

**ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**

ALBERTO TAEYOUNG YUN 6482354  
JOÃO PEDRO GOMES DOS REIS ASBAHR TONON 8044251  
RAFAEL SCARPELINI MENDES PEREIRA 6555702

**SOLOS MOLES E UTILIZAÇÃO DE EPS NA CONSTRUÇÃO DE ATERROS**

**São Paulo  
2019**

ALBERTO TAEYOUNG YUN 6482354  
JOÃO PEDRO GOMES DOS REIS ASBAHR TONON 8044251  
RAFAEL SCARPELINI MENDES PEREIRA 6555702

**SOLOS MOLES E UTILIZAÇÃO DE EPS NA CONSTRUÇÃO DE ATERROS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Maurício Abramento

**São Paulo  
2019**

ALBERTO TAEYOUNG YUN 6482354  
JOÃO PEDRO GOMES DOS REIS ASBAHR TONON 8044251  
RAFAEL SCARPELINI MENDES PEREIRA 6555702

## **SOLOS MOLES E UTILIZAÇÃO DE EPS NA CONSTRUÇÃO DE ATERROS**

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO  
CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA  
CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA  
UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO COMO PARTE  
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A  
OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Avaliado em \_\_\_\_ / \_\_\_\_ / \_\_\_\_

---

Prof. Dr. Maurício Abramento (Orientador)

---

Prof. Dr. José Jorge Nader

---

Prof. Dr. Pedro Wellington Teixeira

**São Paulo  
2019**

## FICHA CATALOGRÁFICA

Pereira., Rafael/Tonon, João Pedro/Yun, Alberto

**SOLOS MOLES E A UTILIZAÇÃO DE EPS EM ATERROS LEVES /.**

São Paulo, 2019.

Trabalho de Formatura – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações

1.Solos Moles 2. Aterros Leves. 3 EPS. 4. Argilas Moles.

Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações

## **AGRADECIMENTOS**

Às nossas famílias pelo apoio, suporte e carinho dados nesses anos de graduação.

Ao Professor. Dr. Mauricio Abramento, pela orientação neste trabalho de formatura.

À empresa Isotherm pela atenção quanto às nossas dúvidas sobre o material EPS e pelas amostras disponibilizadas.

Aos Professores Dr. Pedro Wellington Teixeira e Dr. José Jorge Nader por nos auxiliarem a respeito dos conceitos abordados neste trabalho.

## RESUMO

O território brasileiro possui extensa faixa costeira e inúmeras bacias hidrográficas distribuídas em todas as suas regiões. Com isso, devido à sua origem geológica, é extremamente comum a ocorrência do que a geotecnia classifica como solos moles: solos predominantemente argilosos de origem sedimentar, baixa capacidade de suporte, baixa permeabilidade e elevada compressibilidade. Essas características fazem com que os engenheiros geotécnicos enfrentem muitos desafios ao projetar estruturas sobre solos moles e é comum a necessidade de lidar com patologias e reparos associados. O presente trabalho tem como objetivo apresentar e estudar diferentes tipos de patologias comuns em aterros sobre solos moles e as soluções construtivas usadas para minimizá-las ou eliminá-las, com especial atenção à solução de aterros leves construídos com geoexpandido (poliestireno expandido - EPS). Em um primeiro momento será apresentada uma revisão bibliográfica acerca dos seguintes tópicos: definição e identificação de solos moles; origens geológicas e ocorrência em território brasileiro; recalques, principais causas de recalques excessivos e recalques admissíveis em obras sobre solos moles; análise de estabilidade; obras sobre solos moles e suas possíveis patologias e, por fim, soluções construtivas sobre solos moles. A segunda etapa do trabalho visa aprofundar o estudo sobre o geoexpandido, sua técnica construtiva, suas vantagens e desvantagens e, em âmbito prático, desenvolver estudos de caso em obras onde o material foi utilizado e, principalmente, em casos onde foram detectadas patologias que poderiam ter sido evitadas ou corrigidas caso fosse utilizado o EPS.

Palavras-chave: aterros sobre solos moles, aterros leves, geoexpandido.

## **ABSTRACT**

The Brazilian territory has an extensive shore and countless watersheds throughout its territory. Due to this fact, the incidence of predominantly clayey soils with sedimentary origin is extremely frequent. This kind of soil has as a typical property to be very soft and may cause several complications to civil engineering due to its low loading capacity, low permeability and its high compressibility as well. These technical features make geotechnical engineers face a real challenge on building over soft soils and structural problems and repairing's needs are also very common. This paper's goal is to present and study different kinds of problems and solutions for embankments on soft soil and the building solutions used to minimize or eliminate them, especially the use of lightweight filling materials such as Expanded Polystyrene (EPS). In a first approach a bibliographical review will be shown on the following topics: definition and identification of soft soils, their geological origin and incidence over Brazilian territory; soil settlement, excessive soil settlement reasons, permissible movement of structures over soft soils and stabilization of these settlements; stability analysis; embankment over soft soils and pathologies and, lastly, constructive solutions for these types of soil. This paper's aim is to bring a full analysis on the benefits and downsides of the use of EPS as a solution for embankments on soft soils and, in a practical scope, develop case studies in which this method is applied and mainly, cases where detected pathologies could've been avoided or corrected by the use of EPS as a solution.

**Keywords:** embankment over soft soils, lightweight embankments, geofoam.

## Letras e símbolos

### Letras Latinas

*ASTM* American Society for Testing and Materials

*Bq* Parâmetro de poropressão

*C<sub>c</sub>* Coeficiente de compressibilidade [adimensional]

*C<sub>h</sub>* Coeficiente de adensamento horizontal [ $cm^2/s$ ]

*CPT* Ensaio do Piezocone

*CPTu* Ensaio de Piezocone com medida de poropressão

*C<sub>r</sub>* Índice de recompressão [*adimensional*]

*C<sub>s</sub>* Coeficiente de descompressão [*adimensional*]

*C<sub>v</sub>* Coeficiente de adensamento vertical [ $cm^2/s$ ]

*D* Diâmetro da palheta [*mm*]

*D* Diâmetro [*m*]

*DMT* Ensaio Dilatométrico

*Dr* Densidade relativa [*adimensional*]

*E* Módulo de Elasticidade [ $kN/m^2$ ]

*f<sub>S</sub>* Atrito lateral do piezocone

*G* Módulo Cisalhante

*GS* Massa específica real dos grãos [ $kg/m^3$ ]

*H* Altura [*m*]

*IP* Índice de plasticidade [%]

*I<sub>r</sub>* Índice de rigidez [%]

*k<sub>0</sub>* Coeficiente de empuxo no repouso [*adimensional*]

*k<sub>h</sub>* Permeabilidade horizontal [ $cm/s$ ]

*k<sub>v</sub>* Permeabilidade vertical [ $cm/s$ ]

*LL* Limite de liquidez [%]

*LP* Limite de plasticidade [%]

*M* Módulo Oedométrico [ $kPa$ ]

*N<sub>kt</sub>* Fator Nkt [*adimensional*]

*NSPT* Índice de resistência à penetração

*OCR* Razão de sobreadensamento [*adimensional*]

*Pa* Pressão atmosférica [ $MPa$ ]

$q_c$  Resistência de ponta do piezocone [MPa]  
 $Q_t$  Resistência de ponta do piezocone normalizada [MPa]  
 $q_t$  Resistência de ponta do piezocone corrigida [MPa]  
 $R_f$  Razão de atrito [adimensional]  
*SBT* Soil Behavior Type  
*SBTN* Soil Behavior Type Normalized  
*SM* Sigla para o Ensaio Sondagem Mista  
*SP* Sigla para o Ensaio Sondagem a Percussão  
 $S_t$  Sensibilidade da argila [adimensional]  
 $S_u$  Resistência não drenada [ $kN/m^2$ ]  
 $S_{ur}$  Resistência não drenada amolgada [ $kN/m^2$ ]  
 $t$  Tempo de estabilização de dissipação da poropressão [s]  
 $T$  Torque [ $kNm$ ]  
 $t_{100}$  tempo referente 100% das dissipações das poropressão [s]  
 $t_{50}$  Tempo para que ocorra 50% das dissipações das poropressão [s]  
 $u_0$  Poropressão hidrostática [ $kN/m^2$ ]  
 $u_1$  Elemento poroso na face do cone  
 $u_2$  Elemento poroso na base do cone  
 $u_3$  Elemento poroso no topo do cone  
 $u_i$  Poropressão no início da dissipação [ $kN/m^2$ ]  
*VT* Sigla para o Ensaio de Palheta  
 $w_{nat}$  Teor de umidade natural do solo [%]

### **Letras Gregas**

$\mu$  Fator de correção de Bjerrum  
 $\alpha$  Coeficiente de adensamento secundário [adimensional]  
 $\gamma$  Peso específico [ $kN/m^3$ ]  
 $\sigma$  Tensão normal [ $kN/m^2$ ]  
 $\sigma_v$  Tensão vertical [ $kN/m^2$ ]  
 $\varphi$  Ângulo de atrito [°]  
 $\rho$  Massa específica [ $kg/m^3$ ]  
 $\nu$  Coeficiente de Poisson [adimensional]

$c'$  Intercepto coesivo [ $kN/m^2$ ]  
 $\varphi'$  Ângulo de atrito [ $^\circ$ ]  
 $\sigma'_{vm}$  Tensão de sobreadensamento [ $kN/m^2$ ]  
 $\sigma'_{v0}$  Tensão vertical efetiva inicial [ $kN/m^2$ ]  
 $\varepsilon_{v0}$  Deformação axial no nível de tensão inicial de campo  
 $e_0$  Índice de vazios da amostra [*adimensional*]  
 $\gamma_{nat}$  Peso específico natural [ $kN/m^3$ ]  
 $\gamma_{nat}(med)$  Peso específico natural médio [ $kN/m^3$ ]  
 $\gamma_{sat}$  Peso específico saturado [ $kN/m^3$ ]  
 $\gamma_w$  Peso específico da água [ $kN/m^3$ ]  
 $\Delta u$  Acréscimo de poropressão [ $kN/m^2$ ]  
 $\Delta \sigma$  Acréscimo de tensão [ $kN/m^2$ ]

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	15
2. OBJETIVO.....	17
2.1. Objetivos gerais.....	17
2.2. Objetivos secundários .....	17
3. JUSTIFICATIVA.....	18
4. MÉTODOS .....	19
5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
5.1. SOLOS MOLES.....	20
5.1.1. Definição e identificação .....	20
5.1.2. Origens geológicas e ocorrência no Brasil .....	22
5.1.3. Recalques em solos moles .....	26
5.1.3.1. Principais causas de recalques excessivos .....	26
5.1.3.2. Estimativa de recalques.....	31
5.1.4. Estabilidade .....	38
5.1.4.1. Parâmetros de projeto .....	38
5.1.4.2. Análise de estabilidade.....	39
5.1.4.3. Modos de ruptura .....	41
5.1.5. Patologias .....	42
5.1.5.1. Fissuras e trincas .....	43
5.1.5.2. Desaprumos.....	48
5.1.5.3. Ondulações em pistas.....	48
5.1.5.4. Deformações do tipo “Rodeiras de grande raio”.....	48
5.1.5.5. Desnível em encontros de pontes e viadutos .....	50
5.1.5.6. Desestabilização de fundações de pontes e viadutos .....	51
5.1.5.7. Afundamentos.....	51
5.1.5.8. Escalonamento ou degrau nas juntas de pavimentos de concreto.....	51

5.1.6.	Soluções construtivas .....	52
5.1.6.1.	Substituição do solo mole.....	53
5.1.6.2.	Sobrecargas temporárias.....	54
5.1.6.3.	Drenos verticais .....	55
5.1.6.4.	Bermas de equilíbrio .....	56
5.1.6.5.	Aterro estaqueado.....	56
5.1.6.6.	Estacas Alluvial Anker.....	57
5.1.6.7.	Aterro reforçado com geossintéticos .....	58
5.1.6.8.	Aterros leves.....	59
5.1.7.	Ensaio de campo .....	61
5.1.7.1.	Palheta ou Vane test.....	61
5.1.7.2.	CPTU.....	65
5.1.7.3.	Dissipação de Poropressão .....	72
5.1.8.	Instrumentação geotécnica .....	74
5.1.8.1.	Inclinômetro .....	76
5.1.8.2.	Piezômetros .....	79
5.1.8.3.	Placa de recalque.....	79
5.2.	GEOEXPANDIDO .....	81
5.2.1.	Processo produtivo.....	81
5.2.2.	Classificação .....	82
5.2.3.	Propriedades mecânicas.....	83
5.2.4.	Mercado no Brasil.....	89
6.	PROJETO .....	91
6.1.	Definições de projeto .....	91
6.2.	Análise dos ensaios .....	92
6.2.1.	Resultados dos Ensaio.....	92
6.2.2.	Parâmetros Geotécnicos .....	98

6.3.	Análise de fluabilidade .....	100
6.3.1.	Empuxo da água .....	101
6.3.2.	Geometrias do aterro analisadas .....	102
6.3.2.1.	Arranjo 1 .....	102
6.3.2.2.	Arranjo 2 .....	103
6.3.2.3.	Arranjo 3 .....	103
6.3.2.4.	Arranjo 4 .....	104
6.3.2.5.	Arranjo 5 .....	104
6.3.3.	Peso do aterro.....	104
6.3.4.	Fator de segurança (FS).....	105
6.3.5.	Resultados .....	105
6.3.5.1.	Arranjo 1 .....	106
6.3.5.2.	Arranjo 2 .....	107
6.3.5.3.	Arranjo 3 .....	108
6.3.5.4.	Arranjo 4 .....	109
6.3.5.5.	Arranjo 5 .....	110
6.4.	Análise de estabilidade.....	111
6.5.	Recalques .....	115
6.6.	Solução adotada.....	120
6.7.	Estimativa simplificada de custos .....	121
6.8.	Observações de projeto – Viaduto em Várzea Paulista .....	124
7.	CONCLUSÃO.....	127
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	128



## 1. INTRODUÇÃO

Solos moles são bastante recorrentes ao longo da costa brasileira e próximos aos grandes rios. Em obras lineares de grande extensão, por exemplo, frequentemente cruza-se com solos moles. As regiões de solos competentes, com boa capacidade de suporte, estão cada vez menos disponíveis, principalmente em áreas de grande ocupação urbana, restando cada vez mais espaços livres apenas em solos potencialmente problemáticos. Por isso é cada vez mais necessário o estudo das potenciais patologias e das soluções para construir sobre solos moles, especialmente técnicas menos convencionais e ainda pouco exploradas, mas que podem apresentar resultados muito positivos, como o uso de aterros leves de EPS, que será abordado neste trabalho.

Do ponto de vista técnico, os principais problemas são a estabilidade dos aterros logo após a construção e os recalques dos aterros ao longo do tempo. Durante a construção do aterro existem, ainda, preocupações específicas quanto ao: tráfego dos equipamentos de construção; amolgamento da superfície do terreno, graças ao lançamento do aterro; e riscos de ruptura durante a construção, o que pode afetar a integridade de pessoas e provocar danos aos equipamentos (MASSAD, 2010).

Em especial existem os aterros de grande extensão feitos para receber rodovias e ferrovias. Estes representam parte significativa do total de obras e inevitavelmente há interface com obras de arte. Nos aterros de acesso a pontes e viadutos pode-se listar como problemas que merecem atenção: a estabilidade das fundações das obras de arte, inclusive considerando esforços horizontais do aterro; os recalques diferenciais entre as obras de arte, e os aterros de encontro, com a possibilidade de formação dos indesejáveis “degraus” junto às pontes e viadutos; e os efeitos colaterais no estaqueamento, tais como empuxos de terra e atrito negativo (MASSAD, 2010).

Solos moles são caracterizados geralmente como solos argilosos saturados, com baixíssima resistência, baixa permeabilidade e alta compressibilidade. Com isso, quando carregados, apresentam tempo de adensamento muito elevado, da ordem de anos. Esse efeito pode comprometer o prazo requerido para o término do projeto e/ou gerar patologias futuras associadas a recalques. A partir disso, fez-se necessário, dentro da engenharia geotécnica, o estudo de técnicas construtivas que possam vir a minimizar ou até quase anular os recalques pós-construção ao mesmo tempo em que asseguram a estabilidade, apesar da baixa capacidade de suporte do solo natural.

No corpo deste trabalho analisaremos as principais características dos solos moles e as principais formas de construir na presença de solos moles evitando patologias e minimizando reparos e manutenções. Em uma segunda etapa será dada especial atenção à utilização do geoexpandido em aterros leves, o qual é uma tecnologia que ainda não possui normas de utilização brasileiras e apresenta características interessantes na aplicação em aterros sobre solos moles.

## **2. OBJETIVO**

### **2.1. Objetivos gerais**

Em vista da exigência de amplo conhecimento sobre diversas áreas da mecânica dos solos, o presente trabalho busca realizar uma revisão bibliográfica sobre as atuais técnicas utilizadas para efetuar-se uma investigação do solo capaz de gerar parâmetros geotécnicos seguros para subsidiar o adequado dimensionamento e verificação de aterros sobre solos moles.

Busca-se ainda compreender um estudo sobre as propriedades do material EPS quando utilizado como corpo de um aterro, sua influência nas tensões geradas ao solo. Busca-se também realizar o levantamento de parâmetros usados no monitoramento do material durante e após a execução do aterro e em operação.

### **2.2. Objetivos secundários**

Procura-se promover o estudo da utilização de tecnologias diversas às usuais, como o emprego de EPS em aterros leves, de forma a subsidiar novas pesquisas sobre o tema e futuramente a formulação de uma norma nacional que estabeleça as diretrizes para emprego deste material em obras viárias.

Pretende-se também com esse trabalho de formatura, a execução de projetos de dimensionamento e verificação de aterros, de forma a empregar em um caso prático os conhecimentos adquiridos no estudo de engenharia de estruturas e fundações.

### 3. JUSTIFICATIVA

Os altos custos associados às soluções existentes para obras de aterro sobre solos moles e os riscos à sociedade relacionados às possíveis patologias ou rupturas geradas, confere grande importância à contemplação das diversas técnicas existentes para investigação do subsolo e análise de seu comportamento.

O mau dimensionamento de aterros tanto em desconformidade com a real capacidade resistente do solo, como aos possíveis recalques gerados com o decorrer do tempo, é capaz de produzir o colapso da estrutura e danos a sua vizinhança, podendo colocar em risco a segurança de edificações anexas e de usuários da via.

A projeto de uma obra sobre aterros leves deve abranger os diversos tipos de materiais existentes no mercado, verificando sua real disponibilidade e a viabilidade econômica de seu emprego. O EPS ainda é pouco utilizado no Brasil quando se comparado a outros países, como Estados Unidos e Noruega, dessa forma, a busca por técnicas e procedimento já normatizados nesses países, mostra-se importante para poder embasar sua aplicação em obras de geotecnia

Portanto, o entendimento dos diversos comportamentos geotécnicos do subsolo, das soluções construtivas e dos materiais disponíveis mostra-se necessário para a uma execução satisfatória quanto à perspectiva econômica e à possibilidade de garantia de segurança em obras viárias. Dessa forma, este trabalho de formatura busca através dos conceitos aprendidos no curso de engenharia civil, realizar uma análise geral sobre as diversas tecnologias atuais utilizadas para investigação, classificação, exame dos comportamentos dos solos, dimensionamento, verificação e monitoramento de soluções construtivas. Busca-se dar ênfase no estudo do material EPS por ser um material ainda pouco utilizado no país.

#### 4. MÉTODOS

Em vista do vasto conhecimento bibliográfico existente sobre o comportamento geotécnico dos solos moles, realizou-se uma revisão selecionada de suas origens e dos principais parâmetros utilizados para identificação e classificação dos solos, assim como daqueles relacionados à sua resistência e deformabilidade.

Com o intuito de analisar as atuais tecnologias empregadas para a construção de aterros sobre solos moles, procurou-se primeiro realizar um exame das diversas patologias na estrutura provocadas pelo seu mau dimensionamento associadas à sua estabilidade e aos recalques gerados, e a partir disso proceder com o levantamento das diferentes soluções construtivas para o tipo de solo.

A partir disso, procurou-se também levantar as técnicas utilizadas para realização dos ensaios de campo, de modo a entender como eram obtidos os parâmetros geotécnicos e quais eram suas aplicações. Focou-se no estudo dos ensaios *In Situ*, pois estes seriam aproveitados no estudo caso prático. Lembra-se que os ensaios laboratoriais fornecem diversas propriedades do solo importantes ao projeto de obras viárias.

Com o escopo de promover um estudo comparativo da utilização do EPS como solução construtiva, analisou-se as propriedades físicas e mecânicas desse material, e o seu emprego em um caso real de aterro sobre solos moles. Para tanto, utilizou-se os parâmetros geotécnicos provenientes de ensaios de campo real e de correlações empíricas observadas na literatura para o pré-dimensionamento e verificação do aterro quanto à sua estabilidade, fluabilidade e possíveis recalques gerados.

Dessa forma, foram revisitados os procedimentos de validação das medidas encontrados para obras viárias nas normas brasileiras do DNER ( Departamento Nacional de Estradas de Rodagem), e em normas estrangeiras como a ASTM (American Society for Testing and Materials), e a NRRL (Departamento Tecnológico Norueguês de Estradas Públicas).

Devido à necessidade de realização de um acompanhamento de obras para verificação da evolução dos recalques e de possíveis irregularidades geradas nas vias de tráfego, foram levantadas normas e procedimentos da literatura indicadas para a instrumentação de obras sobre solos moles.

## 5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 5.1. SOLOS MOLES

#### 5.1.1. Definição e identificação

Solos moles são solos argilosos de origem sedimentar, normalmente argilas moles ou areias argilosas fofas cuja fração argila se sobrepõe e define as características gerais. Suas características em relação às propriedades de engenharia são: baixa capacidade de suporte, baixa permeabilidade e elevada compressibilidade. A elevada compressibilidade gera recalques elevados e, aliada à baixa permeabilidade, faz que os recalques sejam tardios, com adensamentos que pode durar anos. A baixa capacidade de suporte prejudica enormemente a estabilidade de obras e aterros construídos sobre os solos moles.

De acordo com Pinto (2006), a identificação dos solos moles pode ser feita através do índice de consistência, da resistência à penetração e da resistência à compressão simples.

O Índice de Consistência, definido na equação (1), deve ser inferior a 0,5. A Tabela 1 mostra a classificação de solos segundo o índice de consistência.

$$IC = \frac{LL - w}{LL - LP} \quad (1)$$

Onde:

LL = Limite de Liquidez

w = teor de umidade

LP = Limite de Plasticidade

Tabela 1 - Consistência da argila em função do índice de consistência

<b>Índice de consistência</b>	<b>Consistência da argila</b>
<0,5	Mole
0,5 a 0,75	Média
0,75 a 1	Rija
>1	Dura

Fonte: adaptado de PINTO, 2006

A resistência à penetração, definida no ensaio SPT como o número de golpes do martelo necessários para cravar o amostrador nos dois últimos trechos de 15 cm em cada metro ensaiado, escavando-se os primeiros 55 cm e desprezando o resultado dos primeiros 15 cm, deve ser inferior a 5 para o solo ser classificado como mole. A Tabela 2 mostra a classificação completa em função do número de golpes ( $N_{SPT}$ ).

Tabela 2 - Consistência da argila em função do  $N_{SPT}$

$N_{spt}$	Consistência da argila
< 2	Muito mole
3 a 5	Mole
6 a 10	Média
11 a 19	Rija
> 19	Muito rija

Fonte: adaptado de PINTO, 2006

Já em um ensaio de compressão simples, o resultado de resistência deve ser inferior a 25 kPa em solos moles, como indica a

Tabela 3.

Tabela 3 – Consistência da argila em função da resistência à compressão simples

Resistência (kPa)	Consistência da argila
< 25	Muito mole
25 a 50	Mole
50 a 100	Média
100 a 200	Rija
200 a 400	Muito rija
> 400	Dura

Fonte: adaptado de PINTO, 2006

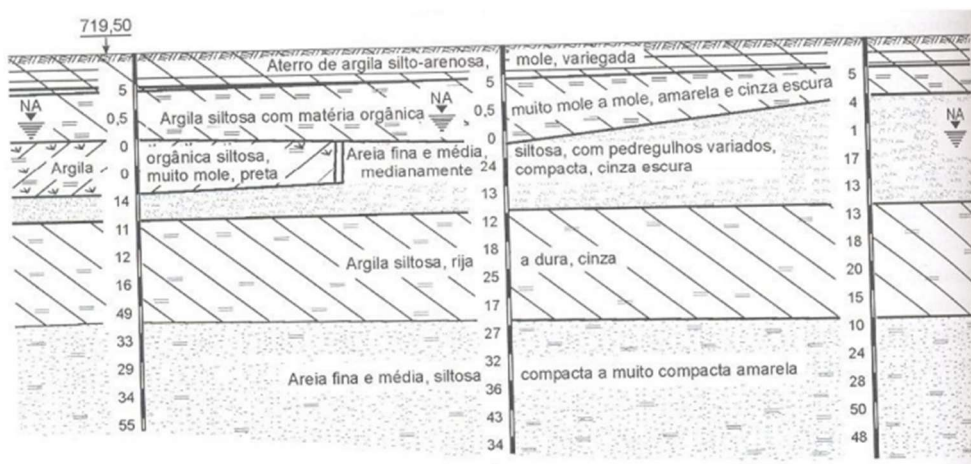
### 5.1.2. Origens geológicas e ocorrência no Brasil

As deposições que originam os solos moles são geologicamente recentes, do período Quaternário. Segundo Massad (2003), as características dos tipos de deposição são: meio de deposição (água doce, salgada ou salobra); processo de deposição (fluvial ou marinho); ou local de deposição (várzeas ou planícies de inundação, praias, canais de mar etc.). A fim de separar os solos geograficamente, pode-se classificá-los pelo processo de deposição.

#### Solos moles de origem fluvial (aluviões)

Com ocorrência em todo o território brasileiro, os solos moles de origem fluvial são consequência de deposições de sedimentos nas regiões alagáveis pelas cheias dos rios. Argila e silte, por serem mais finos, decantam nas regiões mais baixas e ao longo do tempo formam estratificações, às vezes intercaladas com camadas de areia fina, resultando em perfis com grande heterogeneidade vertical. Como os rios brasileiros são fortemente meandrantés, com erosão na margem côncava e deposição na convexa, a camada também é heterogênea horizontalmente, resultando em solos de difícil investigação geotécnica. A espessura das camadas dos aluviões fluviais está entre 1 e 7 m. Podemos ter como exemplos de ocorrência o Pantanal mato-grossense, bacias do Alto Xingu, regiões do alto e médio rio São Francisco, áreas de igapós do Amazonas, etc. Na região de São Paulo, ocorrem, por exemplo, nas várzeas de rios que cortam a cidade de Taubaté e a cidade de São Paulo, que são as mais extensas, onde há também depósitos de turfa nas várzeas do rio Paraíba do Sul na bacia de Taubaté. A Figura 1, Figura 2 e Figura 3 mostram perfis geológicos de solos moles aluvionares em São Paulo.

Figura 1 - Várzea do Rio Pinheiros



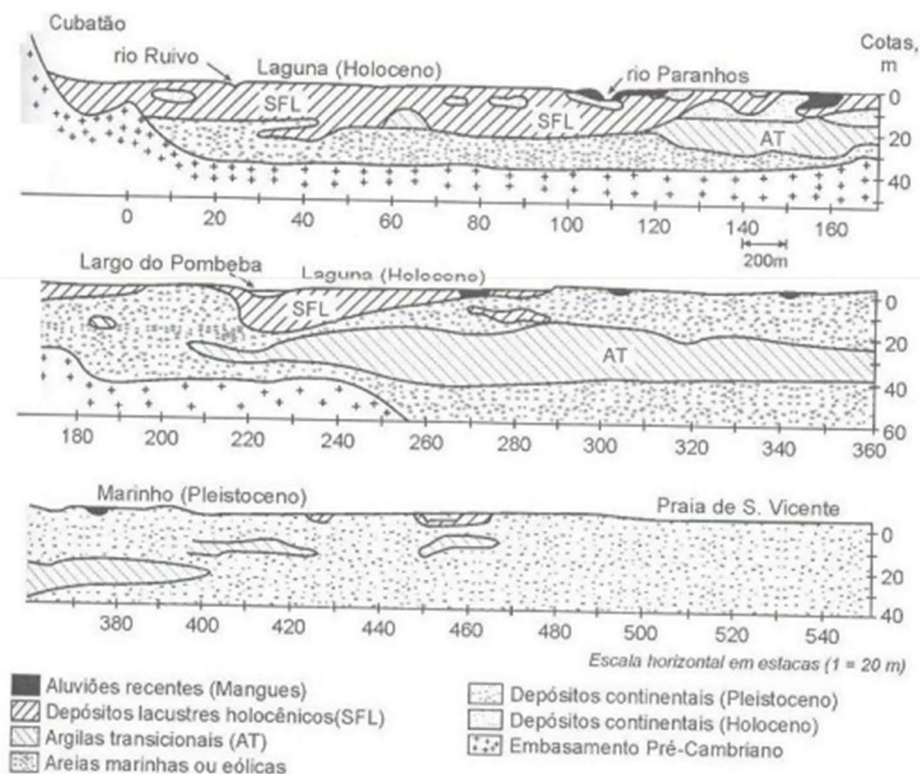
Fonte: Arquivo HELOÍSA HELENA



### Solos moles de origem marinha

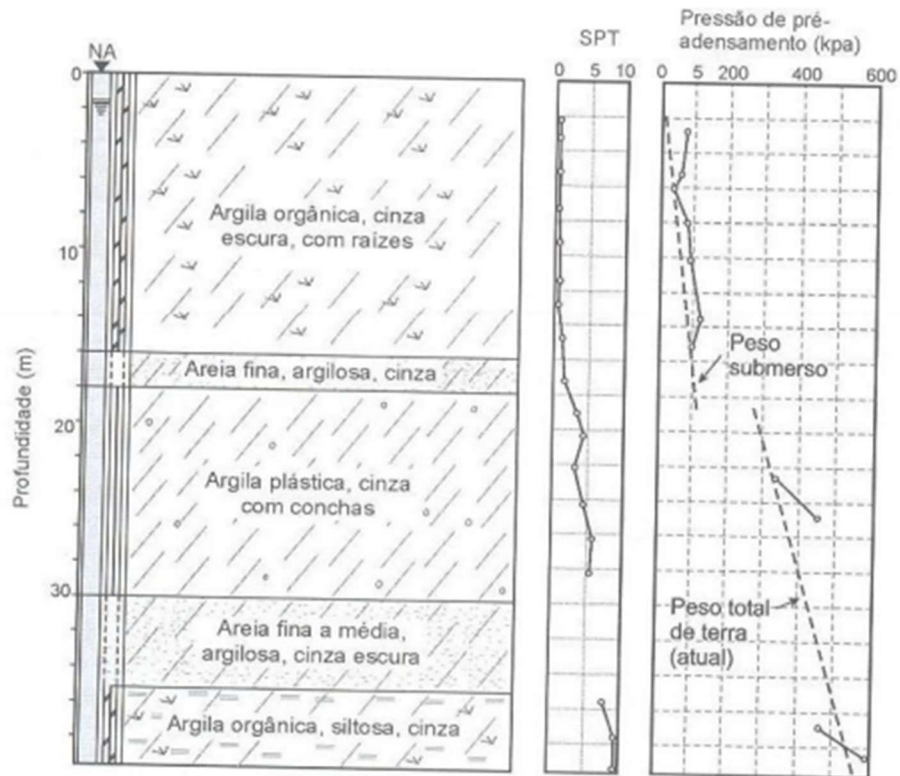
Os solos moles do litoral brasileiro foram formados durante dois ciclos de sedimentação com um processo erosivo muito intenso entre eles durante a última era glacial. Segundo Massad (2003), o primeiro ciclo deu origem a um tipo de sedimento argiloso ou arenoso, na base, e arenoso no topo. Durante a última glaciação o processo erosivo removeu grande parte desses sedimentos, por vezes até o embasamento rochoso. Depois da glaciação o nível do mar subiu e afogou os vales escavados pela rede hidrográfica de então, preenchendo lagunas e baías, onde ocorreu deposição. O solo resultante nesses lugares é composto de sedimentos marinhos, às vezes formados pelo retrabalhamento dos sedimentos do primeiro ciclo, areias e argilas, às vezes por sedimentação em águas paradas ou tranquilas. Essa história geológica permite entender por que as argilas do primeiro ciclo de sedimentação podem ser fortemente sobreadensadas. As espessuras das camadas de solos moles marinhos chegam a 70 m. A Figura 4, Figura 5 e Figura 6 abaixo trazem alguns exemplos de ocorrência de solos moles marinhos.

Figura 4 - Via dos Imigrantes



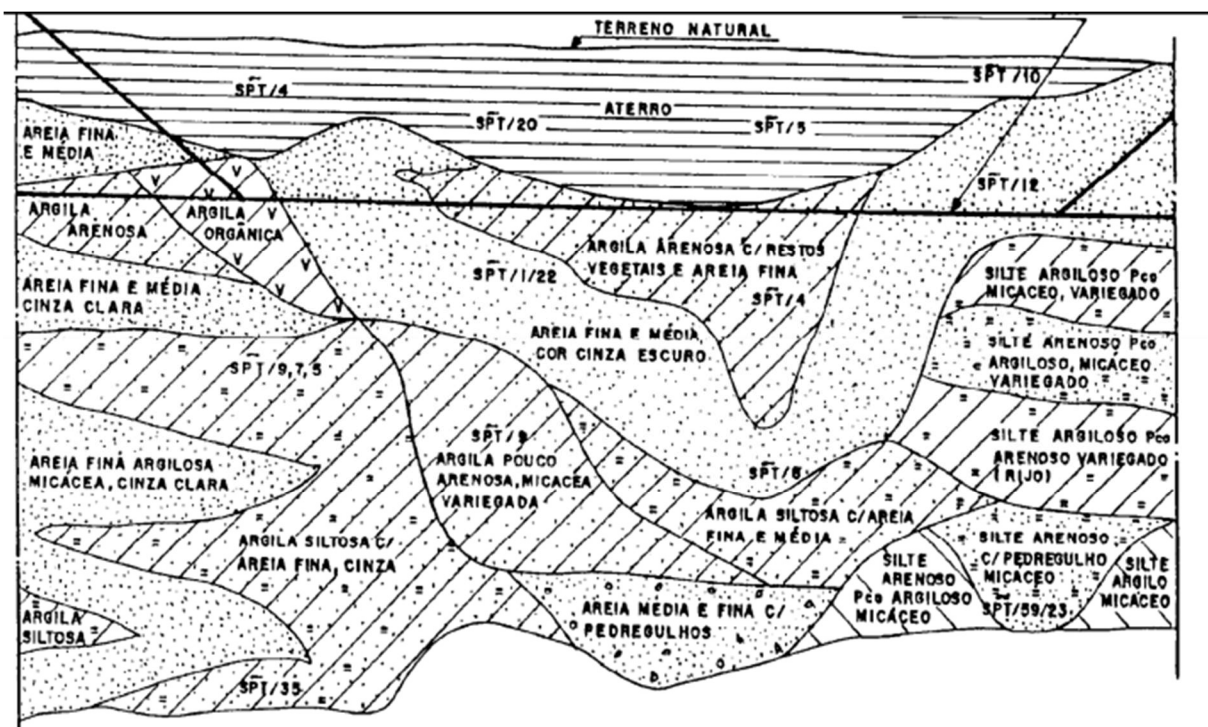
Fonte: MASSAD, 2003

Figura 5 - Baixada Santista



Fonte: MASSAD, 2003

Figura 6 - Perfil geotécnico da Praça XV, Rio de Janeiro



Fonte: MASSAD, 2003

Concluindo, como resultado de suas origens geológicas, os solos moles estão presentes em toda a extensa costa brasileira e nas regiões próximas aos rios, compreendendo uma grande parte do território nacional. Estas áreas são as mais ocupadas e urbanizadas, o que implica na presença de muitos edifícios e obras de infraestrutura solicitando o solo.

### **5.1.3. Recalques em solos moles**

O recalque total de uma camada de solo tem três componentes:

- recalque não drenado, ou recalque imediato, que está associado a deformações elásticas cisalhantes a volume constante logo após a colocação da carga sobre o terreno;
- recalque por adensamento primário, ou recalque por adensamento, que em geral responde pela maior parcela do recalque total;
- recalque por compressão secundária, ou recalque secundário, que está associado às deformações observadas ao final do processo de adensamento primário.

O recalque por adensamento ocorre pela diminuição no volume aparente do maciço de solo, causada pelo fechamento dos vazios deixados pela água expulsa em função da carga extra aplicada ao solo. O processo é lento, devido à baixa permeabilidade das argilas moles, portanto os recalques ocorrem ao longo de meses ou anos.

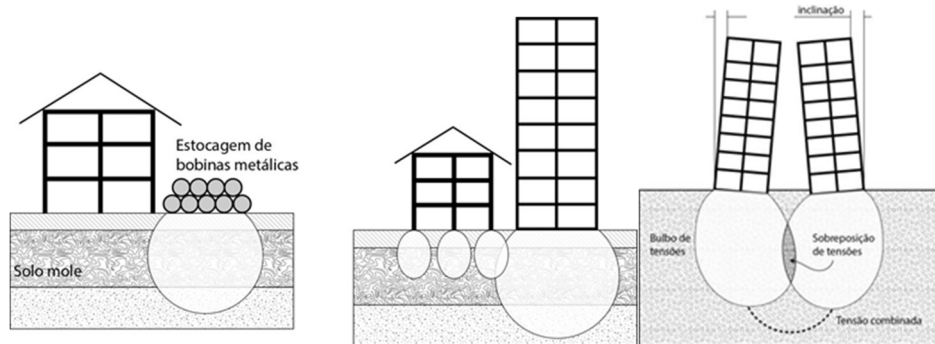
#### **5.1.3.1. Principais causas de recalques excessivos**

A seguir serão apresentadas algumas situações mais propícias à ocorrência de recalques excessivos em obras sobre solos moles, quando o controle não é feito corretamente.

##### **Superposição de pressões**

Ocorre quando a transferência de carga das fundações para o solo é considerada de forma isolada. A existência de outra solicitação altera as tensões na massa de solo, provocando recalques não previstos (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008), o que pode superar os limites de serviço associados à obra ou até os limites últimos, quando as movimentações por recalque levam à ruptura.

Figura 7- Superposição de tensões



Fonte: adaptado de MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008

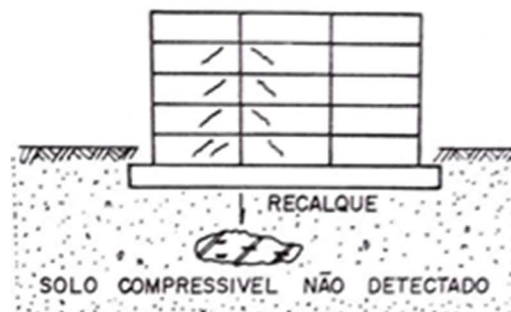
### Deficiência na investigação geotécnica

Causa típica de obras de pequeno porte, em geral por motivos econômicos, mas também presente em obras de porte médio (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008). Ainda segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), em grande parte dos casos de mau desempenho de fundações de obras pequenas e médias, a ausência completa de investigações levou à adoção de soluções inadequadas de fundações.

Mesmo quando há investigação, se o número de sondagens for insuficiente podem ocorrer problemas futuros, pois a área não investigada pode apresentar subsolo distinto do observado nas sondagens executadas, mesmo sendo próximas.

Conforme a Figura 8, a não identificação de áreas propícias ao recalque, como a presença de solo compressível, ocasiona recalques e movimentação das fundações.

Figura 8 - Deficiência na investigação geotécnica



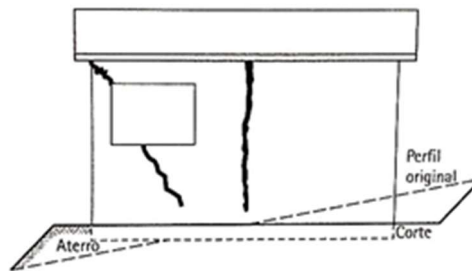
Fonte: ALONSO, 1991

## Fundações sobre aterros

De acordo com Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), a execução de fundações em aterro constitui uma fonte significativa de problemas.

Os recalques oriundos de fundações assentes sobre aterros podem ocorrer por: deformações do corpo do aterro, deformações do solo natural abaixo do aterro e execução de fundações sobre aterros sanitários (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

Figura 9 - Provável fissuramento de edificação assente em aterro



Fonte: ORTIZ, 1983 citado por MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008

### Atrito negativo

Em projetos de fundações em estacas, onde ela atravessa uma camada de aterro, é imprescindível considerar o efeito do atrito negativo sobre as estacas. Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), o deslocamento relativo das camadas de solo em relação ao corpo das estacas provoca uma condição de carregamento nas fundações, e não de resistência às cargas externas. Esse carregamento contribui para o recalque da fundação, caso a tensão admissível do solo seja inferior à tensão provocada pela própria força de solicitação da estaca somada ao atrito negativo gerado pelo aterro.

### **Alteração da carga sobre o solo**

Este tipo de situação é típico de prédios comerciais e industriais, onde surgem alterações das funções que tinham sido projetadas inicialmente ou pelo incremento de novas instalações para desenvolvimento de outras atividades, provocando um aumento significativo das cargas nas fundações (CARVALHO, 2010).

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), é bastante comum a adição de mezaninos ou andares intermediários em ampliações e reformas de prédios comerciais. As novas situações de distribuição ou concentração de cargas podem provocar recalques ou exceder a capacidade

das fundações existentes, que já recalçaram na construção original, causando recalques indesejados.

### **Rebaixamento do lençol freático**

O bombeamento da água existente no interior do solo consiste em rebaixar o nível do lençol freático. Esse procedimento tem por objetivo tornar possível a execução de fundações ou de garagens em subsolos de edifícios (REBELLO, 2008).

O rebaixamento do lençol freático produz o aumento da tensão efetiva no solo decorrente da diminuição da pressão neutra (pressão isostática devida à água), com o rebaixamento da coluna d'água. Configura-se, portanto, um cenário de aumento da tensão sobre o solo, que pode provocar recalques sem que haja necessariamente um aumento de carga sobre a fundação.

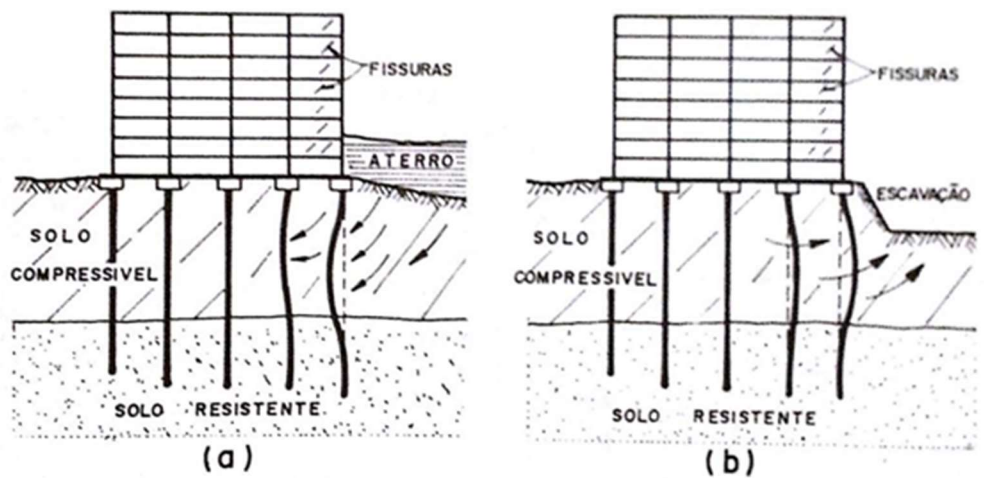
### **Efeito Tschebotarioff**

Outro tipo de solicitação recorrente entre obras de engenharia que possuem fundações do tipo profundas são aquelas provenientes de ações de tendência de deslocamento de uma massa de solo abaixo do nível do terreno natural.

Da mecânica dos solos básica, sabe-se que quando há a aplicação de um carregamento vertical sobre uma massa de solo, esta tem a capacidade de transmitir tensões na direção ortogonal àquela do carregamento, provocando, dessa forma, uma tendência de deslocamento dessa massa de solo. No caso de haver estacas nas proximidades da área carregada, estas serão um impedimento à deformação do solo e, conseqüentemente ficarão sujeitas aos esforços dessa restrição (VELLOSO & LOPES, 2010).

Quando existe camada compressível de solo, o movimento da camada, provocado por cargas verticais assimétricas, afeta o comportamento das estacas que atravessam essa camada. A Figura 10 ilustra o efeito provocado por cargas verticais assimétricas que, dentre outros, podem ser provocadas por aterro (a) ou por escavação (b).

Figura 10 - Efeito Tschebotarioff



Fonte: ALONSO, 1991

A presença de forças transversais agindo em estacas implica o aparecimento de esforços de flexão, o que é indesejável, já que as estacas são projetadas concebendo a segurança estrutural e geotécnica levando em conta a capacidade de carga axial da estaca agindo com o solo, no sentido de transferir a carga ao solo por atrito lateral na interface de contato e depois através da resistência de ponta.

Com a possível ocorrência de esforços horizontais, a estaca também deve ser calculada para resistir a um possível esforço de flexão. Assim, em 1962, foi estudado pelo engenheiro civil russo Tschebotarioff, pela primeira vez, com um enfoque mais aprofundado, o efeito das ações horizontais sobre elementos de fundações profundas. Devido ao desenvolvimento dessa linha de estudo geotécnico, esta ação sobre elementos de fundações é conhecida na literatura como Efeito Tschebotarioff.

### **Influência da vegetação**

O efeito da vegetação pode ocorrer por interferência física das raízes ou pela modificação no teor de umidade do solo, uma vez que as raízes extraem água do solo para manter seu crescimento, modificando o teor de umidade (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008). A variação de umidade significa variação volumétrica, o que pode acarretar patologias em fundações e obras próximas.

A influência da vegetação às construções está associada a uma série de fatores, como o tipo de solo do local, o tipo de vegetação presente, a distância da vegetação, o clima, o nível da água.

### 5.1.3.2. Estimativa de recalques

Considera-se a estabilidade como um problema relacionado com o período construtivo que caracteriza o estado limite último (ELU), enquanto os recalques relacionados com a fase operacional do aterro caracterizam o estado limite último (ELS). No caso destes, quando utilizados para obras viárias, essa ocorrência é especialmente importante, devido às possíveis manutenções necessárias, como para correções de ondulações e de degraus nas pistas.

#### Recalques Imediatos

Os recalques classificados como recalques imediatos são aqueles que ocorrem concomitantemente com o carregamento. Nas argilas saturadas, estes recalques não drenados ocorrem sem a variação de volume do solo mole e são expressos pela equação 02. Quando comparado aos recalques por adensamento, são até considerados de pequena magnitude.

$$\rho_i = I \frac{\sigma_0 B}{E} \cdot (1 - \nu^2) \quad (2)$$

Onde:

$I$  = fator de forma

$\sigma_0$  = carga do aterro

$B$  = largura do aterro

Deve-se também realizar a estimativa de recalques finais e o tempo que decorrerá esse processo, que podem ser estimados a partir da Teoria de Adensamento de Terzaghi, que supõe um processo de adensamento unidimensional, linearidade nas relações tensões-deformações, solo homogêneo e totalmente saturado e fluxo unidimensional. Lembra-se que as tensões de pré-adensamento desempenham um papel decisivo na estimativa dos recalques (MASSAD, 2005).

Tabela 4 - Coeficientes de forma para cálculos de recalque

Tipo de Placa	Rígida	Flexível	
		Centro	Borda
Circular	0,79	1,00	0,64
Quadrada	0,86	1,11	0,56
Retangular (L/B =2)	1,17	1,52	0,75
Retangular (L/B =5)	1,66	2,10	1,05
Retangular (L/B =10)	2,00	2,54	1,27

Fonte: SOUSA PINTO, 2000

### Recalque final

O recalque final  $\rho_f$ , por adensamento primário e secundário pode ser encontrado pela seguinte equação:

$$\rho_f = \frac{D}{(1+e_0)} \cdot (C_r \cdot \log \frac{\sigma_a}{\sigma_i} + C_c \cdot \log \frac{\sigma_f}{\sigma_a}) + C_\alpha \cdot D \cdot \log \frac{t}{t_p} \quad (4)$$

Onde:

$D$  = espessura da camada de solo mole

$e_0$  = índice de vazios;

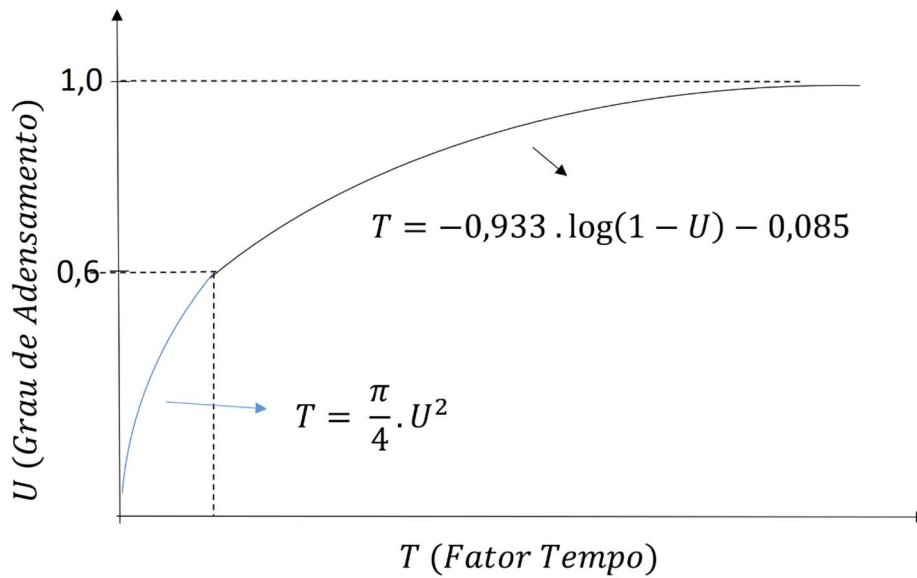
$C_{r,c,\alpha}$  = coef. de recompressão, compressão e de adensamento secundário;

$\sigma_{a,i,f}$  = tensões efetivas de pré – adensamento, inicial e final;

$t_p$  = tempo final do recalque primário;

A evolução do recalque com o tempo é apresentada pela relação do grau de adensamento médio  $U$  em função do fator tempo  $T$  e pelas seguintes equações:

Figura 11 - Grau de Adensamento x Fator Tempo



Fonte: Elaborado pelos autores (Modificado de TAYLOR)

$$U_t = \frac{\rho_t}{\rho_f} \quad (5)$$

$$T = \frac{C_v \cdot t}{D^2} \quad (6)$$

Onde:

$U$  = grau de adensamento médio ou porcentagem de recalque

$T$  = Fator Tempo

$C_v$  = coeficiente de adensamento ( $m^2/s$ )

Tabela 5 - Fator tempo T em função da porcentagem de dissipação U

U (%)	Face do cone (u1)	Face do cone (u2)
20	0,014	0,038
30	0,032	0,078
40	0,063	0,142
50	0,118	0,245
60	0,226	0,439
70	0,463	0,804
80	1,040	1,600

Fonte: Elaborado pelos autores (Modificado de HOULSBY e TEH, 1988)

A obtenção do parâmetro  $C_v$  é possível a partir de correlações empíricas estimadas por meio de retro análises de aterros experimentais. Tal coeficiente é pequeno para solos argilosos, já que nesse tipo de solos a permeabilidade ( $K$ ) é pequena e deformabilidade ( $\alpha_v$ ) é elevada e estão relacionados pela equação:

$$C_v = \frac{K(1+e_0)}{\gamma_a \cdot \alpha_v} \quad (7)$$

Também é bastante comum a utilização do Método de Houlsby e Teh (1991) para determinação do coeficiente de adensamento  $C_h$  horizontal a partir do ensaio de dissipação de poropressão, e a partir deste a determinação do coeficiente de adensamento vertical  $C_v$

$$C_{h, piez} = \frac{T \cdot R^2 \cdot \sqrt{I_R}}{t_{50}} \quad (8)$$

$T$  = Fator tempo em função da porcentagem de dissipação

$R$  = raio do piezocone (1,78 cm)

$I_r$  = Índice de Rigidez ( $I_r = \frac{G}{s_u}$ )

$G$  = Módulo de cisalhamento ( $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ )

$E$  = Módulo de elasticidade

$\nu$  = coeficiente de poisson (recomendado  $\nu = 0,33$ )

O coeficiente de adensamento horizontal utilizado para projeto para solos normalmente adensados é corrigido pela razão  $\frac{RR}{CR}$ , usualmente igual a 0,1 para solos do litoral brasileiro (Lacerda e Almeida 1995).

$$C_{h,(NA)} = \frac{RR}{CR} \cdot C_{h,piez} \quad (9)$$

Portanto, o coeficiente de adensamento vertical é definido pela razão  $\frac{k_v}{k_h}$ , usualmente variando de 1,0 a 1,5 (Ladd, 1977).

$$C_{v,(NA)} = \frac{k_v}{k_h} \cdot C_{h,(NA)} \quad (10)$$

### **Adensamento Secundário**

O adensamento secundário, que também é chamado de fluência (creep), ocorre para tensões efetivas constantes, e atribui-se a um rearranjo das partículas do solo em busca de uma configuração mais estável.

Segundo Ladd, as deformações durante a compressão secundária ocorrem pelo fato das partículas de solo, ao final do adensamento primário, estarem posicionadas em um equilíbrio instável. Assim sendo, estas continuam a se movimentar se restabelecer uma estrutura estável.

Usualmente tal processo transcorre em uma velocidade muito mais lenta que o adensamento primário. Num tempo infinito, a compressão secundária tende a zero.

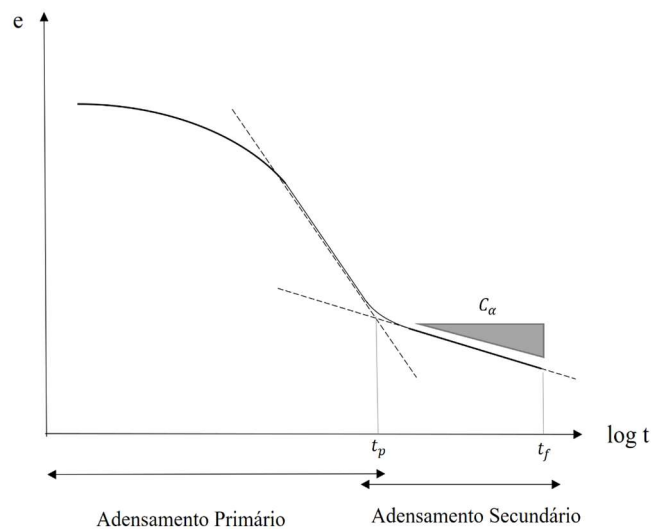
Levando-se em conta que o adensamento secundário independe da variação de tensões efetivas, sendo função exclusiva do intervalo de tempo, a expressão para cálculo do recalque normalmente usada na prática é:

$$\rho_s = \frac{H_0}{(1+e_0)} c_\alpha \log \frac{t_f}{t_p} \quad (11)$$

onde o  $e_0$  e  $H_0$  são, respectivamente, o índice de vazios e espessura da camada iniciais,  $C_\alpha$  o coeficiente de compressão secundária,  $t_f$  o tempo final e  $t_p$  o tempo correspondente ao final do adensamento primário.

Para tanto, impõe-se o  $t_f$  correspondendo ao tempo associado à vida útil da obra.

Figura 12 - Coeficiente de adensamento secundário



Fonte: elaborada pelos autores

Coeficiente de adensamento secundário:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (12)$$

### Acréscimo de tensão no solo

O método de Osterberg é utilizado para cálculo de acréscimo de tensão induzida no solo devido ao carregamento em forma de aterro. A partir de suas dimensões e do fator de influência encontrado no ábaco de correlação apresentada na figura 14 é deduzido acréscimo de tensão vertical  $\Delta\sigma_z$  em uma determinada profundidade do solo, tal que:

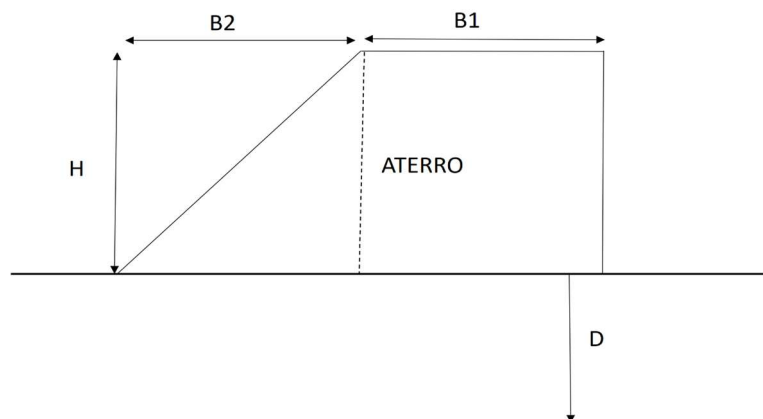
$$\Delta\sigma_z = q_0 \cdot I_\sigma \quad (3)$$

Onde

$q_0$  = carga do aterro

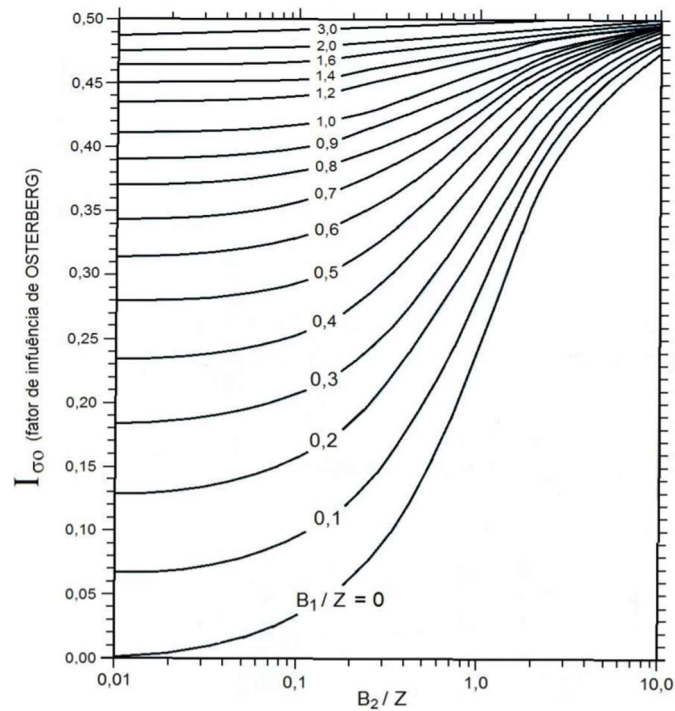
$I_\sigma$  = fator de influência de Osterberg

Figura 13 - Dimensões utilizadas no Método de Osterberg



Fonte: Elaborada pelos autores

Figura 14 - Ábaco do Método de Osterberg (1957)



Fonte: FTC, 2007

#### 5.1.4. Estabilidade

##### 5.1.4.1. Parâmetros de projeto

As análises de estabilidade correntes admitem o comportamento não drenado da argila e são realizadas com base em tensões totais, pela sua simplicidade. As análises em tensões efetivas são mais complexas (Bjerrum, 1972; Parry, 1972), pois requerem a estimativa das poropressões geradas na camada de argila mole.

Na análise em termos de tensões totais, também denominada análise  $\Phi = 0$ , o perfil de resistência não drenada  $S_u$  de projeto adotado para a camada de argila é um dado fundamental.

Os ensaios utilizados para determiná-lo e os respectivos procedimentos para a definição da resistência  $S_u$  de projeto a ser usada nos cálculos de estabilidade são:

- Ensaio de palheta: A correção de  $S_u$  leva em conta efeitos de anisotropia e de velocidade de deformação. O banco de dados utilizado para correção tem razoável dispersão. É o procedimento mais usado, por sua rapidez e simplicidade. O fator de correção mais aplicado é o de Bjerrum (1972), baseado no índice de plasticidade, mas vários outros têm sido propostos (Leroueil; Magnan; Tavenas, 1985)

- Ensaio de piezocone: O fator empírico de cone deve ser determinado para a área em estudo, correlacionando-se ensaios de piezocone e de palheta. Nesse caso, a correção de Bjerrum deve ser aplicada no valor de  $S_u$ . Esse procedimento permite a obtenção de um perfil contínuo  $S_u$  e de posição camadas mais e menos resistentes.

- Ensaio triaxial UU: Os resultados tendem a ser mais dispersos e a subestimar a resistência, razão pela qual não deve ser o único procedimento adotado.

- Ensaio triaxiais e de cisalhamento simples: Os ensaios triaxiais de compressão e extensão anisotrópicos CAU e ensaios de cisalhamento simples (DSS) são executados utilizando-se as técnicas de recompressão (NGI) ou SHANSEP. As desvantagens dessas técnicas são os prazos e os custos. O método SHANSEP é estritamente aplicado em argilas mecanicamente sobreadensadas (Ladd, 1991) e tende a ser conservativo.

#### 5.1.4.2. Análise de estabilidade

A análise de estabilidade envolve um conjunto de procedimentos visando à determinação de um índice ou de uma grandeza que permita quantificar o quão próximo da ruptura um determinado solo se encontra, para um determinado conjunto de determinantes atuantes.

Os métodos de análise de estabilidade podem ser divididos em três grandes grupos principais:

- Métodos analíticos: baseiam-se na teoria e modelos matemáticos
- Métodos experimentais: empregam modelos físicos de diferentes escalas
- Métodos observacionais: calcados na experiência acumulada com a análise de rupturas anteriores (retroanálise, ábacos de projetos, opinião de especialistas etc.)

Tanto nos projetos convencionais quanto nos especiais de aterros sobre argila mole, a análise de estabilidade deve ser desenvolvida de acordo com o roteiro básico a seguir, em ordem crescente de detalhamento do projeto:

a) Cálculo da altura máxima admissível do aterro para a resistência média não drenada  $S_u$  da fundação;

b) Definição do talude do aterro, para o qual se recomenda a inclinação de 1(V):2(H), e de sua resistência, mediante a utilização.

- no caso de aterros com altura superior a 3,0 m, dos ábacos de Pilot e Moreau (1973), que consideram a resistência do aterro ( $\phi_{at} \neq 0$ ;  $c_{at} = 0$ ) e admitem a resistência  $S_u$  da argila mole constante com a profundidade;

- no caso de aterros com altura  $h$  inferior a 3,0 m, dos ábacos de Pinto (1974), que desprezam a resistência do aterro, mas admitem  $S_u$  constante com a profundidade;

c) Análise de estabilidade utilizando métodos de fatias e com o apoio de programas de computador, através dos métodos de:

- Bishop simplificado, quando forem previstas superfícies potenciais de ruptura do tipo circular (casos correntes);

- Janbu simplificado, quando forem previstas superfícies potenciais de ruptura do tipo não circular (casos especiais).

Se a altura máxima admissível de aterro calculada em (a) for igual ou superior à altura em projeto, o aterro poderá ser construído em uma etapa. Se for inferior, o aterro deverá ser construído em etapas ou com bermas.

Segundo o DNER, que por meio do documento PRO 381/98 estabelece os procedimentos necessários para projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias, os estudos de estabilidade da estrutura devem seguir um ou mais dos métodos recomendados na tabela 6.

Tabela 6 - Métodos de equilíbrio limite de fatias recomendados para a análise de aterros

Métodos recomendados	Fator de segurança obtido por equilíbrio de	Superfície de ruptura
Bishop modificado	Momentos	Circular
Janbu simplificado, corrigidos	Forças horizontais	Circular ou poligonal
Spencer, Sarma, Morgenstern e Price	Momento e forças horizontais	Circular ou poligonal

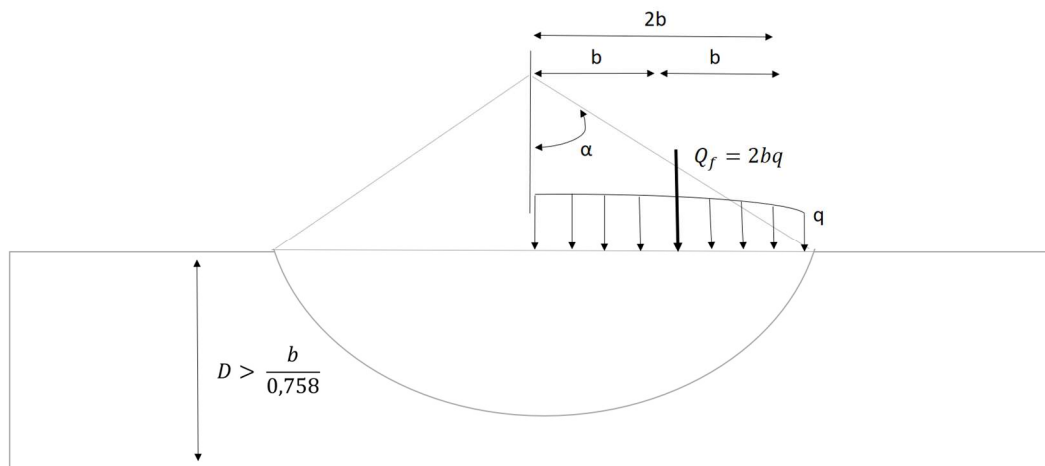
Fonte: Modificado de DNER- PRO 398/98

### Método de Fellenius

Na abordagem de Fellenius, considera-se um solo puramente coesivo e uma superfície circular de ruptura, forma um ângulo de  $2\alpha = 133,5^\circ$ , vide a figura 15, e a carga de ruptura  $Q_r$ , segue a seguinte equação:

$$Q_r = 5,5 \cdot S_u \quad (13)$$

Figura 15 - Solução de Fellenius para carregamento flexível



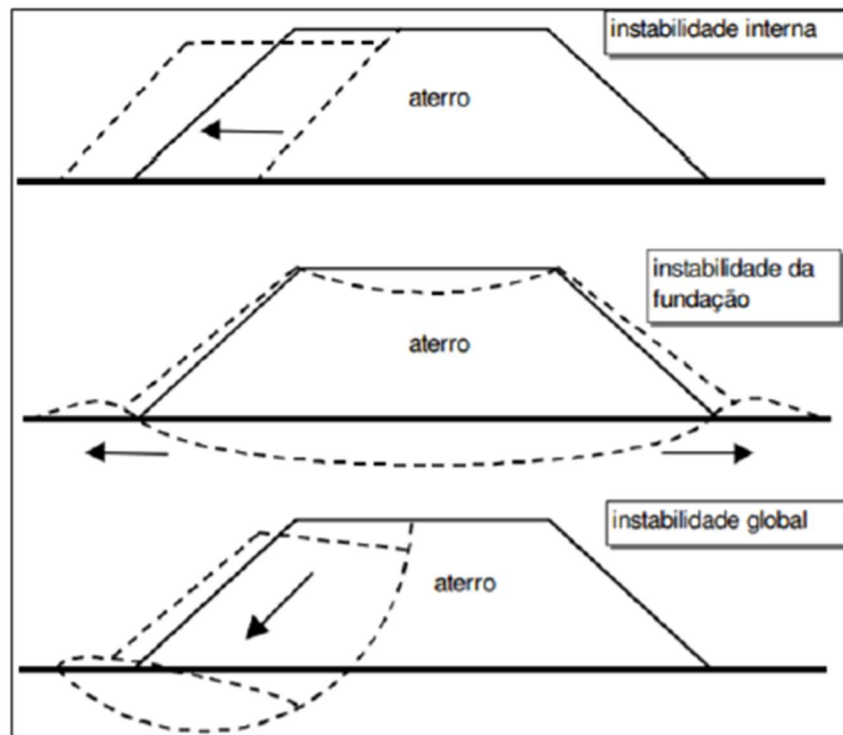
Elaborado pelos autores (Modificado de MASSAD, 2006)

#### 5.1.4.3. Modos de ruptura

A ruptura do solo de fundação ocorre quando as tensões solicitantes no solo da fundação excedem a resistência ao cisalhamento do solo presente. Essa falha pode ocorrer de modos diferentes.

Alguns modos de ruptura comuns em aterros sobre solo mole são: ruptura pelo corpo do aterro sem envolver a camada de argila mole (Figura 16A), ruptura da fundação argilosa como um problema de capacidade de carga (Figura 16B) e ruptura global do conjunto aterro-fundação (Figura 16C). Em geral, os modos de ruptura que governam o problema de aterro sobre solo mole são a ruptura da fundação e a ruptura global.

Figura 16 - Modos de ruptura de aterros sem reforço: (A) deslizamento lateral do aterro, (B) ruptura da fundação e (C) ruptura global aterro-fundação.



Fonte: ALMEIDA, 2010

### 5.1.5. Patologias

Os movimentos decorrentes do adensamento dos solos moles podem provocar a ocorrência de falhas, evidenciadas por desnivelamentos, fissuras, desaprumos, deformações, etc. O estudo das origens, tipos de manifestações e consequências das falhas configura o conceito de patologia nas construções. Segundo Teixeira e Godoy (1998), os danos causados por movimentos do solo podem ser agrupados em três categorias principais:

**Danos Arquitetônicos:** São os danos visíveis ao observador comum, que comprometem a estética da obra, como trincas em paredes, recalques de pisos. (TEIXEIRA e GODOY, 1998, p. 261). Neste caso, o reforço é optativo, pois não envolve riscos quanto à estabilidade da construção (GOTLIEB, 1998).

**Danos Funcionais:** São os danos causados à utilização da obra, tais como refluxo ou ruptura das tubulações, desgaste excessivo dos trilhos dos elevadores devido ao desaprumo, mau funcionamento de portas e janelas. A partir de certos limites, será necessário o reforço por comprometer a utilização da construção (GOTLIEB, 1998).

Danos Estruturais: Danos na estrutura, ou seja, pilares, vigas, lajes, fundação. O reforço é sempre necessário, pois a sua ausência implica instabilidade da construção, podendo até mesmo levá-la ao colapso (GOTLIEB, 1998).

A seguir serão listadas as principais patologias decorrentes dos recalques dos solos moles, algumas típicas de obras reticulares de concreto, outras típicas de pavimentos betuminosos ou de concreto.

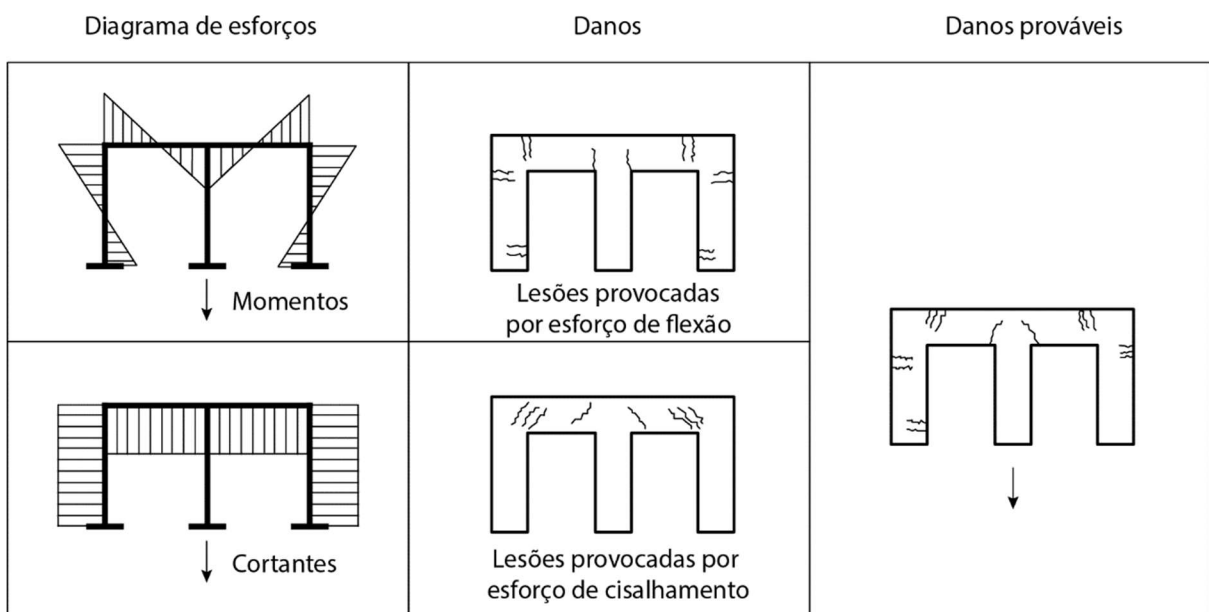
### 5.1.5.1. Fissuras e trincas

As fissuras são aberturas que afetam a superfície dos materiais tornando-se um caminho rápido para a entrada de agentes agressivos e é também a ocorrência mais comum e que mais chama a atenção.

Em edifícios, recalques diferenciais nas fundações geram uma distorção excessiva da estrutura gerando deformação específica de tração nas paredes. Essa tração favorece a abertura de fissuras típicas de recalque de fundação, com um padrão de inclinação em  $45^\circ$  nas paredes e nas vigas.

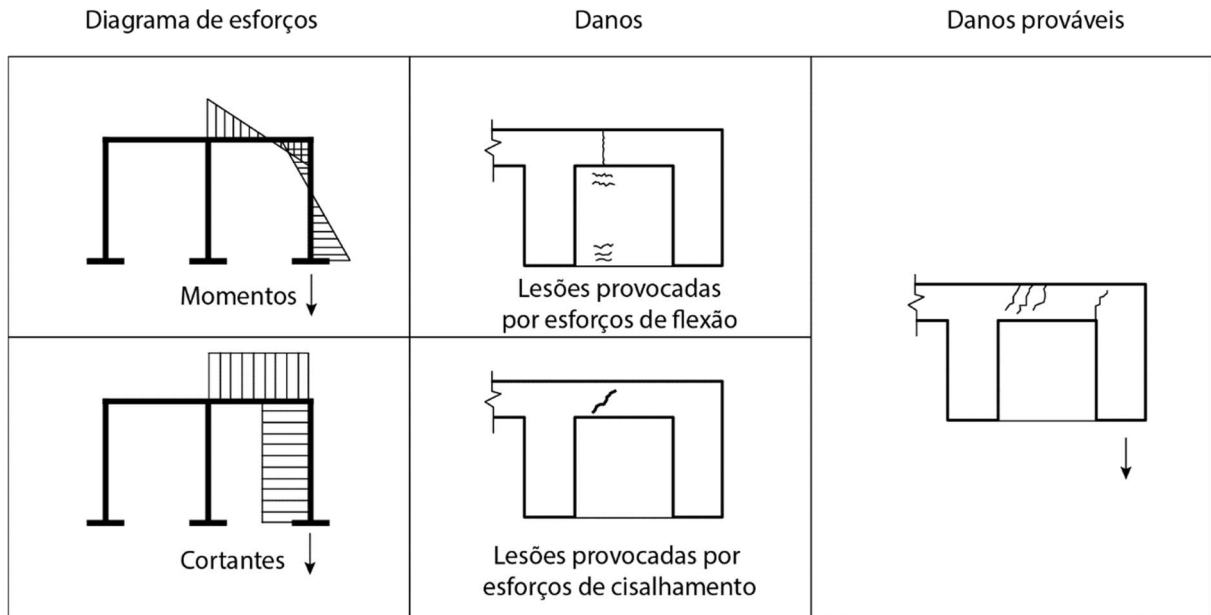
Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), o padrão das fissuras é como mostrado na figura 17, caso o recalque mais pronunciado ocorra em pilar central de pórtico, ou segundo a figura 18, caso o maior recalque ocorra em pilar de extremidade.

Figura 17 - Fissuras em estruturas de concreto por recalque de pilar central



Fonte: adaptado (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

Figura 18 - Fissuras em estruturas de concreto por recalque de pilar de extremidade



Fonte: adaptado (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008).

Em obras rodoviárias, as movimentações da base podem gerar aberturas nas superfícies asfálticas ou de concreto. É feita uma classificação entre fissura e trinca com critério visual: quando a abertura é perceptível a olho nu apenas à distância inferior a 1,5m, é chamada de fissura, quando pode ser vista a distâncias maiores, é chamada de trinca. (Bernucci et.al., 2008)

As trincas podem ser isoladas ou interligadas. As isoladas são classificadas em transversais curtas ou transversais longas, longitudinais curtas ou longitudinais longas, ou ainda de retração. As trincas longitudinais longas podem ser resultantes, entre outros fatores, de recalques diferenciais no solo de fundação. A figura 19 mostra um exemplo.

Figura 19 - Exemplo de trinca longitudinal longa



Fonte: BERNUCCI, 2008

Entre as trincas interligadas, a trilha tipo couro de jacaré também pode ser causada e/ou intensificada por recalques diferenciais no solo de fundação. Ela se caracteriza por não seguir um padrão de reflexão geométrico como as chamadas trincas de bloco, como mostra a Figura .

Figura 20 - exemplo de trincas couro de jacaré



Fonte: BERNUCCI, 2008

Com menores dimensões do que as trincas, as fissuras lineares podem ser transversais, longitudinais ou diagonais e em pavimentos de concreto elas dividem as placas em duas ou três partes. Quando as fissuras dividem a placa em quatro ou mais partes, o defeito é denominado

de "placa dividida". As fissuras transversais podem ser causadas por insuficiência de suporte do solo de fundação, assim como as fissuras diagonais, que podem ser ainda resultado da formação simultânea de fissuras transversais e longitudinais.

Figura 21 - Exemplo de fissura transversal

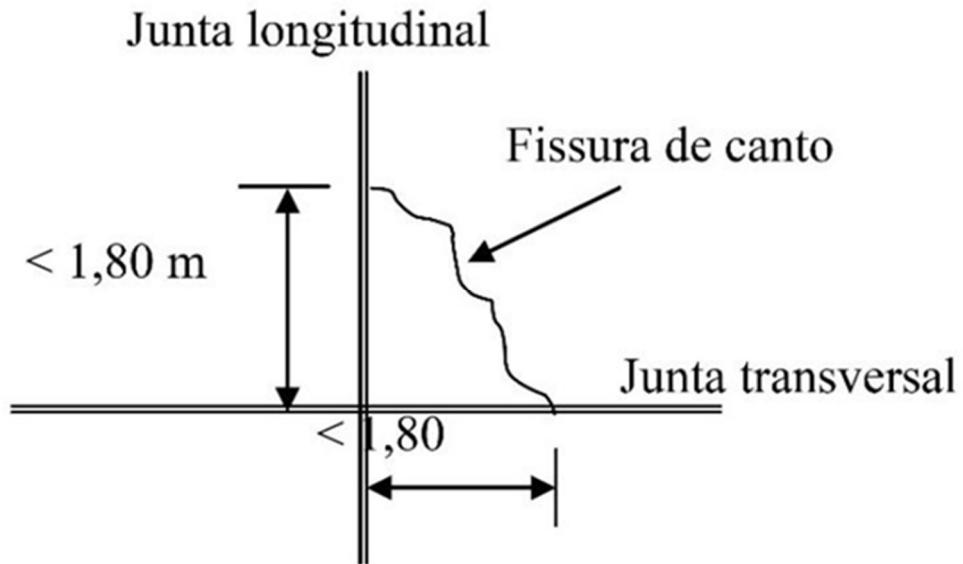


Fonte: PEDRO VITÓRIA, 2016.

Também nas placas de pavimento de concreto podem acontecer as fissuras de canto, que interceptam as juntas a uma distância de, no máximo, 1,8 m das bordas ou juntas do pavimento. Entre diversas causas possíveis está o recalque diferencial do solo de fundação. A figura 22 e

figura 23 mostram, respectivamente, um desenho esquemático da fissura de canto e um exemplo.

Figura 22 - Desenho esquemático de uma fissura de canto



Fonte: DNIT, 2010.

Figura 23 - Exemplo de uma fissura de canto



Fonte: GIUBLIN, 2015.

### 5.1.5.2. Desaprumos

O desaprumo de edifícios e obras de arte é uma patologia com origem essencial no recalque diferencial das fundações. Além de afetar o caráter estético e funcional, a inclinação das construções também contribui para o acréscimo de cargas na estrutura, que por sua vez é transmitida para as fundações, ocasionando um aumento significativo no recalque já existente, podendo atingir valores que ocasionam o colapso do edifício.

Entre muitos casos famosos, a figura 24 mostra o desaprumo de alguns edifícios na baixada santista, no Estado de São Paulo.

Figura 24 - Desaprumos de edifícios na cidade de Santos



### 5.1.5.3. Ondulações em pistas

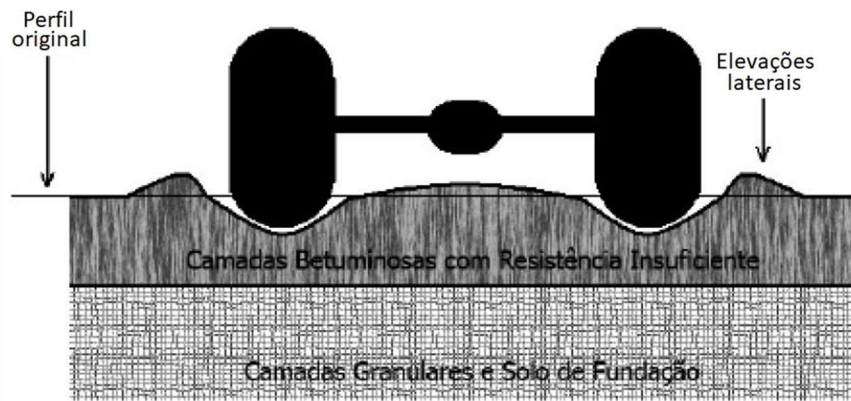
Ondulações são deformações transversais ao eixo da pista com depressões intercaladas de elevações. Elas são medidas em termos de comprimentos de onda (distância entre cristas ou entre vales), cuja ordem de grandeza é o metro. Não devem ser confundidas com corrugações, que possuem o mesmo padrão geométrico, mas os comprimentos de onda são da ordem dos centímetros ou dezenas de centímetro e as causas são diferentes. As ondulações são patologias facilmente perceptíveis por motoristas e afetam o conforto da via.

### 5.1.5.4. Deformações do tipo “Rodeiras de grande raio”

As rodeiras de pequeno ou grande raio são deformações permanentes no pavimento asfáltico que se desenvolvem nas áreas de passagem das rodas dos veículos transversalmente ao eixo da pista.

As rodeiras de pequeno raio são resultado de camadas betuminosas com resistência insuficiente à deformação plástica e somente esta parte é atingida, não ocorrendo deformação no solo de fundação, como mostra a figura 25.

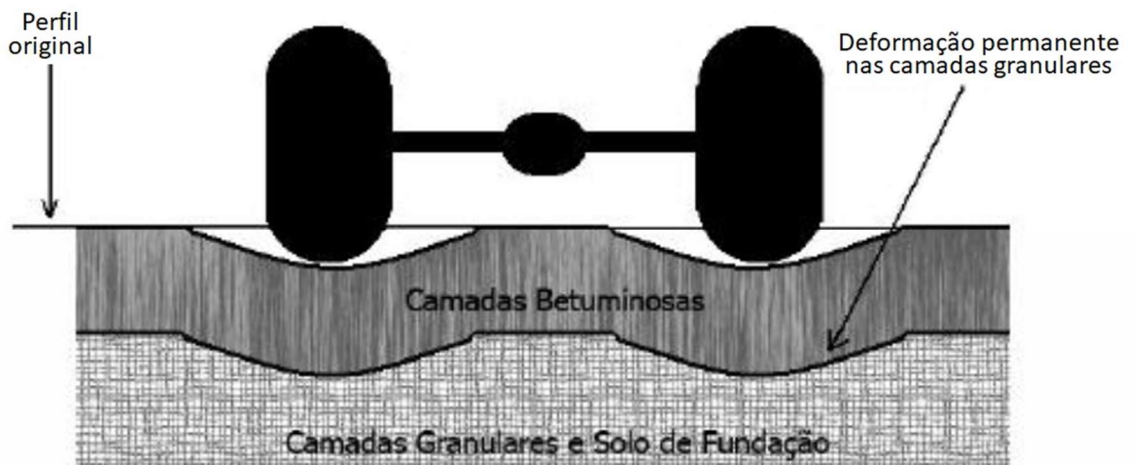
Figura 25 - Representação esquemática das rodeiras de pequeno raio



Fonte: SANTUCCI, 2001

Por outro lado, as rodeiras de grande raio têm origem justamente no assentamento do solo de fundação. Quando o solo tem baixa capacidade de suporte, como é o caso nos solos moles, ele pode deformar com a solicitação dos veículos e causar a deformação da camada betuminosa. A figura 26 mostra esquematicamente as rodeiras de grande raio.

Figura 26 - Representação esquemática das rodeiras de grande raio



Fonte: SANTUCCI, 2001

A forma de medição é através de sua profundidade, como mostra a figura 27.

Figura 27 - Profundidade da rodeira



Fonte: SANTUCCI, 2001

Se as rodeiras atingirem valores de profundidade elevados podem levar à perda de controle direcional dos veículos, comprometendo a segurança da pista. Essa alteração geométrica prejudica também a capacidade de drenagem do pavimento, favorecendo o acúmulo de água, reduzindo a aderência pneu/pavimento e prejudicando, mais uma vez, a segurança de circulação dos veículos e, conseqüentemente, dos seus condutores e ocupantes (SOARES, 2008).

#### 5.1.5.5. Desnível em encontros de pontes e viadutos

Nos trechos das obras viárias próximos às obras de arte é necessária a construção de um aterro de encontro para permitir o acesso de uma parte à outra. Quando construído sobre solo compressível, a diferença de rigidez entre o aterro e a estrutura de concreto pode fazer com que os recalques nas vias cheguem a ordem do décímetro ou mesmo metro, enquanto nas pontes e viadutos este é da ordem do milímetro, próximo a zero. Portanto, é necessário controlar os recalques dos aterros de encontro para impedir o desnível em relação à ponte, conhecido como “degrau”, que compromete o conforto do motorista e pode chegar a comprometer a segurança, demandando grande quantidade de recursos para manutenção.

Alguns autores tentam estabelecer um valor máximo aceitável de desnível, que define um limite a partir do qual seriam necessárias ações de remediação. LEONHARDT (1979) comenta sobre um gradiente máximo de 1/200 para pontes e HA, SEO e BRIAUD (2002) afirmam que um gradiente de 1/125 é suficiente para causar grave desconforto aos motoristas, mas este fator varia de acordo com volume e velocidade do tráfego.

Segundo o Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo (DERSP, 2005), é necessário adotar uma estrutura rígida sobre o aterro de acesso, denominada laje de

aproximação, que vise atenuar os efeitos de recalques diferenciais na interface entre a ponte e a via.

#### **5.1.5.6. Desestabilização de fundações de pontes e viadutos**

As movimentações nos solos moles não são somente verticais, ocasionando recalques, são também horizontais e podem gerar esforços nas áreas ao redor. No caso de aterros de acesso à pontes e viadutos, é necessário estudar as fundações das obras de arte quanto à resistência às tensões horizontais causadas pelas possíveis movimentações do depósito abaixo do aterro, considerando o efeito de Tschebotarioff, caso contrário pode ocorrer desestabilização levando a diversas patologias ou até, em caso extremo, a ruptura.

#### **5.1.5.7. Afundamentos**

Afundamento é uma deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento asfáltico, acompanhada ou não de compensação volumétrica por solevamento lateral. Existem dois tipos: afundamento plástico, causado pela fluência do revestimento asfáltico e onde ocorre solevamento lateral, e afundamento por consolidação, causado por recalques acentuados no solo de fundação. Quando os afundamentos ocorrem com extensões até 6 m são chamados de “afundamentos locais”. Quando ocorrem com extensões contínuas maiores são chamados de “afundamentos de trilhas de roda”.

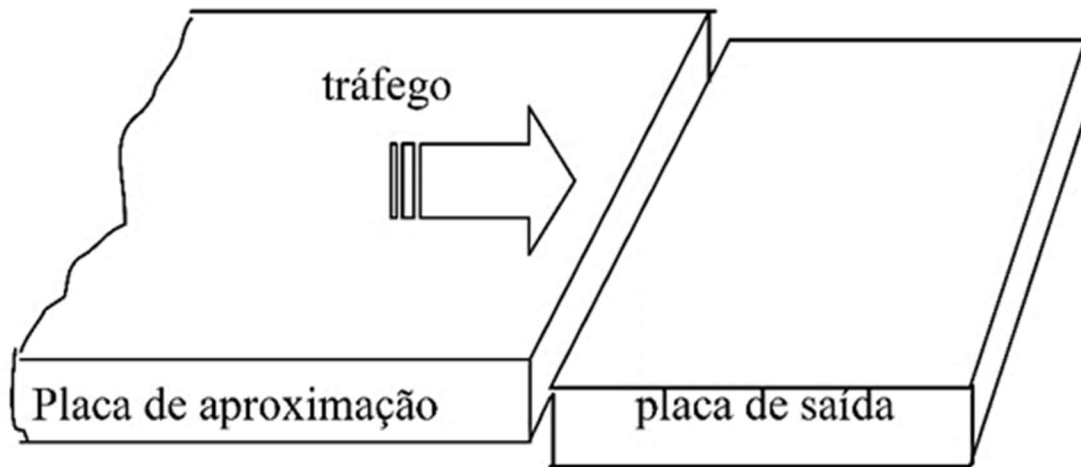
#### **5.1.5.8. Escalonamento ou degrau nas juntas de pavimentos de concreto**

Deslocamentos verticais diferentes entre placas de concreto adjacentes formam degraus na região das juntas. As causas principais são a deficiência nos elementos de transmissão de cargas entre placas e os recalques diferenciais no solo de fundação.

Além de reduzir o conforto e a segurança do tráfego e provocar danos nos veículos, estes degraus contribuem, de forma significativa, para a redução da vida útil do pavimento.

A figura 28 esquematiza o mecanismo de escalonamento e a figura 29 mostra um exemplo prático.

Figura 28 - Desenho esquemático de um escalonamento



Fonte: DNIT, 2010.

Figura 29 - Exemplo de escalonamento ou degrau nas juntas



Fonte: GIUBLIN, 2015.

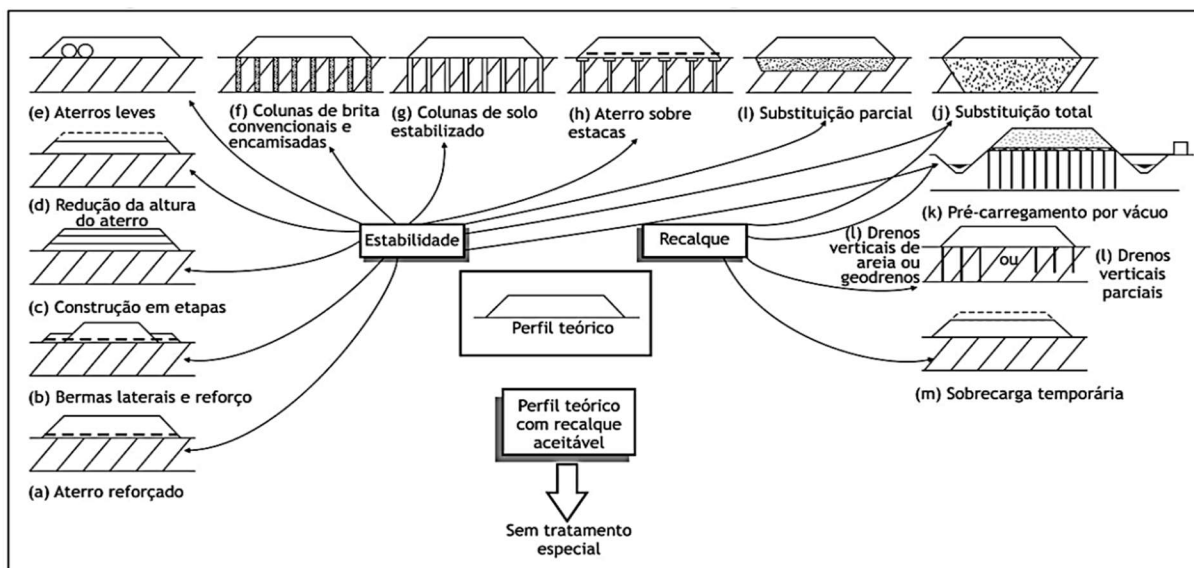
### 5.1.6. Soluções construtivas

Existem diversas técnicas para evitar as patologias em aterros sobre solos moles, tanto técnicas construtivas quando de recuperação de obras já afetadas. Em relação às soluções construtivas de aterro, elas partem de diferentes abordagens: ações sobre o aterro (reforço do aterro, construção em etapas, entre outros), ações sobre o solo mole da base (estaqueamento da base, substituição parcial ou total, entre outros) ou redução das cargas a serem aplicadas (aterros leves).

A escolha do método construtivo é uma etapa essencial e leva em conta: características geotécnicas; características hidrológicas; disponibilidade de materiais e equipamentos; utilização prevista, incluindo a vizinhança; impactos ambientais; prazos; custos, etc.

A Figura 30 apresenta um resumo dos métodos construtivos de aterros sobre solos moles; parte deles atua no controle de estabilidade, parte no controle de recalques, e muitos nos dois pontos. O mais usual é a adoção de soluções combinadas.

Figura 30 - Soluções de estabilização ou controle de recalques de aterros sobre solos moles



Fonte: ALMEIDA e MARQUES, 2010

A seguir, são descritos, de forma sucinta, alguns destes processos construtivos.

#### 5.1.6.1. Substituição do solo mole

O solo mole pode ser removido total ou parcialmente e substituído por material com maior capacidade de suporte e menor compressibilidade, diminuindo ou eliminando recalques e aumentando o fator de segurança quanto à ruptura. O processo inclui a remoção do solo mole, seu transporte e disposição em ‘bota fora’, o transporte do material de empréstimo até o local e seu lançamento, o que pode implicar em custos altos ou até inviabilidade, dependendo da disponibilidade de material de empréstimo na região ou dos custos de transporte. A remoção é possível apenas para camadas com espessuras relativamente pequenas, com cerca de 4 a 5 m, e, no máximo, 7m, ou seja, para solos aluvionares (MASSAD, 2010).

A remoção do material mole se faz geralmente por um dos processos seguintes:

- escavação e deslocamento mecânico (total ou parcial);

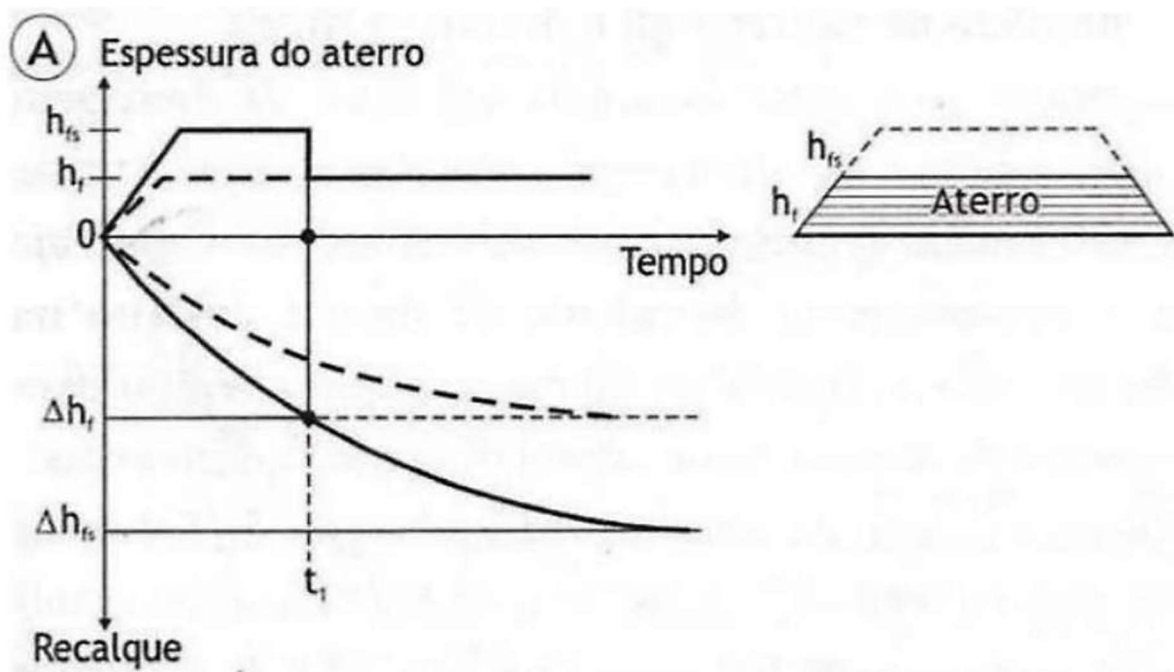
- remoção por meio de bombas de sucção ou dragas;
- deslocamento por explosivos, que liquefazem o solo mole.

Uma das desvantagens dos métodos de substituição e deslocamento é a dificuldade no controle de qualidade, pois não há garantia da remoção uniforme do material mole, o que pode causar recalques diferenciais e riscos de acidentes.

### 5.1.6.2. Sobrecargas temporárias

Nesta técnica, para submeter temporariamente o solo mole à uma carga maior do que a que ele receberá durante a vida útil da obra, constrói-se um aterro com altura maior do que a necessária inicialmente. Dessa forma os recalques são acelerados, já que o excesso de carga acelera o adensamento.

Figura 31 - Aceleração de recalques com sobrecarga temporária



Fonte: ALMEIDA e MARQUES, 2010

Na figura 31 podemos ver o gráfico de recalque em função do tempo que explica o funcionamento da técnica de sobrecargas temporárias. Para o caso sem sobrecarga (linha tracejada), os recalques seriam estabilizados quando fosse atingido o valor  $\Delta h_f$ . Já para o caso com sobrecarga temporária (linha cheia), os recalques tendem a estabilizar quando atingirem o valor  $\Delta h_{fs}$ . Coloca-se a sobrecarga no instante  $t = 0$  e ela é mantida até o instante em que os

recalques atinjam o valor  $\Delta h_r$ , que na figura 31 corresponde à  $t = t_1$ . Em seguida, a sobrecarga é retirada. Dessa forma, o valor do recalque para o aterro sem sobrecarga, no tempo infinito, já foi atingido de forma antecipada e, conseqüentemente os recalques cessam, mesmo com o alívio de carga.

Como é necessário um volume maior de material de empréstimo, a dificuldade de encontrar material disponível aumenta, assim como o custo, já alto, de transporte. Além disso, os prazos necessários para o adensamento do solo e a estabilização dos recalques são longos, devido à baixa permeabilidade do solo mole.

### 5.1.6.3. Drenos verticais

No processo de adensamento a água percorre um caminho vertical de comprimento igual à espessura da camada de solo mole, ou no mínimo, igual à metade da espessura, se a camada inferior tiver permeabilidade alta. A instalação de drenos verticais diminui o caminho a ser percorrido pela água dentro do solo, que será no máximo igual à metade da distância entre drenos, e também torna esse caminho predominantemente horizontal. Como o coeficiente de permeabilidade horizontal é geralmente superior ao vertical e o caminho diminui muito, o tempo de adensamento cai drasticamente, contribuindo positivamente para os prazos da obra e para diminuição de custos com manutenção, já que recalques tardios causam patologias. Os drenos verticais são comumente usados com sobrecargas temporárias, para que o acréscimo de carga expulse a água dos poros.

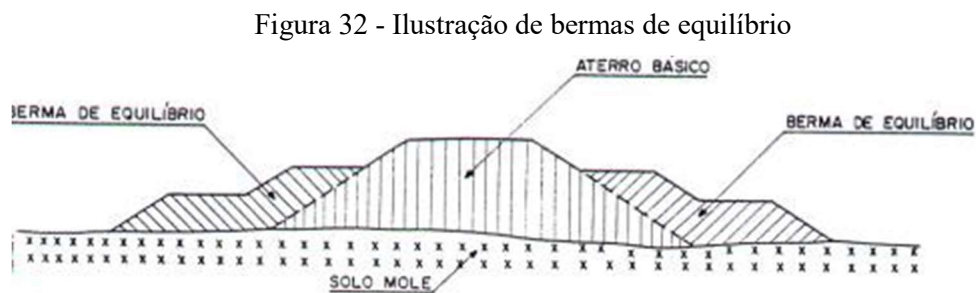
Inicialmente os drenos verticais usados eram os de areia, hoje existem os geodrenos, que apresentam produtividade muito maior (cravação de cerca de 2 km por dia) e tem maior resistência aos movimentos da camada argilosa provocados pelo adensamento. Os geodrenos ou drenos fibroquímicos têm formas de tiras, com seção transversal retangular, de 100 x 3 mm<sup>2</sup>. No interior das tiras existem canais para dar escoamento às águas, que correspondem a mais de 70% da área da sua seção transversal. A instalação das tiras requer o emprego de equipamentos especiais, de grande produção, pois o espaçamento entre drenos costuma ser pequeno.

A viabilidade deste método depende essencialmente de propriedades do solo, como a pressão de pré-adensamento e os coeficientes de adensamento, além disso os recalques por adensamento primário precisam ser suficientemente superiores aos valores de adensamento secundário, já que é sobre o primário que os drenos atuam.

#### 5.1.6.4. Bermas de equilíbrio

Bermas de equilíbrio são elementos utilizados para garantir a estabilidade global do conjunto formado pelo solo mole e pelo aterro, de modo que a estrutura compense os momentos instabilizantes e aumente o fator de segurança (figura 32).

Cabe salientar que restrições de espaço e de material disponível podem inviabilizar o uso de bermas de equilíbrio, já que se trata de uma solução geométrica.



Fonte: ALMEIDA e MARQUES, 2010

#### 5.1.6.5. Aterro estaqueado

As estacas que passam pelo aterro atuam como elementos rígidos capazes de absorver uma parcela elevada das cargas aplicadas ao solo e transmiti-las às camadas mais resistentes do subsolo. O aterro pode ser apoiado sobre estacas ou colunas dos mais variados materiais.

A distribuição das cargas para as estacas pode ser feita através da utilização de capitéis, geogrelhas ou lajes presentes no topo das estacas, entre o solo mole e o aterro. Esse tipo de solução minimiza ou até mesmo, elimina os recalques, além de melhorar a estabilidade do aterro. Além disso, possui a grande vantagem de possibilitar o alteamento do aterro em uma só etapa, minimizando o tempo de execução do mesmo (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Essa metodologia executiva também pode ser utilizada com colunas granulares que, além de produzirem menores deslocamentos horizontais e verticais do aterro em comparação ao aterro convencional ou sobre drenos, também promove a dissipação do excesso de poropressão por drenagem radial, assim como explicado no uso de drenos verticais, acelerando os recalques e aumentando a resistência ao cisalhamento do solo de fundação (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

#### 5.1.6.6. Estacas Alluvial Anker

A utilização de estacas do tipo *Alluvial Anker* é uma outra alternativa de solução para fundações sobre solos moles, trazida ao Brasil pela empresa *Solotrat* e já executadas em aterros de obras viárias para acesso a viadutos. Trata-se de uma estaca de pequeno diâmetro, moldada *in loco*. Um tubo de aço sem costura ( $2\frac{1}{2}$ ” de diâmetro) de comprimento 50 cm superior à profundidade do furo, com ponta cortante, é instalado no solo a altíssima velocidade através de rotação.

Figura 33 - Detalhe da ponta cortante a Alluvial Anker

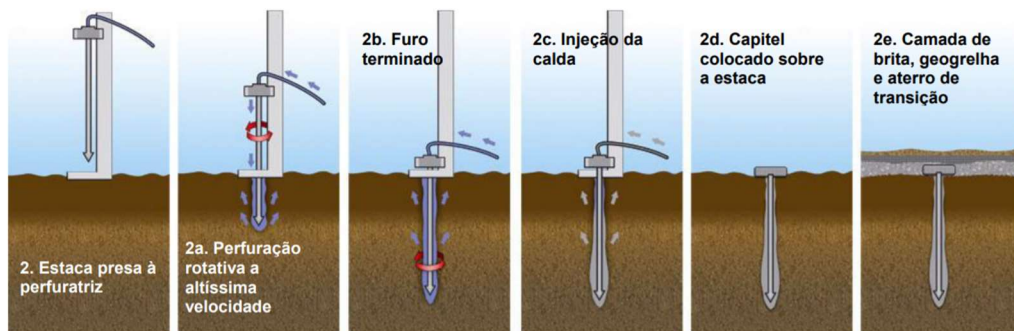


Fonte: SOLOTRAT, 2009

Durante a instalação é feita a injeção do fluido cimentante, que funciona como elemento de refrigeração da ferramenta de corte e de retirada do resíduo de perfuração. Para garantir a formação de um bulbo de maior diâmetro, nos últimos três metros a injeção da calda de cimento deve ser mais demorada.

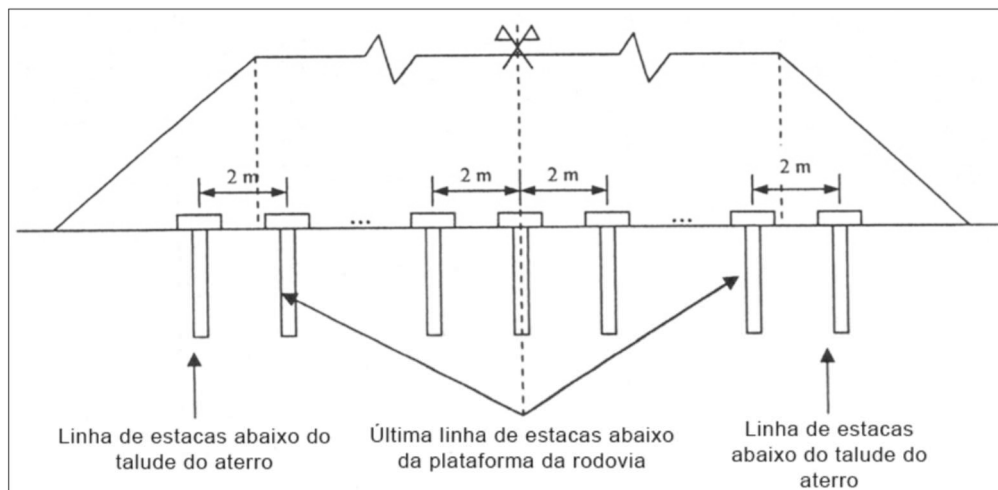
Depois de executadas as estacas, um capitel de concreto armado pré-moldado ou de chapa de aço é colocado sobre cada estaca. Entre os capitéis, e na mesma altura destes, é colocado um aterro de brita. Sobre a brita é colocada uma geogrelha, seguida de um aterro de transição, que funciona como dissipador de tensões.

Figura 34 - Etapas de execução do Alluvial Anker



Fonte: SOLOTRAT, 2009

Figura 35 - Seção transversal de aterro com o uso de Alluvial Anker



Fonte: SOLOTRAT, 2009

#### 5.1.6.7. Aterro reforçado com geossintéticos

Os geossintéticos são elementos diversos obtidos a partir de polímeros sintéticos. Estes elementos podem ser utilizados em obras de terra, podendo exercer, basicamente, funções de reforço, drenagem, filtração, separação, proteção e controle de erosão.

A técnica de reforço de aterros consiste na inclusão de geogrelha na base do aterro. Esse material possui elevada resistência e rigidez e tem como objetivo maximizar o fator de segurança do sistema em termos da estabilidade global e distribuir melhor as tensões

(ALMEIDA e MARQUES, 2010). Com isso, o maciço de solo apresenta menores recalques localizados e maior capacidade de resistência.

Figura 36 - Geossintéticos reforçando a base do aterro



Fonte: SOLOTRAT, 2009

#### **5.1.6.8. Aterros leves**

A magnitude dos recalques dos aterros sobre solos moles é função da carga gerada pelo aterro construído. Logo, a utilização de materiais leves no corpo de aterro reduz a carga e consequentemente a magnitude desses recalques. Essa abordagem difere das anteriores ao não atuar sobre o solo mole ou reforçar o aterro, e sim diminuir a causa dos problemas, essencialmente as cargas atuantes. Essa técnica, denominada aterro leve, tem como vantagem adicional a melhoria das condições de estabilidade desses aterros (ALMEIDA e MARQUES, 2010) e a diminuição expressiva dos custos de manutenção.

Historicamente materiais residuais de outros processos foram usados como material de preenchimento em aterros leves como serragem e resíduos de cascas de árvores, resíduos da produção de concreto celular e argila expandida - inicialmente eram usados resíduos da produção de argila expandida. Esses materiais de origem residual estão sujeitos ao mercado do produto do qual eles se originam e estão disponíveis enquanto a própria indústria de sua produção não encontra outros usos para eles, por isso normalmente não são viáveis durante muito tempo.

Entre todos, o material mais utilizado para esse método tem sido o poliestireno expandido (EPS), pois, comparado aos demais materiais, é o de menor peso específico (15 a 30 kgf/m<sup>3</sup>) e combina alta resistência (70 a 250 kPa) e baixa compressibilidade (módulo de elasticidade de 1 a 11 MPa) (ALMEIDA e MARQUES, 2010). O EPS quando aplicado em geotecnia é chamado de geoexpandido e apresenta diversas vantagens adicionais:

- Facilidade e rapidez de construção;
- Eliminação da etapa de adensamento
- Diminuição da área necessária nas laterais da rodovia porque o EPS permite taludes mais inclinados;
- mais inclinados;
- Redução de tensões horizontais em pilares de cabeceiras de pontes;
- Propriedades bem definidas por ser manufaturado;
- Excelente durabilidade

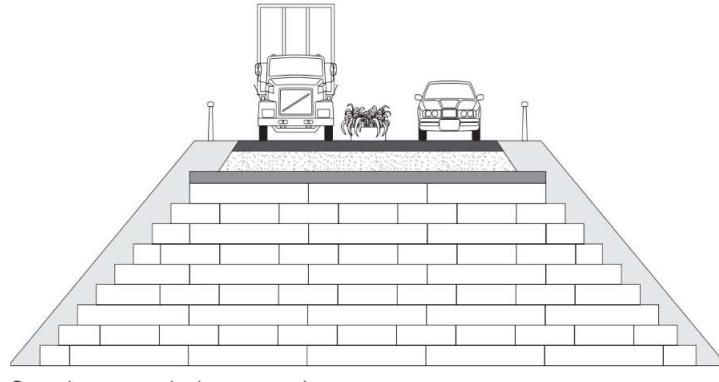
Tabela 7 - Materiais empregados em aterros leves

<b>Material do Aterro</b>	<b>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Poliestireno Expandido	0,2 a 0,5
Argila expandida	5 a 10
Serragem	8 a 10
Cinza volante	10 a 14

Fonte: modificado DNER - PRO 381/98

Apesar das vantagens do uso do EPS como aterro ultraleve sobre solos moles, a tecnologia ainda é pouco difundida no país. A falta de métodos construtivos, métodos de cálculo e experiência em campo fazem com que este método construtivo seja, todavia, pouco utilizado na construção civil brasileira (Lavoie, Nahum, 2017)

Figura 37 - Seção Transversal de Aterro Leve com EPS



Fonte: LEOVALDO, 2005

### 5.1.7. Ensaios de campo

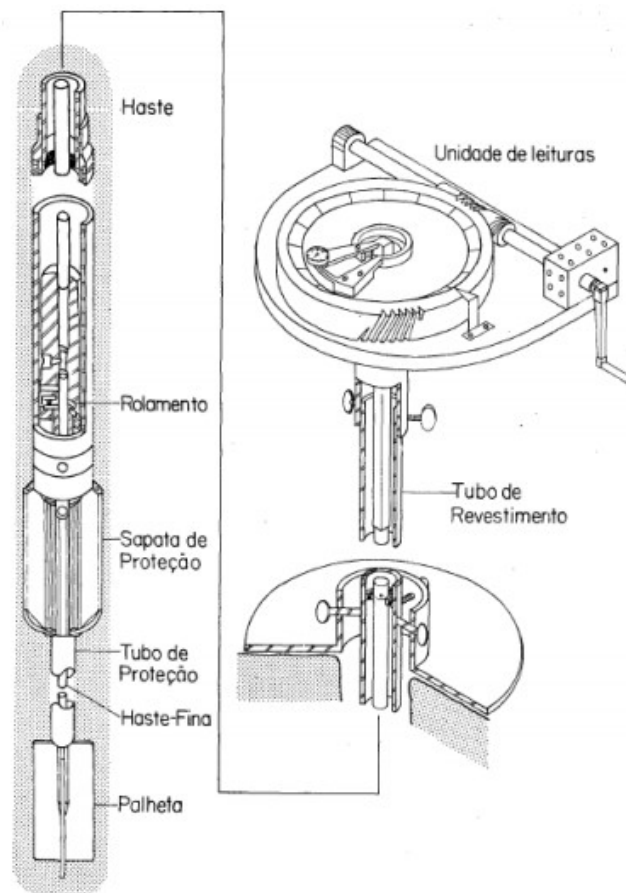
#### 5.1.7.1. Palheta ou Vane test

Segundo Chandler (1988), o ensaio de palheta de campo foi originalmente usado na Suécia em 1919 e empregado extensivamente em base mundial desde o final da década de 1940, sendo o método de campo mais utilizado para determinação da resistência não drenada de argilas moles.

Em 1949 o ensaio foi introduzido no Brasil pelo Instituto de Pesquisa Tecnológica de São Paulo (IPT) e normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) em 1989. No Brasil, tem sido largamente utilizado para a obtenção de  $S_u$  em solos médios a moles, devido a ser um método simples e prático (COUTINHO et al, 2000; ORTIGÃO e COLLET, 1986).

A norma ABNT NBR 10905 prevê dois tipos básicos de equipamentos: tipo A, com palhetas e hastes protegidas, conforme modelo da Figura 38, e tipo B, onde a palheta é inserida em perfuração prévia, com haste não protegida. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) em decorrência das dificuldades de execução e das imprecisões nos resultados, o equipamento tipo B tem sido preterido pela prática brasileira, havendo nas especificações técnicas contidas em projetos e procedimentos normativos de ensaios, recomendações quanto a utilização do equipamento tipo A. Ainda segundo os autores, embora o ensaio possa ser executado em argilas com resistência não drenada de até 200 kPa, a palheta especificada na norma brasileira apresenta desempenho satisfatório em argilas com resistências inferiores a 50 kPa.

Figura 38 – Equipamento para ensaio de palheta com palhetas e hastes protegidas



Fonte: ORTIGÃO E COLLET 1986

Como referência internacional, é válido ressaltar que a norma brasileira ABNT NBR 10905 atende as principais especificações da norma americana ASTM D2573.

O ensaio de palheta consiste em inserir verticalmente no solo uma palheta de seção cruciforme com quatro pás radialmente opostas, de diâmetro  $D$  e altura  $H$ , e em seguida aplicar uma rotação a velocidade constante e padronizada de  $6 \pm 0,6^\circ/\text{minuto}$ , medindo-se o torque necessário para cisalhar o solo em condições não drenadas. Com base no torque medido e considerando a relação entre a altura e o diâmetro da palheta igual 2, é possível determinar a resistência ao cisalhamento não drenada do solo em kPa com base na equação:

$$Su = 0,86 \cdot \frac{T}{\pi D^3} \quad (14)$$

Onde  $T$  é o torque máximo medido em kN.m e  $D$  é o diâmetro da palheta em metros.

O valor da resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada ( $S_u$ ) também é obtido com base na equação acima utilizando o valor do torque máximo correspondente a condição amolgada, o que permite a determinação direta da sensibilidade ( $S_t$ ) do solo, que é definida pela razão entre  $S_u$  e  $S_{ur}$ . A sensibilidade indica a perda relativa de resistência da argila quando totalmente amolgada e a importância de sua estrutura (COUTINHO et al, 2000). Um dos critérios de classificação da sensibilidade foi proposto por Skempton e Northey (1952), mostrado na tabela 8:

Tabela 8 – Classificação da sensibilidade

Sensibilidade	Classificação
1	Argilas insensíveis
1 a 2	Argilas de baixa sensibilidade
2 a 4	Argilas de média sensibilidade
4 a 8	Argilas sensíveis
Maior que 8	Argilas extrassensíveis
Maior que 16	Quick-clays

Fonte: SKEMTON E NORTHEY 1952

Uma análise estatística com base em 96 depósitos argilosos diferentes permitiu as proposições de Mayne e Mitchel (1988) para estimativa de OCR baseadas no ensaio de palheta, conforme a equação:

$$OCR = \alpha \left( \frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (15)$$

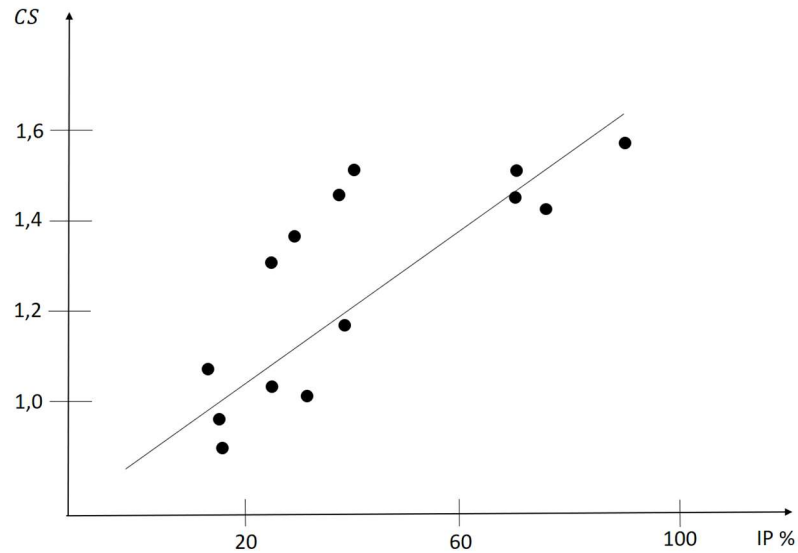
Sendo  $\sigma'_{vo}$  a tensão efetiva vertical e o valor de  $\alpha$  dado pela correlação com o índice de plasticidade (IP), conforme segue:

$$\alpha = 22 \cdot (I_p)^{-0,48} \quad (16)$$

Levando em conta essas diferenças de valores obtidas pelo ensaio e ao realizar diversos pesquisas por meio de retroanálises de casos de rupturas de aterros sobre solos moles, Bjerrum

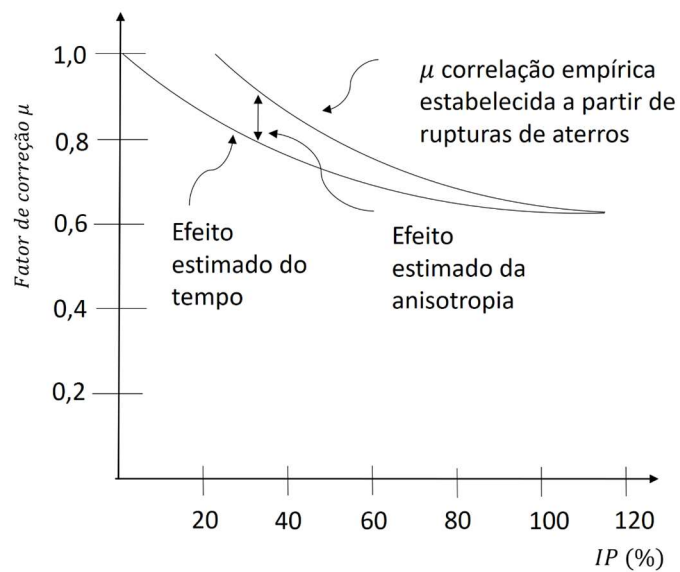
(1973) propôs que a coesão obtida pelo Vane Test ( $S_{uVT}$ ) deveria ser reduzida de um fator  $\mu$ , variando de 0,6 a 1, em função do índice de plasticidade IP – figura 40.

Figura 39 - Coeficiente de Segurança x Índice de plasticidade IP



Elaborado pelo autores - modificado SOUSA PINTO, 2005

Figura 40 – Fator de correção x Índice de plasticidade IP



Elaborado pelos autores (adaptado de BJERRUM, 1973)

Tal fator  $\mu$  leva em conta efeitos de anisotropia e da velocidade de ensaio e é tanto maior quanto mais plástico for o solo. A partir disso, a resistência não drenada utilizada em projetos ( $S_{u\ proj}$ ) deve seguir a equação 17.

$$S_{u\ proj} = \mu \cdot S_{u\ VT} \quad (17)$$

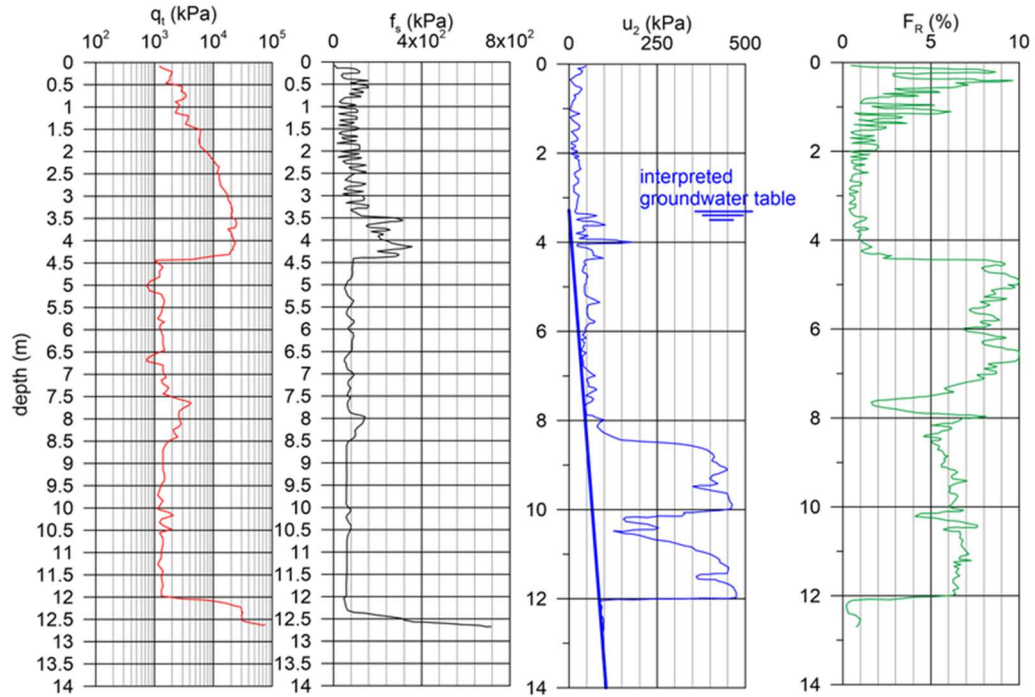
#### 5.1.7.2. CPTU

O ensaio de Penetração Estática, ou ensaio de Cone, consiste na cravação, por esforço estático de um conjunto de ponteira-hastes com velocidade constante, permitindo registros das forças necessárias para que a ponteira penetre uma certa profundidade no solo, obtendo-se com isso a resistência de ponta e o atrito lateral local. A partir de correlações empíricas entre esses dois parâmetros, é possível elaborar a classificação de identificação do solo e suas camadas.

O ensaio de penetração estática com piezocone (CPTU) trata-se da utilização de um cone elétrico com uma pedra porosa em sua extremidade que possibilita tanto a medição contínua da resistência de ponta, como do excesso de pressão neutra gerada pela cravação, permitindo a determinação do coeficiente de adensamento horizontal do solo, e dessa forma, sua permeabilidade. É considerado um bom instrumento para detecção de camadas drenantes de areia, imersas em depósito de argilas moles (Ortigão, 1993)

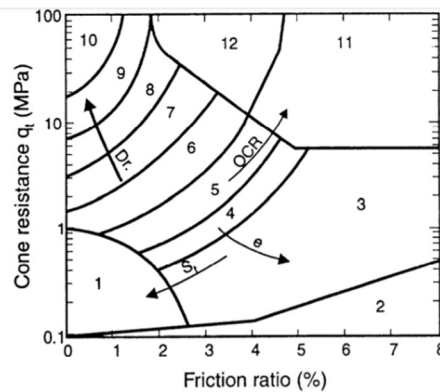
No ensaio CPTU, por meio das células de carga é possível a elaboração de gráficos que relacionam os parâmetros em função da profundidade, como os que são apresentados na figura 41.

Figura 41 - Resultados de ensaio CPTU



Com bases nos parâmetros obtidos pelo ensaio CPTU de Resistência de Ponta Corrigida e Atrito Lateral classificam-se as camadas de solo a partir do ábaco de correlação empírica SBT (Soil behaviour type from the CPT) sugerido por Robertson (1986), figura 42 no qual existem 12 faixas que nos associam a diferentes comportamentos e tipos de solos.

Figura 42 - Ábaco SBT



Zone	Soil Behavior Type
1	Sensitive fine grained
2	Organic material
3	Clay
4	Silty Clay to clay
5	Clayey silt to silty clay
6	Sandy silt to clayey silt
7	Silty sand to sandy silt
8	Sand to silty sand
9	Sand
10	Gravelly sand to sand
11	Very stiff fine grained*
12	Sand to clayey sand*

\* Overconsolidated or cemented

**Legenda: tipos de solo**

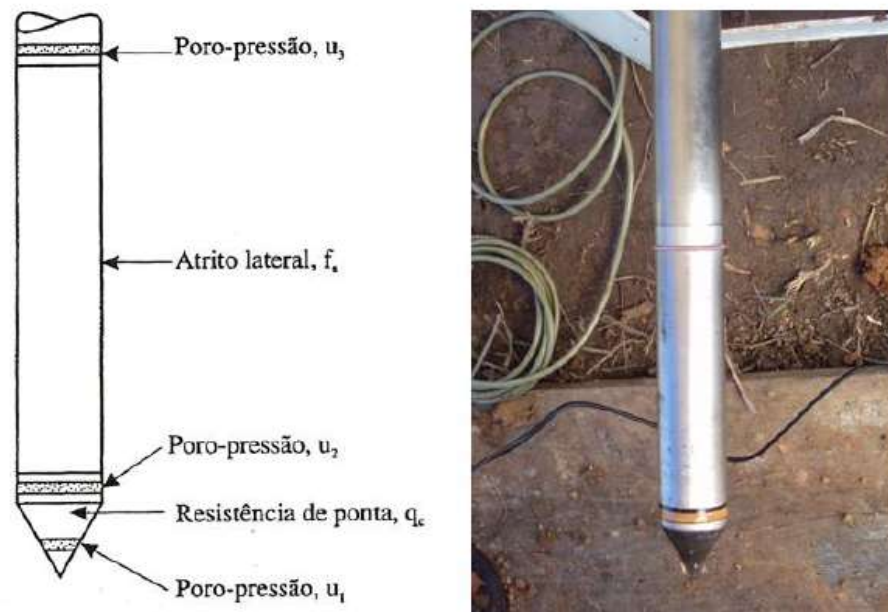
1 Solo fino sensível	7 Areia siltosa a silte arenoso
2 Matéria orgânica, Turfa	8 Areia a areia siltosa
3 Argila	9 Areia
4 Argila siltosa a argila	10 Areia com pedregulho a areia
5 Silte argiloso a argila siltosa	11 Solo fino muito rijo
6 Silte arenoso a silte argiloso	12 Areia a areia argilosa

Solos dos tipos 11 e 12 são sobreadensados ou cimentados

Fonte: ROBERTSON 2012

A figura 43 apresenta um desenho contendo os locais onde são medidos a resistência de ponta, o atrito lateral e o acréscimo de poropressão.

Figura 43 – Ilustração do cone



Para realizar a classificação do solo e estimar os diversos parâmetros envolvidos são feitas diversas correlações como apresentadas adiante.

Conforme citado por Robertson (2012), em argilas moles e em siltes, a resistência de ponta medida ( $q_c$ ) deve ser corrigida devido às poropressões que atuam sobre a geometria do cone, obtendo-se assim a resistência do cone corrigida,  $q_t$ :

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (18)$$

Em que:

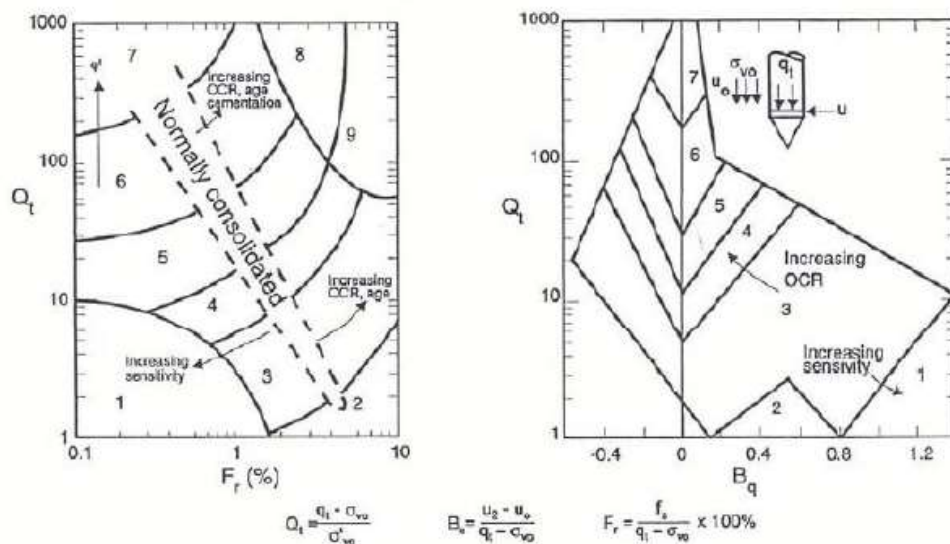
$q_c$  - resistência de ponta não corrigida;

$u_2$  - acréscimo de poropressão;

$a$  - fator determinado em função da calibração do piezocone em laboratório.

Os ábacos normalizados são compostos de um ábaco que utiliza os parâmetros  $Q_t$  (fator de resistência de ponta) e  $F_r$  (fator de atrito lateral), e um ábaco baseado em um índice de acréscimo poropressão  $B_q$ .

Figura 44 – Classificação do solo



Zona	Comportamento do Solo	Zona	Comportamento do Solo	Zona	Comportamento do Solo
1	Sensível, Granulometria Fina	4	Misturas de Silte - Silte Argilosos a Argilas Siltosas	7	Areia Pedregulhosa a Areias
2	Solos Orgânicos - Turfas	5	Misturas de Areia - Areia Siltosa a Silte Arenoso	8	Areias muito rija a Areia Argilosa
3	Argilas - Argilas a Argilas Siltosas	6	Areias - Areia Limpa a Areias Siltosas	9	Muito rijo, granulometria fina

Fonte: ROBERTSON, 2012

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100\% \quad (19)$$

Em que:

$B_q$  - índice de acréscimo poropressão;

$q_t$  - resistência de ponta;

$u_2$  - acréscimo de poropressão;

$u_0$  - poropressão hidrostática e  $\sigma_{v0}$  - tensão total vertical.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (20)$$

Em que:

$Q_t$  - fator de resistência de ponta;

$q_t$  - resistência de ponta;

$\sigma'_{v0}$  - tensão efetiva vertical

$\sigma_{v0}$  - tensão total vertical.

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100\% \quad (21)$$

Em que:

$F_r$  - fator de atrito lateral;

$q_t$  - resistência de ponta;

$f_s$  - atrito lateral

$\sigma_{v0}$  - tensão total vertical.

Para facilitar a interpretação dos gráficos normalizados (SBTN), Robertson (2012) propôs uma correlação que cria um índice de classificação do comportamento do solo,

denominado  $I_c$  (Equação 21). De acordo com o valor encontrado para  $I_c$ , utiliza-se a tabela 10 para classificá-lo.

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2} \quad (22)$$

Em que:

$I_c$  - índice de classificação do comportamento do solo;

$Q_t$  - Fator de resistência de ponta;

$F_r$  - fator de atrito lateral.

Tabela 9 – Classificação dos solos

Zona	Tipo de Comportamento do Solo	$I_c$
1	Solos Finos Sensíveis	N/A
2	Solos Orgânicos - turfa	> 3,6
3	Argilas - Argila a argila siltosa	2,95 a 3,6
4	Misturas de Silte - Silte argiloso a argila siltosa	2,6 a 2,95
5	Misturas Areia - Areia siltosa a silte argiloso	2,05 a 2,6
6	Areias - Areias limpas a areias siltosas	1,31 a 2,05
7	Areia grossa a a areia	< 1,31
8	Areia muito rija a areia argilosa (pré adensado ou cimentado)	N/A
9	Solo Fino muito rijo (pré adensado ou cimentado)	N/A

Fonte: ROBERTSON, 2012

Para estimativa do peso específico natural do solo, Robertson (2012) propôs uma correlação para ser usada apenas como indicativo.

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 \log R_f + 0,36 \log \frac{q_t}{p_a} + 1,236 \quad (23)$$

Em que:

$R_f$  = razão de atrito lateral =  $(f_s/q_t) \cdot 100$  %;

$\gamma$  = peso específico do solo;

$\gamma_w$  = peso específico da água;

$P_a$  = pressão atmosférica (mesma unidade de  $q_t$ ).

A sensibilidade ( $S_t$ ) da argila definida a partir dos ensaios CPTu utiliza a equação proposta por Robertson (2012):

$$S_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \cdot \frac{1}{f_s} \quad (24)$$

Em que:  $q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$N_{kt}$  = fator que depende do tipo de solo e obtido a partir do ensaio da palheta;

$\sigma_{v0}$  = tensão vertical;

$f_s$  = atrito lateral.

A obtenção do OCR a partir dos resultados de CPTu é realizada com a utilização do método proposto por Kulhawy and Mayne (1990), citado por Robertson (2012), apresentado na seguinte equação:

$$OCR = k \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (25)$$

Em que:

$k$  = constante que varia entre 0,2 e 0,5, tendo sido adotado o valor médio de  $k = 0,3$ ;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$\sigma_{v0}$  = tensão total vertical;

$\sigma'_{v0}$  = tensão efetiva vertical;

E finalmente o módulo de elasticidade:

$$E = 0,015 \cdot 10^{0,55 I_c + 1,68} \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad (26)$$

Em que:

$I_c$  = Índice de classificação do solo;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$\sigma_{v0}$  = tensão total vertical.

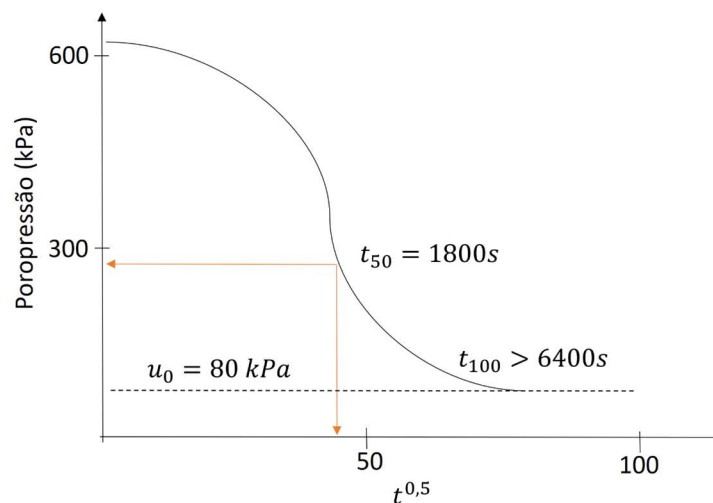
### 5.1.7.3. Dissipação de Poropressão

A pedra porosa instalada próxima a extremidade do piezocone possibilita a medição do excesso de pressão neutra gerada durante a sua penetração no solo. Durante o processo há a geração de sobre-pressão que se dissipará uma vez que a penetração for interrompida.

A partir do gráfico gerado que relaciona a dissipação de poropressão e a raiz do tempo decorrido para tal processo ( $t^{0,5}$ ) é possível a obtenção de parâmetros relacionados ao coeficiente de consolidação do solo ensaiado que, por sua vez, dependerá da compressibilidade e permeabilidade do solo.

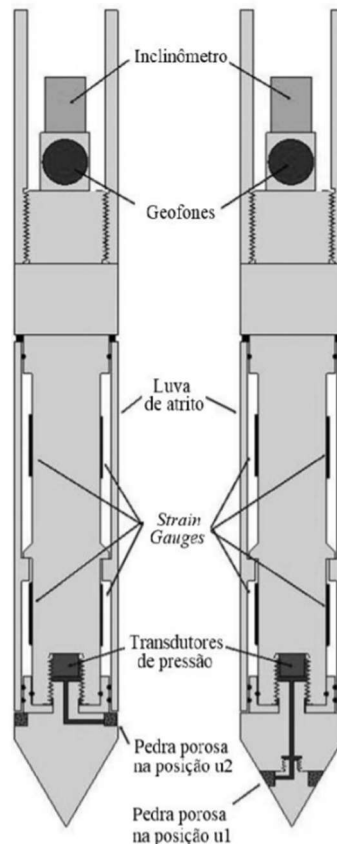
Usualmente, busca-se o tempo necessário para dissipação de 50% da sobre-pressão ( $t_{50}$ ), mas se a pressão de equilíbrio for requerida, o teste de dissipação deverá continuar até que não seja mais possível observar qualquer dissipação.

Figura 45 - Poropressão x  $t^{0,5}$



Fonte: elaborado pelos autores (modificado de DAMASCO PENNA, 2019)

Figura 46 -Esquema interno básico de um piezocone elétrico



Fonte: (adaptado de MAYNE, 2007; PEREIRA 2017)

Algumas correlações de parâmetros que podem ser obtidas pelo ensaio de dissipação serão apresentadas abaixo.

O coeficiente de adensamento horizontal é definido em função da equação 26 proposta por Schnaid (2000).

$$c_h = \frac{T \cdot r^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t_{50}} \quad (27)$$

Em que:

T = fator tempo em função da porcentagem de dissipação;

t<sub>50</sub> -tempo de dissipação;

r = raio do piezocone. O valor do raio encontra- em torno de 1,78 cm;

Ir = Índice de rigidez (Ir = G / Su)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (28)$$

Em que:

E = Módulo de elasticidade;

$\nu$  é o coeficiente de Poisson, com valor recomendado de 0,33.

Para o cálculo do coeficiente de adensamento vertical:

$$c_v = \frac{k_v}{k_h} \cdot c_h \quad (29)$$

Em que:

$c_v$  - coeficiente de adensamento vertical

$c_h$  - coeficiente de adensamento horizontal

$k_v$  - permeabilidade vertical

$k_h$  - permeabilidade horizontal

### 5.1.8. Instrumentação geotécnica

Toda obra viária deve ser instrumentada, especialmente aquelas executadas sobre solos moles, independentemente de sua extensão e profundidade da camada mole e de sua baixa resistência.

Em vista disso, A DNER, a partir do documento PRO 381/98, estabelece os procedimentos necessários para acompanhamento da obra por meio da instrumentação, tendo como objetivos os seguintes procedimentos:

- Buscar sempre acompanhar a evolução dos possíveis recalques gerados e verificar o tempo de permanência de uma sobrecarga temporária;

- Monitorar poropressões geradas durante a execução da obra e a velocidade de dissipação;
- Acompanhar os efeitos de deslocamentos horizontais;
- Monitorar a estabilidade da obra em casos críticos;
- Verificar a adequação do método construtivo.

Existem duas categorias gerais de equipamentos utilizados na instrumentação de obras geotécnicas. A primeira categoria é usada para a determinação *in situ* das propriedades do solo ou da rocha, como resistência, compressibilidade, e permeabilidade, normalmente utilizada na fase de projeto. A segunda categoria é utilizada para o monitoramento da obra e avaliação de seu desempenho. Esta última é utilizada normalmente durante a fase de construção, podendo ser útil, também, na fase operacional do empreendimento. Pode envolver a medição das poropressões, deformações, carregamentos e tensões nas camadas de solo ou rocha (DUNNICLIFF, 1998).

Os principais objetivos do monitoramento de um aterro sobre solos moles são:

- (i) verificar as premissas de projeto;
- (ii) auxiliar o planejamento da obra, principalmente relativo à sua segurança nas fases de carregamento e descarregamentos e,
- (iii) garantir integridade de obras vizinhas (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Para atingir esses objetivos, o projeto de instrumentação proposto deve atender aos seguintes critérios:

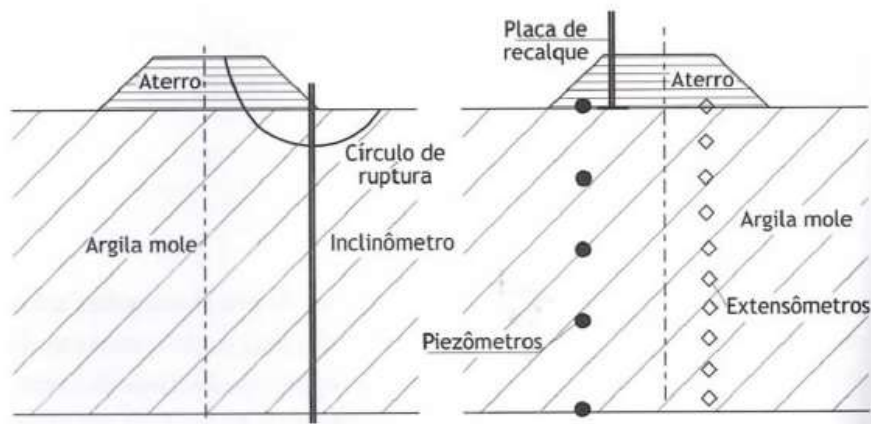
- (i) Ter conhecimento da grandeza da medida que o instrumento fornecerá e a faixa de variação esperada;
- (ii) As análises devem ser feitas logo após as leituras, a fim de que haja tempo adequado para decisões com relação à obra;
- (iii) A especificação técnica da instrumentação deve informar como os instrumentos serão instalados, sua localização e profundidade, a periodicidade das leituras e de que forma as medidas serão realizadas. Além disso, também deve ser informado o prazo para a apresentação das análises, os valores de alerta e as decisões associadas a esses valores;

(iv) A locação dos instrumentos deve ser feita por coordenadas e altimetria. Eles devem ser instalados, de preferência, próximos a locais onde foram realizadas sondagens e demais ensaios (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

As leituras podem ser feitas com base no uso de equipamentos mecânicos (leitura é realizada pelo operador) ou equipamentos que se utilizam de sensores elétricos associados à sistema de aquisição de dados (as medidas, em geral contínuas, são obtidas por meio dos sensores elétricos, cujos valores são avaliados pelo operador). A primeira é mais propícia para locais onde não é necessária a instalação de grande quantidade de sensores. Já as leituras obtidas por instrumentos eletrônicos, são caracterizadas pela rapidez com que as informações são obtidas, podendo-se fazer uma interpretação e análise mais rápida e de forma contínua (VALLEJO et al., 2002).

A seguir, encontra-se um detalhe típico de instrumentação de aterro sobre solos moles.

Figura 47 – Seção esquemática de um projeto de monitoramento sobre solos moles



Fonte: ALMEIDA e MARQUES, 2010

Dunnicliff (1998) apresenta detalhadamente os diferentes tipos de instrumentação geotécnica e suas respectivas recomendações.

#### 5.1.8.1. Inclinômetro

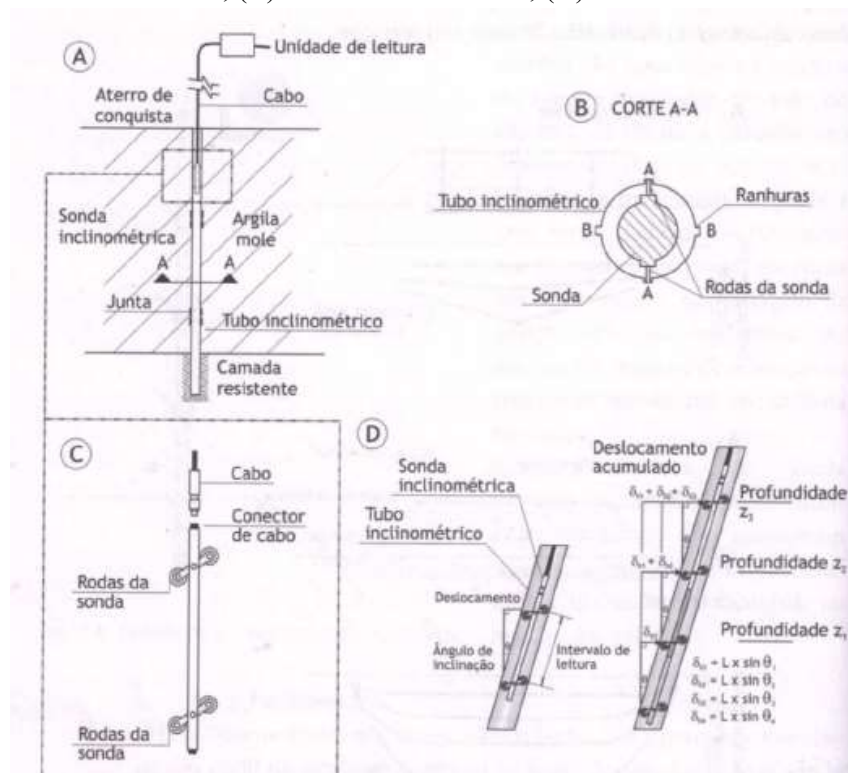
O inclinômetro é o principal equipamento para medida de deslocamentos horizontais através de sondas. As principais aplicações desse tipo de instrumentação referem-se à determinação da região mobilizada no caso de possibilidade de ruptura global, monitoramento

de movimentos horizontais e monitoramento de deformações dos muros, fundações estaqueadas sujeitas ao efeito de sobrecarga assimétrica em superfície e outros (DUNNICLIFF, 1998).

O tubo guia do instrumento é instalado ao longo de uma vertical. Por ocasião das leituras, o sensor (torpedo) é introduzido no tubo guia e é possível, após tratamento dos dados, obter-se os deslocamentos horizontais, por meio da medida do desvio do tubo com relação a vertical. Esse tubo inclinométrico (tubo guia) é instalado no solo até uma camada indeslocável (Figura 48.A e Figura 49), possui ranhuras ao longo do seu comprimento (Figura 48.B) e pode ser feito de material metálico ou de PVC. Já a sonda (torpedo – Figura 48.C) é composta por rodas retráteis. Ao ser introduzida no tubo guia as rodas garantem o alinhamento ao longo da sua passagem no interior do tubo. Essas ranhuras também possuem a função de indicar a direção das leituras em relação à obra (Figura 48.B). Nos casos de obras sobre solos moles, os tubos devem ser instalados de forma que as ranhuras estejam perpendiculares ao pé do aterro, o que garante que os maiores deslocamentos sejam lidos na mesma direção (AA), conforme indicado na Figura 48.B. Independentemente disso, as leituras devem ser realizadas também na direção perpendicular (BB) e caso julgue-se necessário, calcula-se a resultante do vetor dos deslocamentos das direções AA e BB (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

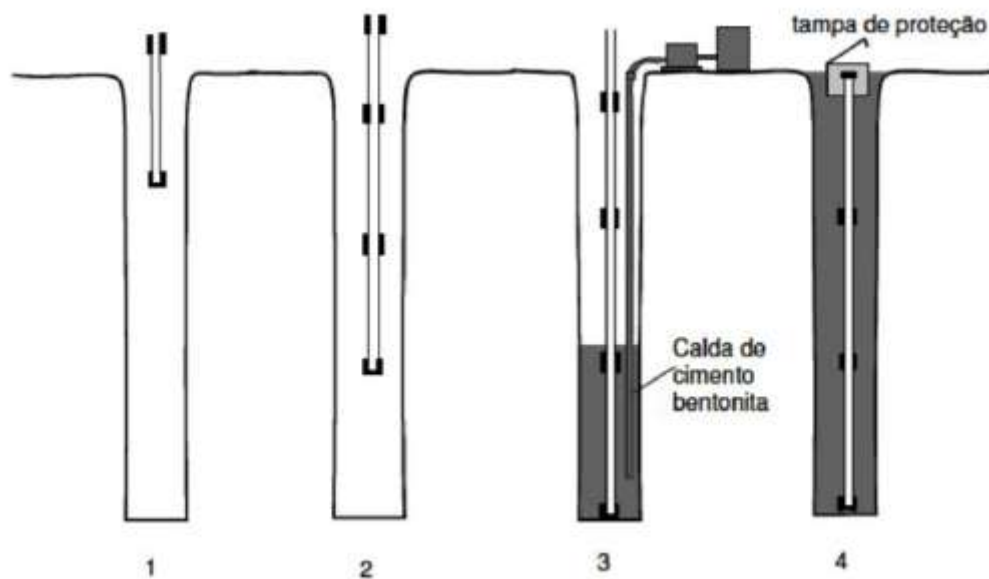
Na Figura 48D são apresentados os desvios (na horizontal) acumulados medidos (em relação à vertical) por uma sonda inclinométrica passando dentro do tubo, que permitem o cálculo dos deslocamentos acumulados. As leituras são realizadas com intervalos constantes (de 0,5 em 0,5 metros), em movimento ascendente.

Figura 48 – Detalhe esquemático de um inclinômetro: (A) e (B) tubo inclinométrico e sonda inclinométrica; (C) sonda inclinométrica; (D) detalhe das leituras



Fonte: ALMEIDA e MARQUES, 2010

Figura 49 – Fases de instalação do tubo guia de inclinômetro



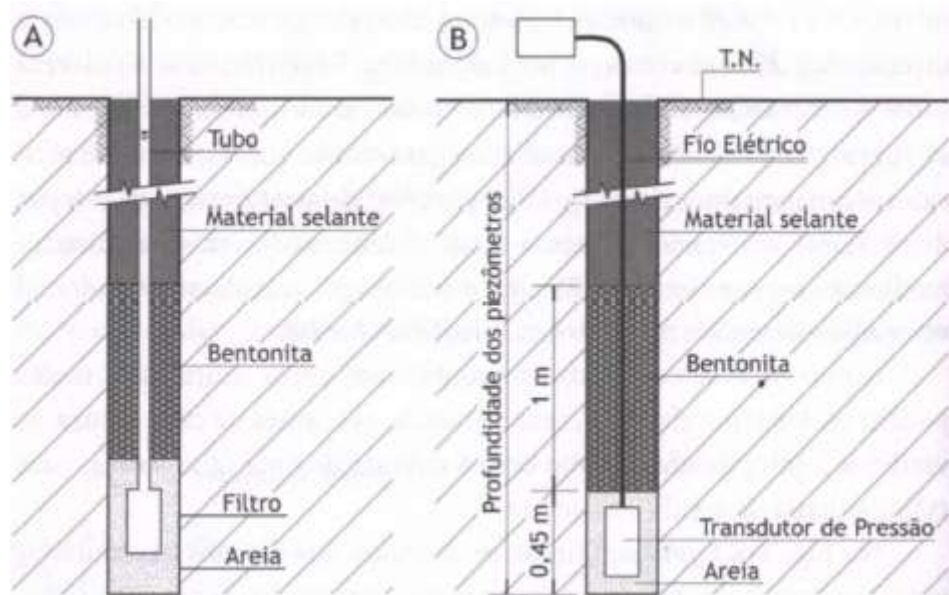
Fonte: GEO-RIO, 2000

### 5.1.8.2. Piezômetros

As medidas de poropressões são realizadas por piezômetros dos mais diversos tipos. O piezômetro mais utilizado em aterros sobre solos moles é o de Casagrande (de ponta aberta – Figura 50.A). Localizado na ponta do piezômetro (profundidade de instalação), há um filtro composto de um tubo em PVC perfurado envolto em geotêxtil para minimizar a colmatção (ALMEIDA E MARQUES, 2010).

Já os piezômetros elétricos e os de corda vibrante (Figura 50.B), embora mais onerosos, apresentam menor tempo de resposta do que o de Casagrande, visto que, neste último, é necessário que o tubo piezométrico seja preenchido de água para realizar a leitura. Além disso, permitem as medidas de poropressões negativas que ocorrem no pré-carregamento por vácuo. Por outro lado, é possível realizar o ensaio de permeabilidade *in situ* no piezômetro Casagrande, o que não ocorre com o elétrico (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Figura 50 – Esquema de piezômetros: (A) Casagrande; (B) Elétrico ou de corda vibrante



Fonte: ALMEIDA e MARQUES, 2010

### 5.1.8.3. Placa de recalque

As placas de recalque são os instrumentos mais simples que compõem um Projeto de Instrumentação de aterro sobre solo mole e têm por objetivo possibilitar a medida dos deslocamentos verticais. Elas são compostas por placas metálicas quadradas unidas a hastes que possuem roscas nas pontas de modo que permitam o prolongamento do conjunto de hastes

de acordo com o alteamento do aterro (Figura 51). Para o monitoramento das placas é necessário que haja uma referência indeslocável (benchmark) nas proximidades para que seja usada pela equipe de topografia (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

As placas de recalque devem ser instaladas previamente ao lançamento do material de aterro, para que não se perca nenhum registro de recalques dessa fase.

Para evitar danos nas placas, é utilizado um cercado de proteção rudimentar no seu entorno, que é retirado durante ao alteamento do aterro. A função do cercado é manter a integridade do equipamento visto que equipamentos de compactação estarão passando constantemente nas proximidades. É recomendado utilizar o sapo mecânico para compactação do solo em torno da placa. Utiliza-se também, um tubo PVC que minimiza o atrito entre o solo do aterro e a haste.

A periodicidade das leituras depende do cronograma executivo do aterro e da velocidade de lançamento de material. Geralmente são feitas leituras duas vezes por semana, diminuindo-se a frequência de leituras para uma vez por semana após o término de construção do aterro. Além disso, as placas podem ser utilizadas para auxiliar na estimativa de volumes de terraplenagem, que não podem ser medidos por nivelamento topográfico devido aos recalques ocorridos durante a execução do aterro (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Figura 51 – Detalhe de uma placa de recalque



Fonte: ALMEIDA e MARQUES, 2010

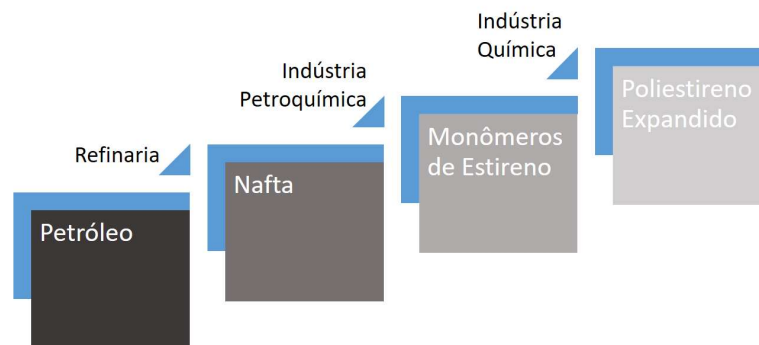
## 5.2. GEOEXPANDIDO

### 5.2.1. Processo produtivo

O geoexpandido, nome dado ao EPS quando utilizado em obras civis de geotecnia (Poliestireno Expandido, em inglês Expanded PolyStyrene), é um material plástico celular rígido, resultado da polimerização do estireno em água (hidrocarboneto subproduto da indústria petroquímica), que produz esferas de até 3 mm de diâmetro que se destinam a expansão.

Como agente expensor para transformação do EPS, utiliza-se o gás pentano, um hidrocarboneto que se deteriora rapidamente pela reação fotoquímica gerada pelos raios solares e que ocasiona o aumento de até 50 vezes do volume das esferas, fundindo-as, e permitindo, a partir disso moldar o material em diferentes formas. Após a etapa de expansão, o EPS apresenta de 95% - 98% de ar em seu volume

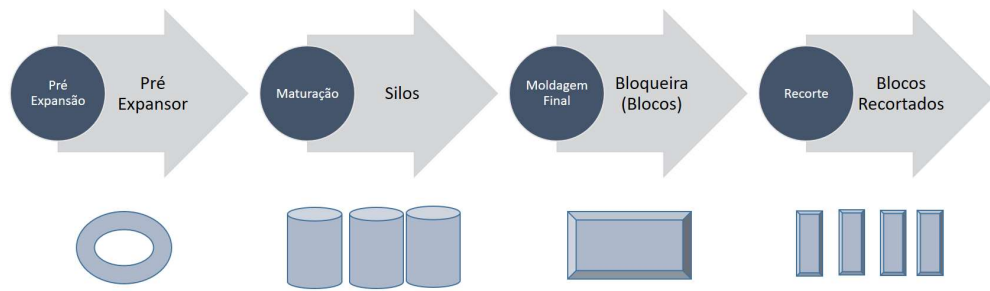
Figura 52 - Fluxograma do processo produtivo do EPS



Fonte: Elaborado pelos autores

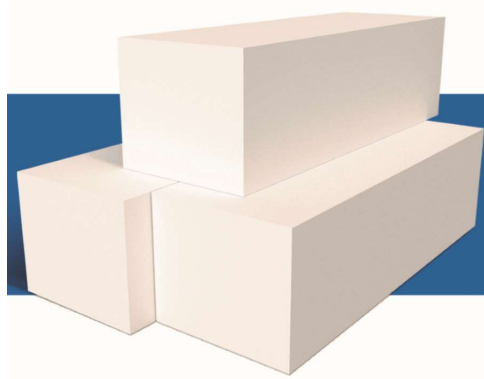
O Geoexpandido é um material plástico na forma de espuma com microcélulas fechadas, composto de vazios contendo ar, na cor branca, inodoro, reciclável, não-polvente e fisicamente estável. No processo de transformação do EPS é possível moldá-lo de acordo com a forma padrão para utilização nas obras de geotecnia, no geral, em como blocos modulares.

Figura 53 - Fluxograma do processo de transformação do EPS



Elaborado pelos autores

Figura 54 - Blocos modulares de EPS utilizados em aterros leves



Fonte: SOLOFORTE, TERMOTÉCNICA, 2019

### 5.2.2. Classificação

O EPS é produzido 7 grupos de massa específica aparente relacionados na tabela 10.

Tabela 10 - Tipos de EPS comercializados no Brasil

<b>Tipo</b>	<b>Massa Específica (kg/m<sup>3</sup>)</b>
I	9-10
II	11-12
III	13-14
IV	16-18
V	20-22,5
VI	25-27,5
VI	30-32,5

Fonte: ISOTERM (Catálogo, 2019)

Outro aspecto da classificação do EPS diz respeito à resistência à deformação. O valor que se segue ao nome EPS indica a pressão necessária para uma compressão com deformação de 10%, em MPa. Por exemplo, para o EPS 30 são necessários 30 kPa para uma deformação de 10%

### 5.2.3. Propriedades mecânicas

Dentre as diversas propriedades físicas do poliestireno expandido procura-se listar aquelas relacionadas a sua qualificação para a utilização em aterros leves

➤ Material leve

- A massa específica do EPS mais utilizadas em aterros leves varia entre 15-30 kg/m<sup>3</sup> (ALMEIDA e MARQUES, 2010)

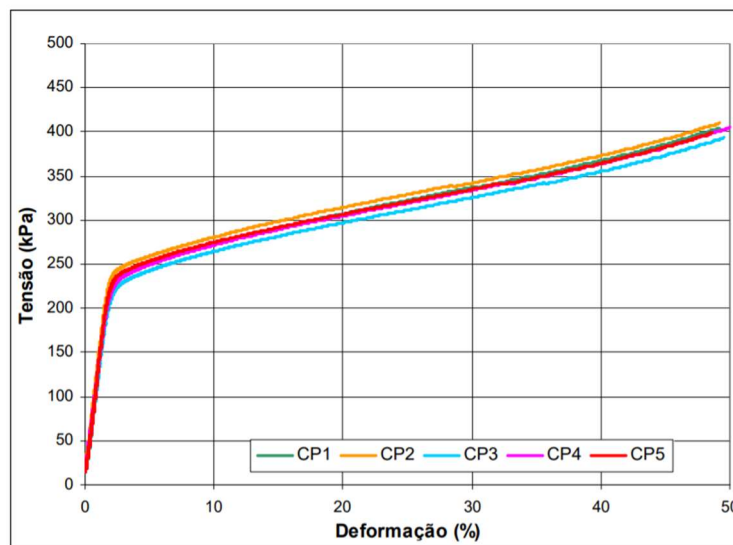
➤ Baixa compressibilidade

- Módulo de elasticidade varia de 1 a 11 MPa (ALMEIDA e MARQUES, 2010)

A verificação da aplicação do EPS em obras de geotecnia para execução de aterros leves deve ter como base suas características físicas e propriedades mecânicas que estão associadas à resistência à compressão e fluência sob compressão, sendo que estas relacionam-se principalmente com a massa específica do material.

Ensaio com EPS para verificar sua resistência à compressão indicam que este material permanece em regime elástico até atingir uma deformação de 2% da espessura da placa e tal índice varia de maneira aproximadamente linear com a densidade do material. O gráfico da figura 55 apresenta os resultados obtidos em um ensaio com cinco corpos de prova.

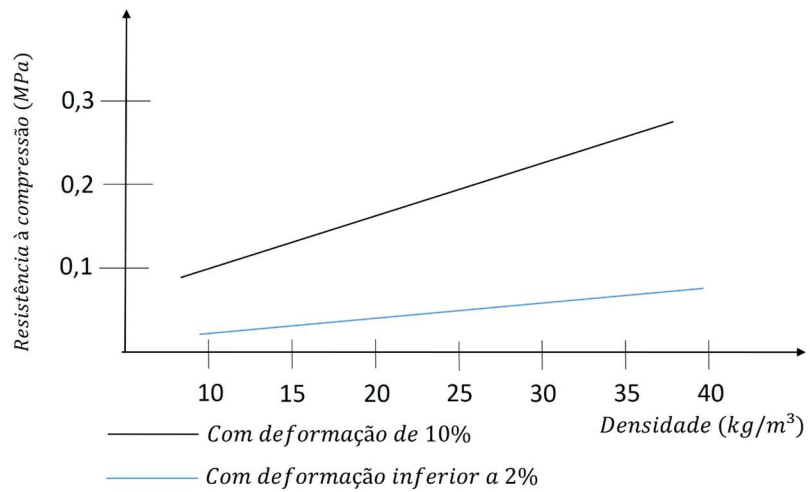
Figura 55 - Tensão x Deformação para 5 corpos de prova



Fonte (AVESSANI NETO, 2008)

No gráfico da figura 56 e na tabela 11 apresentam-se a variação da resistência à compressão em função da densidade do material para os casos em que a deformação é inferior a 2% e a 10% em uma das dimensões físicas do material.

Figura 56 - Resistência à compressão em MPa com uma deformação inferior a 2% e de 10% em função de massa volumétrica (kg/m<sup>3</sup>)



Elaborado pelos autores (modificado de TECNOCELL, Manual EPS 2018)

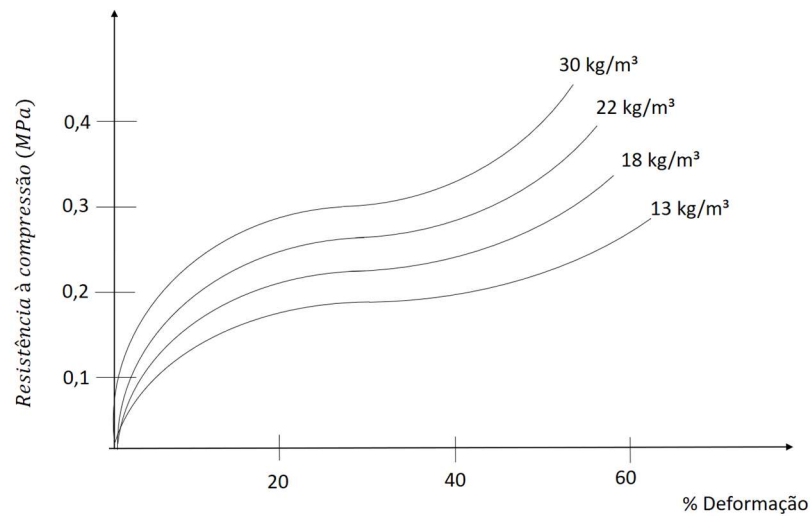
Tabela 11 - Resistência à compressão do EPS para uma deformação de 2 e 10% para diferentes densidades

Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Resistência à Compressão (kPa)	
	Deformação 2%	Deformação 10%
12	30	60
15	30	65
20	75	120
25	100	160
30	130	190
33	170	225

Fonte: elaborado pelos autores, (Modificado de ACEPE e BASF, 2018)

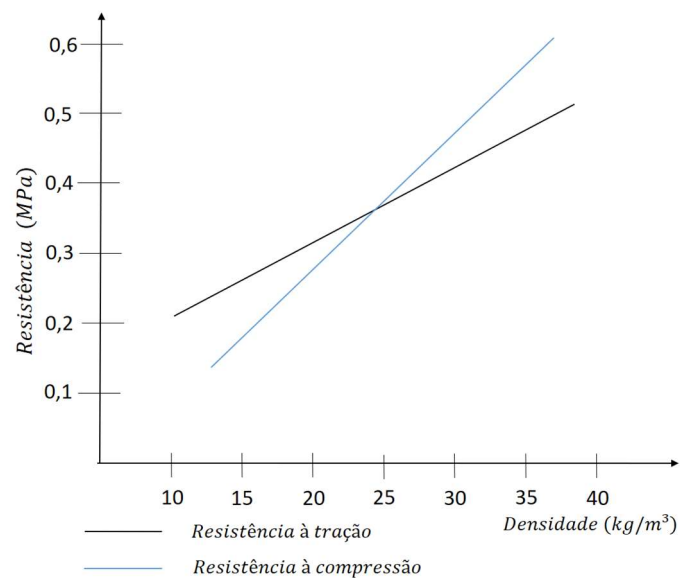
No gráfico da figura 57 apresenta-se a variação da resistência à compressão em função da deformação do material para diferentes densidades de EPS disponíveis no mercado e no gráfico da figura 58 a resistência à compressão e à tração em função das densidades.

Figura 57 - Resistência à compressão em função da deformação do EPS com diversas densidades



Fonte: Elaborado pelos autores (modificado de TECNOCELL, Manual EPS 2018)

Figura 58 - Resistência à Tração e à Flexão



Fonte: Elaborado pelos autores (Modificado de TECNOCELL, 2018)

### Outras Propriedades Físicas

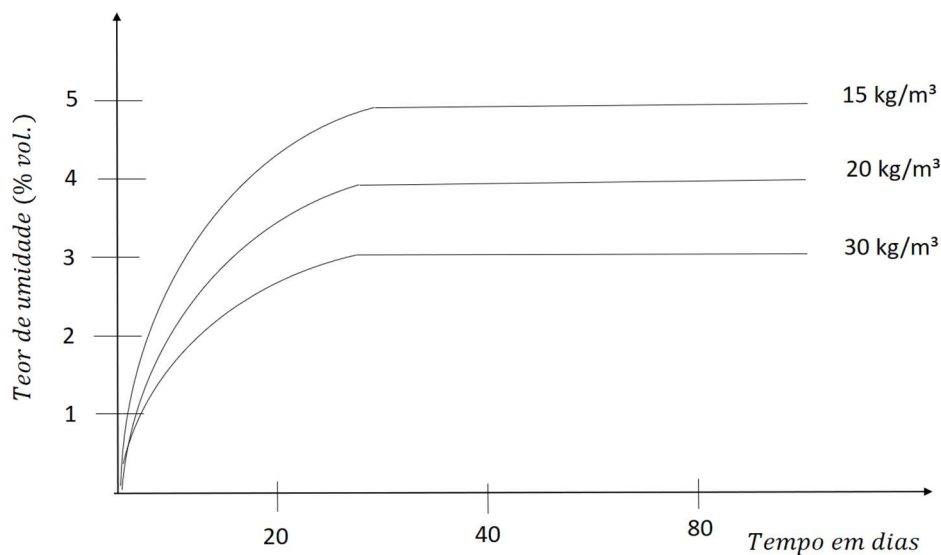
- Baixa condutibilidade térmica:

A estrutura de células fechadas, com ar em seu interior dificulta a transmissão de calor.

- Baixa absorção de água:

O Poliestireno Expandido não é um material higroscópico (não absorve a umidade do ar) e quando imerso em água absorve um baixo volume quando se comparado a outros materiais utilizados em aterros como o próprio solo. Isto é devido à estrutura de células fechadas impermeável à água. A figura 59 apresenta a relação da absorção de água com tempo para diferentes densidades do EPS.

Figura 59 - Absorção de água por imersão do EPS com diferentes densidades,



Fonte: elaborado pelos autores (Modificado DIN 53 428)

- Durabilidade:

Desconhece-se o limite de idade para o EPS. No entanto, suas propriedades impõem a sua correta aplicação para que seja garantido um desempenho adequado ao longo do tempo. Deve-se levar em conta a radiação solar direta, bem como outros tipos de radiações ricas em energia que deterioram o EPS por alterarem a sua estrutura química. Este processo é, porém, lento e dependente da intensidade de radiação e do tempo de exposição. Em conjunto, as radiações e as intempéries aceleram o processo deterioração. Portanto, procura-se evitar aplicações em que o EPS fique exposto à radiação solar direta, não se verificando, contudo, deterioração no caso de a radiação solar ser difusa. A estrutura celular do EPS também é danificada por solventes ou vapores destes.

- Compatibilidade com outros materiais

O EPS é compatível com grande parte dos materiais atualmente utilizados em obras de geotecnia. Contudo, é importante ressaltar que ele é sensível a alguns materiais que contenham solventes. Nestes casos terá de se evitar o contato ou exposição a vapores destes materiais. A estrutura celular é danificada pelos solventes sendo este processo acelerado com temperaturas elevadas.

Tabela 12 – Compatibilidade do material

<b>Materiais</b>	<b>Compatibilidade</b>
Água, água do mar, soluções de sais	+
Cal, Cimento, Gesso, Argamassa	+
Soluções Alcalinas	+
Soluções de Ácidos Fracos	+
Ácido clorídrico 35%	+
Ácido nítrico 50%	+
Ácido sulfúrico 95%	-
Sais, adubos	+
Betumes	+
Betuminosos diluídos com água	+
Produtos betuminosos com solventes	-
Produtos asfálticos	-
Gasóleo, gasolina	-
Álcool	+
Solventes orgânicos	-
Hidratos de carbono alifáticos	-

- Comportamento no Meio Ambiente / Aspectos Biológicos

O EPS não apodrece nem ganha bolor, não é solúvel em água nem libera substâncias para o ambiente. Até hoje, não foi observado qualquer efeito prejudicial para a saúde, sendo inclusive, utilizado em grande escala como embalagens para alimentos. Também não constitui substrato ou alimento para o desenvolvimento de animais ou microrganismos. Em caso de um grande acúmulo de sujeira sobre uma placa, poderão surgir bolores que, no entanto, não afetarão o EPS.

O EPS pode ocasionalmente ser atacado por roedores ou outros animais. Por isso, é necessário prever revestimentos que impeçam o acesso desses animais.

#### **5.2.4. Mercado no Brasil**

No Brasil não são numerosas as obras de aterros leves que utilizaram em seu corpo EPS. O principal fator que contribui para o atraso na utilização desse material em obras de geotecnia é o custo dos blocos de EPS. No país já existem algumas fábricas de blocos, as chamadas bloqueiras, e já estão instaladas em alguns estados (SP, RJ, MG, GO, BA, PE, MT, PR, SC e RS) com as principais empresas a seguir listadas:

- Termotécnica (SC)
- Styropek (SP)
- Videolar-Innova (SP)
- Knauf Isopor (SP)
- Grupo Isorecort (SP)
- Isoterm (SP)

(Fonte ABIQUIM, 2019)

Buscou-se realizar algumas cotações de blocos de EPS para utilização em obras de aterros leves com cada empresa listada e a partir das informações recebidas obteve-se uma tabela comparativa de preços por m<sup>3</sup> de bloco tipo VI e com os valores de frete inclusos:

Tabela 13 - Cotações de blocos de EPS - tipo VI (maio/2019)

<b>Fornecedor</b>	<b>Custo (R\$/m<sup>3</sup>)</b>
<i>Empresa A</i>	520,00
<i>Empresa B</i>	327,00
<i>Empresa C</i>	251,16

Lembra-se que devem ser levados em conta os custos de frete do fornecedor para local de armazenagem dos blocos que serão utilizados na obra de aterro. Devido à pequena demanda por esse tipo de material e com isso a existência de poucas unidades produtoras no país, os custos de transporte podem ser bastante significativos na composição do custo total desse material. No caso do aterro de Tubarão por exemplo, os blocos foram fabricados no Rio de Janeiro. Uma maior demanda do produto contribuirá para uma redução de custos. (Maccarini. M, 2013).

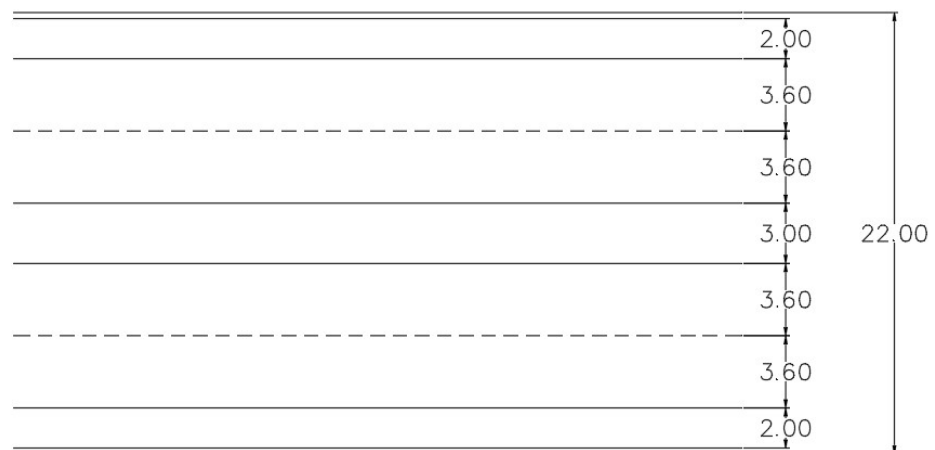
## 6. PROJETO

### 6.1. Definições de projeto

Buscando obter uma avaliação mais conclusiva sobre os benefícios e desvantagens do emprego do material EPS em aterros leves sobre solos moles, procurou-se realizar o estudo da utilização desse material em uma obra real.

Foi dimensionada uma seção transversal de aterro sobre solos moles para obra viária de pista dupla de uma rodovia federal onde foram utilizados as normas e procedimentos especificados pelo DNIT para dimensionamento desse tipo construção.

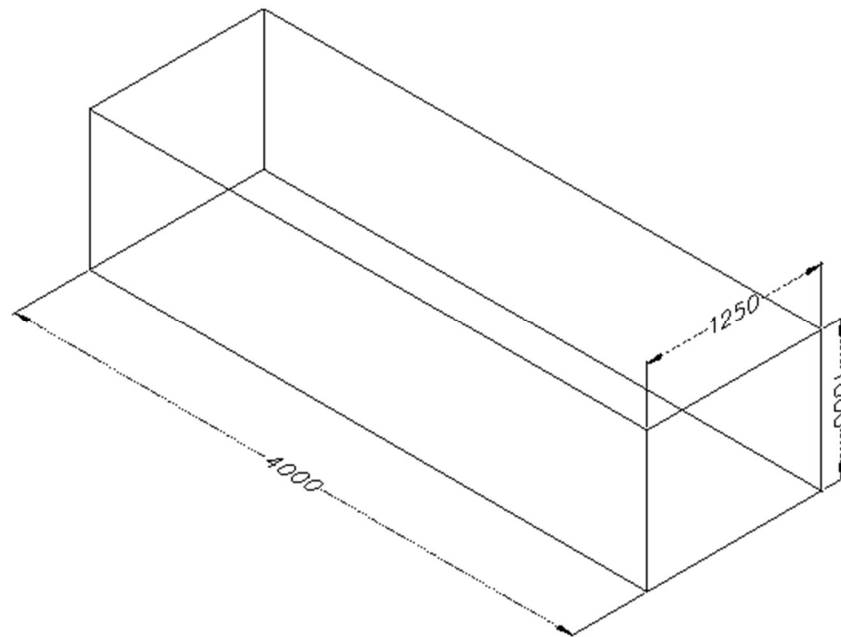
Figura 60 - Absorção de água por imersão do EPS com diferentes densidades,



Fonte: Elaborado pelos autores

Como parte da análise, era necessária altura do aterro de 5 m e utilizando-se de casos anteriores foi escolhida a inclinação dos taludes finais do aterro de 1,5V:1H. A partir destes dados serão estabelecidas cinco diferentes composições do corpo do aterro com diferentes arranjos dos blocos de EPS. Escolheu-se utilizar blocos de dimensões como apresentado abaixo:

Figura 61 - Absorção de água por imersão do EPS com diferentes densidades,



Fonte: Elaborado pelos autores

## 6.2. Análise dos ensaios

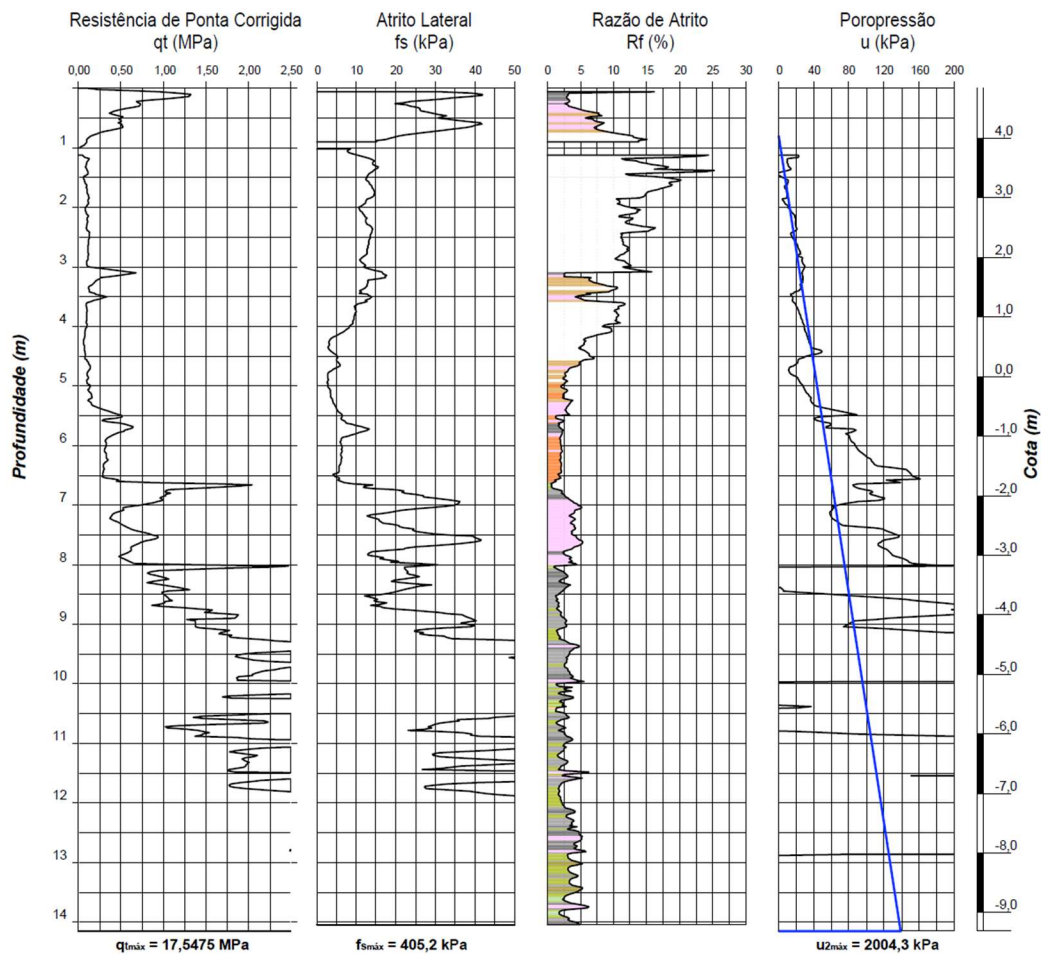
Foram realizados ensaios de campo (In Situ) que permitiram a obtenção de parâmetros relacionados às características físicas do solo que são necessários para o pré-dimensionamento de obras de aterro: CPTU, Vane Test e Dissipação.

### 6.2.1. Resultados dos Ensaios

Como não foram realizados ensaios de laboratório, alguns parâmetros necessários para análise da estabilidade, flutuabilidade e para o cálculo dos recalques foram extraídos da literatura técnica fazendo-se uso de correlações empíricas.

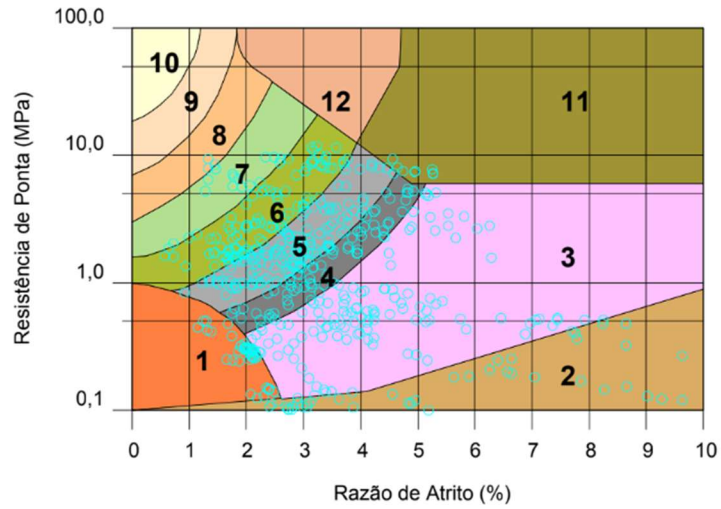
## - Ensaio de Cone - CPTU

Figura 62 - Ensaio CPTU



Com bases nos parâmetros obtidos pelo ensaio CPTU de Resistência de Ponta Corrigida e Atrito Lateral classificam-se as camadas de solo a partir do ábaco de correlação empírica SBT (Soil behaviour type from the CPT) sugerido por Robertson (1986). Desse modo, chega -se aos valores demonstrados na figura 62, onde observa-se a predominância de camadas de solo do tipo argila, argila siltosa e silte argiloso.

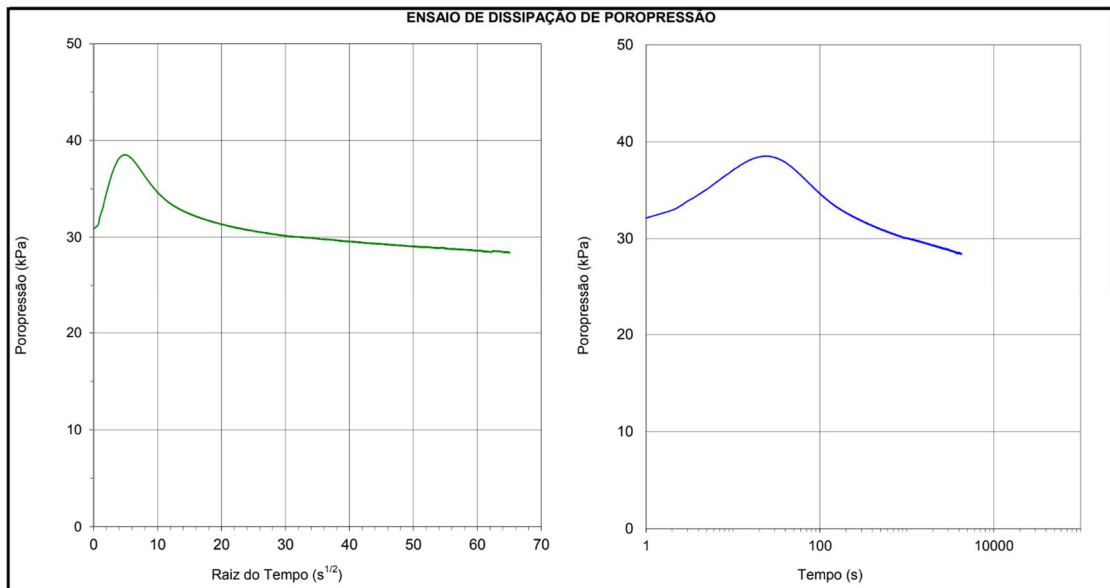
Figura 63 - Comportamento do solo (Robertson, 1986)



- Legenda: tipos de solo**
- |                                   |                                 |
|-----------------------------------|---------------------------------|
| 1 Solo fino sensível              | 7 Areia siltosa a silte arenoso |
| 2 Matéria orgânica, Turfa         | 8 Areia a areia siltosa         |
| 3 Argila                          | 9 Areia                         |
| 4 Argila siltosa a argila         | 10 Areia com pedregulho a areia |
| 5 Silte argiloso a argila siltosa | 11 Solo fino muito rijo         |
| 6 Silte arenoso a silte argiloso  | 12 Areia a areia argilosa       |
- Solos dos tipos 11 e 12 são sobreadensados ou cimentados

**- Ensaio de Dissipação de Poropressão**

Figura 64 - Gráficos de ensaio de dissipação de poropressão (cota: -3,00 m)

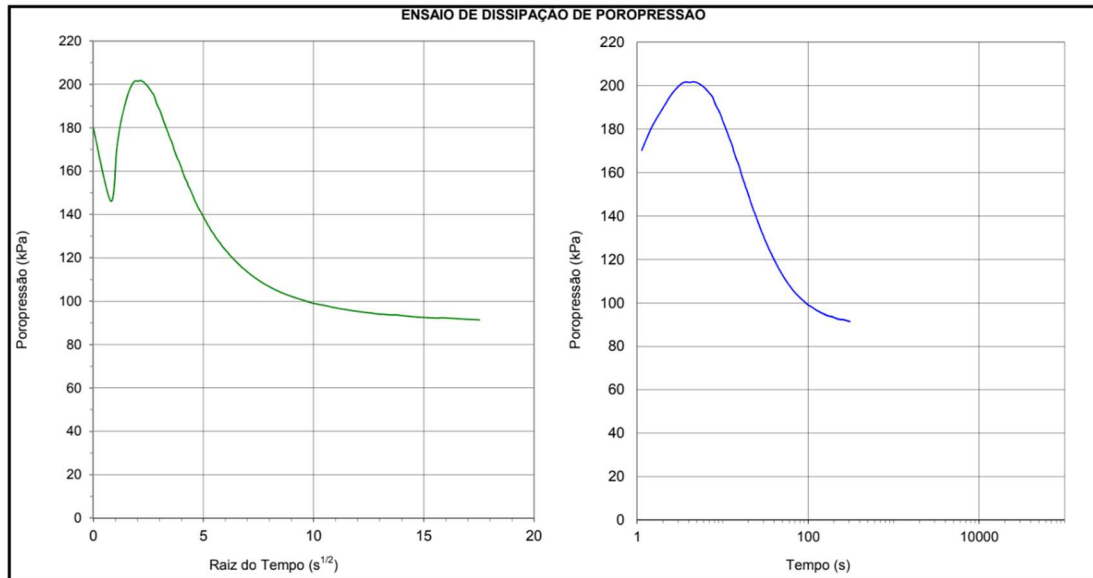


Tempo para 50% (s): 790,62

Tempo final (s): 4232,13

Profundidade (m): 3,00

Figura 65 - Gráficos de ensaio de dissipação de poropressão (cota: -9,00 m)



Tempo para 50% (s): 19,13

Tempo final (s): 307,13

Profundidade (m): 9,00

### - Ensaio de Palheta (Vane Test)

A partir do ensaio de palheta obtiveram-se os gráficos relacionando o torque com o ângulo de rotação, que por meio das equações encontram-se os valores de  $S_u$

Figura 66 - Torque x Ângulo de Rotação (Vane Test - Profundidade 1,00 m)

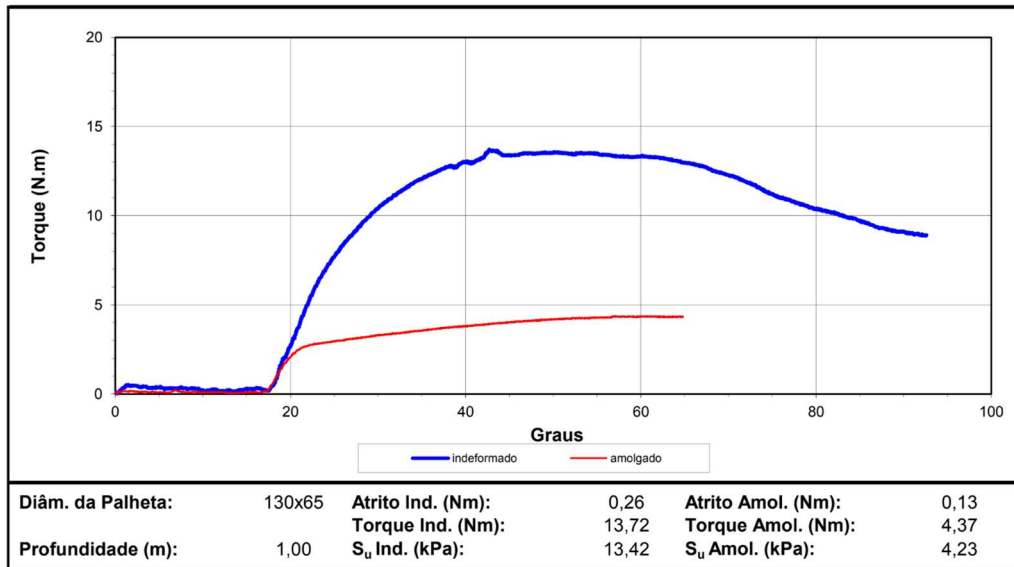


Figura 67 - Torque x Ângulo de Rotação (Vane Test - Profundidade 2,00 m)

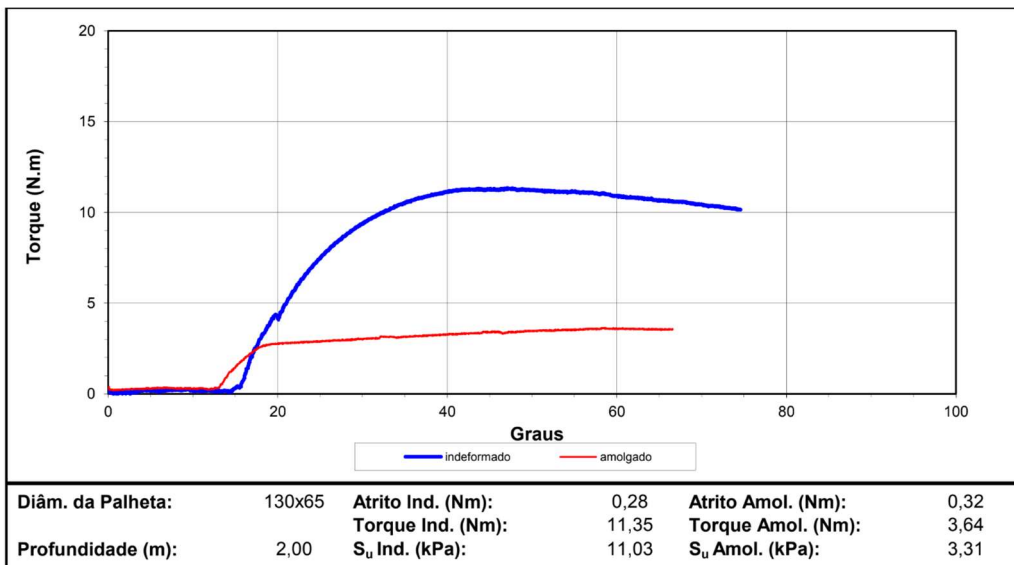


Figura 68 - Torque x Ângulo de Rotação (Vane Test - Profundidade 3,00 m)

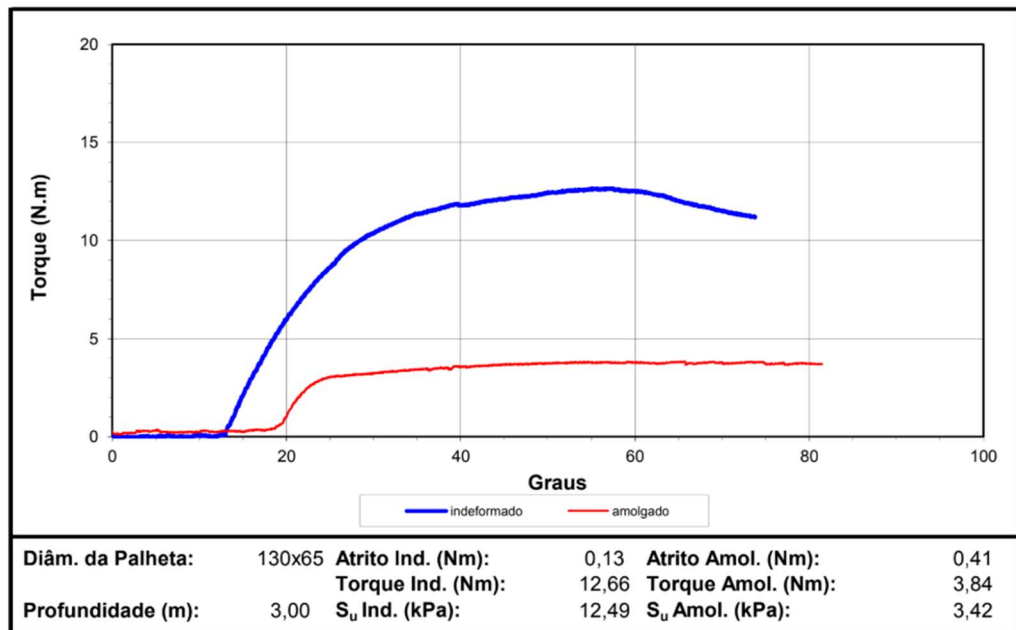


Figura 69 - Torque x Ângulo de Rotação (Vane Test - Profundidade 4,00 m)

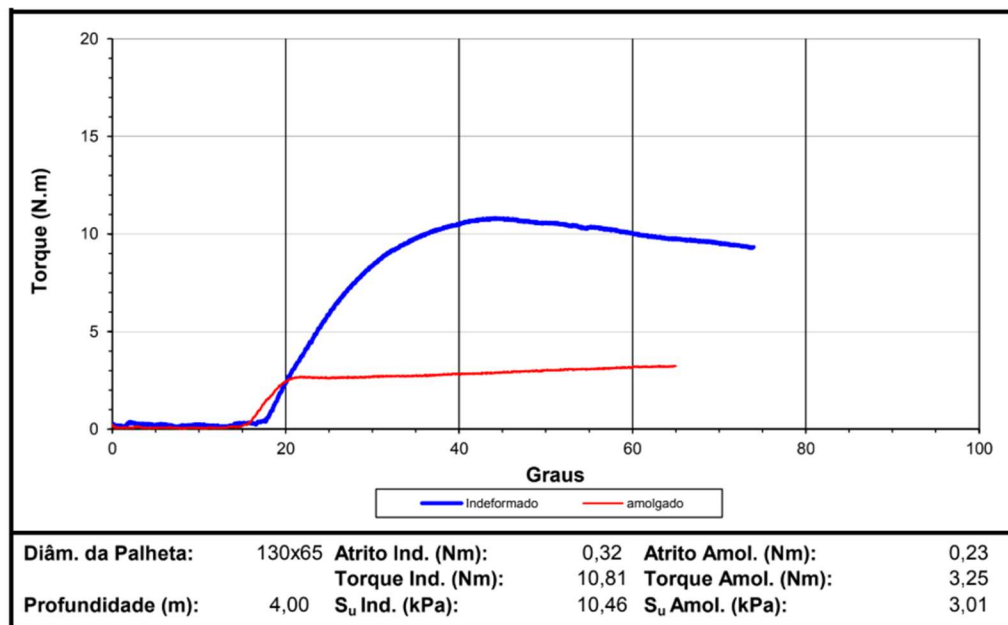


Figura 70 - Torque x Ângulo de Rotação (Vane Test - Profundidade 5,00 m)

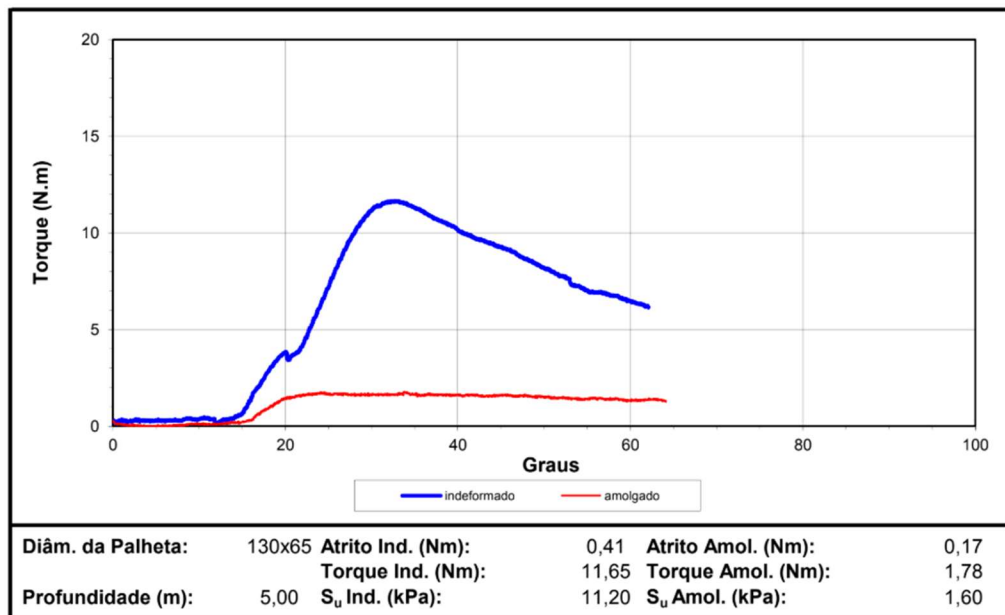
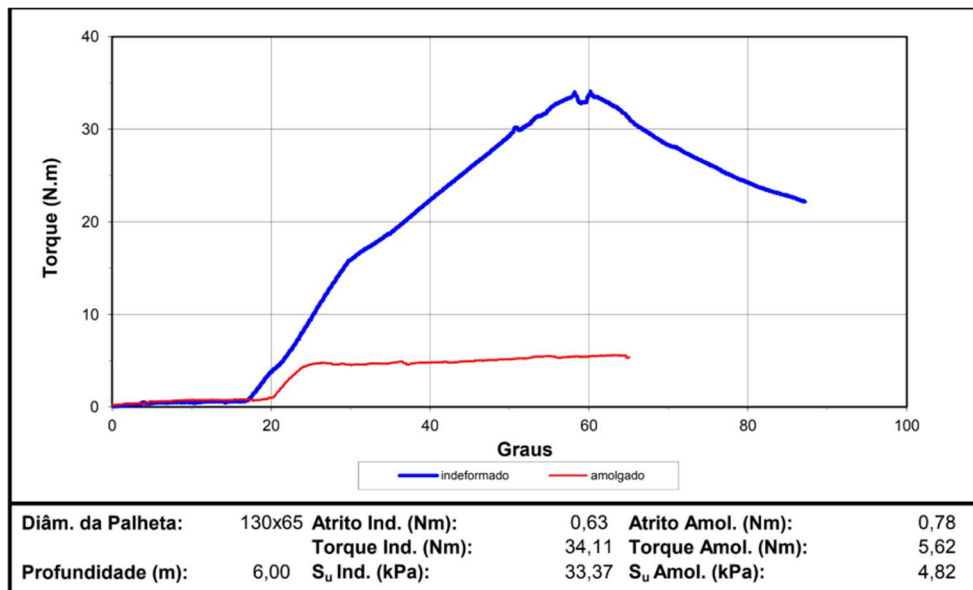


Figura 71 - Torque x Ângulo de Rotação (Vane Test - Profundidade 6,00 m)



### 6.2.2. Parâmetros Geotécnicos

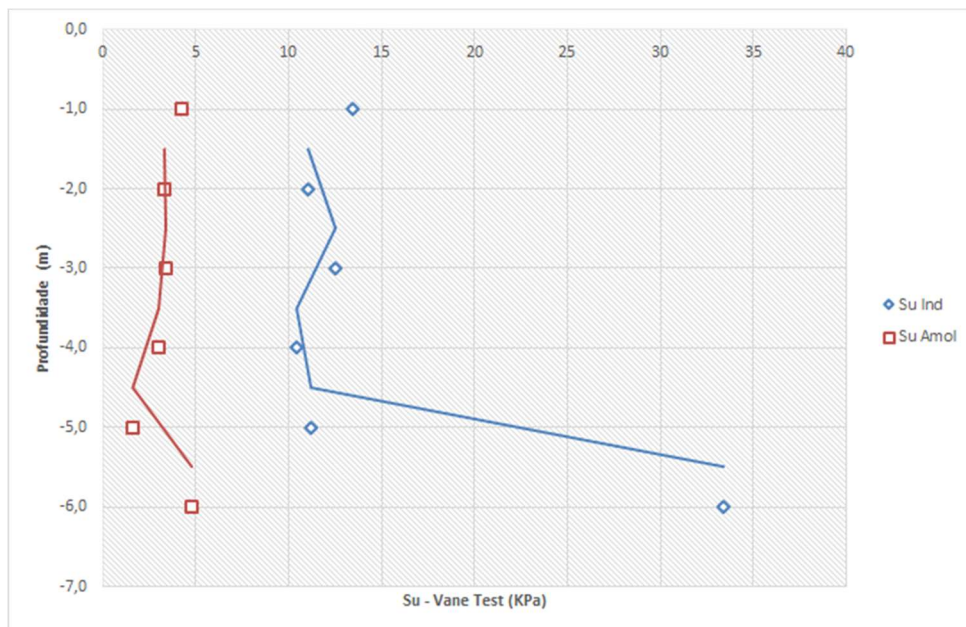
Os cálculos executados para determinação dos parâmetros geotécnicos  $OCR$ ,  $I_p$ ,  $E$ , e  $I_c$  foram realizados em função da profundidade e levam em conta os resultados obtidos a partir do ensaio CPTU.

Foi considerada a espessura da camada mais sensível do solo até a profundidade de 8 m. Como uma primeira análise buscamos o  $S_u$  de projeto e o módulo de elasticidade para o cálculo posterior dos recalques. Também foi avaliada a sensibilidade da camada de solo.

### Resistência não-drenada de Projeto

Observa-se pela figura 72 que a resistência não drenada obtida pelo Vane test não cresce linearmente com a profundidade:

Figura 72 -  $S_u$  em função da profundidade



Os parâmetros foram obtidos a partir dos ensaios Vane Test, dissipação e CPTU e com isso foi escolhido o menor  $S_u$  que representa a camada mais sensível do solo abaixo do aterro.

$$10,5 \text{ kN/m}^2 \leq S_u \leq 33,4 \text{ kN/m}^2$$

Utilizando o fator de correção de Bjerrum de  $\mu = 0,7$ , obtém-se:

$$S_{u \text{ proj}} = 7,3 \text{ kN/m}^2$$

## Sensitividade

A partir dos resultados de resistência não drenada indeformada e amolgada obtidos com ensaio de palheta classificam-se as camadas do solo como na tabela abaixo:

Tabela 14 - Sensitividade da argila (Vane Test)

Profundidade z(m)	Sensitividade	Classificação
1,0	3,2	média sensitividade
2,0	3,3	média sensitividade
3,0	3,7	média sensitividade
4,0	3,5	média sensitividade
5,0	7,0	sensitiva
6,0	6,9	sensitiva

### 6.3. Análise de flutuabilidade

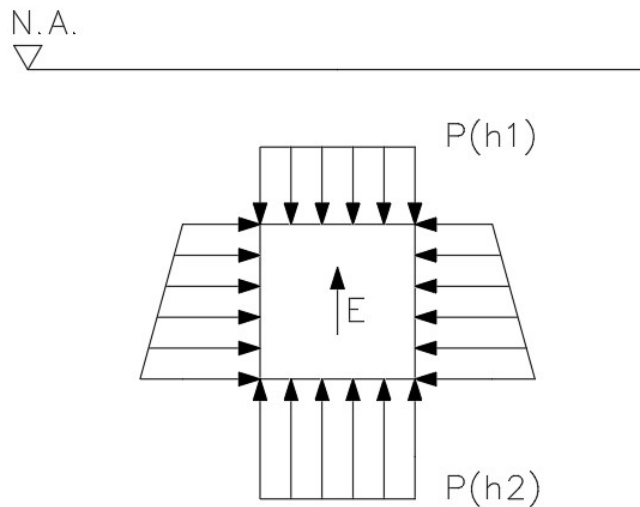
Neste tópico iremos analisar o risco de o aterro ser movido de sua posição original devido à variação do nível da água no local de sua implantação. Para isso, calcularemos a força de empuxo exercida pela água em relação ao peso do aterro. Foram determinadas diferentes geometrias com diferentes arranjos dos blocos e diferentes espessuras do solo sobre o aterro. Essas diferentes geometrias resultarão em diferentes cargas distribuídas sobre o solo que serão utilizadas para a escolha da melhor opção a ser implantada na região.

### 6.3.1. Empuxo da água

**Princípio de Arquimedes:** “Todo corpo imerso total ou parcialmente num fluido em equilíbrio, dentro de um campo gravitacional, fica sob a ação de uma força vertical, com sentido ascendente, aplicada pelo fluido. Esta força é denominada empuxo (E), cuja intensidade é igual ao peso do líquido deslocado pelo corpo”.

Quando um corpo está imerso em um fluido, será sujeito a forças hidrostáticas sobre ele, que são denominadas de empuxo. Isso ocorre devido a diferença das pressões hidrostáticas (P) exercidas pelo fluido no corpo, que é proporcional à massa específica do líquido ( $\rho$ ), à aceleração da gravidade (g) e à profundidade de imersão (h), sendo tanto maior quanto maior a profundidade. Assim, o empuxo é a força resultante da pressão de um fluido sobre uma área de contato de um corpo nele imerso. Na imagem abaixo encontra-se um esquema da força de empuxo atuante em um corpo submerso e as fórmulas para o seu cálculo:

Figura 73 – Esquema de forças de empuxo



Fonte: Elaborado pelos autores

$$E = P_{h2} \cdot A_2 - P_{h1} \cdot A_1$$

$$P = \gamma \cdot h$$

Em que:

$\gamma$  – Peso específico do fluido

$h$  – Altura da coluna de fluido

$A$  – Área de contato entre o corpo imerso e o fluido

$P$  – Pressão hidrostática

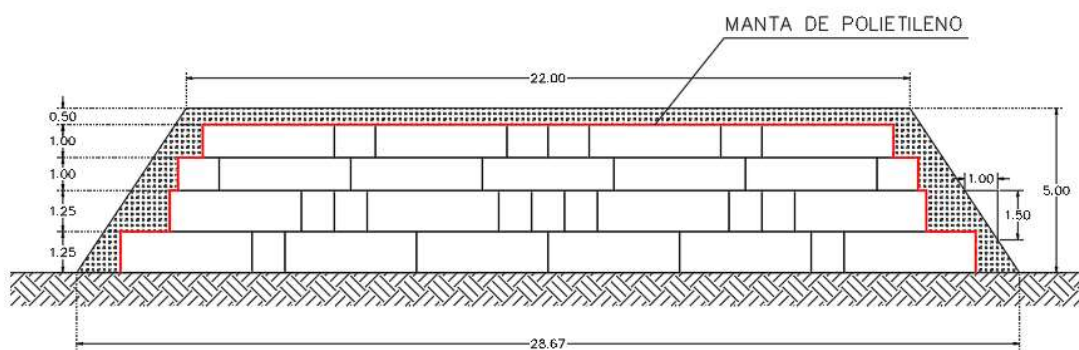
$E$  – Empuxo

### 6.3.2. Geometrias do aterro analisadas

Para a realização da análise de fluabilidade, bem como para a escolha da melhor solução a ser implantada no projeto, foram estabelecidas diferentes geometrias do aterro levando em conta a altura total do aterro de 5 m e a largura do topo do aterro de 22m. A partir destes dados, a utilização de diferentes arranjos dos blocos de EPS implicam em diferentes cargas sobre o solo. As geometrias do aterro escolhidas para análise estão listadas abaixo bem como o arranjo dos blocos de EPS utilizados.

#### 6.3.2.1. Arranjo 1

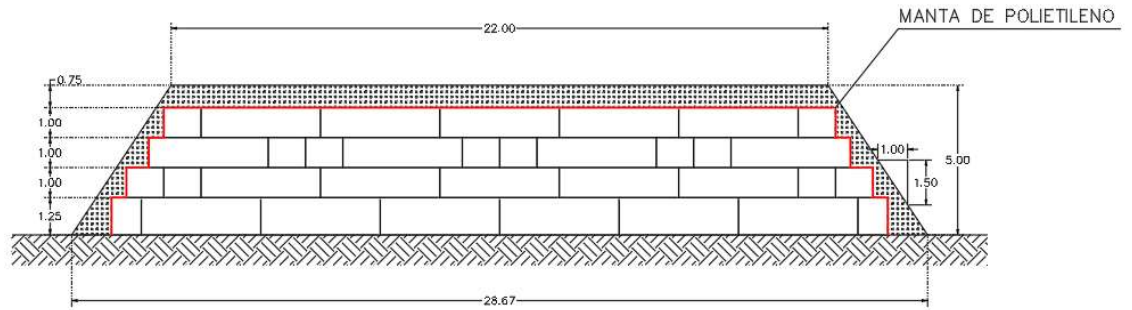
Figura 74 – Arranjo dos blocos



Fonte: Elaborado pelos autores

### 6.3.2.2. Arranjo 2

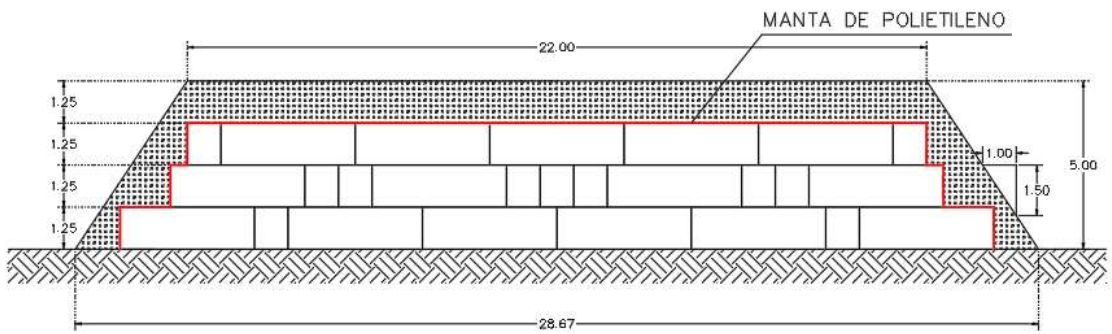
Figura 75 – Arranjo dos blocos



Fonte: Elaborado pelos autores

### 6.3.2.3. Arranjo 3

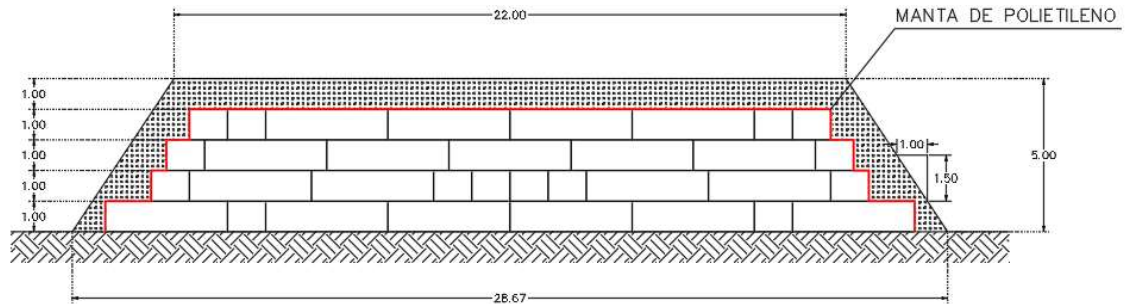
Figura 76 – Arranjo dos blocos



Fonte: Elaborado pelos autores

### 6.3.2.4. Arranjo 4

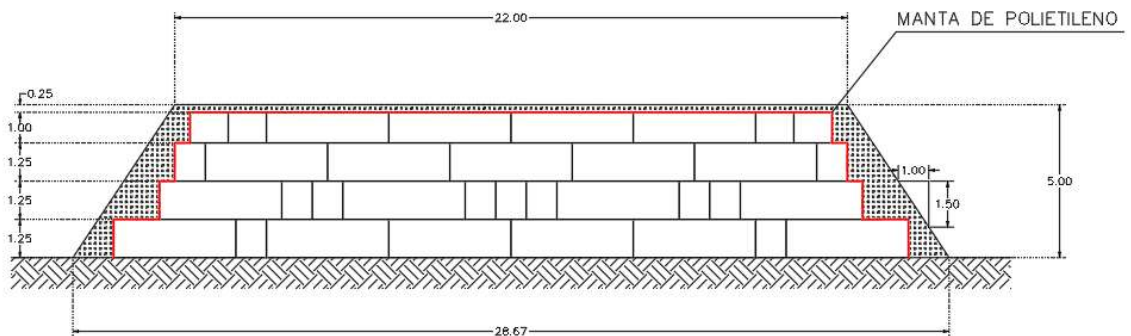
Figura 77 – Arranjo dos blocos



Fonte: Elaborado pelos autores

### 6.3.2.5. Arranjo 5

Figura 78 – Arranjo dos blocos



Fonte: Elaborado pelos autores

### 6.3.3. Peso do aterro

O peso do aterro foi calculado levando em conta a largura de 1 m da seção do aterro, o peso próprio do solo sobre o aterro de 18 kN/m<sup>3</sup> e o peso dos blocos de EPS de acordo com os diferentes tipos e densidades como apresentado na tabela abaixo. Para o cálculo do peso total dos blocos de EPS foi multiplicada a densidade de cada tipo de bloco pela aceleração da gravidade (9,81 m/s<sup>2</sup>) e em seguida multiplicou-se a área total dos blocos pelo peso por unidade de área.

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

Tabela 15 – Tipos de EPS

Tipo de EPS	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )	Peso por unidade de área (kN/m <sup>2</sup> )
I	9,00	0,09	0,09
II	11,00	0,11	0,11
III	13,00	0,13	0,13
IV	16,00	0,16	0,16
V	20,00	0,20	0,20
VI	25,00	0,25	0,25
VII	30,00	0,29	0,29

Fonte: Elaborado pelos autores

#### 6.3.4. Fator de segurança (FS)

O fator de segurança em relação à flutuabilidade é calculado como o peso total do aterro dividido pelo empuxo total da água atuando na base do aterro. O fator de segurança igual a zero significa que o peso do aterro é menor que a força de empuxo da água e conseqüentemente representa a insuficiência do peso do aterro contra o empuxo para que não haja movimentação do corpo do aterro pela água, ou seja, a flutuabilidade. O fator de segurança igual a 1 representaria a situação hipotética de o peso do aterro ser exatamente igual à força de empuxo atuante em sua base. Já o fator de segurança maior que 1 representa o quanto o peso do aterro é maior que a força de empuxo da água.

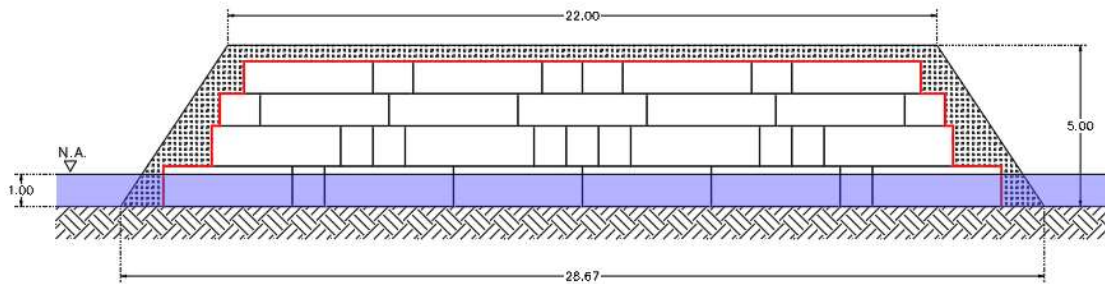
$$FS_{flutuabilidade} = \frac{Peso_{total\ do\ aterro}}{Empuxo_{\acute{a}gua}} \quad (30)$$

#### 6.3.5. Resultados

Os resultados apresentados abaixo foram calculados para cada arranjo dos blocos de EPS utilizando-se de aceleração da gravidade 9,81 m/s<sup>2</sup>, comprimento longitudinal da seção de 1 m e elevação do nível da água de 1 m em relação à base do aterro.

### 6.3.5.1. Arranjo 1

Figura 79 – Análise de flutuabilidade



Fonte: Elaborado pelos autores

Blocos de EPS					
Área dos blocos (m <sup>2</sup> )	Tipo	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	Peso total (kN)
104,75	I	9,00	0,09	0,09	9,25
104,75	II	11,00	0,11	0,11	11,30
104,75	III	13,00	0,13	0,13	13,36
104,75	IV	16,00	0,16	0,16	16,44
104,75	V	20,00	0,20	0,20	20,55
104,75	VI	25,00	0,25	0,25	25,69
104,75	VII	30,00	0,29	0,29	30,83

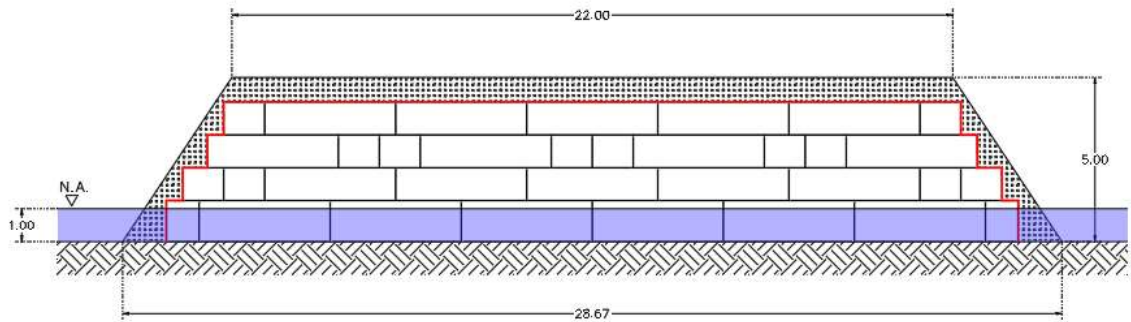
Solo sobre aterro			
Área solo (m <sup>2</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	Peso total (kN)
21,92	18,00	18,00	394,51

Empuxo da água					
Largura da base (m)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )	Nível da água (m)	Empuxo (kN/m <sup>2</sup> )	Força (kN)
28,67	1000,00	9,81	1,00	9,81	-281,25

Flutuabilidade					
Tipo de bloco	Peso dos blocos (kN)	Peso do solo (kN)	Empuxo total (kN)	Força resultante (kN)	Fator de segurança
I	9,25	394,51	-281,25	122,50	1,44
II	11,30	394,51	-281,25	124,56	1,44
III	13,36	394,51	-281,25	126,61	1,45
IV	16,44	394,51	-281,25	129,69	1,46
V	20,55	394,51	-281,25	133,81	1,48
VI	25,69	394,51	-281,25	138,94	1,49
VII	30,83	394,51	-281,25	144,08	1,51

### 6.3.5.2. Arranjo 2

Figura 80 – Análise de flutuabilidade



Fonte: Elaborado pelos autores

Blocos de EPS					
Área dos blocos (m <sup>2</sup> )	Tipo	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	Peso total (kN)
103,50	I	9,00	0,09	0,09	9,14
103,50	II	11,00	0,11	0,11	11,17
103,50	III	13,00	0,13	0,13	13,20
103,50	IV	16,00	0,16	0,16	16,25
103,50	V	20,00	0,20	0,20	20,31
103,50	VI	25,00	0,25	0,25	25,38
103,50	VII	30,00	0,29	0,29	30,46

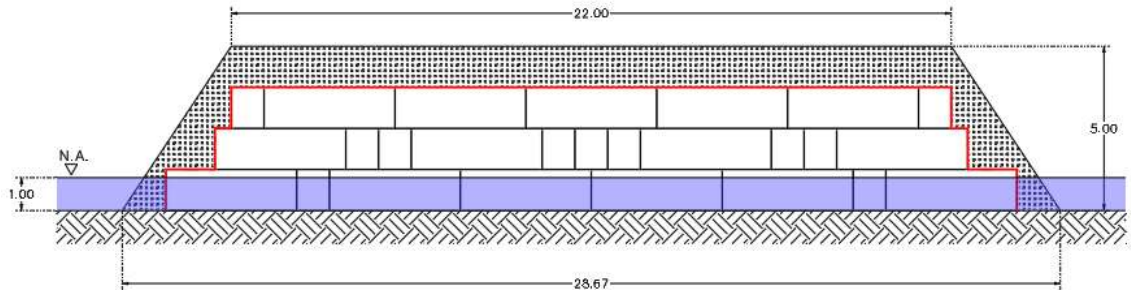
Solo sobre aterro			
Área solo (m <sup>2</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	Peso total (kN)
23,17	18,00	18,00	417,01

Empuxo da água					
Largura da base (m)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )	Nível da água (m)	Empuxo (kN/m <sup>2</sup> )	Força (kN)
28,67	1000,00	9,81	1,00	9,81	-281,25

Flutuabilidade					
Tipo de bloco	Peso dos blocos (kN)	Peso do solo (kN)	Empuxo total (kN)	Força resultante (kN)	Fator de segurança
I	9,14	417,01	-281,25	144,89	1,52
II	11,17	417,01	-281,25	146,92	1,52
III	13,20	417,01	-281,25	148,95	1,53
IV	16,25	417,01	-281,25	152,00	1,54
V	20,31	417,01	-281,25	156,06	1,55
VI	25,38	417,01	-281,25	161,14	1,57
VII	30,46	417,01	-281,25	166,21	1,59

### 6.3.5.3. Arranjo 3

Figura 81 – Análise de flutuabilidade



Fonte: Elaborado pelos autores

Blocos de EPS					
Área dos blocos (m <sup>2</sup> )	Tipo	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	Peso total (kN)
88,75	I	9,00	0,09	0,09	7,84
88,75	II	11,00	0,11	0,11	9,58
88,75	III	13,00	0,13	0,13	11,32
88,75	IV	16,00	0,16	0,16	13,93
88,75	V	20,00	0,20	0,20	17,41
88,75	VI	25,00	0,25	0,25	21,77
88,75	VII	30,00	0,29	0,29	26,12

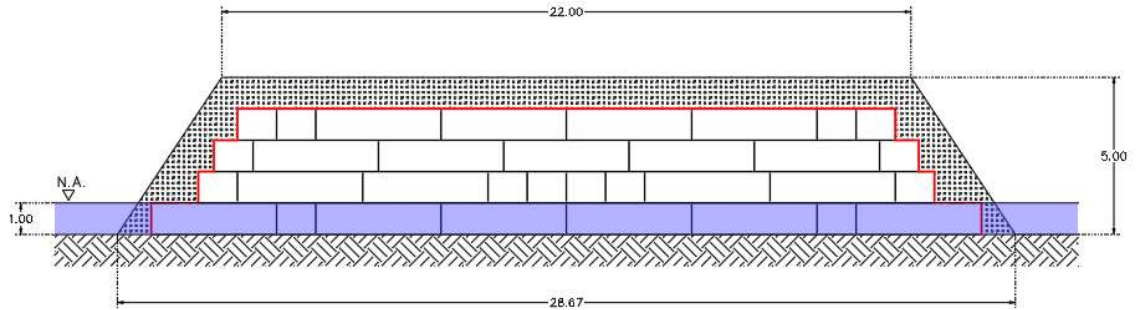
Solo sobre aterro			
Área solo (m <sup>2</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	Peso total (kN)
37,92	18,00	18,00	682,51

Empuxo da água					
Largura da base (m)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )	Nível da água (m)	Empuxo (kN/m <sup>2</sup> )	Força (kN)
28,67	1000,00	9,81	1,00	9,81	-281,25

Flutuabilidade					
Tipo de bloco	Peso dos blocos (kN)	Peso do solo (kN)	Empuxo total (kN)	Força resultante (kN)	Fator de segurança
I	7,84	682,51	-281,25	409,09	2,45
II	9,58	682,51	-281,25	410,83	2,46
III	11,32	682,51	-281,25	412,57	2,47
IV	13,93	682,51	-281,25	415,18	2,48
V	17,41	682,51	-281,25	418,67	2,49
VI	21,77	682,51	-281,25	423,02	2,50
VII	26,12	682,51	-281,25	427,37	2,52

### 6.3.5.4. Arranjo 4

Figura 82 – Análise de flutuabilidade



Fonte: Elaborado pelos autores

Blocos de EPS					
Área dos blocos (m <sup>2</sup> )	Tipo	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	Peso total (kN)
93,50	I	9,00	0,09	0,09	8,26
93,50	II	11,00	0,11	0,11	10,09
93,50	III	13,00	0,13	0,13	11,92
93,50	IV	16,00	0,16	0,16	14,68
93,50	V	20,00	0,20	0,20	18,34
93,50	VI	25,00	0,25	0,25	22,93
93,50	VII	30,00	0,29	0,29	27,52

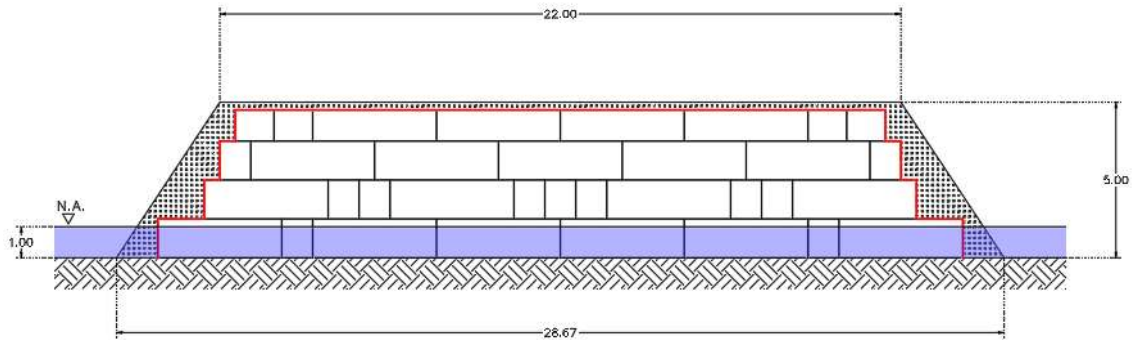
Solo sobre aterro			
Área solo (m <sup>2</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	Peso total (kN)
33,17	18,00	18,00	597,01

Empuxo da água					
Largura da base (m)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )	Nível da água (m)	Empuxo (kN/m <sup>2</sup> )	Força (kN)
28,67	1000,00	9,81	1,00	9,81	-281,25

Flutuabilidade					
Tipo de bloco	Peso dos blocos (kN)	Peso do solo (kN)	Empuxo total (kN)	Força resultante (kN)	Fator de segurança
I	8,26	597,01	-281,25	324,01	2,15
II	10,09	597,01	-281,25	325,84	2,16
III	11,92	597,01	-281,25	327,68	2,17
IV	14,68	597,01	-281,25	330,43	2,17
V	18,34	597,01	-281,25	334,10	2,19
VI	22,93	597,01	-281,25	338,68	2,20
VII	27,52	597,01	-281,25	343,27	2,22

### 6.3.5.5. Arranjo 5

Figura 83 – Análise de flutuabilidade



Fonte: Elaborado pelos autores

Blocos de EPS					
Área dos blocos (m <sup>2</sup> )	Tipo	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	Peso total (kN)
109,75	I	9,00	0,09	0,09	9,69
109,75	II	11,00	0,11	0,11	11,84
109,75	III	13,00	0,13	0,13	14,00
109,75	IV	16,00	0,16	0,16	17,23
109,75	V	20,00	0,20	0,20	21,53
109,75	VI	25,00	0,25	0,25	26,92
109,75	VII	30,00	0,29	0,29	32,30

Solo sobre aterro			
Área solo (m <sup>2</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	Peso total (kN)
16,92	18,00	18,00	304,51

Empuxo da água					
Largura da base (m)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )	Nível da água (m)	Empuxo (kN/m <sup>2</sup> )	Força (kN)
28,67	1000,00	9,81	1,00	9,81	-281,25

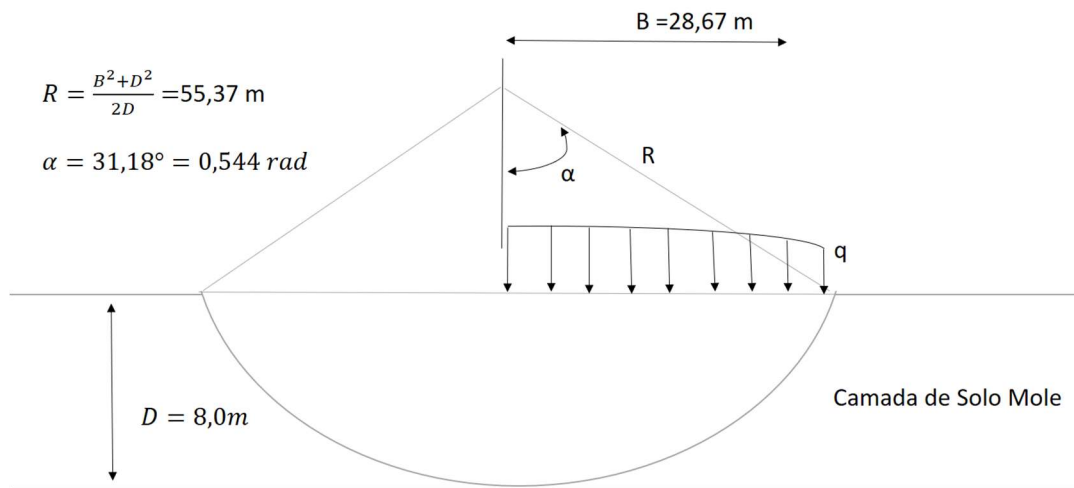
Flutuabilidade					
Tipo de bloco	Peso dos blocos (kN)	Peso do solo (kN)	Empuxo total (kN)	Força resultante (kN)	Fator de segurança
I	9,69	304,51	-281,25	32,94	1,12
II	11,84	304,51	-281,25	35,10	1,12
III	14,00	304,51	-281,25	37,25	1,13
IV	17,23	304,51	-281,25	40,48	1,14
V	21,53	304,51	-281,25	44,79	1,16
VI	26,92	304,51	-281,25	50,17	1,18
VII	32,30	304,51	-281,25	55,55	1,20

#### 6.4. Análise de estabilidade

Como a espessura da camada de solos moles  $D = 8,0 \text{ m}$  e  $\frac{b}{0,758} = 18,9 \text{ m}$ , portanto  $D < \frac{b}{0,758}$ , não se verificam as hipóteses para se empregar a expressão de *Fellenius*. O aterro apresenta taludes nas suas bordas ( $m = 1/1,5$ ).

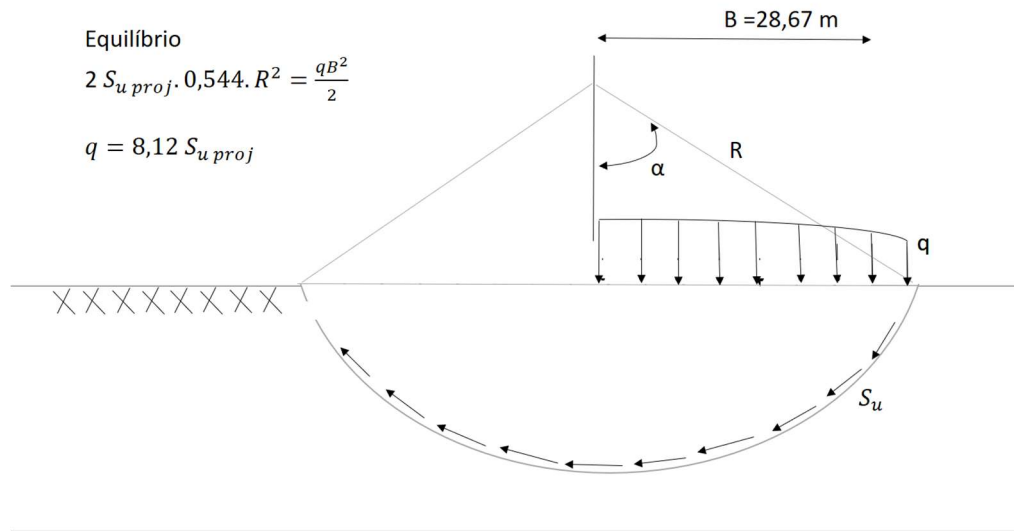
Dessa forma, o cálculo da carga crítica é obtido analisando-se geometricamente a seção transversal, admitindo superfície circular de ruptura e igualando os momentos atuantes e resistentes.

Figura 84 - Superfície circular de ruptura



Fonte: elaborado pelos autores

Figura 85 - Equilíbrio de Momentos



Fonte: elaborado pelos autores

A partir do equilíbrio de momentos atuantes e resistentes na seção, obtém-se a expressão aproximada para a carga admissível:

$$q_{adm} = 8,12 S_{u\text{proj}}$$

Considerando o  $S_{u\text{proj}} = 7,3 \text{ kN/m}^2$  obtido a partir dos ensaios de palheta, temos a carga máxima admissível de projeto:

$$q_{adm} = 59,28 \text{ kN/m}^2$$

Os aterros são classificados segundo o DNER em 3 classes:

Classe I - Aterros juntos a estruturas rígidas, tal como encontro de pontes e viadutos, e estruturas sensíveis, como oleodutos

Classe II - Aterros com altura maior que 3,0 m não próximos a estruturas sensíveis

Classe III - Aterros com altura menor que 3,0m não próximos a estruturas sensíveis

E a partir das classes estabelecem-se os fatores de segurança mínimos para as cargas máximas admissíveis utilizadas na análise de estabilidade

Tabela 16 - FS mínimo para cada Classe de Aterro

Classe	FS mínimo
I	1,4
II	1,3
III	1,2

Fonte: Modificado de DNER- PRO 398/98

Assim, o fator de segurança quanto a estabilidade da estrutura deve superar o valor mínimo estabelecido pelo DNER para Aterros Tipo II que é de 1,30 e foi calculado pela equação abaixo com os resultados apresentados nas tabelas a seguir.

$$FS = \frac{q_{adm}}{q_{aterro}} \quad (31)$$

Arranjo 1		
Tipo do EPS	Carga (kN/m)	FS
I	14,08	4,2
II	14,15	4,2
III	14,23	4,2
IV	14,33	4,1
V	14,48	4,1
VI	14,66	4,0
VII	14,84	4,0

Arranjo 2		
Tipo do EPS	Carga (kN/m)	FS
I	14,86	4,0
II	14,93	4,0
III	15,01	4,0
IV	15,11	3,9
V	15,25	3,9
VI	15,43	3,8
VII	15,61	3,8

Arranjo 3		
Tipo do EPS	Carga (kN/m)	FS
I	24,08	2,5
II	24,14	2,5
III	24,20	2,4
IV	24,29	2,4
V	24,41	2,4
VI	24,56	2,4
VII	24,72	2,4

Arranjo 4		
Tipo do EPS	Carga (kN/m)	FS
I	21,11	2,8
II	21,18	2,8
III	21,24	2,8
IV	21,34	2,8
V	21,46	2,8
VI	21,62	2,7
VII	21,78	2,7

Arranjo 5		
Tipo do EPS	Carga (kN/m)	FS
I	10,96	5,4
II	11,03	5,4
III	11,11	5,3
IV	11,22	5,3
V	11,37	5,2
VI	11,56	5,1
VII	11,75	5,0

## 6.5. Recalques

### Recalques Imediatos

Pode-se calcular o recalque imediato através da fórmula:

$$\rho_i = I \frac{\sigma_0 \cdot B}{E} \cdot (1 - \nu^2) = I \cdot \rho_0 \quad (32)$$

Onde:

$I =$  fator de forma

$\sigma_0 =$  carga do aterro

$B =$  largura do aterro

Com isso obteve-se os recalques para todos os arranjos:

Arranjo 1			
Carga (kN/m)	$\rho_0$ (m)	I	$\rho$ (m)
14,08	0,085	1,66	0,141
14,15	0,086	1,66	0,142
14,23	0,086	1,66	0,143
14,33	0,087	1,66	0,144
14,48	0,088	1,66	0,145
14,66	0,089	1,66	0,147
14,84	0,090	1,66	0,149

Arranjo 2			
Carga (kN/m)	$\rho_0$ (m)	I	$\rho$ (m)
14,86	0,090	1,66	0,149
14,93	0,090	1,66	0,150
15,01	0,091	1,66	0,151
15,11	0,091	1,66	0,152
15,25	0,092	1,66	0,153
15,43	0,093	1,66	0,155
15,61	0,094	1,66	0,157

Arranjo 3			
Carga (kN/m)	$\rho_0$ (m)	I	$\rho$ (m)
24,08	0,146	1,66	0,242
24,14	0,146	1,66	0,242
24,20	0,146	1,66	0,243
24,29	0,147	1,66	0,244
24,41	0,148	1,66	0,245
24,56	0,149	1,66	0,247
24,72	0,149	1,66	0,248

Arranjo 4			
Carga (kN/m)	$\rho_0$ (m)	I	$\rho$ (m)
21,11	0,128	1,66	0,212
21,18	0,128	1,66	0,213
21,24	0,128	1,66	0,213
21,34	0,129	1,66	0,214
21,46	0,130	1,66	0,215
21,62	0,131	1,66	0,217
21,78	0,132	1,66	0,219

Arranjo 5			
Carga (kN/m)	$\rho_0$ (m)	I	$\rho$ (m)
10,96	0,066	1,66	0,110
11,03	0,067	1,66	0,111
11,11	0,067	1,66	0,112
11,22	0,068	1,66	0,113
11,37	0,069	1,66	0,114
11,56	0,070	1,66	0,116
11,75	0,071	1,66	0,118

### Recalques Primários

Pode-se calcular o recalque imediato através da fórmula:

$$\rho_{\text{primário}} = \frac{\sigma_0 \cdot D}{m} \quad (33)$$

Onde:

$\sigma_0 = \text{carga do aterro}$

$D = \text{espessura do aterro}$

$m = 500 \text{ kPa}$

Com isso obteve-se os recalques para todos os arranjos:

Arranjo 1		
Tipo do EPS	Carga (kN/m)	$\rho_1$ (m)
I	14,08	0,225
II	14,15	0,226
III	14,23	0,228
IV	14,33	0,229
V	14,48	0,232
VI	14,66	0,235
VII	14,84	0,237

Arranjo 2		
Tipo do EPS	Carga (kN/m)	$\rho_1$ (m)
I	14,86	0,238
II	14,93	0,239
III	15,01	0,240
IV	15,11	0,242
V	15,25	0,244
VI	15,43	0,247
VII	14,84	0,250

Arranjo 3		
Tipo do EPS	Carga (kN/m)	$\rho_1$ (m)
I	24,08	0,385
II	24,14	0,386
III	24,20	0,387
IV	24,29	0,389
V	24,41	0,391
VI	24,56	0,393
VII	24,72	0,395

Arranjo 4		
Tipo do EPS	Carga (kN/m)	$\rho_1$ (m)
I	21,11	0,338
II	21,18	0,339
III	21,24	0,340
IV	21,34	0,341
V	21,46	0,343
VI	21,62	0,346
VII	21,78	0,349

Arranjo 5		
Tipo do EPS	Carga (kN/m)	$\rho_1$ (m)
I	10,96	0,175
II	11,03	0,177
III	11,11	0,178
IV	11,22	0,180
V	11,37	0,182
VI	11,56	0,185
VII	11,75	0,188

### Avaliação do tempo de ocorrência de recalques

Por meio dos ensaios de dissipação de poropressão, em que se encontraram os tempos para 50% (s) é possível obter os coeficientes de adensamento, a partir do Método de Houlsby e Teh (1981) e dessa forma avaliar o tempo de ocorrência dos recalques

Na profundidade (3,00m):

$$C_{h,piez} = \frac{T \cdot R^2 \cdot \sqrt{I_R}}{t_{50}} \quad (34)$$

$$C_{h,piez} = 1,11 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$$

Onde,  $T = 0,245$ ;  $R = 1,78 \text{ cm}$ ;  $I_R = 127,83$ ;  $t_{50} = 790,62 \text{ s}$ ;

$$C_{h,(NA)} = \frac{RR}{CR} \cdot C_{h,piez} \quad (35)$$

$$C_{h,(NA)} = 1,11 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

Onde:  $\frac{RR}{CR} = 0,1$  (Lacerda e Almeida 1995)

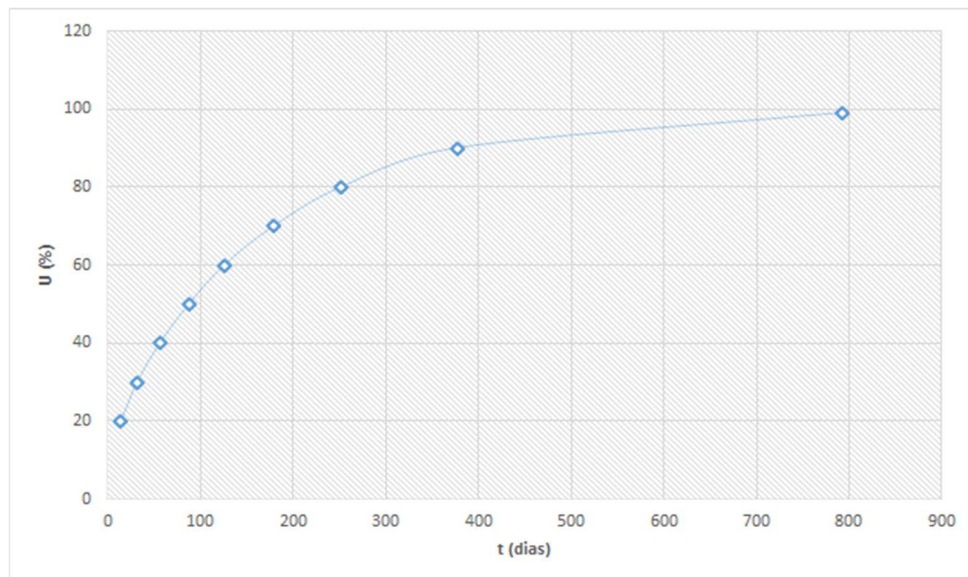
$$C_{v,(NA)} = \frac{k_v}{k_h} \cdot C_h(NA) \quad (36)$$

$$C_{v,(NA)} = 1,665 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

Onde:  $\frac{k_v}{k_h} = 1,5$  (Ladd, 1977)

A partir do coeficiente de adensamento vertical  $C_{v,(NA)}$  plota-se o gráfico que relaciona o grau de adensamento médio  $U$  em função do tempo  $t$  esperado para ocorrência dos recalques a partir da execução do aterro.

Figura 86 -  $U$  (%) x  $t$  (dias)



Fonte: elaborado pelos autores

Tabela 17 - Tempo em dias para que ocorram os graus de recalques médios (U)

U (%)	T	t (s)	t (dias)
20	0,031	1207579	14
30	0,071	2717053	31
40	0,126	4830317	56
50	0,196	7547370	87
60	0,283	10868212	126
70	0,403	15484766	179
80	0,567	21799938	252
90	0,848	32595796	377
99,9	1,781	68458859	792

Fonte: elaborado pelos autores

### 6.6. Solução adotada

Após as análises realizadas, escolheu-se o arranjo 5 para ser executado uma vez que este apresenta um bom fator de segurança em relação ao carregamento admissível, tem peso o suficiente para não ser levado pela água caso haja aumento do nível, e ter apresentado menores recalques. Isso foi adotado pois ainda há cargas a serem colocadas sobre o solo como por exemplo a carga do pavimento rodoviário ou a camada de areia drenante, que não foram aqui analisadas.

### 6.7. Estimativa simplificada de custos

Para realizar uma estimativa simplificada dos custos de implantação da solução adotada foram levantados dados de custos unitários para a realização do aterro como escavação, transporte de material escavado, material de preenchimento, e aterro manual ou mecânico como apresentado na tabela abaixo:

Tabela 18 – Custos unitários

Atividade	Unidade	Equipamento	Mão-de-obra	Material	Total (R\$)
Reaterro manual sem compactação com material argilo arenoso, inclusive fornecimento do material	m <sup>3</sup>	0,00	5,51	35,85	41,36
Reaterro compactado mecanicamente em camadas de 0,20m com material argilo arenoso - comercial (inclusive fornecimento do material ).	m <sup>3</sup>	0,21	5,51	44,81	50,53
Escavação mecanizada em campo aberto em material de 1ª e/ou 2ª categorias acima de 4,00 m e até 6,00 m de profundidade	m <sup>3</sup>	2,93	0	0	2,93
Remoção do material escavado em caminhão basculante, até 1,0 km, inclusive carga mecânica e descarga (medido no corte ).	m <sup>3</sup>	2,85	0,11	0,00	2,96
Mobilização e instalação de conjunto com até 50 ponteiras filtrantes e bombas de sucção para rebaixamento de lençol freático até 5,00 m de profundidade.	Conj.	276,85	158,07	1200,00	1634,92

Fonte: COMPESA, 2016

Foi considerado de forma simplificada para a realização do orçamento a compra do EPS bem como o serviço de aterro para a camada de solo sobre o EPS, resultados se encontram na tabela:

Tabela 19 – Custos unitários EPS

Atividade	Custo unitário (R\$/m <sup>3</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Valor (R\$/m)
Reaterro manual sem compactação com material argilo arenoso, inclusive fornecimento do material	41,36	16,92	699,81
EPS	350,00	109,75	38412,50
		<b>TOTAL</b>	<b>39112,31</b>

Fonte: Elaborado pelos autores

Como forma de comparar orçamos simplificada a realização do aterro com a remoção do solo mole, com isso orçou-se:

Tabela 20 – Custos unitários substituição

Atividade	Custo unitário (R\$/m <sup>3</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Valor (R\$/m)
Reaterro compactado mecanicamente em camadas de 0,20m com material argilo arenoso - comercial (inclusive fornecimento do material ).	50,53	356,03	17990,20
Escavação mecanizada em campo aberto em material de 1ª e/ou 2ª categorias acima de 4,00 m e até 6,00 m de profundidade	2,93	229,36	672,02
Remoção do material escavado em caminhão basculante, até 1,0 km, inclusive carga mecânica e descarga (medido no corte ).	2,96	229,36	678,91
Mobilização e instalação de conjunto com até 50 ponteiras filtrantes e bombas de sucção para rebaixamento de lençol freático até 5,00 m de profundidade.	1634,92		1634,92
		<b>TOTAL</b>	<b>20976,05</b>

Fonte: Elaborado pelos autores

Com isso é possível perceber que a solução apresenta vantagens como o tempo de construção menor, mas pode ser onerosa em relação a outras possíveis soluções a se apresentar. No caso da comparação feita com a substituição do solo mole, o custo foi 1,86 vezes maior.

### 6.8. Observações de projeto – Viaduto em Várzea Paulista

Neste tópico, incluiremos considerações a serem realizadas em uma obra de aterro com EPS. Foram extraídos dados a partir do documento *Aplicação de EPS para Aterro sobre Solos Moles - Viaduto em Várzea Paulista* (Heloisa Helena Silva, Prof. Dr. pela Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil, 2001)

Nessa obra, as especificações do material deveriam ser garantidas pelo fornecedor dos blocos de EPS. O material deveria apresentar em todas as suas partes uma boa ligação das partículas, estrutura uniforme sem quebras ou afundamentos.

Foram realizados ensaios pelo fornecedor para comprovação das propriedades físicas:

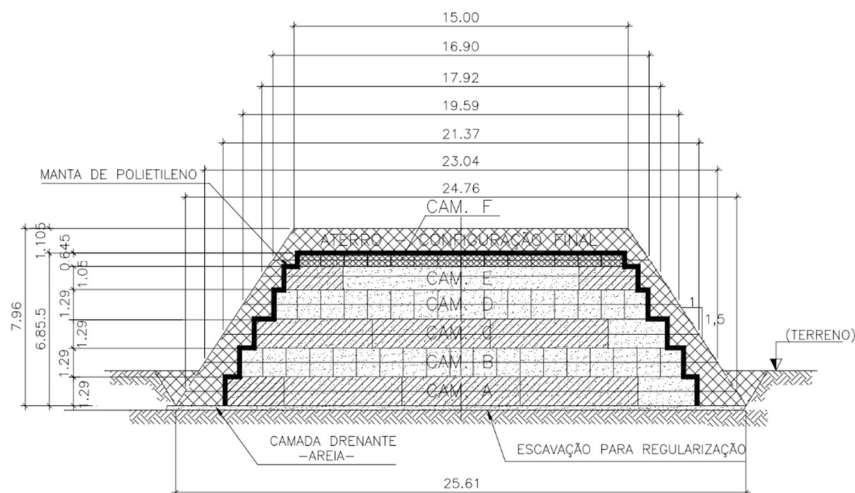
- O desvio máximo na perpendicularidade não deveria exceder 0,6 % do comprimento de aresta
- O desvio máximo nas medidas de comprimento, largura e altura deveria ser em torno de 0,5%
- Diferenças nas superfícies horizontais dos blocos instalados não deveriam superar 0,175% no comprimento e 0,4% na largura
- O valor real da densidade aparente do bloco no estado seco deveria ser igual à densidade aparente especificada. Os desvios de densidade não poderiam superar a 10% em relação aos valores inferiores.
- A absorção de água em amostras de 50 mm de comprimento não deveria ultrapassar 7% em volume após 7 dias de imersão

A construtora foi responsável por aferir os resultados das especificações técnicas e por garantir a execução da obra conforme as seguintes orientações:

- Construção de camada drenante, na base do aterro para que os blocos fossem colocados acima do nível do lençol freático
- Camadas de blocos de EPS deveriam ser apoiadas em superfícies planas e limpas

- Colocação de areia como suporte para 1ª camada de EPS, com desvio máximo do nivelamento desta camada com  $\pm 1$  cm em 4 m
- Blocos de EPS montados sem áreas vazias, nem espaços intermediários, apoiados em toda a superfície
- Para evitar, durante a construção, um deslizamento, os blocos de EPS deveriam ser unidos com elementos de fixação
- Blocos de EPS já colocados deveriam ser imediatamente cobertos com lona quando ocorrerem ventos fortes
- Proibição aos trabalhadores de fumar ou acender fogueiras durante a obra
- Colocação de mantas de polietileno impermeabilizantes, acima dos blocos de EPS para proteção contra produtos químicos
- Para gerar atrito entre a manta e os blocos de EPS da camada do topo deveria ser colocada uma camada fina de areia
- O recobrimento lateral dos blocos de EPS deveria ter uma espessura mínima de 25 cm de cobertura de terra, com proteção vegetal

Figura 87 - Seção Transversal do Aterro de encontro



Fonte: HELOÍSA HELENA SILVA, 2001

Figura 88 - Bloco de EPS carregado por operário



Fonte: HELOÍSA HELENA SILVA, 2001

## 7. CONCLUSÃO

Este estudo mostrou a alta ocorrência de solos moles em todo o território brasileiro e fez uma revisão das características e particularidades dos solos moles e possíveis soluções geotécnicas empregadas para atenuar problemas de recalque e ruptura em construções.

Ficou claro a dificuldade em mapear com exatidão a extensão e influência desses solos nas construções e a baixa previsibilidade do comportamento, incluindo o fato de existirem ocorrências pontuais que muitas vezes não são detectados em estudos prévios. Até mesmo pequenos bolsões de depósito de solo mole pode causar recalques suficientes para comprometer uma estrutura como um todo (trincas, desaprumos, rupturas, etc.). Isso explica a grande importância de experiências anteriores e retroanálises de casos passados na compreensão do comportamento dos solos moles.

Um caso particular que chamou a atenção foi o de construções lineares, tais como estradas, rodovias, pontes e viadutos. Nestes casos o problema da identificação desses solos e patologias ocasionadas é maior, pois geralmente essas obras se estendem por quilômetros (dificultando ainda mais o mapeamento), e por terem cargas relativamente baixas, podem demorar muito tempo para apresentar falhas, mas estas podem se mostrar capitais para o funcionamento adequado dessas construções. O problema é ainda intensificado nos encontros de rodovias e ferrovias com pontes e viadutos, onde as características do solo mole diferenciam ainda mais o comportamento da via do comportamento das obras de arte, em relação a recalques, com o risco de formação de degraus, e também em relação à influência de esforços horizontais nas fundações das pontes e viadutos.

A pesquisa reúne algumas das diversas soluções construtivas adotadas. Cada situação de reforço apresenta uma conclusão específica, que varia de acordo com o tipo de construção, os parâmetros geotécnicos do solo, os cuidados durante a execução e as limitações da própria solução. Entretanto, não existe uma solução “correta”, existe um leque de soluções para cada caso específico, cada uma com suas vantagens e desvantagens, e cabe ao engenheiro estudar cada caso para encontrar uma solução compatível e mais adequada para a obra em questão.

Diante do exposto, percebe-se que a busca por novas soluções e aprimoramento das técnicas já existentes é de vital importância, visando atingir e melhorar um número cada vez maior de regiões sobre solos moles e, assim, permitir o maior desenvolvimento territorial.

Com isso, aprofundou-se o estudo sobre uma das soluções apresentadas, a de aterros leves utilizando EPS. A tecnologia é relativamente nova no Brasil e ainda em fase de normatização, mas possui grande potencial de aplicação no país.

## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905 (MB 3122):** Solo - Ensaio de Palheta in situ. Rio de Janeiro, 1989.
- ALMEIDA, M. S. S., DAVIES, M. C. R., PARRY, R. H. G., **Centrifuge tests of embankments on strengthened and unstrengthened clay foundations**, Géotechnique, 1985.
- ALMEIDA, M. S. S., RODRIGUES, A. S. E., BITTENCOURT, F. (1999). **Aceleração de Recalques em Argila Orgânica Muito Mole**, 3º Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Rio de Janeiro, 1999.
- ALMEIDA, M. S. S., SANTA MARIA, P. E. L., MARTINS, I. S. M., SPOTTI, A. P., COELHO, L. B. M., **Consolidation of a very soft clay with vertical drains**, Géotechnique, 2001.
- ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., LIMA, B. T. E., ALVEZ, F., **Failure of a reinforced embankment over an extremely soft peat clay layer**, European Conference on Geosynthetics-Eurogeo, Edinburgh, 2008b.
- ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**, Oficina de Textos, São Paulo, 2010.
- ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., ALMEIDA, M. C. F., MENDONÇA, M. B., **Performance of two “low” piled embankments with geogrids at Rio de Janeiro**, Cancún, 2008<sup>a</sup>.
- ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo, Editora Blucher, 1989, 5<sup>a</sup> reimpressão, 2009.
- ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo, Editora Edgard Blucher Ltda, 1991.
- AOKI, N. **Esforços Horizontais em Estacas de Pontes Provenientes da Ação de Aterros de Acesso**. IV CVMSEF, Rio de Janeiro, 1970.
- AOKI, N. **Aspectos geotécnicos da interação estrutura-macizo de solos**, XXVIII Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, vol. 1, São Carlos, pp. VII – XX, 1997.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2573-08**: Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil. 2008.

- BARATA, F. E., **Failure of a waste fill buried within a soft clay**, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, v. 2, 2012.
- CARVALHO, D. M. D. C. D. **Patologia das fundações: fundações em depósito de vertente na cidade de Machico**. Tese de Mestrado. Funchal: Universidade da Madeira. 2010.
- CHANDLER, R.J. **The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane**. In: Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014, Philadelphia, p. 13-44, 1988.
- COUTINHO, R.Q.; OLIVEIRA, A. T. J.; OLIVEIRA, J. T. R. **Palheta: Experiência, Tradição e Inovação**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia/ Seminário Brasileiro de Investigações de Campo, SEFE IV/BIC, 2000, São Paulo. Anais 3... São Paulo, ABMS/ABEF, 2000.
- CUNHA, M. A., WOLLE, C. M., **Use of aggregates for road fills in the mangrove regions of Brazil**, Bulletin of International Association of Engineering Geology, Paris, 1984.
- DE BEER, E. E., WALLAYS, M., **Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles: Proceedings**, Madrid, 1972.
- DNIT. **Manual de recuperação de pavimentos rígidos**. Publicação IPR-737. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2010.
- DUNNICLIFF, J., **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**, NY: John Wiley & Sons, 1998.
- GARGA, V. K., MEDEIROS, L. V., **Field performance of the port of Sepetiba test fills, Canadian Geotechnical Journal**, 1995.
- GEO-RIO, **Manual técnico de encostas**, Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, RJ, 2000.
- GIUBLIN, C. R.; **Patologia em Pavimento Rígido**. Curitiba: IDD, 2015.
- GOTLIEB, M. **Reforço de fundações**. In: AUTORES, V. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 12.
- HAN, J., GABR, M. A., **Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and PileSupported Earth Platforms over Soft Soil**, American Society of Civil Engineers, 2002.

- LIMA, B. T., ALMEIDA, M. S. S., **Aterro leve com uso de EPS sobre solo muito mole no Rio de Janeiro**, Argentina, 2009.
- MAGNANI H. O., ALMEIDA, M. S. S., EHRLICH, M., **Behaviour of two reinforced embankments on soft clay taken to failure**, Geosynthetics International, 2009.
- MASSAD, F., 2003, **Obras de Terra – Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo, editora Oficina de Textos.
- MASSAD, F. 2010. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. Oficina de Textos, São Paulo. 2º edição.
- MARQUES, M. E. S., LEROUEIL, S., **Preconsolidating clay deposit by vacuum and heating in cold environment**, 2005.
- MAYNE, P.W.; MITCHELL, J.K. **Profiling of overconsolidation ratio in clays by field vane**. Canadian Geotechnical Journal, v. 25, n. 1, p. 150-157, 1988.
- MELLO, L. G. MANDOLFO, M., MONTEZ, F., TSUKAHARA, C. N., BILFINGER, W., **First use of geosynthetic encased sand columns in South America**, Cancún, 2008.
- MILITITSKY, J.; CONSOLI, C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.
- ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. **A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palheta**. Solos e Rochas, São Paulo, 1986.
- PALMEIRA, E. M., FAHEL, A. R. S., **Effects of large differential settlements on embankment on soft soils**, Itália, 2000.
- PINTO, C. S., **Curso Básico de Mecânica dos solos em 16 aulas**, 3a edição, Oficina de Textos, São Paulo, 2006.
- PINTO, C. S., **Aterros da Baixada: solos do litoral de São Paulo**, São Paulo, 1994.
- REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Zigurate, 2008.
- SANDRONI, S. S., **Sobre a prática brasileira de projetos geotécnicos de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles**, Curitiba, 2006b.
- SANDRONI, S. S., BEDESCHI, M. V. R., **Aterro instrumentado da área C – Uso de drenos verticais em depósito muito mole da Barra da Tijuca**, Rio de Janeiro, 2008.

SANDRONI, S. S., DEOTTI, L. O. G., **Instrumented test embankments on piles and geogrid platforms at the Panamerican Village**, Rio de Janeiro, Cancún, 2008.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª ed., São Paulo, Oficina de Textos, 2012.

SKEMPTON, A. W.; NORTHY, R. D. **The Sensitivity of Clays**. Géotechnique, v. 3, n. 1, p. 30-53, 1952.

SOUZA, E. G. **Colapso de edifício por ruptura das estacas: estudo das causas e da recuperação**. São Carlos 115p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

SOUZA, V. C. M. DE; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1ª Ed., PINI, São Paulo, 1998.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. D. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: AUTORES, V. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 7.

VALLEJO, G. L., FERRER, M., ORTUÑO, L., OTEO, C., **Ingeniería Geológica**, Hall Pearson Educación, Madrid, 2002.

VAN DORP, T., **Building on EPS geofoam in the “Low-Lands” experiences in the Netherlands**, International Symposium on EPS Construction Method, Tokyo, 1996.

VARGAS, M., **Aterros na Baixada de Santos**, Revista Politécnica, Edição Especial, p. 48-63, 1973.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações, vol. 1: Critérios de Projeto/ Investigação do Subsolo/ Fundações Superficiais**, 2ª Ed., Setor de Publicações e Programação Visual – COPPE, Rio de Janeiro, 1997.

VELLOSO, D. A.; LOPES, D. R. **Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, v. I, 2011.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**, vol. 2: Fundações Profundas. Nova Ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ZAYEN, V. D. B., ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., FUJII, J., **Comportamento do aterro da Estação de Tratamento de esgotos de Sarapuí, Solos e Rochas**, 2003.