150\mu\text{m}$) pode ser estudada através da mecânica de materiais granulares. Os aportes da geotecnia não conseguem explicar o fenômeno da ruptura de forma abrangente. Mesmo assim a tendência na indústria é trabalhar com os aportes da geotecnia e com um grau exagerado da interpretação visual. Este artigo mostra na sua primeira parte de forma resumida artigos com autores onde a ênfase é a mecânica de materiais granulados e um artigo com ênfase na geotecnia de materiais granulados. Na segunda parte é mostrado a resolução da equação desenvolvida por Thamwattana et al. (2004) aplicada a geometria de pilha de estocagens de minério de ferro. O estudo com modelo reduzido da variação de tensões no eixo de do modelo é realizado e comparação da variação das tensões com a resolução analítica de Thamwattana é comentada. Na terceira parte é mostrado um estudo de distribuição de tensões através da formulação das diferenças finitas centradas aplicando o software PFC2D da Itasca Consulting Group na pilha de estocagem de minério de ferro dentro das mesmas dimensões da pilha de estocagem do modelo analítico. As conclusões deste estudo são mostrada a seguir

- O diferencial entre os modelos são as diferenças de rigidez normal e tangencial. Estas diferenças entre rigidez tangencial K_t e rigidez normal K_n provocam nas pilha de estocagens a instabilidade. Podemos afirmar que quando $K_n = K_s$ as pilha de estocagens seriam mais estáveis.
- Os modelos e todo o trabalho desenvolvido mostram que as pilha de estocagens não são estáveis. As pilha de estocagens apresentam em momentos uma estabilidade temporária, porém, mesmo após a formação, estas pilha de estocagens são instáveis e as partículas estão sempre em movimento.

1.INTRODUÇÃO.

Materiais granulares são abundantes na natureza, sendo estimado que sejam também 75% das matérias primas estocadas nas indústrias. O conhecimento de suas propriedades, do comportamento e dos esforços atuantes nestes sistemas é relevante para a segurança no manuseio do estoque, assim como nos projetos de equipamentos que processam e transportam estes materiais (Figura 1).

O exemplo mais simples de um sistema de material granular é uma pilha de estocagem de grãos. Estas pilha de estocagens podem ter volumes variáveis, uma pequena pilha de estocagem de areia feita por uma pessoa, até uma escala muito maior no caso de indústrias, particularmente na indústria mineira. Estas pilha de estocagens industriais são geralmente de forma cônica, mas também podem assumir forma prismática, superposição de cones, kidney-shaped (circulares), dependendo de sua metodologia de construção e os contornos.

A estocagem de finos de minério (pellet feed) assim como de materiais granulares finos representa sempre um risco de perda material e de vidas humanas. Não é raro depararmos com estocagem de pilha de estocagens de finos nos portos de embarque e pátios de estocagem apresentando rupturas súbitas. Este artigo mostra um estudo abrangente sobre a estabilidade de pilha de estocagens de finos de minério de ferro (pellet feed). Na primeira parte é abordado resumidamente o estado da arte onde os autores enfatizam a mecânica de materiais granulados e um artigo com ênfase na geotecnia de materiais granulados. Na segunda parte é mostrada a resolução da equação desenvolvida por [1] aplicada à geometria de pilha de estocagens de minério de ferro. O estudo da variação das tensões utilizando um modelo reduzido é realizado. A comparação da variação das tensões com a resolução analítica [1] é comentada. Na terceira parte é mostrado um estudo de uma pilha de estocagem de minério de ferro evidenciando a distribuição de tensões através da formulação dos elementos discretos.



Figura1: Ruptura de pilha de estocagem de pellet feedno porto de Vitória.

2. UM BREVE HISTÓRICO

Intuitivamente, podemos esperar que a tensão máxima na base de uma pilha de estocagem acontece diretamente abaixo de seu topo, entretanto resultados experimentais [2] mostram que o ponto de pressão máxima se localiza numa posição intermediária entre o centro e a borda da pilha de estocagem de estocagem .Este fato motivou a elaboração de modelos discretos e computacionais na tentativa de explicar este fenômeno denominado “stress dip effect”.

Na tentativa de formular uma solução analítica para o problema da pilha de estocagem [1] propõe uma abordagem de uma pilha de estocagem teórica composta por duas regiões, uma região externa plástica em que o material se encontrasse em estado de equilíbrio limite, e uma região interna elástica em que o material se encontra em equilíbrio (Figura 2). Resultados numéricos indicam que para uma pilha de estocagem que se encontra inteiramente no equilíbrio limite, as equações do problema admitem solução apenas para o caso em que o ângulo de atrito é igual a 90° , pode-se assumir então que nem todo o material da pilha de estocagem se encontra em equilíbrio limite.

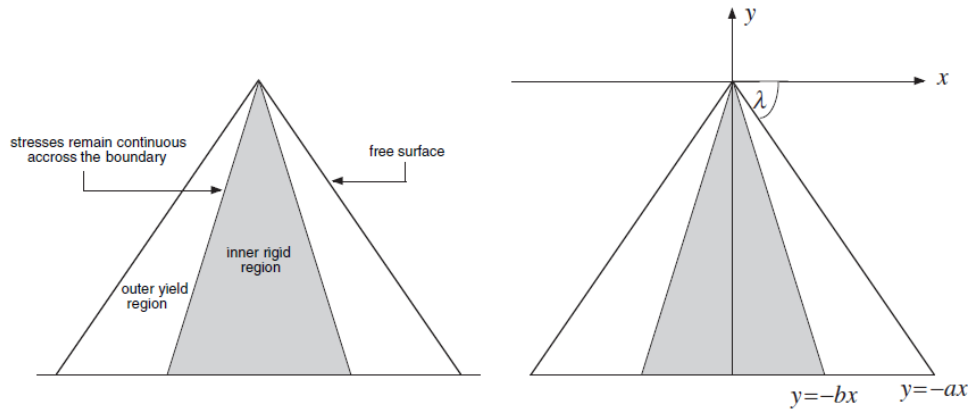


Figura2: Modelo de uma pilha de estocagem composta por duas regiões e seu sistema de coordenadas. [1]

A luz da mecânica dos meios contínuos aplicada aos meios granulares [1] desenvolve a partir das equações básicas de equilíbrio uma solução para o critério de Mohr-Coulomb:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0, \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} = \rho g$$

$$q \leq p \sin \phi + c \cos \phi$$

Onde ρ é a densidade, g a gravidade e p e q são as invariantes de tensões.

As expressões das componentes de tensões abaixo foram obtidas a partir de uma solução analítica exata para o caso simplificado em que $\phi = 90^\circ$.

$$\sigma_{xx} = -\frac{\rho g [\sqrt{2\pi} + C_3] x}{2as^{1/2} e^{-s/2}} \quad \tau_{xy} = \frac{\rho g [\sqrt{2\pi} \operatorname{erf}(s/2)^{1/2} + C_3] x}{2s^{1/2} e^{-s/2}} \quad \sigma_{yy} = -\frac{\rho g a [\sqrt{2\pi} \operatorname{erf}(s/2)^{1/2} + C_3]^2 x}{2s^{1/2} e^{-s/2} [\sqrt{2\pi} + C_3]}$$

Onde a é a inclinação da pilha de estocagem, $\operatorname{erf}(x)$ representa a função erro, s é um parâmetro de integração, b é a inclinação da reta que define a fronteira entre as duas regiões e C_3 é uma constante de integração definidas por:

$$C_3 = 2Bs_2^{1/2} e^{-s_2/2} - \sqrt{2\pi} \operatorname{erf}(s_2/2)^{1/2}$$

$$b = \frac{2aB^2 s_2^{1/2} e^{-s_2/2}}{(1 - B) \{ \sqrt{2\pi} \operatorname{erf}(s_2/2)^{1/2} + 2Bs_2^{1/2} e^{-s_2/2} \}}$$

$$s_2 = -\frac{(B - 1)}{B(2B - 1)}$$

s_2 é a variável paramétrica s na fronteira elástico-plástica e $\mathbf{erfc}(\mathbf{x})$ é a função erro complementar $\mathbf{erfc}(\mathbf{x}) = 1 - \mathbf{erf}(\mathbf{x})$.

Este resultado depende do parâmetro arbitrário B que se encontra no intervalo $0,5 < B < 1,0$.

O resultado dessas equações é mostrado na Figura 3 onde $\beta = \sin \varnothing = 1$, o gráfico mostra também a distribuição de tensões obtida [3] para valores de β a partir de $\cos \alpha$ onde α é metade do ângulo de inclinação da pilha de estocagem até $\beta = 1$.

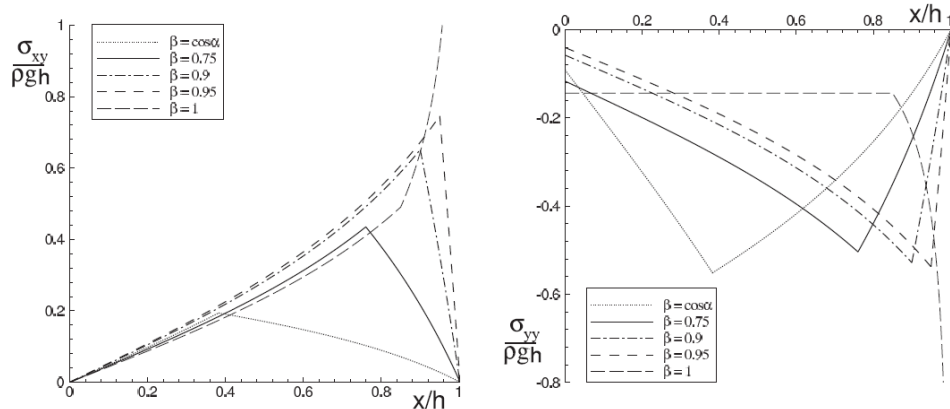


Figura3: Resultados obtidos analiticamente para diferentes valores de $\beta = \sin \varnothing$ onde α é metade da inclinação da superfície da pilha de estocagem [3].

Nos gráficos da Figura 3 nota-se um deslocamento da tensão máxima para a extremidade da pilha de estocagem à medida que o ângulo de atrito aumenta, aparentemente as tensões tendem ao infinito na face livre da pilha de estocagem no caso do aumento do ângulo de atrito, porém a conversão das tensões resulta em uma tensão normal nula na borda da pilha de estocagem.

Neste modelo também é possível associar a fronteira entre as regiões plástica e elástica no ponto de tensão máxima.

Vanelet al (1999) demonstra que a forma de deposição do material influencia no valor da tensão mínima central . Esta tensão poderia ser reproduzida pela deposição pontual do material acima da pilha de estocagem de material, e este mínimo desaparecia se a pilha de estocagem fosse formada por sucessivas camadas horizontais.

Uma importante conclusão foi revelada a propósito de pilha de estocagem na formas cônica formada de pelotas de minério de ferro [4]. O estudo utilizando a metodologia DEM (discret element method), revelou que a construção da pilha de estocagem sofre um forte efeito das orientações dos contatos e

orientações das forças de contato que ocorrem no centro da pilha de estocagem. As pressões na região central produzem uma orientação de forças verticais no contato entre as partículas, quando a deposição é distribuída em toda pilha de estocagem. Quando a formação da pilha de estocagem é por deposição pontual, as pressões produzem forças inclinadas nos contatos entre as partículas, provocando instabilidade na pilha de estocagem de estocagem(Figura 4).

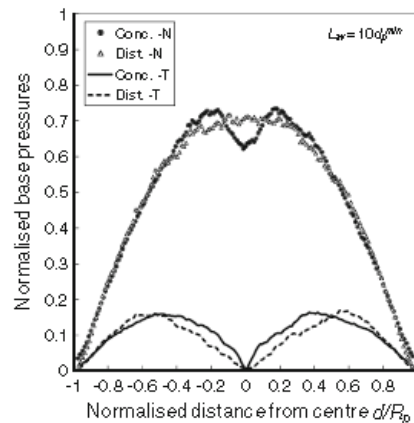
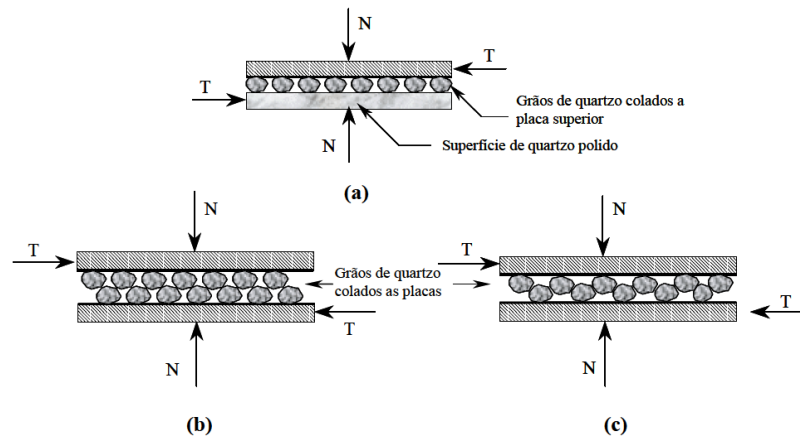


Figura4: Distribuição normalizada das pressões em função do modo de deposição. [4]

O mecanismo de formação da pilha de estocagem por sucessivas avalanches provenientes do acréscimo de material a crista da pilha de estocagem, poderia influenciar na textura do empacotamento dos grãos, provocando uma anisotropia do material. As avalanches induziriam uma deformação na direção em que ocorrem. Este fato é similar a uma deformação provocada pelo cisalhamento do material [5].

Na formação da pilha de estocagem por sucessivas avalanches o ângulo de repouso do material poderia ser o ângulo máximo de inclinação no qual o material se encontra estável. Para uma pilha de estocagem de material granular com os grãos secos e num estado de compactação “leve”, o ângulo de repouso pode ser considerado igual ao ângulo de atrito do material [6]. Ressalta-se que a natureza friccional do material granular é altamente influenciada pelo grau de compacidade das partículas. O embricamento entre as partículas oferece uma resistência extra ao cisalhamento. A definição de ângulo de atrito pura de um material é mostrada na Figura 5(a). Na Figura5(b) podemos observar uma rigidez normal (K_n) elevada e uma rigidez tangencial (K_t) reduzida. A partir de outra orientação, na Figura 5(c) podemos observar um valor de K_t maior e um valor de K_n menor do que na situação anterior [7].



Figura(5): Composição do ângulo de atrito nas diferentes condições (a) definição pura de ângulo de atrito; (b) ângulo de atrito efetivo baixo com $K_n \uparrow; K_t \downarrow$; (c) ângulo de atrito efetivo elevado com $K_n \downarrow; K_t \uparrow$. [7]

O ângulo de repouso (Figura 6) também é influenciado pela granulometria dos grãos, onde para o mesmo material, observam-se ângulos de repouso maiores para granulometrias maiores, onde a maior angulosidade e as faces achatadas dos grãos maiores oferecem maior condição de estabilidade [8].

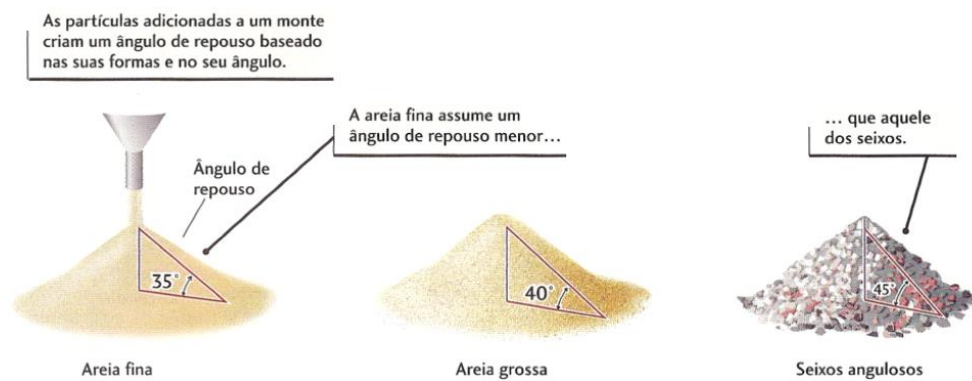


Figura6: Ângulos de repouso diferentes granulometrias [8].

Nos interstícios entre os grãos pode conter certo grau de umidade, e dependendo do grau de umidade a tensão superficial da água pode gerar forças coesivas entre os grãos, por outro lado quando os espaços vazios estão saturados de água, a pressão nos poros pode ser suficiente para separar os grãos e provocar uma liquefação da massa [8].



Figura7: Poro pressões negativas, nulas e positivas respectivamente nos interstícios entre as partículas. [8]

3.Comparação entre os resultados do modelo analítico formulado por de Thamwattana [1] e o modelo reduzido de pilha de estocagens de finos de minério de ferro.

Amostras com 50 kg de pellet feed (fino de minério de ferro) foram utilizadas para formação dos modelos reduzidos das pilha de estocagens dispostas nos pátios de produção de minas de minério de ferro. Os valore densidade para a amostra é de $5,35 \text{ g/cm}^3$. Esta amostra foi intitulado neste artigo de amostra 1.

Aplicamos a formulação [1] para a geometria da pilha de estocagem usada na estocagem de pellet feed em pátios de mineradoras, $h= 12$ metros (altura) $x = 28$ metros (largura). Os resultados (Figura 11) são apresentados a seguir. A inclinação da pilha de estocagem é de $40,6^\circ$ ($a=0,84$) e $B=0,75$ resultados:

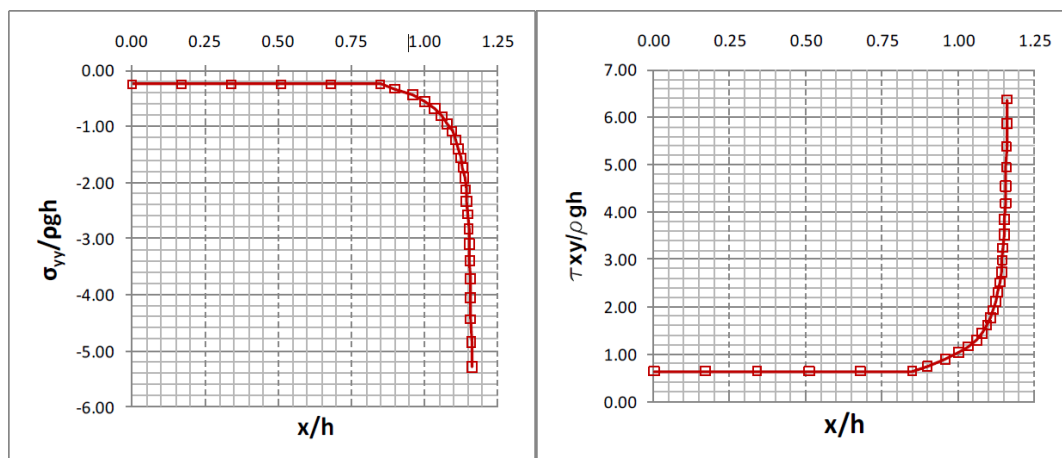


Figura (11): Distribuição de (a) tensões verticais, e (b) tensões tangenciais,calculada para a geometria de pilha de estocagem altura 12 metros largura 28 metros.

Para o modelo reduzido a lógica para os experimentos foi registrar através de um aparato patenteado para o registro e tratamento da variação de tensões [xx] das tensões no eixo e na borda da pilha da pilha de estocagem em tempo real. Estes registros contínuos foram feitos durante, após e na ruptura da pilha de estocagem.

O modelo reduzido da pilha de estocagem formada pela amostra 1é mostrado na Figura12. Sua base possui dois muros de contenção laterais a fim de simular as condições reais em que as pilha de estocagens estão submetidas nos pátios de estocagem.



Figura12: Modelo reduzido de uma pilha de estocagem de estocagem de minério de ferro.

Os resultados obtidos são mostrados na figura 13 e 14.

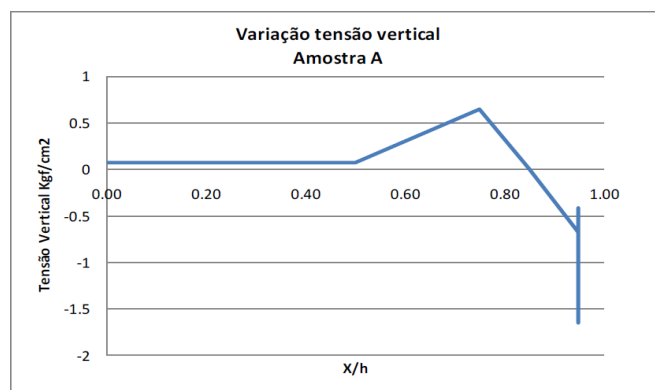


Figura13:Variação da Tensão vertical em função da relação X/h, X largura da pilha de estocagem, h altura da pilha de estocagem.

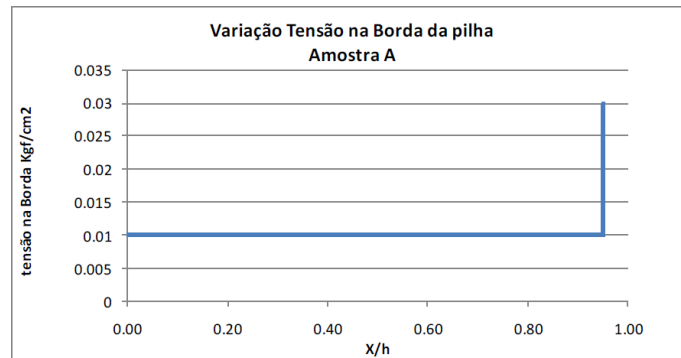


Figura 14:Variação da Tensão na borda da pilha de estocagem em função da relação X/h, X largura da pilha de estocagem, h altura da pilha de estocagem.

Comparando as curvas obtidas no experimento com modelos reduzindo-se as curvas obtidas com a formulação analítica verifica-se que curvas mostram a mesma distribuição para as tensões no eixo com a tensão σ_{yy} e para a tensão de borda, tensão τ_{xy} . No eixo σ_{yy} (tensão vertical figura 13) temos uma queda desta tensão a partir de 0,75 de X/h para o modelo teórico e 0,78 para o modelo reduzido. No eixo τ_{xy} (tensão na borda) temos um aumento da tensão para X/h igual a 0,75 e no modelo reduzido este aumento é obtido para 0,78. A obtenção de dados no modelo reduzido não permitiu uma captação de dados monótona. Este fato mostra curvas com variações bruscas para o modelo reduzido.

4. MODELAMENTO NUMÉRICO COM PFC 2D.

A criação de modelos numéricos para estudo de comportamentos de mecânicos de sólidos, baseados na integração infinitesimal, necessita a determinação de parâmetros mecânicos. No caso específico os estudos foram baseados na resistência ao cisalhamento.

O ensaio de cisalhamento consiste em solicitar com forças transversais (F_s) um material de estudo sob uma força normal constante (F_n). Os resultados são obtidos em um gráfico de Tensão Cisalhante (τ) vs Tensão Normal (σ) (Figura15). Este critério de ruptura é definido na literatura como critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Através deste critério podemos determinar ângulo de atrito e a coesão do material.

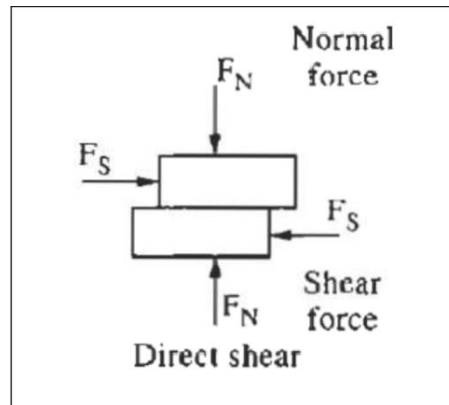


Figura15: Solicitação mecânica no ensaio de cisalhamento.

Os parâmetros de entrada na modelagem numérica são principalmente ângulo de atrito e rigidez. A rigidez pode ser definida como sendo a tangente da relação tensão de cisalhamento e as deformações normais (verticais) e tangenciais (horizontais) obtidas das amostras durante o ensaio.

Foram realizados 3 ensaios para cada amostra, cada ensaio sendo submetido a uma normal de 50, 200 e 500 kPa. O gráfico da Figura 16 mostra a curva de um dos ensaios para a amostra 1.

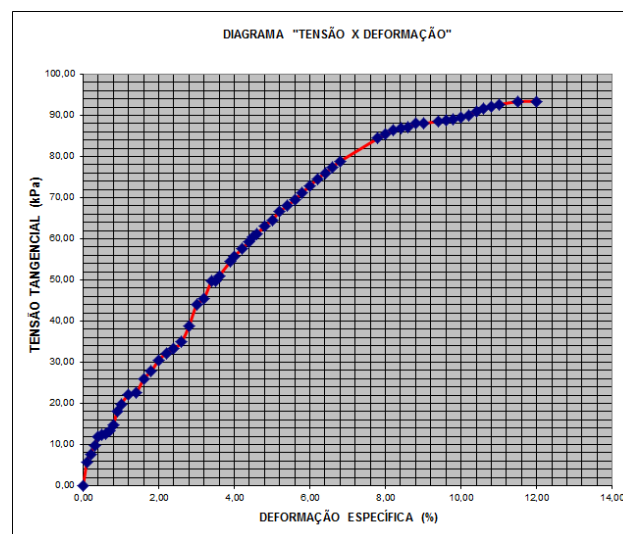


Figura16: Curva do ensaio de cisalhamento da amostra 1 para tensão normal igual a 50kPa.

O resultado dos 3 ensaios foram plotados em um gráfico de tensão cisalhante vs tensão normal, e a partir da envoltória de Mohr-Coulomb foi possível calcular o ângulo de atrito do material (Figura 16).

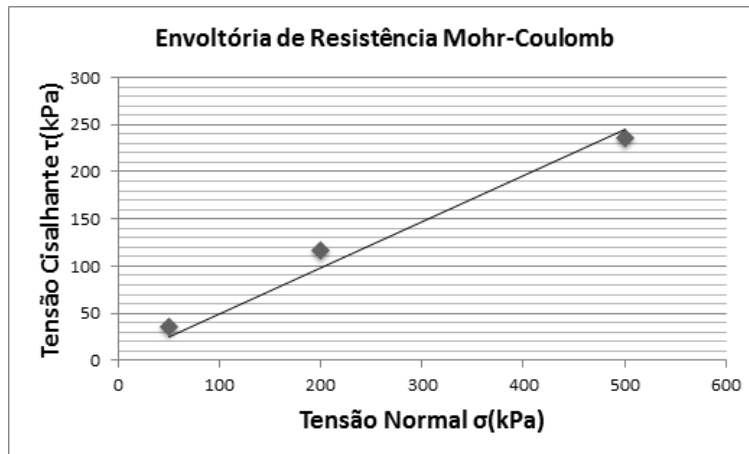


Figura16: Envoltória de Mohr-Coulomb para a Amostra 1.

Os resultados de todas as amostras são mostrados na Tabela 1. A amostra de SL mostra um comportamento diferente quando comparada a Amostra1. O fator mais marcante é o parâmetro de rigidez da amostra de SL. Este parâmetro indica que a rigidez vertical da amostra SL é maior na amostra1, porém a rigidez tangencial é menor. Poderíamos inferir que pilhas de estocagens de finos de minério de SL apresentam deformações maiores no sentido lateral que no eixo axial.

Tabela 1– Resultados finais dos parâmetros para modelamento numérico

Amostra	Tensão Normal (kPa)	Rigidez Normal (kPa/mm)	Rigidez Tangencial (kPa/mm)	Ângulo de atrito (graus)
Amostra 1	50	21,90	87,60	29
	200	26,18	91,65	
	500	71,42	500,00	
SL	50	7,11	32,00	28
	200	24,10	38,56	
	500	110,36	331,10	

Parâmetros de entrada e simulações estudadas.

Para as simulações foram usado:

- Densidade a granel, 2,830 kgf/m³
- Rigidez normal e tangencial para tensão normal de 500 kPa
- Ângulo de atrito.

O número de partículas foi de 2.000, com altura de pilha de estocagem de 12m e largura de 26m e a utilização de dois muros de contenção laterais medindo 1/3 da altura da pilha de estocagem.

A Figura17abaixo representa o esquema de monitoramento variação das forças horizontais e verticais ao longo da base da pilha de estocagem, representados pelos pontos 1, 4, 7, 10 e 13.

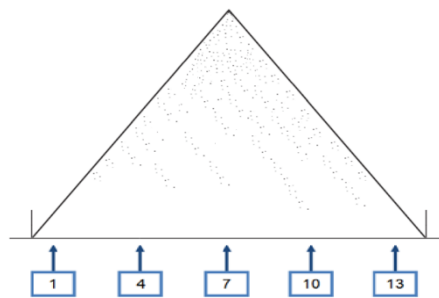


Figura17: Regiões de monitoramento da Pilha de estocagem.

Os resultados dos dois modelos estão representados a seguir:

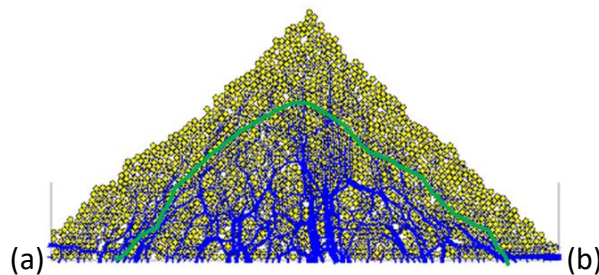


Figura18: Resultados do modelo numérico para pilha de finos de minério de ferro

Na pilha de estocagem da amostra as partículas acima da linha verde estão “fixas” somente pela força de atrito. O efeito é de que a pilha de estocagem da amostra 1 possui um perfil mais triangular e a pilha de estocagem da amostra SL se mostra mais parabólica.

Em nenhum momento o modelo mostra uma velocidade nula para as partículas. As partículas estão sempre em movimento mesmo com a formação da pilha de estocagem. As pilhas de estocagens chegam a apoiar nos muros, dentro do numero de ciclos de cálculo aplicados. Não foi observado um transbordamento das partículas sobre o muro.

Os resultados da evolução das forças verticais e horizontais para os pontos 1,4 e 7 da Figura 17 estão representados nas Figuras 19, 20, 21 e 22 respectivamente. Por razões de simetria os resultados para os pontos 10 e 13 foram semelhantes como esperado e não apresentaremos seus gráficos.

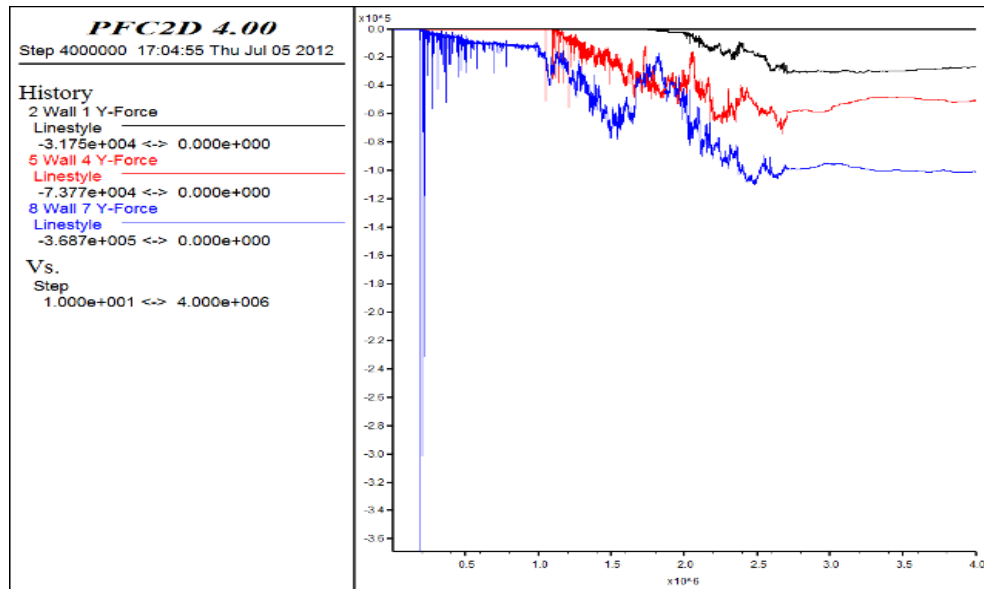


Figura 19: Amostra 1 - Evolução das forças na direção Y nos pontos 1 (linha preta), 4 (linha vermelha) e 7 (linha azul ponto central).

O eixo x corresponde ao número de ciclos da interação de cálculo. No ponto $2,5 \times 10^6$ ciclos, o ponto 7 central do modelo figura 17 é representado pela linha azul. Constata-se a estabilização das forças próximo a $1,0 \times 10^5$ N (eixo Y). Constata-se a oscilação das curvas devido ao período de carregamento da pilha de estocagem. Nota-se no início das curvas 4 e 1 a partir de $1,0 \times 10^6$ ciclos e $1,7 \times 10^6$ ciclos respectivamente, o aumento da altura das pilhas de estocagem ao atingir estas regiões da base utilizada. Próximo ao muro da esquerda (Ponto 1) a linha preta mostra uma tendência a uma carga constante de $0,2 \times 10^5$ N. Na posição intermediária a linha vermelha mostra uma tendência a uma estabilização em $4,0 \times 10^6$ ciclos próximo a $0,5 \times 10^5$ N.

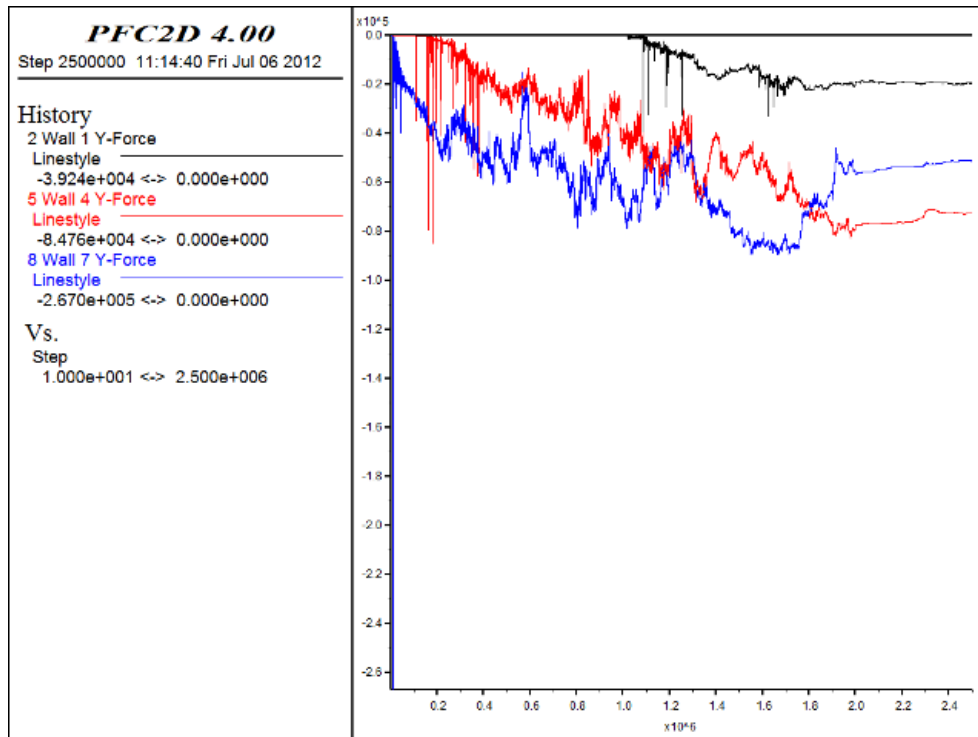


Figura20: Amostra SL - Evolução das forças na direção Y nos pontos 1 (linha preta), 4 (linha vermelha) e 7 (linha azul ponto central).

A força no ponto 1 passa ser constante e próxima a $0,2 \times 10^5$ N próximo do muro, onde este, influencia a dissipação de parte destas forças. No ponto central a tendência a uma estabilização esta muito próxima do ponto intermediário após $1,8 \times 10^6$ ciclos. As forças tendem a $0,5 \times 10^5$ N para o eixo central e $0,9 \times 10^5$ N para o ponto intermediário. Estas forças permanecem constantes sugerindo uma estabilização temporária da pilha de estocagem.

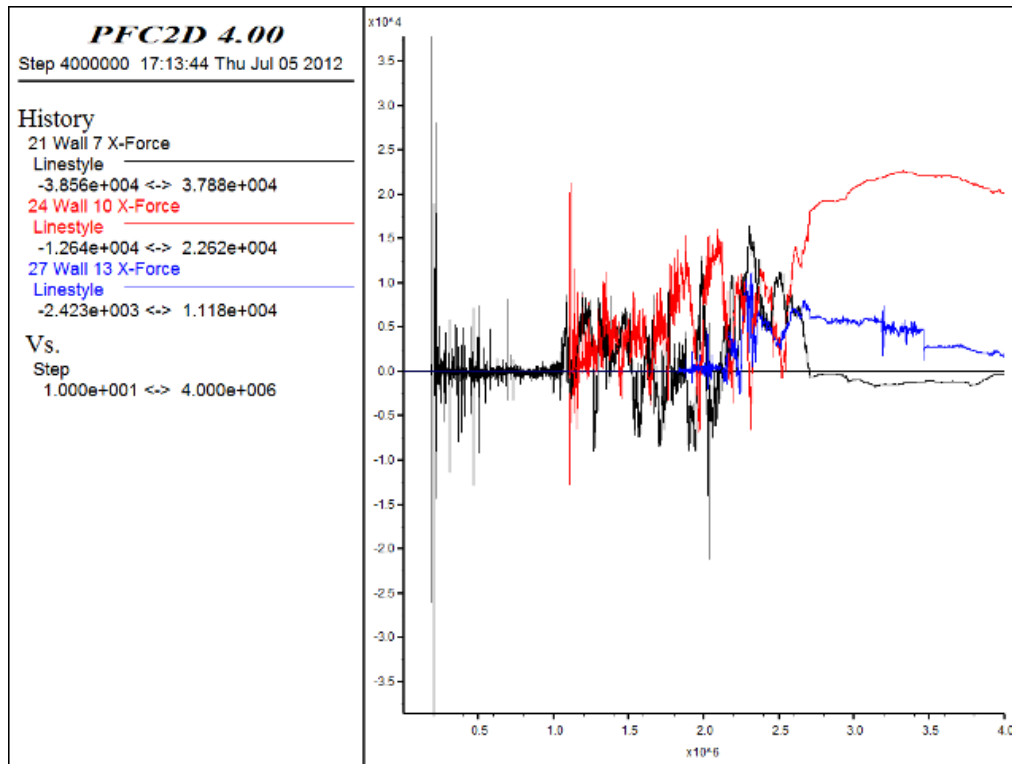


Figura21: Amostra 1 Evolução das forças na direção X nos pontos 7 (linha preta) 10 (linha vermelha) 13 (linha azul ponto central).

O ponto 7 (linha preta neste caso) é o ponto central conforme mostrado na Figura 17. Constata-se uma tendência á descompressão á $2,5 \times 10^6$ ciclos. Os pontos intermediários e próximos ao muro, respectivamente 10 e 13 mostram uma tendência à estabilização, porém com cargas diferentes, para linha azul $0,25 \times 10^4$ N e para linha vermelha $2,0 \times 10^4$ N.

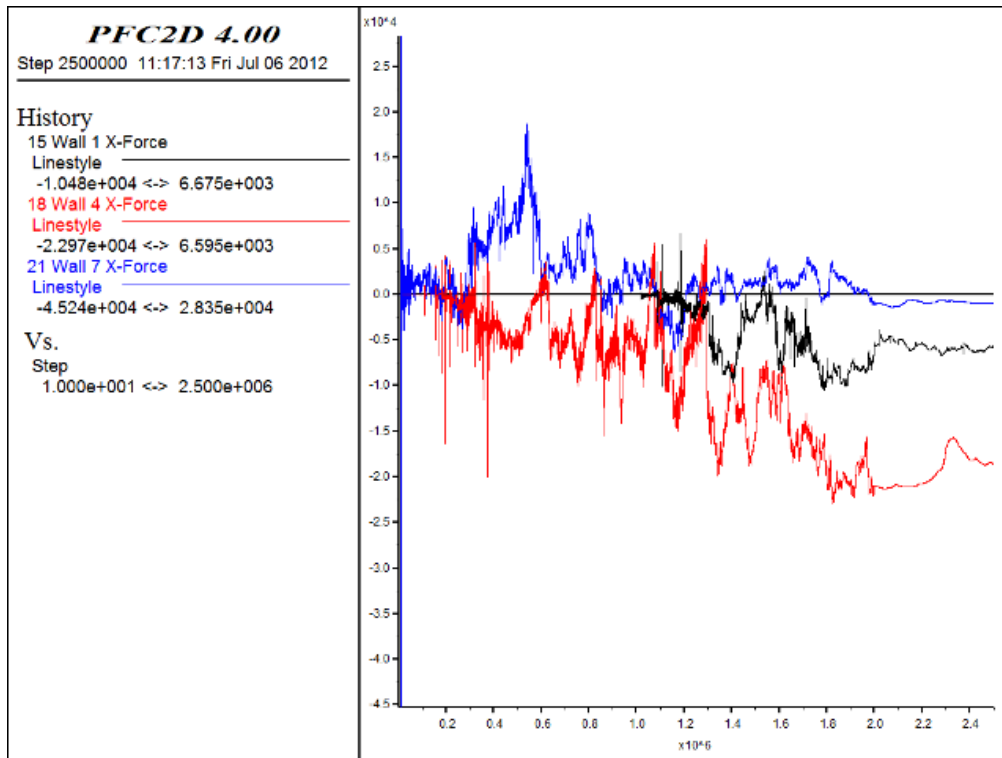


Figura1 Amostra SL - Evolução das forças na direção X nos pontos 1 (linha preta), 4 (linha vermelha) e 7 (linha azul ponto central ponto central).

O ponto central da pilha de estocagem linha azul mostra uma tendência a anular as forças após 2.0×10^6 ciclos. As forças no ponto médio e próximo ao muro não se anulam mostrando uma transferência carga para estes pontos. Este fato propicia uma estabilidade.

5. CONCLUSÃO FINAL.

Comparando os resultados modelo analítico teórico de Thamwattana et. al (2004) aos resultados do modelo reduzido observa-se uma grande semelhança . Esta semelhança esta mais na função e não nos valores. Atribuímos este fato ao ângulo de atrito do modelo teórico ser igual a 90° . No modelo reduzido este ângulo é o ângulo real próximo a 29° . Os modelos numéricos mostram comportamentos semelhantes entre si para a evolução das forças no eixo X, as forças acabam por se estabilizarem na borda das pilhas de estocagens. Este comportamento é observado no modelo reduzido e no modelo de Thamwattanaet al. (2004).

No eixo Y os modelos, teórico e reduzido mostras também funções semelhantes e valores numéricos diferentes. O modelo numérico SL mostra também uma descompressão no eixo central da pilha de estocagem o que não é observado no modelo da Amostra 1.

Na Figura 18(b) o centro da pilha de estocagem SL mostra um maior adensamento provando um arqueamento devido a uma menor rigidez tangencial (K_t). Na pilha de estocagem da amostra 1 o centro da pilha esta menos adensado com menor mobilidade devido ao valor da rigidez tangencial ser maior. A pilha de estocagem da amostra1 não mostra uma descompressão no eixo central da pilha de estocagem para devido à rigidez K_t do modelo. A razão entre as rigidez K_t/K_n da amostra 1 é de aproximadamente 7 e para a amostra SL é de 3. Este fato torna a pilha de estocagem SL mais estável e com o formato de adensamento parabólico.

[1] THAMWATTANA, N.; HILL, J.M. & COX G.M. Stress distribution in highly frictional granular heaps. *Z. angew.Math. Phys.* 55 (2004) 330–356

[2] SMID, J. & NOVOSAD J. Pressure distribution under heaped bulk solids. I. *Chem. E. Symp.* (1981)

[3] HILL, J. M. & COX, G.M. The force distribution at the base of sand-piles. *Developments in Theoretical Geomechanics, The John Booker Memorial Symposium*, (2000) 43-61.

[4] AI, J.; CHEN, J. F.; ROTTER, J. M. & OOI, J. Y. Numerical and experimental studies of the base pressures beneath stockpiles. *Granular Matter* 13:133–141 (2011)

[5] ATMAN, A.P.F. From the stress response function (back) to the sand pile “dip”. *The European Physical Journal E.* 17, 93-100 (2005)

[6] ITASCA Consulting Group. *PFC2D User's guide. Ver. 4.0.* Minneapolis. (2003)

[7] HERNANDEZ, H.M.O. Caracterização Geomecânica de Rejeitos Aplicada a Barragens de Aterro Hidráulico. *Dissertação (Mestrado).* Universidade de Brasília. (2002)

[8] PRESS, F.; SIEVER, R.; GROTZINGER, J. & JORDAN, T. H. (2006). *Para Entender a Terra.* Tradução Rualdo Menegat, 4 ed. – Porto Alegre: bookman, 656 p.

Capítulo 31

ANÁLISE DO ADENSAMENTO DO REJEITO E DA CONSTRUÇÃO DO ATERRO NAS DEFORMAÇÕES DE BARRAGEM

[DOI: 10.37423/200400800](https://doi.org/10.37423/200400800)

Luis Fernando Moreira (PPGCC/UFPR, Curitiba, Brasil).

moreira_luisfernando@yahoo.com.br

Profa. Dra. Celimar Azambuja Teixeira (PPGSAU/UTFPR, Curitiba, Brasil, celimar).

@utfpr.edu.br

Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira (PPGCC/UFPR, Curitiba, Brasil,).

s.teixeira@ufpr.br

RESUMO: Em algumas barragens, construídas com o objetivo de conter rejeitos de mineração, tem-se observado a ocorrência de deformações horizontais de expansão no maciço em locais próximos à crista e na superfície do talude de jusante. Esse fenômeno é mais comum em barragens construídas pelos métodos de montante e da linha de centro e, muitas vezes, é causado pelo adensamento do rejeito depositado no reservatório, pela própria construção do aterro, pelas deformações da fundação e pela diferença de comportamento mecânico entre o maciço da barragem e o rejeito lançado. Com base nos dados da instrumentação instalada em uma barragem para contenção de rejeitos e nos dados obtidos de ensaios nos materiais de construção da barragem, foram realizadas análises de estabilidade e de deformação objetivando avaliar as causas da ocorrência de deformações horizontais de expansão na superfície de uma barragem. As análises de deformação foram ainda usadas para a obtenção de parâmetros realísticos de deformação do rejeito e do maciço da barragem.

PALAVRAS-CHAVE: Deformações, barragem, rejeito, adensamento.

INTRODUÇÃO

A ocorrência de deformações horizontais de expansão na superfície do corpo de barragens para contenção de rejeitos é um fenômeno relativamente frequente, sendo verificado tanto na superfície do talude de jusante quanto no de montante. Esse fenômeno pode ocorrer em função das deformações entre o rejeito e corpo da barragem, ocorridas durante a construção das etapas de alteamento e durante o enchimento do reservatório de rejeitos.

Utilizando um algoritmo específico de análise de deformações, baseado no Método dos Elementos Finitos, foram realizadas análises objetivando determinar parâmetros realísticos de deformação através de retro-análise, bem como demonstrar que o adensamento e a construção do aterro de uma barragem pode promover deformações horizontais de expansão do solo nas proximidades da crista, sendo que isso não está relacionado com fenômenos de cisalhamento nem influencia negativamente na segurança da barragem.

Neste estudo, utilizaram-se dados provenientes da execução e instrumentação de uma barragem de terra, que tem por finalidade conter rejeitos essencialmente siltosos. Nesta barragem, foram observados sinais de deformações horizontais de expansão na superfície do talude de jusante.

A barragem é do tipo de terra e homogênea, construída pelo método da linha de centro, com uso de materiais de empréstimo siltosos a argilosos. Sua instrumentação instalada consiste em piezômetros do tipo tubo aberto, placas de recalque e inclinômetros.

MÉTODO DE PESQUISA

A primeira parte deste estudo consistiu em determinar a melhor seção da barragem, sob o ponto de vista de geração de informações para as análises, onde historicamente os instrumentos indicaram a ocorrência das maiores deformações horizontais na superfície. O local melhor instrumentado e que atende a necessidade da pesquisa está localizado próximo ao fundo do vale, em uma das seções mais altas da barragem, com cerca de 90 metros de altura.

Para avaliar a estabilidade do talude da barragem, foi utilizado o programa Slope/W, desenvolvido e distribuído pela GeoSlope International. Nestas análises, foram levados em consideração os níveis freáticos delineados pelo nível de água no reservatório, e pelos registros dos piezômetros instalados no maciço e na fundação da barragem, conforme mostrado na Figura 3.1.

Foi considerada a existência concomitante de duas linhas freáticas, sendo uma aplicada ao rejeito e ao aterro e outra à fundação somente, haja vista que os piezômetros instalados na fundação mostram

pressões neutras maiores que as medidas no tapete drenante. Com isso, considerou-se a existência de dois sistemas independentes de fluxo, um acima e outro abaixo do tapete drenante.

Ambas as linhas freáticas apresentam gradiente igual a 26% a montante do filtro vertical. A jusante do filtro vertical, a linha freática, aplicada ao aterro, apresenta gradiente igual a 8%, enquanto que, a aplicada à fundação apresenta gradiente hidráulico igual a 18%. As análises foram realizadas considerando a condição de funcionamento em regime permanente.

Os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade foram obtidos a partir de ensaios físicos no material utilizado na execução da barragem e estão apresentado na Tabela 2.1.

Nota-se da tabela, que os ângulos de atrito determinados para os aterros compactado e lançado são iguais. Isso é válido quando se considera a resistência residual, ou seja, para grandes deformações no maciço de solo, como é esperado nas proximidades do rejeito.

Para realização das análises de deformação, utilizou-se o programa Sigma/W, desenvolvido e distribuído pela GeoSlope International, que possui código baseado no Método dos Elementos Finitos (FEM), com formulação para o estado plano de deformações.

Para modelagem do comportamento tensão x deformação dos materiais, foi utilizado o modelo linear elástico perfeitamente plástico, tendo sido adotado o critério de plastificação de Mohr-Coulomb. Os parâmetros relativos ao critério de plastificação do modelo, são os mesmos apresentados na Tabela

Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..1.

Tabela **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..1** Parâmetros geotécnicos usados nas análises

Material	Coesão (kPa)	φ (°)	γ (kN/m ³)
Aterro compactado	50	25,5	19,0
Aterro compactado saturado	0	25,5	20,0
Aterro lançado	0	25,5	19,0
Rejeito (resistência não drenada)	($S_u=0,20 \sigma_v'$)		17,0
Fundação (camada superior)	0	24,0	21,0
Fundação (camada inferior)	100	24,0	21,0

Os parâmetros elásticos foram calibrados de modo que os deslocamentos obtidos pela simulações numéricas fossem similares aos valores obtidos pelas leituras dos instrumentos instalados na barragem – mais precisamente pelos inclinômetros e marcos de recalque.

Além disso, procurou-se adotar valores de parâmetros elásticos dentro de limites sugeridos pela literatura técnica internacional, sintetizados na Tabela **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..2**e na.

Tabela **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..2** Valores de módulo de Young (E) em MPa

	Bowl es (198 8)	Cerni ca (1995)	Conve rse (1962)	Hallam et. al. (1978)	Hun t (198 6)
Solo					
Argila mole	2-25	3	-	1-3	2-4
Argila média	15-50	7	-	-	-
Argila rija	50-100	14	-	-	8-19
Silte semi-rijo	-	-	-	5-20	-
Areia média	-	-	-	50-150	29-48
Areia densa	50-81	80	52-83	49-78	48-77

Tabela **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.**3 Valores de coeficientes de Poisson (μ)

Solo	Bowles (1988)	Cernica (1995)	Converse (1962)	Hunt (1986)	Poulos (1975)
Argila mole	-	0,4	-	-	0,35-0,45
Argila média	-	0,3	-	-	0,3-0,35
Argila rija	-	0,25	-	-	-
Silte	0,3-0,35	-	-	0,3-0,35	-
Areia média	-	-	-	-	0,3-0,35
Areia densa	0,3-0,4	0,3	0,3-0,36	0,3-0,4	0,25-0,3

A Tabela 2.4 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados após a calibração do modelo, por retro-análise de deformação.

Tabela **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.**4 Parâmetros geotécnicos adotados em função da calibração.

Solo	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)	μ
Fundação (superior)	21	0	24,0	10.000	0,35
Fundação (inferior)	21	100	24,0	100.000	0,35
Aterro compactado	19	50	25,5	25.000	0,30
Aterro compactado saturado	20	0	25,5	20.000	0,30
Aterro lançado	19	0	25,5	15.000	0,30
Rejeito	17	0	24,0	2.400	0,35

A camada superior da fundação se refere àquela que está em contato com o aterro estudado, com espessura variando de 12 a 16 metros e a camada inferior de fundação, abaixo desta, apresenta 20 metros de espessura.

ANÁLISE

O fator de segurança do talude de jusante da seção selecionada foi obtido a partir da análise da estabilidade, tendo sido obtido $FS = 1,58$. O fator de segurança alcançado foi superior ao estipulado como mínimo para esse tipo de obra pela ICOLD (1,5), conforme mostrado na Figura Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..2. O fator de segurança obtido não condiz com a possibilidade de um mecanismo de ruptura em progresso do talude de jusante da barragem.

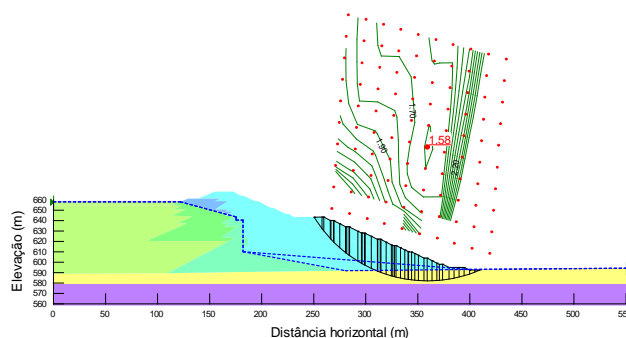


Figura Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..2 Resultado da análise de estabilidade talude de jusante.

Para avaliar o mecanismo de desenvolvimento das deformações horizontais e verticais da barragem, foram analisados os resultados da instrumentação instalada, principalmente dos inclinômetros, dos marcos superficiais e das placas de recalque, bem como foram realizadas análises de deformação da barragem.

Com base nos dados da instrumentação, foi possível constatar que a face de jusante da barragem apresenta deslocamentos verticais, para baixo, devido à construção do aterro.

A face de montante da barragem também apresenta deslocamentos verticais para baixo, porém mais intensos que na face de jusante, devido ao adensamento do rejeito no reservatório, principalmente do situado sob a plataforma de aterro lançado.

Também foram realizadas análises com o objetivo de avaliar a hipótese de que as deformações horizontais de expansão observadas na superfície estão relacionadas com a ocorrência de deformações verticais do rejeito e corpo do aterro.

Os parâmetros adotados nas análises de deformação se referem a uma condição drenada, uma vez que o tempo de construção de uma etapa de alteamento é suficiente para que ocorra o adensamento do rejeito. Desta forma, não foram utilizados parâmetros de resistência não drenada para o rejeito, mas parâmetros de resistência drenada como parâmetros de plastificação do solo. O rejeito apresenta

granulometria e permeabilidade típicas de solo siltoso a arenoso fino, o que justifica o seu rápido adensamento.

As análises foram realizadas em duas etapas. A primeira etapa teve o objetivo de modelar a construção instantânea da barragem. Com crista na El. 645,28m e enchimento do reservatório até a El. 635,50m. A segunda etapa teve o objetivo de simular a construção do aterro até a El. 667,28m e o enchimento do reservatório até a El. 657,77m. Desta forma, foi possível avaliar o efeito da construção de uma etapa de alteamento da barragem, concomitante ao enchimento do reservatório, relativo ao período de um ano.

A Figura 3.2 apresenta as curvas de mesmo acréscimo de tensões verticais, em função do alteamento da barragem e do lançamento do rejeito no reservatório. Os valores apresentados na figura estão em kPa.

Fica evidente que a construção de uma etapa de alteamento do aterro eleva significativamente as tensões verticais (atingindo valores em torno de 220 kPa) no talude de jusante da barragem.

Entretanto, observou-se que a elevação do nível de rejeitos influenciou pouco no acréscimo de tensões efetivas, atingindo valores entre 20 e 40 kPa, haja vista que os rejeitos se encontram submersos.

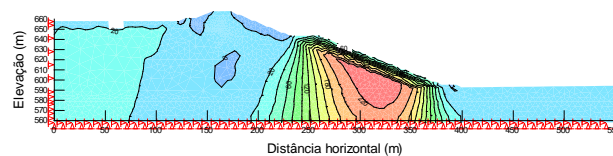


Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.**3 Acréscimo de tensões verticais

A Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.**4 apresenta curvas de mesmo acréscimo de tensões horizontais, em função do alteamento do aterro e da elevação do nível de rejeitos no reservatório.

É evidente que o alteamento do aterro eleva as tensões horizontais no talude de jusante em valores máximos entre 80 e 100 kPa. No entanto, a elevação do nível de rejeitos tem pouca influência no acréscimo de tensões horizontais.

Nota-se ainda que o acréscimo de tensões horizontais próximo à crista é negativo, indicando que o aterro sofreu alívio de tensões horizontais, podendo chegar a tensões negativas.

Haja vista que os solos têm baixa resistência à tração, pode-se inferir que essa região é sujeita à plastificação por efeito de tensões horizontais de tração. Esse fenômeno, no entanto, é restrito aos metros superiores do maciço de terra.

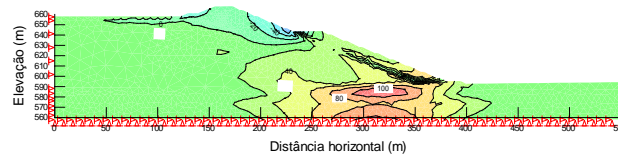


Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..4** Acréscimo de tensões horizontais

A Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..5** apresenta curvas de mesmo acréscimo de deslocamentos verticais, em função do alteamento do aterro e da elevação do nível de rejeitos no reservatório.

Os formatos das curvas indicam que a parte central da barragem não sofreu deslocamentos verticais, mas que a montante e a jusante do trecho central os deslocamentos verticais atingiram valores em torno de 50 cm para baixo.

Muito embora o acréscimo de tensões verticais no rejeito seja pequeno, o baixo módulo de elasticidade deste material conduz a grandes deformações verticais. As deformações no rejeito ocorrem essencialmente por adensamento.

Essas deformações acabam influenciando os deslocamentos verticais de parte do aterro compactado da barragem.

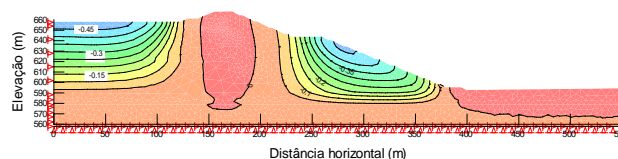


Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..5** Acréscimo de deslocamentos verticais

A Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..6** apresenta as curvas de acréscimo de deslocamentos horizontais na barragem.

Percebe-se que na região central do maciço da barragem, os deslocamentos são para montante, e próximo ao pé do talude para jusante os deslocamentos são para jusante, indicando expansão lateral do maciço, pouco acima do nível da fundação.

Os maiores valores ocorrem próximo ao contato aterro-fundação, com deslocamentos máximos em torno de 0,12m. Essas deformações não têm nenhuma relação com algum mecanismo de deslizamento do maciço, mas são decorrentes da deformação do solo e da fundação, consideradas normais.

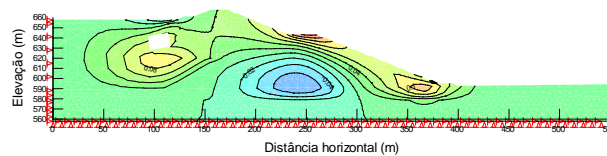


Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..6** Acréscimo de deslocamentos horizontais

A Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..7** apresenta malha de elementos finitos deformada para o carregamento impostos, com exagero de 20 vezes nas deformações.

Percebe-se claramente movimentações verticais para baixo a montante e a jusante do eixo da barragem, conforme já comentado anteriormente.

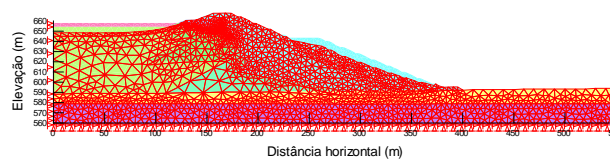


Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..7** Malha deformada (20 vezes)

A Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..8** apresenta perfil de deslocamento horizontal ao longo da seção verticais que passam pela berma da El. 616m, no talude de jusante.

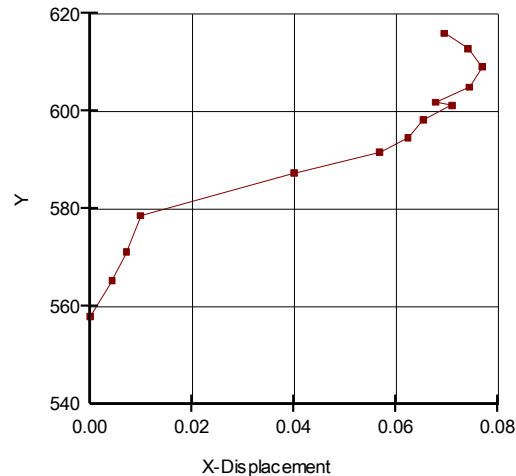


Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..8** Perfil de deslocamentos horizontais na seção que passa pela berma de jusante na El. 616m.

Percebe-se, do formato destas curvas, que existem maiores deformações cisalhantes na camada de fundação próxima ao contato com o aterro e deformações menores no aterro e nas camadas inferiores da fundação, próximo a El. 580.

A maior movimentação na camada superior da fundação pode ser atribuída ao seu menor módulo de elasticidade, quando comparado com os demais materiais.

Essas observações estão relacionadas à deformação natural dos materiais e não à ruptura deles, verificando-se que existe uma maior concentração de acréscimo de tensões no pé do talude de jusante da barragem, quando se faz o seu alteamento, o que pode conduzir às movimentações observadas pela instrumentação, confirmando as análises realizadas.

A Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..9** apresenta uma comparação entre o perfil de deslocamentos horizontais simulado e um inclinômetro, que está instalado na seção a 149,30m a jusante do eixo da barragem. Sua extremidade está situada na cota 556,50m, embutido cerca de 33m na fundação.

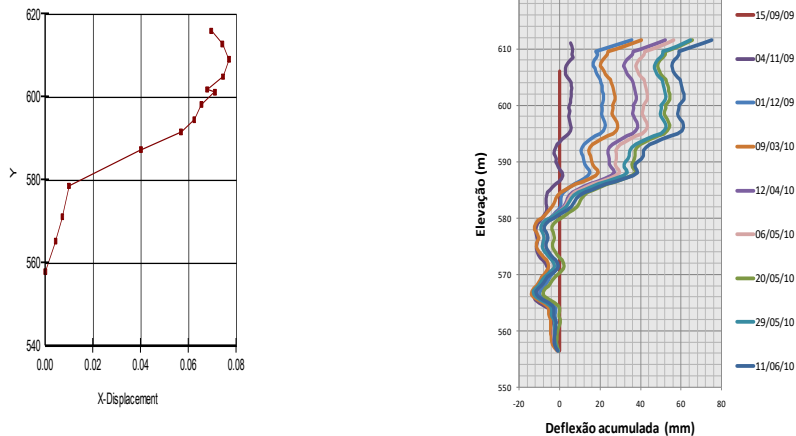


Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.**9 Comparação entre o perfil de deslocamentos horizontais e dados de um inclinômetro

A posição de instalação deste instrumento é muito próxima da que foi selecionada para determinar o perfil de deslocamentos horizontais simulados.

Pode-se notar o mesmo padrão de comportamento para os perfis simulados e medidos em campo. Entre as cotas 580 e 588, verificam-se as deformações cisalhantes mais intensas em ambos os perfis, demonstrando a confiabilidade da simulação.

Um modelo simplificado para as deformações da barragem, em função do adensamento do rejeito a montante e do recalque do aterro e fundação sob aterros em construção a jusante, é o de uma viga sobre apoio elástico em toda a extensão.

Em uma das extremidades da viga (face de montante da barragem), existem deslocamentos verticais mais acentuados devido ao recalque do apoio elástico (adensamento do rejeito). Na outra extremidade da viga (face de jusante da barragem), um carregamento externo (construção de aterro) provoca deformações verticais no apoio elástico (fundação e aterro da barragem).

Nestas condições, a deformada dessa viga teria concavidade para baixo, com a ocorrência de deformações horizontais de expansão na parte superior, assim como observado pelos instrumentos e nas análises de deformação.

CONCLUSÕES

Com base nas análises realizadas pode-se enumerar as seguintes conclusões:

- Existe a possibilidade cinemática da ocorrência de deformações horizontais de expansão na superfície de barragens de terra para contenção de rejeitos, em função do adensamento do rejeito no reservatório e da construção do aterro a jusante.
- Esse fenômeno não está relacionado com mecanismos de deslizamento e não afeta a estabilidade dos taludes.
- As deformações verticais mais intensas nestas barragens ocorrem nas regiões próximas ao contato com o rejeito e nos trechos onde se faz a construção do aterro.

REFERÊNCIAS

Bowles, J. E., 1998, *Foundation Analysis and Design*, 4th Ed. McGraw-Hill, New York, pp. 99-100.

Cernica, J. N., 1995, *Geotechnical Engineering, Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, p. 241.

Converse, F. J., 1962, *Foundations subject do dynamic forces*, Chapter 8 of *Foundation Engineering*, G.A. Leonards Ed., McGraw-Hill, New York, pp. 769-825.

Hunt, R. R., 1986, *Geotechnical Engineering Techniques and Practices*, McGraw-Hill, New York, p. 124.

Poulos, H. G., 1975, *Settlement of isolated foundations*, *Proceedings of Symposium on Soil Mechanics – Recent*

ICOLD/ASCE, Wilson, S.D. & Marsal, R.J., 1979 – *Current trends in design and construction of embankment dams*.

Geo-Slope International, 1999 – *Slope/W for slope stability analysis*, Version 4.22, Alberta, Canada.

Manual de Segurança e Inspeção de Barragens – Ministério da Integração Nacional – 2002.

Capítulo 32

ANÁLISE DE PERFIS DE CONTEÚDO DE MATÉRIA ORGÂNICA EM DEPÓSITO DE SOLOS MOLES NO VALE DO RIO CURIMATAÚ COM OCORRÊNCIA EM OBRA RODOVIÁRIA NA DUPLICAÇÃO DA BR-101/RN

[DOI: 10.37423/200500812](https://doi.org/10.37423/200500812)

Alexandre da Costa Pereira (IFRN / Unifacex, Natal/RN, Brasil).

alexandre.pereira@ifrn.edu.br

Raymison Rodrigues Cardoso (DNIT/RN, Natal/RN, Brasil).

raymison.cardoso@dnit.gov.br

Laílson de Araújo Nicácio (Unifacex, Natal/RN, Brasil).

Erikênia Medeiros Assunção (Unifacex, Natal/RN, Brasil).

RESUMO: Este artigo apresenta os resultados das investigações geotécnicas do depósito de argila mole em quatro áreas dentro do aterro da estrada situado no cruzamento da rodovia federal BR-101 sobre os depósitos de solo mole que se estende na região do vale do rio Curimataú, localizada no estado do Rio Grande do Norte (Brasil). O plano de pesquisa foi feito por causa da necessidade de proposição de solução definitiva para o problema das deformações excessivas no pavimento da rodovia em quatro pontes no Vale do Curimataú, especificamente a ponte para atravessar o rio Curimataú, consistindo as informações das condições estruturais como essencial no desenho para a recuperação definitiva do trecho em questão. Em relação ao programa de perfuração geotécnica contratado, além de 150 furos SPT, procedeu-se ao exame do teor de umidade, $w(\%)$, e teor de matéria orgânica, TMO (%), mediante amostras coletadas em amostrador padrão, coletadas em furos SPT, com o objetivo de adicionar informações obtidas a partir de vários ensaios geotécnicos in situ (CPTU, Vane e dados de instrumentação).

Foram obtidas amostras a cada 2m de profundidade para a determinação de perfis para $w(\%)$ e TMO ($\%$), tendo sido utilizados dois métodos para determinar a TMO ($\%$): métodos de ignição a 250oC e Walkley Black. Os perfis obtidos para teor de umidade e matéria orgânica, associado à definição da estratigrafia de depósito, consistiu em trabalho importante para a compreensão do problema geotécnico na travessia rodoviária sobre solos moles no vale do Curimataú. Este estudo confirma que depósitos de argila orgânicos exigem estudos adicionais para ajudar na compreensão do comportamento de obras geotécnicas, considerando-se os ensaios para a matéria orgânica e teor de umidade importantes para a análise e projeto de reforço de aterros sobre solos moles.

PALAVRAS-CHAVE: Matéria Orgânica, Depósito de Argila Mole, Argila Orgânica, Aterro Rodoviário, Projeto de Reforço de Solos.

1 INTRODUÇÃO

Com o objetivo de auxiliar na definição da solução final para o problema da alta deformação registrada em pavimento rodoviário, sondagens SPT foram realizadas com a coleta de amostras em amostrador padrão, para a análise do teor de umidade e da matéria orgânica, com especial atenção para os aterros de encontro das pontes sobre os rios Espinho, Curimataú, Outeiro e Levada, observando-se, como critério para a conclusão em cada furo, a penetração de 5m na camada de areia abaixo da camada de argila mole. Em relação ao programa de sondagem geotécnica executado, além da realização de 150 furos SPT, procedeu-se ao exame do teor de umidade, $w(\%)$, e do teor de matéria orgânica, $TMO(\%)$, com o objetivo de adicionar informações geotécnicas às já disponíveis, complementando o diagnóstico e melhor subsidiando o processo de decisão em relação à solução técnica a ser adotada para a estabilização do aterro. A obtenção de amostras para determinação $w(\%)$ e $TMO(\%)$ foi realizada a cada 2m de profundidade. Foram utilizados dois métodos para a determinação da $TMO(\%)$: Walkley-Black e métodos de ignição a 250 °C.

Quanto à relevância em relação ao tema da presença de solos orgânicos no processo de definição dos parâmetros de dimensionamento a considerar em técnicas de reforço de solos, convém destacar que, segundo Ruver, Bristot e Machado (2014), “sabe-se que o tratamento de solos contendo matéria orgânica requer maiores teores de cimento, ou, dependendo do teor de matéria orgânica e o tipo, a estabilização torna-se ineficiente”. Já Clare e Sherwood (1954) citam que certos solos podem conter matéria orgânica que impede o endurecimento do cimento.

Como exemplo desta influência, podemos observar na figura 1 a variação de resistência a compressão simples da coluna de jet grouting que depende principalmente da granulometria do solo, da natureza geomorfológica, consumo e tipo de cimento e tipos de aditivo (Novatecna, 2006 apud Koshima *et al.*, 2012).

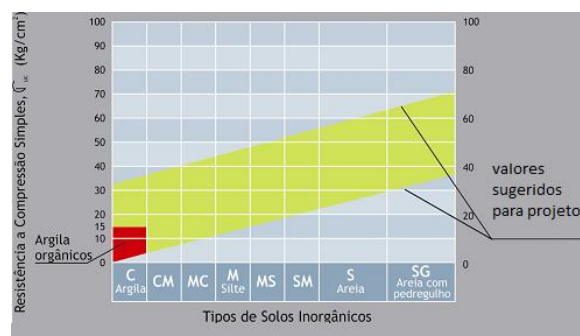


Figura 1. Faixa de variação da resistência (Novatecna, 2006 apud Koshima *et al.*, 2012).

O *jet grouting* (JG) se aplica ao solo de quase toda a faixa granulométrica, embora exija cuidado especial em solo de origem orgânico/turfoso com pH ácido e acidez Baumann Gully elevada, sendo considerado como especialmente suscetível a apresentar problemas na execução relacionados à dificuldade de endurecimento da pasta de cimento utilizada (Koshima *et al.*, 2012). Segundo Falcão Bauer (1979) a acidez Baumann Gully maior que 20 é considerado muito agressivo.

Conforme Koshima *et al.* (2012), em solos com acidez elevada, o consumo de cimento pode até exceder o dobro em relação ao caso do material inorgânico/sem contaminação e, se necessário, até a reinjeção da coluna. A água a ser utilizada na formulação da calda deve ser tratada para evitar a presença de agentes químicos que possam eventualmente afetar, desfavoravelmente, as propriedades da calda e dificultar o seu endurecimento (Rodrigues, 2009).

Importante ressaltar o cuidado que se deve ter em relação à água a ser utilizada no processo para o preparo da pasta e execução do *jet grouting* que deverá ser isenta de matéria orgânica (Giménez, 2004 *apud* Rodrigues, 2009).

Considera-se, portanto, como premissa nos estudos que os perfis obtidos para o teor de umidade e para matéria orgânica, associado com a definição da estratigrafia de depósito, representarão um importante recurso para a compreensão do problema geotécnico ocorrido com o aterro rodoviário no vale do rio Curimataú.

Quanto à questão da importância do planejamento adequado da campanha de ensaios de campo a ser desenvolvida para projetos geotécnicos seguros e econômicos, convém que se ressalte a relação existente entre as sondagens de reconhecimento, que no Brasil representam um custo variando de 0,2% a 0,5% do custo total das obras convencionais, e a natureza dos solos com ocorrência no local, implicando na necessidade de dedicar ensaios especiais para subsidiar o projeto de engenharia, objetivando a obtenção de informações geotécnicas indispensáveis à previsão dos custos fixos associados ao projeto e sua solução. Investimentos suficientes devem ser, portanto, alocados para garantir um programa geotécnico extensivo, destinado a reduzir custos e minimizar riscos, restringindo a possibilidade de confrontar o engenheiro com condições geotécnicas imprevistas que, frequentemente, resultam em atrasos no contrato. Esses atrasos podem resultar em custos elevados, muito superiores aos valores que deveriam ter sido alocados no programa de investigação (Schnaid, 2000).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 LOCALIZAÇÃO DO DEPÓSITO

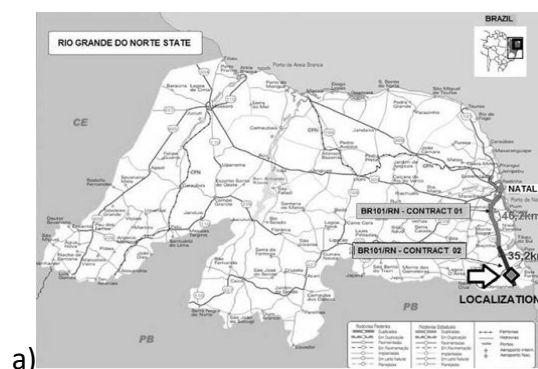
O aterro sobre depósito de solos moles está localizado no nordeste do Brasil, com coordenadas UTM N 9.290.853 e E 264.407 (Fuso 25) como mostrado na figura 2, ao sul do Rio Grande do Norte, próximo à cidade de Canguaretama, a cerca de 100km da cidade de Natal, capital do estado.

Encontra-se em uma região caracterizada geologicamente como planície aluvial recente (Pleistocênica) em ambiente caracterizado pela ocorrência de manguezais e áreas inundadas, com importante presença de depósitos de argila com espessuras superiores a 20m.

O depósito foi identificado em projetos para a duplicação da rodovia federal (BR-101/RN), sendo observado um comportamento diferente do que o esperado para executar aterros rodoviários, que sofreram níveis de deformações excessivas e registraram a ocorrência de processo de ruptura em 29/09/2009 no aterro do solo perto da ponte sobre o rio Curimataú (figura 3). Após a ocorrência da ruptura de aterro foram realizados testes de campo adicionais e a retroanálise para procurar explicar o acidente, observando que o processo foi influenciado por fatores relacionados às características geotécnicas do solo referentes à irregularidade na seção estratigráfica transversal do depósito no lugar que sofreu ruptura.

Como mostrado na Figura 4, foi realizada a retroanálise para a constatação do coeficiente de segurança para a obra, não suficiente para proporcionar níveis aceitáveis de minimização do risco, considerando que o valor mínimo aceitável para o factor de segurança seria de 1,4 para o aterro (Classe 1: Aterro sobre Solos Moles em Encontro com Estruturas Rígidas - DNER-PRO 381/98), tendo sido encontrado valor de 0,84 para as condições consideradas na análise.

Conforme indicam os parâmetros de resistência obtidos pelos testes CPTu, observou-se que o perfil apresenta parâmetros de resistência ao cisalhamento típicos de solos argilosos muito moles, com espessura de cerca de 18m, consideravelmente maior do que a espessura previamente identificada para o depósito do solo.



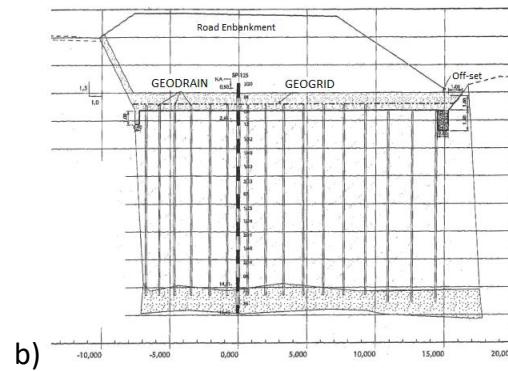


Figura 2. Localização do depósito (a) e seção transversal típica de projeto (b).



Figura 3. Aparência do local logo após a ruptura.

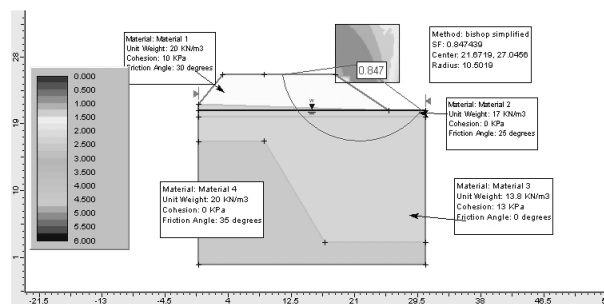


Figura 4. Retroanálise do fenômeno da ruptura.

A figura 5 mostra os perfis CPTu do depósito solo estudado e a figura 6 os registros para a pressão piezométrica no depósito de solos moles durante a obra.

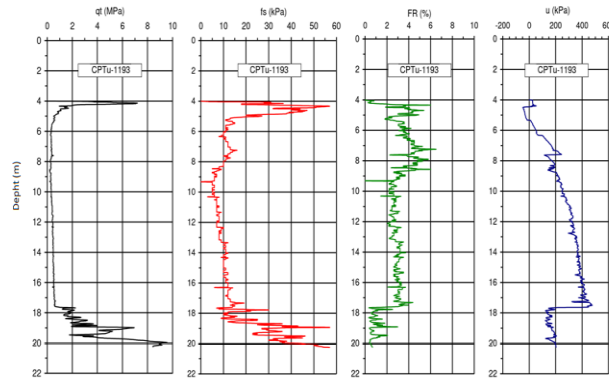


Figura 5. Perfis CPTu para o depósito.

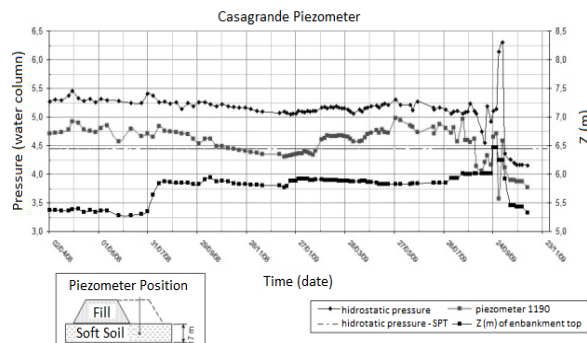


Figura 6. Leituras de pressão piezométrica.

2.2. PROCEDIMENTO DE AMOSTRAGEM

Em estudos realizados inicialmente para o aterro da estrada do projeto, que foi gravado para o estudo de valores de depósito objeto para a atividade do mineral de argila ($0,72 \leq A_c \leq 1,75$), em média, mais elevados do que os valores representativos para os depósitos de comparação ($A_c \approx 1,2$), que poderia ser atribuída ao valor mais alto para o conteúdo de matéria orgânica ($7,4\% \leq TMO \leq 12,2\%$) no depósito estudado, o que já indicavam a necessidade de especial atenção à solução de projeto compatível com as características do depósito de solos moles em estudo.

Também os valores para a resistência não drenada (teste de UU) de 18kPa ordem e os valores do teor de umidade (mais de 120%), índice de vazios até 1,64 e coeficiente de consolidação em ordem de 1,15 indicam a necessidade para o controle do risco de altas deformações e segurança adequada frente ao risco de ruptura.

Com o objetivo de explicar melhor o comportamento impróprio da obra e subsidiar o processo de definição da solução do processo de configuração para fortalecer o solo da fundação do aterro rodoviário, foi realizado planejamento de experimento para realizar testes para confirmar a estratigrafia do lugar, bem como definir perfis para o teor de matéria orgânica e perfis de umidade.

O planejamento amostral foi desenvolvido através de ampla campanha de ensaios SPT, mediante

amostras colhidas na ponta dos cilindros amostradores utilizados (modelo Terzaghi-Peck) (figura 7), para a determinação dos perfis de umidade e teor de matéria orgânica.



Figura 7. Procedimento de amostragem.

2.3. DETERMINAÇÃO DO CONTEÚDO DE MATÉRIA ORGÂNICA

A matéria orgânica do solo pode ser amplamente definida como vestígios de organismos vivos, resíduos de plantas e animais decompostos, que variam consideravelmente em termos de estabilidade, a susceptibilidade ou estágio de alteração. Este estudo fez uso de dois métodos na quantificação da matéria orgânica do solo argiloso orgânico.

Os métodos utilizados foram o Walkley-Black modificado e calcinação a 250°C. O método de calcinação "perda por ignição" se fundamenta no ensaio de 4g de amostra, previamente seca a 105°C, preparada e aquecida no forno a 250°C durante 5h. Subsequentemente, a amostra é pesada e a diferença entre o peso inicial (4g) de amostra de solo e a massa final após a calcinação corresponde ao conteúdo orgânico (Davies, 1974).

O método Walkley-Black modificado é levado a cabo através da utilização de 250 ml, com amostra de 0,5g, o qual passou através do crivo de 0,2mm, agitando o frasco durante um minuto, para assegurar uma mistura íntima do solo com os reagentes e adicionou-se 10ml em solução de 1N, misturando a solução com o solo. Em seguida, adicionou-se 20ml de H₂SO₄ concentrado à amostra, deixando-a repousar durante 20 a 30 minutos para provar em branco, com o ponto de teste mediante o titulador à base de sulfato de amónio ferroso (Silva, A.S., 1999).

2.4. GRANULOMETRIA

A figura 8 apresenta a curva de textura obtida com o estudo da textura do solo, e a tabela 1 mostra a faixa para distribuição de tamanho de grãos, obtido em duas profundidades: 7,8m e 14,8m.

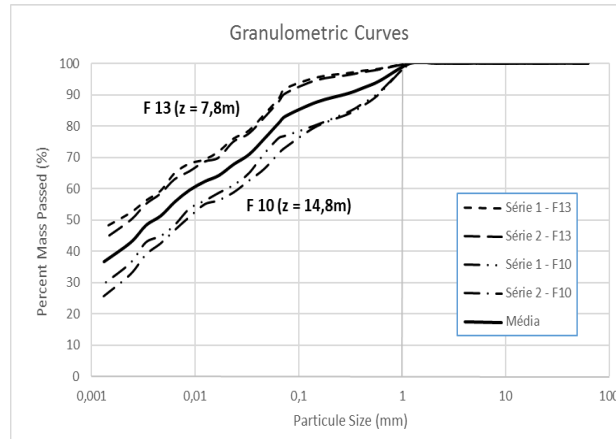


Figura 8. Curvas granulométricas para o solo.

Tabela 1: Distribuição do tamanho de partículas.

Diâmetro das Partículas	% (massa)		
	F13 (Z = 7,8m)	F10 (Z = 14,8m)	Média
$\varnothing > 2\text{mm}$	0%	0%	0%
$2\text{mm} > \varnothing > 0,6\text{mm}$	5%	9%	7%
$0,6\text{mm} > \varnothing > 0,2\text{mm}$	6%	10%	8%
$0,2\text{mm} > \varnothing > 0,06\text{mm}$	7%	9%	8%
$0,06\text{mm} > \varnothing > 0,002\text{mm}$	36%	40%	38%
$2\varnothing\text{m} > \varnothing$	48%	32%	40%

Por conseguinte, temos de solo estudado uma porcentagem em massa de cerca de 78% de finos (silte e argila), com 22% de areia (fina, média e grossa).

Quanto ao valor encontrado para a massa específica dos grãos do solo, determinada mediante o método do picnômetro, foi encontrado o valor médio de $2,61\text{g/cm}^3$ característico.

Os limites de Atterberg foram determinados considerando as características específicas do solo orgânico, mediante a execução dos ensaios sem secagem prévia, fazendo-se uso de amostras com umidade inicial próximas às que apresentam na natureza, verificando-se como valores característicos

de limite de liquidez (w_L) índices superiores a 50% para amostras na profundidade de 14,8m, bem como valores de w_L para o material superiores a 60% para a profundidade de 7,8m.

Em relação ao valor do limite plástico, foram encontrados os valores característicos de 30% para a profundidade de 7,8m, menores do que aqueles encontrados para a profundidade de 14,8m, onde a característica w_p foi de aproximadamente 42%, registrando-se, por conseguinte, maior os valores para o índice de plasticidade para a profundidade de 7,8m, onde registou valores de aproximadamente 24% para o índice.

Interessante destacar que no Gráfico de Plasticidade (figura 9) pode-se observar que os solos são mostrados posicionados em áreas que apresentam solos com elevada plasticidade, e indicam alguma influência do teor de matéria orgânica na amostra, coerente com a natureza argilosa do solo identificada na granulometria, denotando a natureza orgânica do solos, principalmente para as amostras com ocorrência à profundidade de 14,8m, em conformidade com os resultados encontrados nas campanhas para determinação do teor de matéria orgânica, classificando-se o solo como OH para a profundidade de 14,8, e obtida a classificação como CH para solos com ocorrência na profundidade de 7,8m.

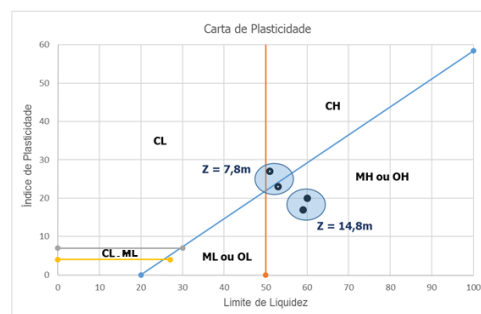


Figura 9. Solo estudado na Carta de Casagrande.

2.5. DETERMINAÇÃO DO CONTEÚDO DE MATÉRIA ORGÂNICA

Em relação ao programa de sondagem geotécnica executado, além da realização de ensaios SPT em 150 furos, procedeu-se ao exame do teor de água, $w(\%)$, e o teor de matéria orgânica, TMO(%), por amostras coletadas em amostrador padrão, recolhidos em perfurações SPT, com o objetivo de adicionar informações obtidas a partir de várias geotécnica ensaios *in situ* (CPTu, Vane e instrumentação).

A obtenção de amostras propiciou a elaboração de perfis de $w(\%)$ e TMO (%), com valores a cada 2 metros de profundidade. Foram utilizados dois métodos para determinar a TMO(%): Walkley-Black e

ignição 250°C.

3 ANÁLISE DE RESULTADOS

3.1. PERFIS DE UMIDADE E PARA O N_{SPT} .

As figuras 10 e 11 mostram os perfis para os valores de números de golpes em ensaio SPT e os correspondentes valores para o teor de umidade obtido mediante amostras tomadas no bico do cilindro amostrador.

Importante ressaltar que a ocorrência de valores menores para o número de golpes no ensaio SPT, ainda que o ensaio em concreto possua restrições à sua utilização para a caracterização geotécnica de depósitos de solos muito moles ($N < 2$ golpes), coincidiu de forma bastante coerente com os estratos em que foram observados elevados valores para o teor de umidade (50 a 90%) e conteúdo de matéria orgânica no depósito, conduzindo a valores para índice de vazios da ordem de 1,83, variando de 1,05 a 2,35 entre as profundidades de 12 e 15m.

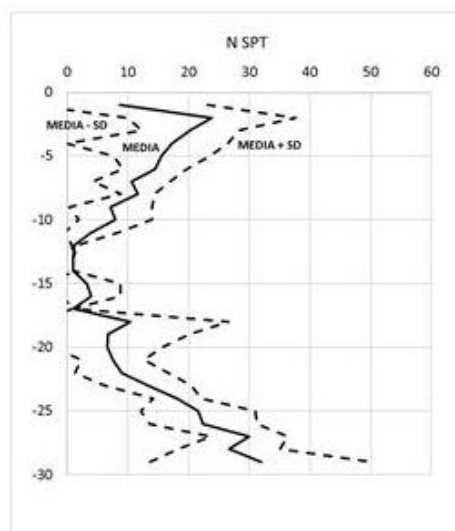


Figura 10. Perfil para N_{SPT} .

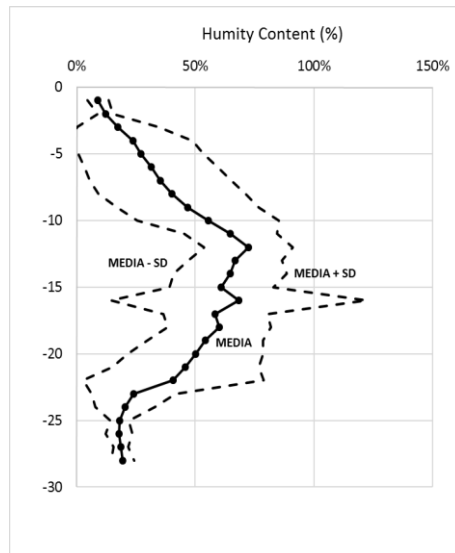


Figura 11. Perfil para umidade do solo.

Como mostrado nas figuras 9 e 10, perfis de teor de umidade indicados espessura significativa com os valores do parâmetro de cima de 50%, entre as profundidades de 10 a 20m, indicando a presença da camada de solo com uma consistência muito mole na espessura 10m, resultados consistentes com os perfis apresentado para CPT_u e N_{SPT} a camada com muito baixos valores médios de parâmetros de resistência.

3.2. PERFIS PARA O TEOR DE MATÉRIA ORGÂNICA.

Observa-se nos perfis de conteúdo de matéria orgânica (figura 12) que o registro mais importante ocorre entre 14 a 18m profundidade, coincidindo com a ocorrência em profundidades de menores valores para o N_{SPT} e com valores mais elevados para o teor de umidade do solo, coincidindo com as profundidades das amostras estudadas para a determinação dos limites de Atterberg, considerando-se os valores limite de liquidez (w_L) maior do que 50%, com as amostras que têm a profundidade de 14,8m, e os valores do limite de plasticidade onde o w_P característica foi de aproximadamente 42%, indicando potencial importante da utilização de informações da determinação de matéria orgânica para aplicação em estudos geotécnicos para projeto de engenharia geotécnica.

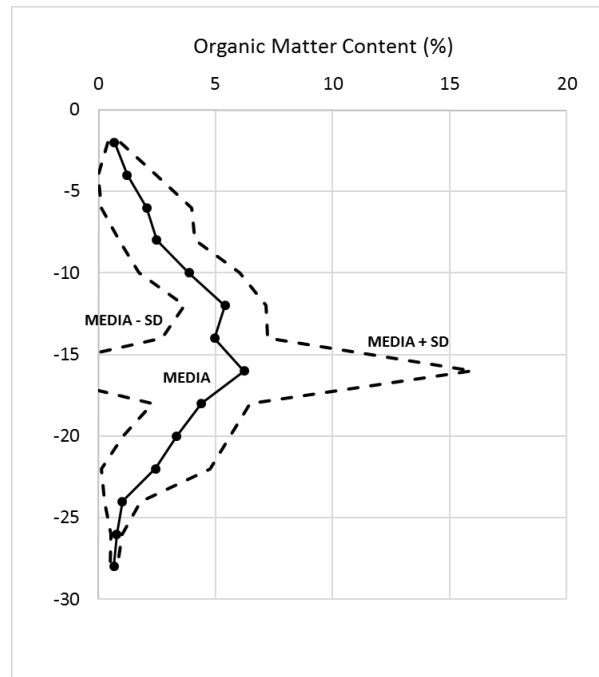


Figura 12. Perfil para o teor de matéria orgânica.

4 CONCLUSÕES

Os perfis obtidos para o teor de umidade e matéria orgânica, associados à definição da estratigrafia de depósito, constituíram um trabalho importante para a compreensão do problema geotécnico ocorrido no aterro rodoviário sobre solos moles no vale do rio Curimataú.

As amostras coletadas no bico do amostrador padrão em ensaios SPT, propiciaram a definição dos parâmetros de umidade e de conteúdo de matéria orgânica no solos, um importante recurso para acrescentar informações obtidas mediante os ensaios in situ realizados (CPTu, Vane e instrumentações de dados).

A análise das informações contidas nos perfis de umidade e de matéria orgânica, associada à definição da estratigrafia de depósito, consiste, portanto, em importante contribuição para a avaliação da solução de engenharia a ser adotada para a estabilização do solo de fundação do aterro rodoviário sobre solos moles no vale do Curimataú.

Tendo em vista, portanto, a importância da ocorrência de conteúdo de matéria orgânica registrado nos perfis geotécnicos do depósito, caso seja decidido pela utilização de técnicas de reforço de solos mediante jet grouting ou técnicas assemelhadas, deverá ser observada adequadamente a acidez do solo, tendo em vista que valores para acidez Baumann Gully elevados o consumo de cimento pode até exceder o dobro em relação ao caso do material inorgânico/sem contaminação, bem como a água a utilizar na formulação da calda deve ser tratada para evitar a presença de agentes químicos que

possam eventualmente afetar, desfavoravelmente, as propriedades da calda e dificultar o seu endurecimento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio ao Instituto Federal de Educação Tecnológica do Rio Grande do Norte e ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes pelo apoio, pela viabilização e autorização para divulgação concedida, bem como ao Centro Universitário Unifacex, pelas bolsas de pesquisa disponibilizadas.

REFERÊNCIAS

- Coutinho, R.Q. e Oliveira, J.R.T. (1997). *Geotechnical Characterization of a Recife Soft Clay - Laboratory and In Situ Tests*. Proc. XIV ICSMFE, Hamburg, Vol. 1, pp 69-72.
- Koshima, A., Guatteri, G., Lopes, J. R., e Pieroni, M. R. Consolidação de Solo Mole com Jet Grouting em Obras de Estabilização, Escavação e Fundações de Grandes Estruturas. XVI COBRAMSEG, 2012.
- MEC-3075-1252-PTG: Estudo Geotécnico Preliminar para Prosseguimento dos Aterros 4, 5 e 6 do Lote 2 – BR101, Moretti Engenharia Consultiva, 2009.
- Moretti Engenharia Consultiva / Consórcio CONSTRAN/GALVÃO/CONTRUCAP, 2009.
- Moraes C.M. Aterros Reforçados sobre Solos Moles – Análise Numérica e Analítica (Dissertação de Mestrado), Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002.
- Norma DNER-PRO 381/98: Projeto de Aterro sobre Solos Moles para Obras Viárias, 1998, 34p.
- Schnaid, F. Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 2000, 198p.
- Ministério dos Transportes: BR-101/RN Projeto Executivo. DNIT: DPP, Setembro/2004.
- Rodrigues, D. S. N. (2009) -- jet grouting – controlo de qualidade em terrenos do miocénico de Lisboa. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geológica) – Universidade Nova de Lisboa. P. 43-44.
- Ruver, C. A., Bristot, A. e Machado, C. R. (2014) – Influência da Matéria Orgânica na Estabilização de Solos Tratados com Cimento -Goiânia– XVII COBRAMSEG.
- Silva, A.C., Torrado, P.V. e Abreu Júnior, J.S. Revista da Universidade Alfenas, Vol. 5, pp. 21-26, 1999.