



Universidade Federal  
do Rio de Janeiro  

---

Escola Politécnica

# PREVISÃO DE RECALQUES UTILIZANDO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS: EXEMPLO PRÁTICO DE UMA OBRA DE ATERRO SOBRE SOLO MOLE EM SANTA CRUZ, RJ

Daniel Haas Bezerra

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores: Alessandra Conde de Freitas

Ana Luiza Rossini Valente de Oliveira

Rio de Janeiro

MARÇO DE 2018

PREVISÃO DE RECALQUES UTILIZANDO METODO DOS ELEMENTOS FINITOS:  
EXEMPLO PRATICO DE UMA OBRA DE SOLO MOLE EM SANTA CRUZ, RJ

Daniel Haas Bezerra

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

Examinado por:

---

Prof<sup>a</sup>. Alessandra Conde de Freitas, D.Sc

---

Eng<sup>a</sup>. Ana Luiza Rossini Valente de Oliveira

---

Prof<sup>a</sup>. Ana Cláudia de Mattos Telles, M.Sc

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

MARÇO de 2018

Bezerra, Daniel Haas

Previsão de recalques utilizando método dos elementos finitos: exemplo prático de uma obra de solo mole em Santa Cruz, RJ/ Daniel Haas Bezerra – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2018.

VI, 74p.: il.: 29,7 cm.

Orientador: Alessandra Conde de Freitas e Ana Luiza Rossini Valente de Oliveira

Projeto de Graduação – UFRJ/POLI/Curso de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 73-74

1. Aterro Sobre Solo Mole 2. Previsão de Recalques

## **Agradecimentos**

Primeiramente, devo agradecer aos meus orientadores neste trabalho de conclusão de curso, Alessandra Conde Freitas e Ana Luiza Rossini Valente de Oliveira, sem elas esse trabalho não teria sido realizado, foi muito muito especial receber toda a atenção e ajuda dada por elas, além da Professora Ana Claudia Telles por aceitar participar de última hora da banca avaliadora. Dedico aos meus pais, Laurentino e Simone, que sempre me deram forças e me incentivaram ao aprendizado e a constante busca por mais conhecimento. Agradeço a todos os meus amigos da Engenharia Civil que sempre me apoiaram e me ajudaram durante a faculdade, especialmente os amigos Matheus Candal, Pedro Monteiro, Thiago Barreto e João Vitor. Agradeço aos engenheiros Halley Ribeiro e Fábio Silva, por todo o conhecimento passado e ajuda nas dúvidas que surgiam, vocês foram essências para a conclusão deste trabalho. E um agradecimento final e especial para a minha namorada Ludmila Bastos que sempre esteve ao meu lado, me dando forças para concluir o trabalho, ela é quem me torna uma pessoa melhor.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Previsão de recalques utilizando método dos elementos finitos: exemplo prático de uma obra de solo mole em Santa Cruz, RJ

Daniel Haas Bezerra

Março/2018

Orientadores: Alessandra Conde de Freitas e Ana Luiza Rossini Valente de Oliveira

Curso: Engenharia Civil

O presente trabalho apresenta uma análise dos recalques ocorridos durante a construção de um aterro sobre um terreno que possui uma camada de solo mole. A obra é a construção de um complexo de vacinas, em que para atingir o greide de projeto e acelerar a evolução dos recalques, foi realizada a construção de diversos aterros. Neste estudo foram avaliadas as deformações verticais utilizando o software PLAXIS 2D, que analisa o problema através do método dos elementos finitos. Os dados obtidos a partir da instrumentação para monitoramento da obra foram comparados com os resultados da análise. Foi avaliada a adequação dos parâmetros escolhidos para a análise e foi realizada uma previsão da dissipação do excesso de poropressão causado pela construção do aterro.

Palavras-chave: aterros sobre solo moles, previsão de recalques, Instrumentação geotécnica, PLAXIS 2D.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/ UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineering.

Settlement prediction using finite element method: practical example of a soft soil work in Santa Cruz, RJ.

Daniel Haas Bezerra

Março/2018

Advisors: Alessandra Conde de Freitas e Ana Luiza Rossini Valente de Oliveira

Course: Civil Engineering

This work presents a settlement analysis that occurred during the construction of an embankment on a soft soil. The work is a construction of a vaccines complex, where to achieve the project grade line and to accelerate the settlements evolution several embankments were constructed. This study evaluated the vertical displacement using the PLAXIS 2D software, and this software analyzes the problem using finite elements method. The instrumentation's data were compared to the results given by PLAXIS 2D analysis. The adequacy of the chosen parameters was evaluated to the analysis and the excess porepressure dissipation caused by the embankment construction was made.

Keywords: Embankment on soft soil, settlements prediction, geotechnical instrumentation, PLAXIS 2D.

# Índice

Agradecimentos .....	iv
1. Introdução .....	1
1.1. Generalidades .....	1
1.2. Objetivo .....	1
1.3. Estrutura do trabalho .....	2
2. Revisão Bibliográfica .....	3
2.1. Aterros sobre solos moles .....	3
2.2. Recalque por compressão primária .....	6
2.3. Ensaio realizados em campo .....	8
2.3.1. SPT (StandartPenetration Test) .....	8
2.3.2. CPT (Cone Penetration Test) .....	11
2.3.2.1. Ensaio de dissipação .....	13
2.4. Ensaio de Laboratório .....	15
2.4.1. Caracterização .....	15
2.4.1.1. Ensaio Granulométrico .....	16
2.4.1.2. Limites de Atterberg .....	17
2.4.1.3. Determinação dos índices físicos .....	18
2.4.2. Ensaio de Adensamento Edométrico .....	20
2.5. Instrumentação .....	23
2.5.1. Placas de Recalque .....	24
2.5.2. Piezômetro .....	25
2.5.2.1. Piezômetro Casagrande .....	25
2.5.2.2. Piezômetro Elétrico .....	26
2.5.2.3. Frequência de Leituras .....	27
2.5.3. Inclinômetro .....	28
2.5.3.1. Procedimento de instalação .....	29
2.5.3.2. Metodologia de medições .....	30
2.5.3.3. Frequência de leituras .....	31

2.6.	Elementos finitos .....	32
2.7.	PLAXIS 2D .....	33
2.7.1.	Dados de entrada (Input) .....	33
2.7.2.	Calculation (Cálculos) .....	35
2.7.3.	Output (Resultados).....	35
2.7.4.	Curves (Curvas).....	36
2.7.5.	Modelos Constitutivos .....	36
2.7.5.1.	Mohr-Coulomb.....	36
2.7.5.2.	Soft-soil .....	37
3.	Estudo de Caso .....	40
3.1.	Sondagem e SPT .....	41
3.2.	CPTU .....	46
3.3.	Ensaio de laboratório .....	48
3.4.	Soluções utilizadas .....	49
3.5.	Instrumentação geotécnica.....	50
3.6.	Seção de estudo.....	55
4.	Análise numérica .....	57
4.1.	Parâmetros utilizados .....	57
4.2.	Análise PLAXIS 2D.....	59
4.3.	Análise adensamento primário .....	69
5.	Conclusão .....	72
6.	Referências Bibliográficas .....	73



# **1. Introdução**

## **1.1. Generalidades**

O estudo apresentado neste trabalho, é um exemplo da crescente importância da engenharia geotécnica em grandes projetos. Dentro desse ramo, o controle de recalques é um tema que necessita muita atenção, pois em diversas vezes é ele que determina o andamento de uma obra.

Como este é um estudo de uma obra de aterro sobre solo mole (muito compressíveis), o controle dos deslocamentos é importante para a validação do projeto e o andamento da obra. Os dados de monitoramento e projeto foram cedidos para que esse estudo pudesse ser feito, como a geometria do terreno, investigações geotécnicas, soluções empregadas.

Foi escolhida a região denominada A11, dentro da área do projeto, para ser analisada. Essa seção possui uma camada de solo mole de 5 a 6 metros ao longo de sua estratigrafia, esta camada está entre duas camadas de areia. Desta forma, foram empregadas soluções específicas para o tipo de problema desta área.

## **1.2. Objetivo**

Devido à presença de solo mole em praticamente toda a área da obra, é importante analisar os deslocamentos gerados a partir da compressão desta camada. Para realizar esta avaliação, uma ferramenta que pode ser utilizada é o software PLAXIS 2D, de forma que, os recalques podem ser calculados previamente, e o projeto elaborado com as adequadas soluções para o determinado tipo de problema.

Este trabalho tem o objetivo de avaliar os recalques causados pela construção do aterro, fazendo uma comparação entre os valores obtidos na modelagem numérica (PLAXIS 2D) com os dados da instrumentação da área escolhida. Através desta comparação, pode ser feita uma avaliação do erro entre a análise do software e os dados obtidos do monitoramento, sabendo assim, se os parâmetros escolhidos para a análise resultam em valores compatíveis com a realidade. Com essa comparação, será possível ressaltar o quão importante é um estudo prévio do solo, neste tipo de

obra com camadas compressíveis, para um que um projeto seja bem feito e tenha um resultado próximo ao da instrumentação.

### **1.3. Estrutura do trabalho**

O trabalho a seguir foi dividido em 6 capítulos, e a sua estrutura é definida da seguinte forma.

O capítulo 1 são as considerações iniciais do estudo, trazendo uma introdução, demonstrando a importância do tema abordado, e os objetivos.

No capítulo 2 foi feita a revisão bibliográfica de todos os temas necessários para o entendimento do estudo de caso abordado e para que a análise PLAXIS fosse realizada. Desta forma, foi abordada a definição sobre solos moles, investigações geotécnicas, ensaios de campo e de laboratório para obtenção dos parâmetros necessários, tipos de instrumentação geotécnica que podem ser utilizadas em obras deste porte, modelagem numérica e modelos constitutivos utilizados no PLAXIS.

O capítulo 3 descreve as características da obra analisada neste estudo. São apresentados as investigações realizadas e os ensaios de campo e laboratório, além de uma apresentação de toda a instrumentação instalada para monitoramento e a seção utilizada neste estudo.

O capítulo 4 apresenta a definição dos parâmetros de entrada para a análise no software PLAXIS 2D. Também são apresentados os resultados da análise e comparadas com o resultado da instrumentação.

O capítulo 5 apresenta a conclusão final do trabalho, e sugestões de análises futuras.

No capítulo 6 estão todas as referências bibliográficas consultadas para realização do trabalho.

## **2. Revisão Bibliográfica**

### **2.1. Aterros sobre solos moles**

“Solos moles são materiais de granulometria variada, que apresentam teores de umidade elevados, por vezes ultrapassando 1000% (SANDRONI, 2006). Podem apresentar coloração variando entre tons de cinza, marrom e preto, em sua maioria, possui elevado teor de matéria orgânica.” (AZEVEDO, 2015).

A classificação e a identificação dos solos moles devem ser baseadas no teor de umidade e limites de consistência, na história geológica do depósito, e nos resultados de ensaios de adensamento, ensaios de palhetas e CPTU's em determinadas profundidades.

Este tipo de solo possui baixa capacidade de suporte, baixa permeabilidade e elevada compressibilidade. A construção de aterros sobre este tipo de solo necessita atenção na definição do tipo de análise que será feita, dos parâmetros geotécnicos e na sequência construtiva adotada. Desta forma, existem diversos tipos de soluções construtivas para aterros sobre solos moles em que minimizam ou solucionam os problemas de recalque e estabilidade. Entre os métodos, alguns são mais utilizados para controle de recalque, outros, em termos de controle de estabilidade, mas a maioria contempla os dois. Em casos de solos muito moles são usados geossintéticos como reforço associado com as diversas soluções que são apresentadas na figura abaixo:

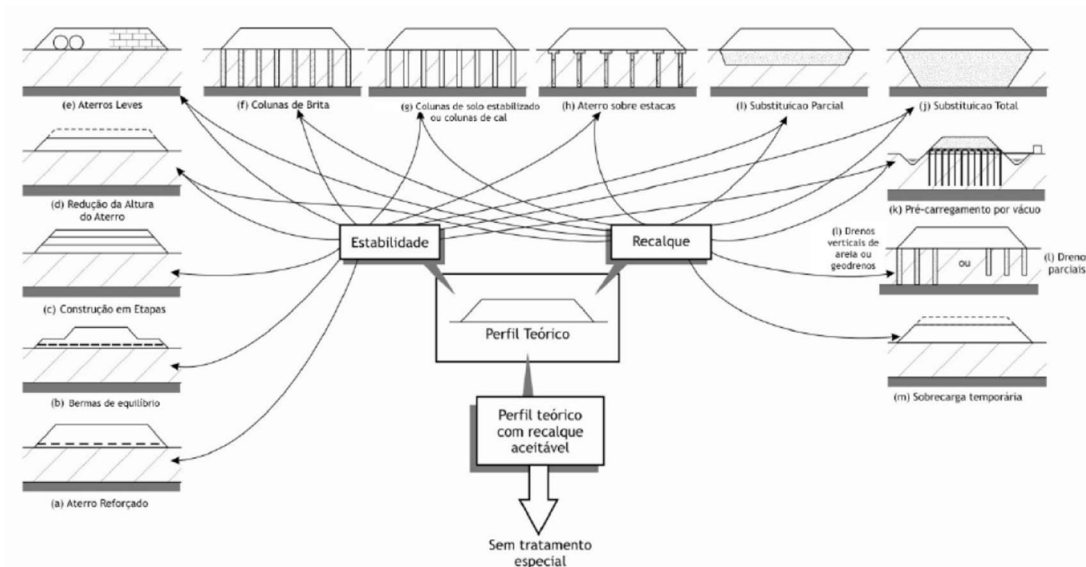


Figura 1 - Soluções construtivas de aterro sobre solos moles (adaptado de LEROUEIL, 1997)

Diversas obras de engenharia necessitam a construção de aterros sobre solos moles. Como exemplo, podemos citar barragens de terra, aterros ferroviários, rodoviários, aterros para grandes complexos industriais, entre muitas outras. É um tipo de obra que chama atenção de muitos estudiosos e pesquisadores, porém mesmo com tantos estudos, os níveis de deslocamentos verticais e horizontais apresentados em campo, e as condições de estabilidade ainda surpreendem os projetistas e executores. A **Figura 2** exemplifica uma geometria de aterro concebida no projeto em relação a uma geometria resultante após o aterro executado em campo.

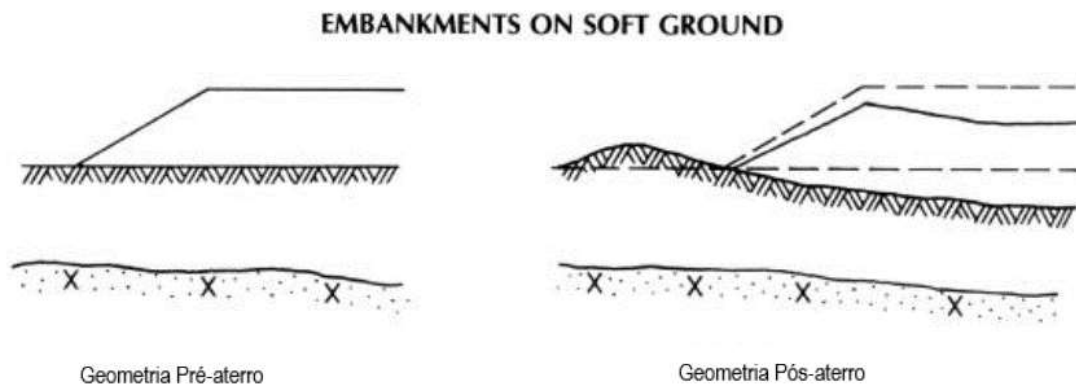


Figura 2 - Aterro sobre solos moles (DUNNICLIF, 1993)

Dentre os diversos tipos de soluções temos a remoção total da camada mole e substituição deste solo por um material granular ou material mais resistente. Porém, esta solução é viável economicamente apenas para espessuras de até 4 m. Muitas vezes a inexistência de jazidas de solo para substituição da camada mole próximas ao local da obra é um impeditivo para esta solução.

Se a houver inviabilidade da substituição da camada de solo mole, podem ser acrescentados elementos ao projeto, para agilizar os recalques e melhorar a estabilidade da obra. Como exemplo destes elementos podem ser feitas: as bermas de equilíbrio, os drenos verticais (geodrenos e colunas de brita) e horizontais (colchões drenantes), os elementos de reforço (geossintéticos, estaqueamento e colunas de brita), aterros leves (como exemplo aterro com componentes de feitos de isopor), a utilização de pré-carregamento, injeção de jet grouting, misturas de solo-cimento, CPR.

Este tipo de uma obra traz diversas dificuldades para o projeto, desta forma é muito importante o uso de instrumentação. A instrumentação tem função de controlar o desempenho dos recalques, poropressão e estabilidade da obra e uma constante avaliação da segurança do projeto. Entretanto, está instrumentação deve ser devidamente projetada, ou seja, quais os instrumentos serão utilizados e os locais em

que serão instalados. Além disso, deve ser definido a frequência do monitoramento e seus resultados devem ser corretamente interpretados e registrados.

## 2.2. Recalque por compressão primária

O termo recalque é utilizado quando se fala do adensamento sofrido por uma camada do solo, devido a um carregamento, rebaixamento de lençol freático, entre outras causas.

Podem existir recalques imediatos, por adensamento primário e por compressão secundária. Neste capítulo iremos abordar o cálculo do recalque por adensamento primário, que ocorrem em casos de camadas de solos argilosos, ao longo de um grande período de tempo, pois os solos argilosos tem geralmente baixa permeabilidade, e assim dificultam a dissipação do excesso de poropressão.

A abordagem de cálculo deste tipo de recalque é descrita pela teoria unidimensional de Terzaghi.

Desta forma, o recalque por adensamento é definido pela seguinte fórmula:

$$\rho_c = b_1 - b_0$$

Onde:

$b_1$ : espessura final da camada

$b_0$ : espessura inicial da camada

Porém, com a fórmula da variação de deformação vertical, conclui-se que:

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{b_1 - b_0}{b_0}$$

$$\rho_c = \Delta\varepsilon_v b_0$$

Onde:

$\Delta\varepsilon_v$ : variação da deformação vertical

Considerando que a deformação volumétrica é igual à deformação vertical:

$$\rho_c = \Delta\varepsilon_v b_0 = b_0 \frac{\Delta V}{V_0} = b_0 \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Onde:

$\Delta V$ : variação de volume

$V_0$ : volume inicial

$e_0$ : índice de vazios inicial

$\Delta e$ : ( $\Delta e = e_f - e_0$ ) diferença entre os índices de vazios final e inicial respectivamente

Considerando o parâmetro  $m_v = -\Delta\varepsilon_v/\Delta\sigma'_v$  ( de acordo com Terzagui), o recalque também pode ser descrito pela fórmula:

$$\rho_c = \Delta\varepsilon_v b_0 = -b_0 m_v \Delta\sigma'_v$$

Onde:

$m_v$ : coeficiente de compressibilidade volumétrica

$\Delta\sigma'_v$ : variação de tensão vertical efetiva

Porém, utilizando o parâmetro  $M = 1/m_v$ , tem-se a equação:

$$\rho_c = -b_0 \frac{\Delta\sigma'_v}{M}$$

Onde:

M: módulo de compressão unidimensional

Também considerando o parâmetro  $a_v = m_v(1 + e_0)$ , temos:

$$\rho_c = -b_0 \frac{a_v}{(1 + e_0)} \Delta\sigma'_v$$

Onde:

$a_v$ : coeficiente de compressibilidade

Relacionando as fórmulas mencionadas acima com os parâmetros  $C_c$  e  $C_r$ , temos três situações diferentes:

- Solo pré-adensado ( $OCR > 1$ ) onde  $\sigma'_{vf} \leq \sigma'_{vm}$ :

Considerando que  $\Delta e = e - e_0 = -C_r \Delta \log \sigma'_v$  (Os métodos de cálculo e as relações de  $C_c$  e  $C_r$  estão descritas no item 2.4.2)

$$\rho_c = -b_0 \frac{C_r}{(1+e_0)} (\log \sigma'_{vf} - \log \sigma'_{v0})$$

- Solo normalmente adensado ( $OCR = 1$ ) com as tensões vertical inicial  $\sigma'_{v0}$  e tensão vertical final  $\sigma'_{vf}$  na reta virgem  $\sigma'_{vm} = \sigma'_{v0} < \sigma'_{vf}$

Temos a equação:

$$\rho_c = -b_0 \frac{C_c}{(1 + e_0)} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

- Solo pré-adensado ( $OCR > 1$ ) com  $\sigma'_{v0} < \sigma'_{vm} < \sigma'_{vf}$ :

Temos a equação:

$$\rho_c = -\frac{b_0}{(1 + e_0)} \left( C_r \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right)$$

## 2.3. Ensaios realizados em campo

### 2.3.1. SPT (StandartPenetration Test)

O SPT (StandartPenetration Test) é o ensaio executado durante a sondagem a percussão, e este é normatizado pela ABNT na norma NBR 6484/2001: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Com este ensaio, é possível determinar os tipos de solo ao longo da profundidade executada, além da posição do nível d'água e um índice de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ). Ao longo do ensaio o material do solo também é coletado pelo amostrador-padrão, e as amostras coletadas podem ser utilizadas para caracterização do solo em laboratório.

Para se definir a quantidade de sondagens e suas localizações, deve ser realizado um planejamento e um projeto, a partir das necessidades da obra, o tipo do seu terreno, e o desejo do contratante do serviço. Estas definições são normatizadas na NBR 8036/1983: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios.

Para se realizar a sondagem é montado um tripé com uma altura aproximada de 5 metros com um conjunto de roldanas e cordas no local que será executada a sondagem. Para se iniciar o ensaio, é retirado o primeiro metro do furo através de um trado manual, pois é um solo muito superficial. A partir daí, coloca-se o amostrador-padrão na posição da base do furo, e a haste que é utilizada possui uma marcação de



3 segmentos de 15 cm. Também é utilizado um martelo de 65 kg padronizado e este é elevado até 75 cm de altura e solto em queda livre até bater na haste.

O ensaio consiste em levantar o martelo e soltar em queda livre repetitivamente até a penetração de cada segmento de 15 cm no solo, o número de golpes necessários para cada um dos segmentos é registrado. O índice de resistência a penetração (Nspt) é a soma do número de golpes realizados para penetrar os últimos 30 cm.

Após a cravação dos 45 cm que é o total dos 3 segmentos, são avançados 55 cm com o trado manual, se o ensaio estiver abaixo da cota do nível d'água, é utilizado o trépano de lavagem para avançar os 55 cm restantes daquele metro ensaiado. Todo este processo de cravação e avanço do amostrador-padrão é realizado a cada 1m de avanço. O ensaio é finalizado quando se atinge o impenetrável, cujo critério é definido em norma, ou caso seja determinação do contratante do ensaio.

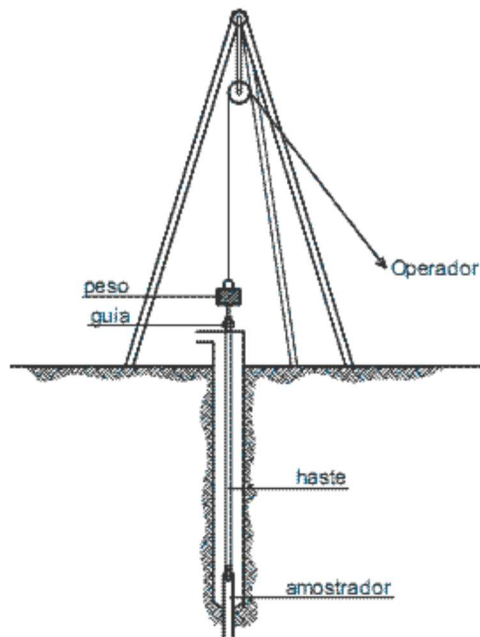


Figura 3 - Esquema de representação do tripé de sondagem (DANZIGER, F. –Notas de aula, 2015).



Figura 4: Imagem de um martelo utilizado em sondagens (DANZIGER, F. –Notas de aula, 2015).

As amostras retiradas do amostrador-padrão ao longo da cravação são colocadas em recipientes e identificadas para serem levadas para laboratório e assim serem realizados ensaios de caracterização e sedimentação do solo. Estes ensaios demonstram características importantes para definição do tipo de solo.



Figura 5: Imagem de um amostrador padrão de sondagem(DANZIGER, F. –Notas de aula, 2015).

### 2.3.2. CPT (Cone Penetration Test)

Este ensaio também é chamado de ensaio de penetração estático, para realiza-lo ocorre a cravação vertical de um cone na região do ensaio a uma velocidade constante de 2cm/s. A ponta cônica tem um ângulo de abertura de 60° e seção transversal de 10cm<sup>2</sup>. A medida da resistência de ponta ( $q_c$ ) e do atrito lateral ( $f_s$ ), são feitos durante a penetração do cone. Estas propriedades estão de acordo com a MB-3406/1991: Solo – Ensaio de penetração de cone in situ.

Existe também o CPTU, que tem o mesmo princípio do CPT, porém também pode-se medir o excesso de poropressão gerado ( $u_b$ ) durante a penetração. Esta penetração é realizada com um piezocone. Em campo, são feitas leituras em intervalos de 1 cm, desta forma, consegue se obter um perfil detalhado do solo no local ensaiado.

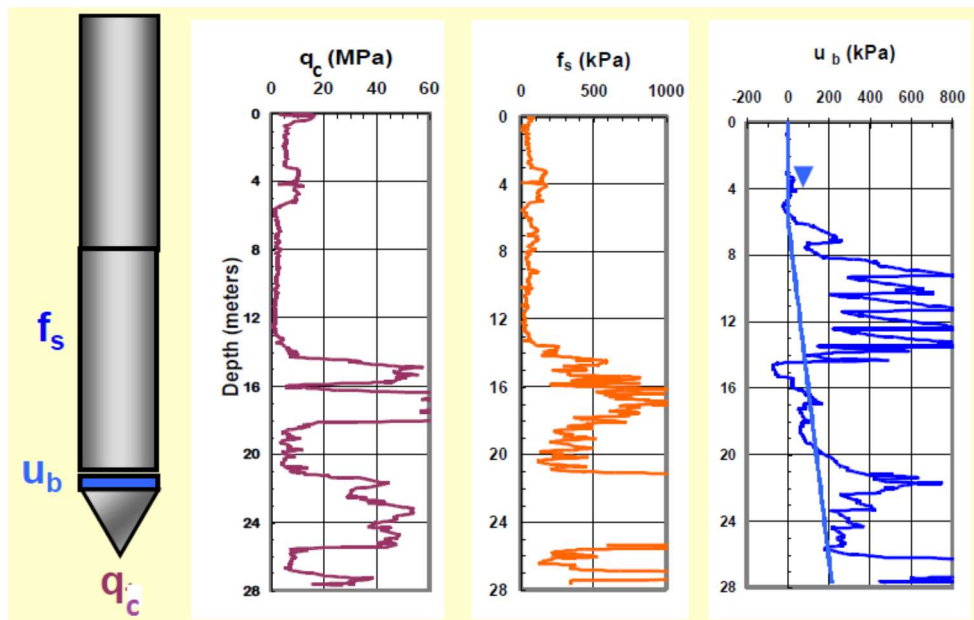


Figura 6: Representação das leituras feitas durante um ensaio em campo (PENNA, 2014).

O ensaio de piezocone é recomendado para solos compressíveis de baixa resistência, podendo identificar até camadas arenosas pouco espessas e de compactação baixa a média. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio tem como principais vantagens o registro contínuo da resistência à penetração, a partir do qual conseguimos a estratigrafia do perfil ensaiado, e a eliminação da influência do operador nas medidas fornecidas pelo ensaio (resistência de ponta  $q_c$ , atrito lateral  $f_s$ , excessos de poropressão). Entretanto, os autores citam como principal desvantagem a impossibilidade de coleta de amostras para futuros ensaios e análises.

Os valores obtidos no ensaio (resistência de ponta, atrito lateral e poropressão) são medidos por sensores elétricos instalados no cone ou piezocone.

Abaixo segue uma figura com detalhamento das partes e elementos de um cone utilizado para CPT.

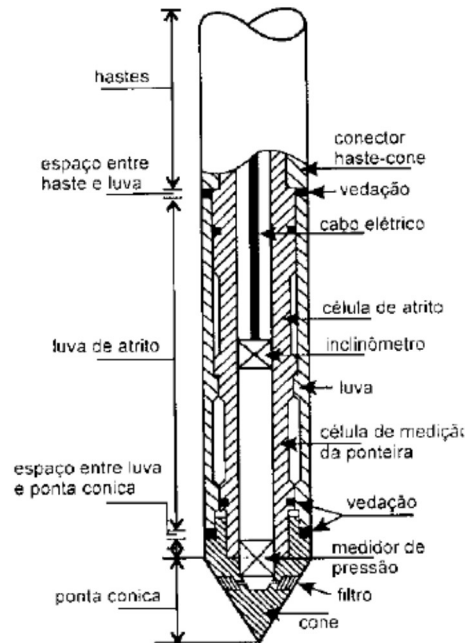


Figura 7 - Detalhamento das partes e elementos internos de um cone no ensaio CPT/CPTU (SANTOS, 2014).

Os principais objetivos desse ensaio são a distinção entre penetração drenada ou não drenada, determinação do perfil estratigráfico e classificação do solo, estimativa de parâmetros geotécnicos e propriedades do solo.

Para o caso do ensaio CPTU, a resistência de ponta é corrigida em função da área corrigida e da poropressão medida, como mostra a figura a seguir:

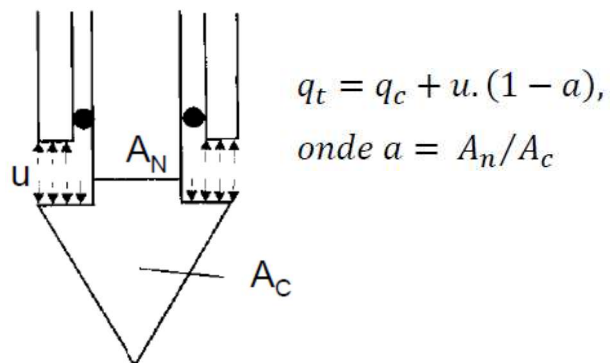


Figura 8 - Esquema de correção da resistência de ponta para o ensaio piezocone (CPTU) (adaptado de SANTOS, 2014).

Outro bom instrumento para a leitura de poropressão, é a instalação de mais um elemento poroso ao longo do cone, isso pode ajudar em diversos pontos: avaliação da influência da distância do transdutor de poropressão à base do cone, ou prevenir-se caso haja falha no funcionamento de um deles. Normalmente temos a instalação de um transdutor na base do cone, cuja leitura é chamada de  $u_1$ , e outro em sua face (leitura  $u_2$ ), como mostra a figura abaixo:

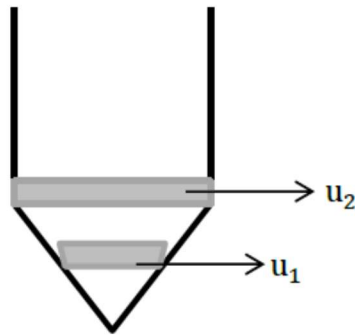


Figura 9 - Posicionamento dos transdutores para leitura da poropressão (OLIVEIRA, 2015)

As duas leituras são diferentes pois  $u_1$  está na face, e assim é mais sujeito à tensões normais, enquanto que em  $u_2$  atua predominantemente a parcela de tensões cisalhantes. Sendo assim,  $u_2$  é capaz de fazer leituras de poropressões negativas.

### 2.3.2.1. Ensaio de dissipação

Para determinação do coeficiente de adensamento horizontal  $C_h$ , é necessário realizar o ensaio de dissipação. Este ensaio consiste da paralisação da penetração da ponteira cônica e observação da variação da poropressão ( $u$ ) com o tempo ( $t$ ). Plotando-se a poropressão versus  $\sqrt{t}$ , obtém-se o valor de  $t_{50}$  (Figura 10) segundo as recomendações de Robertson e Campanella (1989).

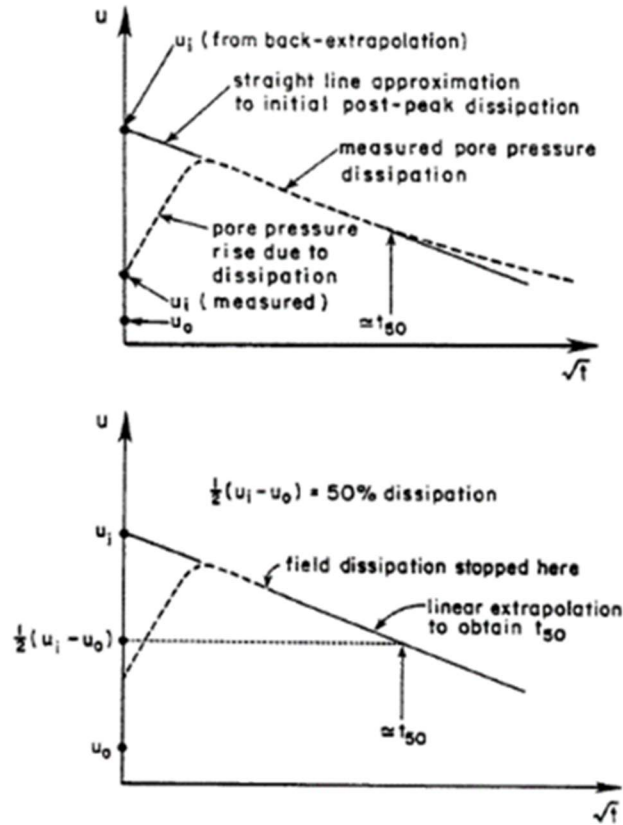


Figura 10 - Extrapolação da curva de dissipação (SULLY, 1991)

O valor do coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) na direção radial por ser obtido pela teoria de HOULSBY & TEH (1988) através da seguinte equação:

$$c_h = \frac{Tr^2 I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

Onde:

$T$ : Fator tempo fornecido pela teoria de dissipação;

$r$ : Raio do piezocone;

$I_r$ : Índice de rigidez, relação entre o módulo cisalhante  $G$  dividido pela resistência não drenada  $c_u$  da argila.

A Figura 11 demonstra um exemplo de resultado de ensaio de dissipação de poropressão:

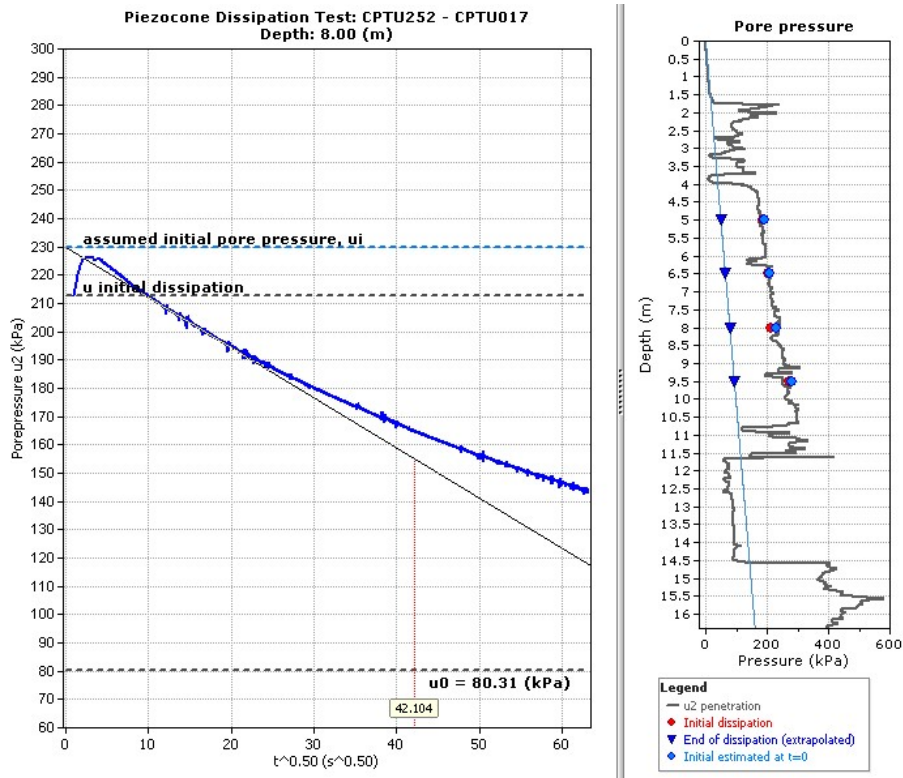


Figura 11 - Exemplo de ensaio de dissipação

## 2.4. Ensaios de Laboratório

### 2.4.1. Caracterização

O objetivo principal da engenharia geotécnica em caracterizar solos em geral, está na possibilidade de prever comportamentos mecânicos e hidráulicos desses materiais, podendo assim, estimar o provável comportamento do solo para uma adequada análise do problema.

Os solos são classificados de diversas formas; pela origem (residuais e transportados), pela sua evolução pedogenética (classificação pedológica dos solos), por características peculiares (presença de matéria orgânica, estrutura e etc) e pelo tipo e comportamento das partículas constituintes (mais empregado na engenharia), através das análises de granulometria e limites de Atterberg.

Os ensaios de caracterização determinam as seguintes propriedades físicas do solo:



- Umidade natural;
- Peso específico seco;
- Densidade real dos grãos;
- Granulometria;
- Limites de Atterberg.

### 2.4.1.1. Ensaio Granulométrico

Para análise da distribuição do tamanho dos grãos de um solo, realiza-se a análise granulométrica que objetiva determinar uma curva granulométrica. A análise consiste de duas fases: peneiramento e sedimentação. Este ensaio é normatizado pela ABNT NBR 7181.

Na fase de peneiramento, a amostra é submetida a uma série padrão de peneiras. Inicialmente, a amostra é passada na peneira com abertura de 2 mm para que haja separação do material grosso (retido na peneira) e fino (passante pela peneira). O material é então submetido a sequência de malha determinada na Tabela 1. Em seguida, determina-se a massa do material retido em cada peneira e os resultados são plotados em um gráfico da porcentagem do material que passa (eixo das ordenadas) em função da abertura da peneira em escala logarítmica (eixo das abcissas).

Tabela 1 - Sequência da série de peneiras

Material	Sequência da malha de peneiras (mm)
Grosso (> 2mm)	50 - 38 - 25 - 19 - 9,5 - 4,8 - 2,0
Fino (< 2mm)	1,2 - 0,6 - 0,42 - 0,25 - 0,15 - 0,075

Para solos muito finos que passam pela peneira de menor abertura (0,075mm), quando deseja-se saber a sua distribuição granulométrica, emprega-se a técnica de sedimentação. Esta técnica se baseia na Lei de Stokes expressa por:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18 \cdot \mu} D^2$$



Onde:

$v$  é a velocidade de queda de partículas esféricas

$\gamma_s$  peso específico do material da esfera

$\gamma_w$  peso específico do fluido

$\mu$  viscosidade do fluido

$D$  diâmetro da esfera que sedimenta com velocidade igual ao da partícula

A amostra é armazenada em um becker junto com água destilada e um desfloculante. Após 12 horas, provoca-se uma agitação mecânica padronizada em um copo de dispersão. Em seguida, o material é vertido em uma proveta e agitado. São feitas leituras com um densímetro nos intervalos de 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 hora, 2 horas, 4 horas, 8 horas, 24 horas. O densímetro determina as densidades de suspensão e a profundidade correspondente, com isso é possível aplicar a Lei de Stokes para obtenção do diâmetro das partículas.

### **2.4.1.2. Limites de Atterberg**

A fração fina dos solos possui muita influência no seu comportamento. As partículas minerais de argila diferem por sua estrutura mineralógica e pela água adsorvida em sua superfície. As partículas com superfícies específicas diferentes com água adsorvida podem apresentar comportamento muito diferente.

Atterberg dividiu os valores de umidade que uma argila pode apresentar em limites correspondentes ao estado aparente do material, também chamados de índices de consistência. Os limites baseiam-se na constatação que um solo argiloso possui comportamento bem distintos conforme seu teor de umidade. Os limites definidos são o Limite de Liquidez e o Limite de Plasticidade. O primeiro caracteriza o limite o qual o solo possui umidade muito elevada e se comporta como líquido. O segundo caracteriza o limite o qual o solo perde a sua umidade e deixa de apresentar o comportamento plástico. A diferença, em porcentagem, entre esses dois limites é chamada de Índice de Plasticidade e indica a amplitude da faixa de valores em que o solo se apresenta no estado plástico.

Para a determinação do Limite de Liquidez, Casagrande projetou um aparelho (Figura 12) para a realização do ensaio. Primeiramente, o ensaio consiste na

determinação da umidade da amostra de solo. Em seguida, a amostra é colocada no recipiente do aparelho e uma ranhura longitudinal é feita no solo com o auxílio de um cinzel. Com uma altura padrão, bate-se repetidamente o recipiente na base do aparelho até que a ranhura se feche. O procedimento é feito para diferentes teores de umidade e os resultados são plotados em um gráfico de umidade em função do número de golpes necessários para o fechamento da ranhura. O Limite de Liquidez é correspondente ao teor de umidade do solo com o qual são necessários 25 golpes para fechar a ranhura. Este ensaio é padronizado no Brasil pela ABNT NBR 6459.



Figura 12 - Aparelho de Casagrande (imagem retirada do site da Solotest)

### 2.4.1.3. Determinação dos índices físicos

Alguns índices físicos como índice de vazios, peso específico natural do solo, peso específico dos grãos e peso específico aparente seco podem ser determinados através de ensaios de laboratórios e relações numéricas que são normatizados pela **ABNT NBR 6508**.

O índice de vazios é de extrema importância para a análise de deformações. Porém, este índice não é definido diretamente a partir de um ensaio de laboratório, ele é calculado indiretamente através de relações entre outros dois índices:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

Onde:

e: Índice de vazios

$\gamma_s$ : Peso específico dos grãos (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_d$ : Peso específico aparente seco (kN/m<sup>3</sup>)

Para obter-se o  $\gamma_s$ , é realizado um ensaio de picnômetro. Para este ensaio, se tem um picnômetro de peso conhecido, no qual é colocado um solo de peso seco conhecido e o conjunto é pesado. Após estas pesagens, é colocado um pouco de água destilada no picnômetro com solo e o conjunto é levado para uma chapa quente, desta forma, o ar que existe nos vazios sairá. Logo após esse processo, o picnômetro com solo é completo totalmente com água destilada e é deixado em banho maria descansando até a temperatura ambiente, e depois o conjunto é pesado. Depois de todo esse processo, retira-se o solo e água do picnômetro e é medido o peso do conjunto picnômetro mais água. Com isso, a densidade real dos grãos é dada pelo peso do solo seco dividido pelo peso do solo seco mais peso do conjunto picnômetro e água menos peso do conjunto picnômetro, água e solo.



Figura 13 - Exemplo de picnômetro usado neste tipo de ensaio (imagem retirada do site da Qualyta lab)

O peso específico aparente seco é determinado a partir da relação:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + w}$$

Onde:

$\gamma_n$ : Peso específico natural do solo (kN/m<sup>3</sup>)

$w$ : umidade do solo

O peso específico natural do solo é obtido através de um fácil ensaio utilizando um molde de solo em um cilindro de dimensões conhecidas. Desta forma, o valor de  $\gamma_n$  é o peso total dividido pelo volume.

Depois destes valores calculados utilizando as relações citadas acima, é obtido o índice de vazios do solo.

## **2.4.2. Ensaio de Adensamento Edométrico**

O ensaio de adensamento unidimensional foi sugerido, inicialmente, por Terzaghi, e consiste na compressão de uma amostra de solo dentro de um molde que impede as deformações laterais. Em linhas gerais, a carga vertical (tensão vertical) aplicada é transmitida através de uma placa de distribuição rígida na superfície da amostra de solo e mede-se a evolução das deformações verticais ao longo do tempo, através de leituras no extensômetro. Durante o ensaio, o corpo de prova é mantido saturado e pedras porosas permitem a drenagem da água.

A determinação dos parâmetros de compressibilidade e de adensamento em laboratório é usualmente feita através dos ensaios de adensamento unidimensional, onde a diferenciação entre os principais tipos de ensaios de adensamento baseia-se na forma com que o carregamento é aplicado: carregamento incremental ou carregamento contínua (Spannenberg, 2003).

Os ensaios de adensamentos incrementais convencionais (conhecidos também como SIC - "Standard Incremental Consolidation") são realizados através de estágios de aplicação de carga (carregamento e descarregamento) no corpo de prova, onde mede-se o deslocamento vertical ao longo do tempo, tendo cada estágio uma duração de geralmente 24 horas. O ensaio é realizado até níveis de tensão pré-definidos. O intervalo entre etapas de carregamento é necessário para que ocorra a dissipação dos excessos de poropressão. Apesar de a prática preconizar um intervalo de 24 horas é possível reduzir este tempo, desde que ocorra a estabilização dos deslocamentos verticais ou a verificação do fim do adensamento primário.

A aplicação dos incrementos de carga deve se dar na razão  $\Delta\sigma'_v/\sigma'_{v0} = 1$ , onde  $\Delta\sigma'_v$  é o acréscimo de tensão vertical em um determinado estágio de carregamento e  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical total correspondente ao estágio anterior.

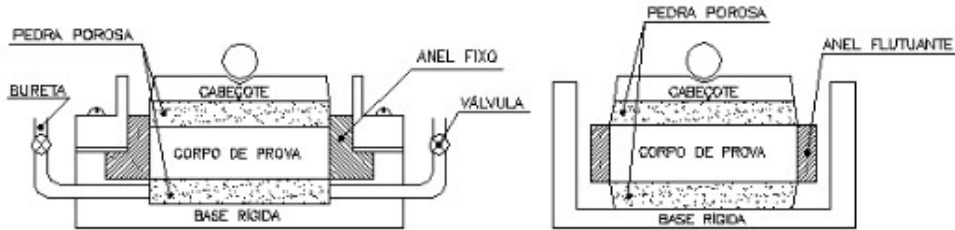


Figura 14 - Aparelhos de adensamento (anel fixo e anel flutuante respectivamente) (imagem cedida pela Terratek)

Para cada estágio de carregamento, são traçadas as curvas de deslocamento vertical ( $\delta v$ ) ou índice de vazios ( $e$ ) em função do logaritmo da tensão efetiva. Através destas curvas, são obtidos os parâmetros índice de compressão virgem ( $C_c$ ), índice de descompressão ( $C_s$ ) e índice de recompressão ( $C_r$ ).

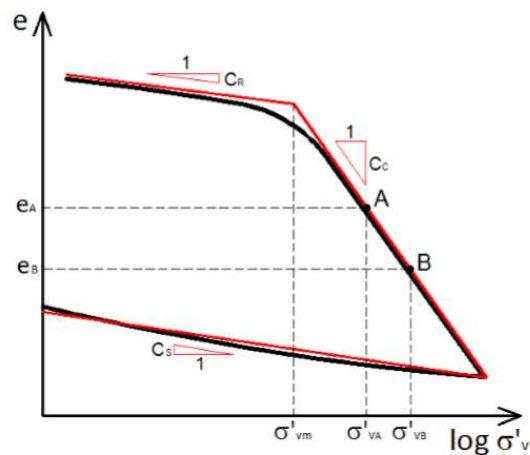


Figura 15 - Curva  $e$  x  $\log \sigma'_v$  (BECKER, 2016)

Conforme demonstrado na Figura 15, os índices  $C_c$ ,  $C_r$  e  $C_s$  são determinados traçando tangentes da curva nos trechos de compressão, recompressão e descompressão.

Para cada amostra com drenagem vertical e para cada estágio de carregamento, são determinados os seguintes coeficientes:

- coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ );
- coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ );
- coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ );
- coeficiente de permeabilidade ( $k_v$ );

- coeficiente de adensamento secundário ( $c_{\alpha}$ ).

O coeficiente de adensamento vertical é calculado através dos métodos propostos por Casagrande e por Taylor.

Segundo o método de Casagrande,  $c_v$  é expresso por:

$$c_v = \frac{0,197 H_{50}^2}{t_{50}}$$

Onde  $t_{50}$  e H podem ser retirados no gráfico  $\log t \times \delta v$  e correspondem ao tempo para atingir 50% do adensamento e a altura do corpo de prova quando ocorre 50% do adensamento, respectivamente.

Segundo o método de Pinto,  $c_v$  é expresso por:

$$c_v = \frac{k(1 + e)}{a_v \cdot \gamma_0}$$

Onde:

k: permeabilidade vertical do solo

e: índice de vazio do solo

$a_v$ : coeficiente de compressibilidade ( $m^2/kN$ )

$\gamma_0$ : peso específico da água ( $10 kN/m^3$ )

Através dessa fórmula pode se calcular a permeabilidade do solo, com o valor de  $a_v$  que é obtido pela fórmula abaixo:

$$a_v = \frac{0,435 C_c}{\Delta \log \sigma_{vm}}$$

Onde:

$\sigma_{vm}$ : tensão de pré-adensamento do solo ( $kN/m^2$ )

A tensão de pré-adensamento do solo pode ser obtida também pelo método gráfico de Pacheco Silva. Traça-se uma reta tangente à curva no intervalo de compressão virgem e uma reta horizontal partindo do índice de vazios inicial. Na interseção das duas retas, traça-se uma reta vertical até o encontro da curva do ensaio, com isso, é feita uma reta horizontal até o encontro da reta tangente à fase de compressão, após isso, é traçado uma vertical até o eixo x do gráfico, que será a tensão de sobreadensamento. Segue a figura abaixo ilustrando o procedimento:

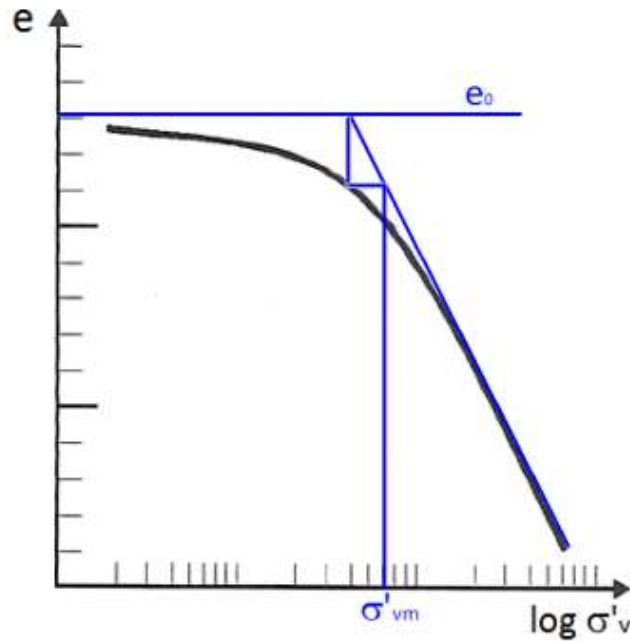


Figura 16 - Demonstração método de Pacheco e Silva (BECKER, 2016)

## 2.5. Instrumentação

A utilização de instrumentação em obras de aterro sobre solos moles é muito importante para a verificação dos critérios adotados em projeto, avaliando se os parâmetros escolhidos estão com o desempenho adequado conforme o andamento da obra. O monitoramento deve ser contínuo e trabalha para manter a segurança da obra, ao longo da sua construção e após terminada, antecipando qualquer problema e podendo realizar medidas preventivas. Desta forma, todas as informações coletadas de instrumentações e fatos acontecidos em obras deste tipo servem para melhorar os estudos das técnicas de construção e das soluções de projeto.

Abaixo segue uma tabela resumo com os tipos de instrumentação que podem ser utilizadas e as grandezas medidas por estes.

Tabela 2 - Resumo dos tipos de instrumentação

Grandezas Medidas	Tipos de Instrumento
Deslocamentos verticais e horizontais da superfície e da sub-superfície	Inclinômetros, Placas de recalque, Marcos Superficiais, Extensômetros.
Poropressão	Piezômetro

### 2.5.1. Placas de Recalque

As placas de recalque são utilizadas para medir os deslocamentos verticais. São feitas, em sua maioria, de uma placa metálica (porém também pode ser utilizados outros materiais) conectada a uma haste, que em sua ponta é rosqueável, e com a subida do aterro vão sendo conectadas outras hastes para que as leituras continuem sendo feitas. Um tubo PVC protege a haste do atrito com o aterro.



Figura 17 - Exemplo de Placa de Recalque

Deve ocorrer um isolamento da área no entorno das placas de recalque, cerca de 2x2m, para que não haja danos a haste e possa haver perturbações nas leituras causadas por movimentação de equipamentos próximo à haste. Com o alteamento do aterro, a compactação desta área deve ser feita de forma cuidadosa, com a utilização de equipamentos especiais (compactador do tipo Sapo), para que não ocorra alterações indesejadas nas leituras.

A instalação ocorre na base do aterro, antes do lançamento do material do aterro, desta forma, é garantido que todas as medidas de recalque após o lançamento do material sejam registradas. As localizações das placas são importantes para que os resultados obtidos possam ser comparados com os aspectos do projeto executado.



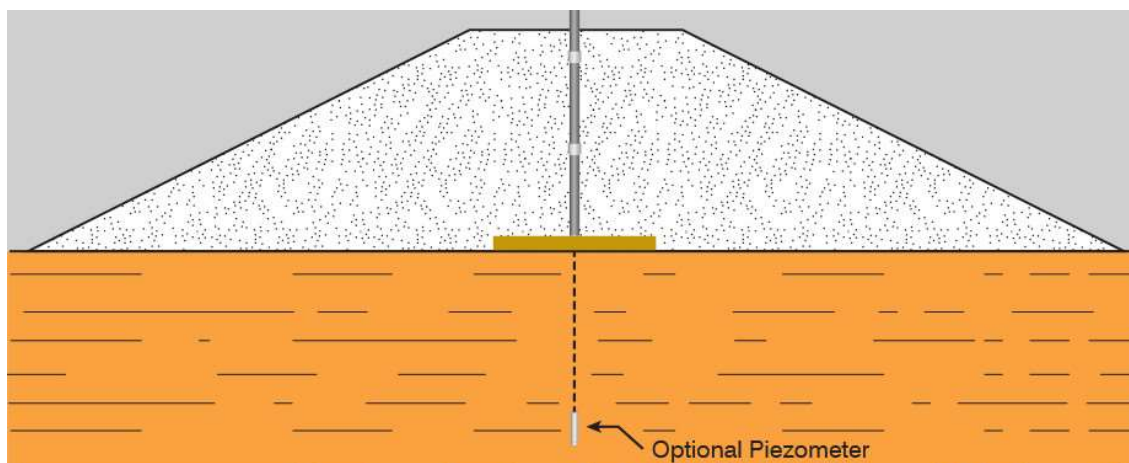


Figura 18 - Exemplo de localização de instalação de Placa de recalque

A frequência de leituras vai depender da velocidade do alteamento do aterro e o cronograma executivo da obra. Geralmente, quando está ocorrendo alteamento do aterro, são feitas leituras de duas a três vezes na semana. Caso não esteja ocorrendo lançamento do material, uma leitura por semana é suficiente. O controle topográfico da espessura do aterro também deve ser feito sempre que ocorrerem leituras das placas, são informações essenciais para a análise dos resultados obtidos, pois servem de contraprova para as leituras das placas, quanto mais o aterro sobe, maior é o recalque lido pela placa.

## 2.5.2. Piezômetro

### 2.5.2.1. Piezômetro Casagrande

Para realizar o controle da poropressão, utilizamos um instrumento chamado Piezômetro, com ele medimos a carga piezométrica na profundidade instalada, e com esse valor obtido, calcula-se a poropressão. Existem piezômetros de diversos tipos.

O Piezômetro mais utilizado em aterros sobre solos moles é o de Casagrande. Ele possui um tubo vertical, o qual é composto de diversos furos em sua extremidade. Nessa extremidade há um sistema de filtro, no qual o tubo furado é envolvido com geotêxtil para evitar entupimento. Desta forma, a água consegue entrar livremente pelo tubo até a altura de água equivalente à poropressão naquele momento. É feita também uma selagem de bentonita para que a leitura não seja influenciada pelas condições piezométricas das camadas acima da célula de areia. Este tipo de piezômetro possui uma boa durabilidade, confiabilidade e caso haja alguma obstrução,

é possível fazer uma lavagem para que volte a funcionar normalmente. Porém ele possui um elevado tempo de resposta em solos de baixa permeabilidade.

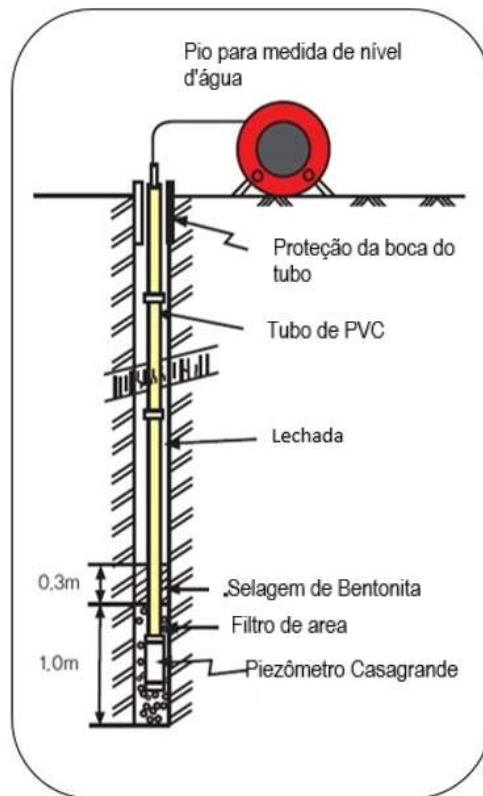


Figura 19 - Croqui de instalação de Piezômetro Casagrande



Figura 20 - Exemplo de ponta de Piezômetro Casagrande

### 2.5.2.2. Piezômetro Elétrico

Existem também os piezômetros elétricos de corda vibrante, o qual é um instrumento extremamente útil para acompanhar a dissipação de poropressão em

solos moles. Estes têm a vantagem de não ocorrer o problema de entupimento, além da medição ser mais precisa por ser realizada com transdutores.

Os piezômetros elétricos são constituídos por um transdutor de poropressão conectado a um cabo de leitura, instalados permanentemente no local especificado para o monitoramento. O transdutor de poropressão deverá ser constituído por uma pedra porosa grossa, para facilitar a saturação.



Figura 21 - Exemplo de Piezômetro Elétrico

Para todos os tipos de piezômetros deve ser realizado os registros de acompanhamentos das leituras, e nestes devem constar:

- Identificação dos piezômetros;
- Data e hora das leituras;
- Resultado das leituras;
- Cota do aterro;
- Identificação do aparelho de leitura utilizado;
- Observações quanto a problemas que possam ocorrer durante a operação que de algum modo, possam afetar os resultados (condições atmosféricas, acúmulo de água no local, entre outros).

### **2.5.2.3. Frequência de Leituras**

A frequência das leituras geralmente varia de acordo com a especificação do projetista e o andamento do alteamento do aterro. Geralmente, as quantidades de leituras seguem a especificação a seguir:

- Durante a execução do aterro são feitas no mínimo duas leituras semanais, com pelo menos uma leitura após a execução de cada camada de aterro;
- Após a execução e durante o período de permanência de sobrecarga temporária são feitas 1 (uma) leitura semanal; e
- Após a retirada da sobrecarga são feitas leituras quinzenais por um período mínimo de 6 meses após o término das obras.

### 2.5.3. Inclinômetro

O instrumento mais utilizado para controle de deslocamentos em solos é o inclinômetro. Os deslocamentos são monitorados através de leituras de uma sonda que se move ao longo de um tubo de plástico ou alumínio, com ranhuras diametralmente opostas (servem de guia), inserido em um furo de sondagem. O tubo deve ser fixado em uma camada indeslocável (segundo critério do projetista), para que não haja deslocamentos na base do inclinômetro ao longo do tempo. Os deslocamentos horizontais são monitorados em duas direções ortogonais, ao longo de todo comprimento do instrumento.

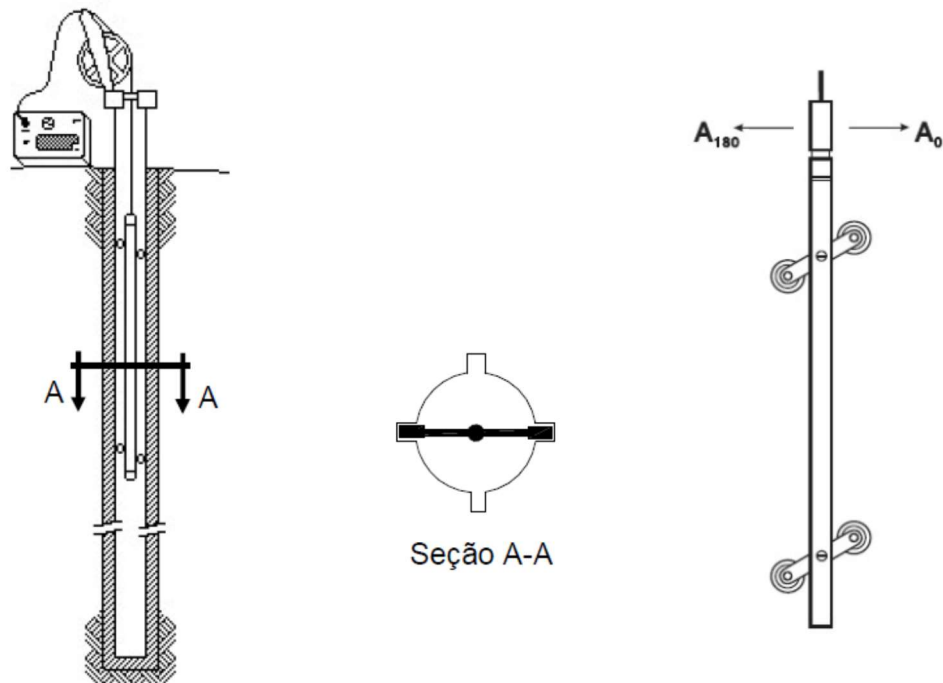


Figura 22 - Exemplos de seções de Inclinômetro

Nos casos de aterro de terraplanagem sobre solos moles, os inclinômetros são úteis para:

- Prever ruptura na camada de solo mole;
- Identificar com previsão a profundidade de ocorrência da ruptura
- Prever ruptura no aterro de terraplenagem (taludes);
- Avaliar deslocamentos horizontais (carregamento do solo em estaca)

### 2.5.3.1. Procedimento de instalação

O tubo de acesso é instalado previamente no terreno através de furo com pelo menos 100 mm de diâmetro até uma profundidade tal que atravesse o campo de deslocamentos previstos para a obra. A extremidade inferior do tubo deve ser localizada em região do terreno que não se deve deslocar. Este tubo é de alumínio ou plástico com diâmetro da ordem de 80 mm e possui quatro ranhuras diametralmente opostas que servem para guiar o instrumento durante as leituras. O tubo é orientado por ocasião da instalação de tal forma que as ranhuras concordem com a direção da tendência de deslocamentos devido à sobrecarga mais próxima. A figura a seguir demonstra as fases de instalação.

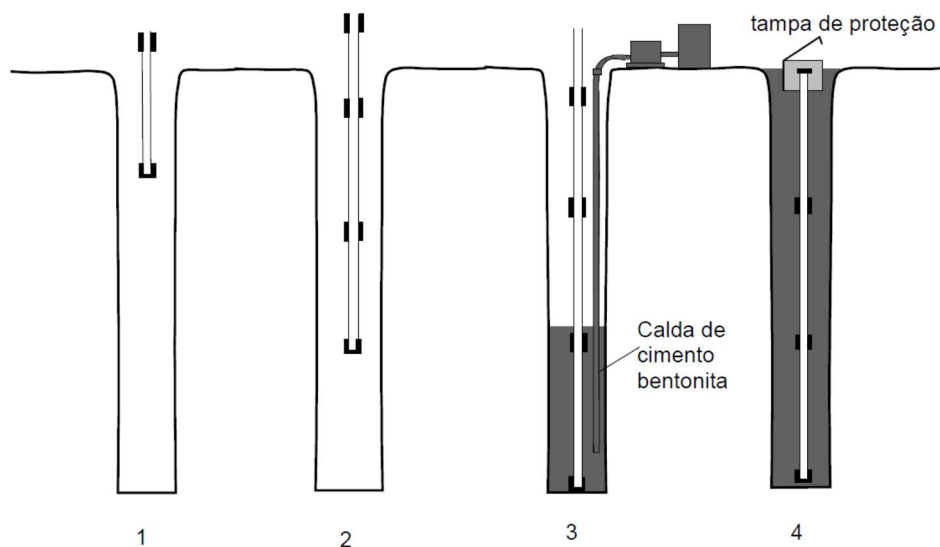


Figura 23 - Fases de instalação de um Inclinômetro

As fases de instalação são descritas dessa forma:

- 1 Introdução do tubo de acesso no furo, mantendo o alinhamento das ranhuras conforme os eixos principais da obra. Deve ser instalado a uma profundidade tal que fique com a sua extremidade inferior engastada em solo resistente, para que não haja deslocamentos na base;

- 2 Adicionar mais segmentos de tubo, unindo-os de acordo com as recomendações do fabricante do tubo;
- 3 Preencher totalmente o espaço anelar entre o tubo e as paredes do furo com calda de cimento-bentonita que deve ser aplicada pelo método ascendente e através de mangueira de injeção;
- 4 Instalar caixa de proteção.

### **2.5.3.2. Metodologia de medições**

O torpedo padrão tem 25 mm de diâmetro é do tipo deslizante, percorrendo o tubo de baixo para cima efetuando as leituras ao longo da profundidade. O sensor é guiado por rodinhas auto-alinháveis que mantêm o instrumento posicionado no centro do tubo. A distância entre rodinhas (L) é, em geral, de 0,5 m, correspondente à distância entre duas leituras consecutivas.

A unidade de leitura usual é a tipo automático, nas quais as leituras são registradas na memória interna ao se acionar um botão. Posteriormente, os dados são transferidos para um micro-tipo PC por cabo serial.

As leituras são realizadas com a introdução do sensor móvel ao longo do tubo, certificando-se que as rodas do torpedo estejam perfeitamente encaixadas nas canaletas guias do tubo. O sensor é posicionado no fundo do tubo e aguarda-se a estabilização de sua temperatura.

Uma vez estabilizada a temperatura, iniciam-se as leituras usando como referência de profundidades as marcações existentes no cabo de leitura.

Em cada profundidade (geralmente, espaçadas a de 0,50 m) são feitas leituras na direção principal e na direção ortogonal com simples mudança na chave da leitora.

O cálculo dos deslocamentos é muito simples e está apresentado na figura a seguir através da equação:

$$\delta_h = L \sum \sin \theta$$

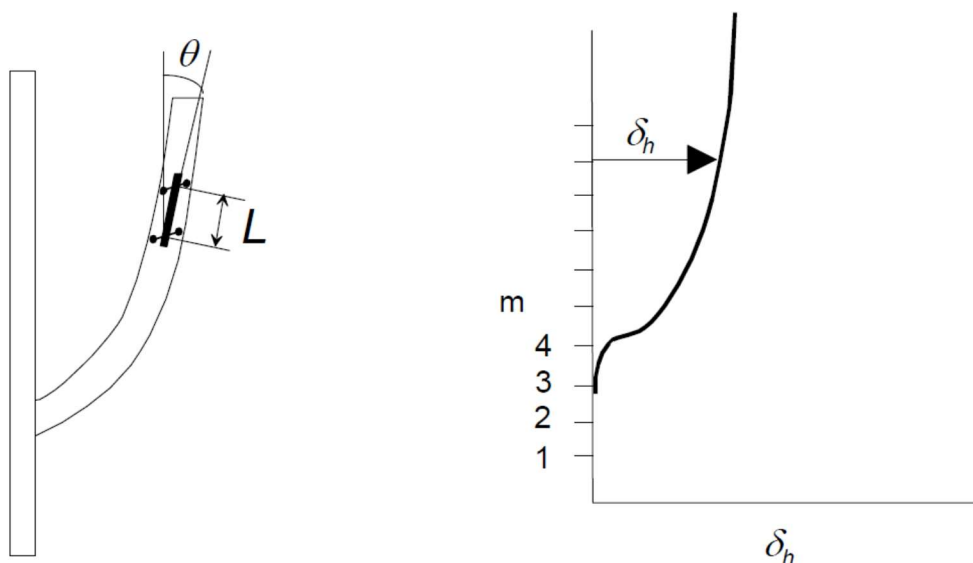


Figura 24 - Cálculo dos deslocamentos com o Inclínômetro

Onde:

$L$ : Distância entre as rodinhas do inclinômetro.

$\delta_h$ : deslocamento horizontal do tubo em um determinado ponto.

$\theta$ : Ângulo de inclinação apresentado pelo tubo em relação ao eixo vertical no momento da leitura.

### 2.5.3.3. Frequência de leituras

A frequência das leituras varia de acordo com a solicitação do projetista e o andamento do alçamento do aterro. Geralmente, as quantidades de leituras seguem a especificação a seguir, da mesma forma que os piezômetros:

- Durante a execução do aterro são feitas no mínimo duas leituras semanais, com pelo menos uma leitura após a execução de cada camada de aterro;
- Após a execução e durante o período de permanência de sobrecarga temporária são feitas 1 (uma) leitura semanal;
- Após a retirada da sobrecarga são feitas leituras quinzenais por um período mínimo de 6 meses após o término das obras.

## 2.6. Elementos finitos

O Método de Elementos Finitos (MEF) tem a capacidade de definir variadas condições de contorno e estabelecer diversas etapas construtivas. Desta forma, é uma ferramenta numérica muito utilizada na prática da engenharia.

Inicialmente, a teoria do MEF foi criada para realizar análises de problemas na área estrutural, porém com a sua eficácia em entender e resolver melhor os problemas, o MEF já está sendo usado em outras áreas da engenharia.

O método discretiza a região a ser analisada em nós, e para isso utiliza elementos de forma triangular ou quadriláteros. Com isso, o método se aproxima das situações reais, ou seja, quanto maior o número de elementos utilizados (mais discretizada é a malha), mais próximo da realidade o resultado vai chegar.

Para resolução dos problemas por MEF, pode ser utilizado o método dos deslocamentos, método de equilíbrio e método misto. Para o método dos deslocamentos as incógnitas são os deslocamentos, e para o método de equilíbrio são as tensões. No método misto, o deslocamento e as tensões são incógnitas.

São adotadas as seguintes etapas para resolução de problemas pelo Método dos Elementos Finitos através do método dos deslocamentos:

- 1 Discretização do meio contínuo: ocorre a divisão do meio contínuo, domínio do problema, em sub-domínios, que são conhecidos como elementos finitos. Estes são ligados por uma quantidade de pontos finitos, estes são chamados de “nós” ou “pontos nodais”. Este processo de subdivisões em que os nós são ligados por linhas, e assim resultam em um número finito de elementos, é chamado de discretização. Estes elementos têm formato de triângulos ou quadriláteros quando se trata do problema bidimensionalmente, caso seja um problema tridimensional, eles podem ser tetraedros, prismas retangulares ou hexaedros (**Figura 25**).
- 2 Modelo de Deslocamentos: um campo de deslocamentos na malha é estabelecido, a partir de um conjunto de funções em função dos deslocamentos nodais.
- 3 Cálculo da Matriz de Rigidez: Uma matriz representa o sistema de equações do elemento, pela forma de uma relação das propriedades do elemento e sua geometria com o valor da variável. Como as forças



distribuídas no meio foram convertidas em forças nodais equivalentes, foi formada uma relação de equilíbrio entre o vetor deslocamento nodais, vetor de forças nodais e a matriz de rigidez. Desta forma, ocorre uma associação entre as matrizes de cada elemento por meio dos pontos nodais que conectam esses elementos, formando um sistema global.

- 4 Cálculo das incógnitas: A solução é obtida por uma série de etapas, em que acontecem modificações da matriz de rigidez e/ou vetor de forças, através das relações de equilíbrio no problema. O estado de deformações em cada elemento é obtido através do campo de deslocamentos nodais. Desta forma, é definido um estado de tensões no elemento e seu contorno, através destas deformações com as deformações iniciais e as propriedades de cada material.

## **2.7. PLAXIS 2D**

O Plaxis 2D foi desenvolvido na Universidade Técnica de Delf, na Holanda, em 1987. Este, é um software de elementos finitos com objetivo de realizar análises de deformações e estabilidade de casos geotécnicos. O software é dividido em quatro sub-programas, que são: Input(onde são colocados os dados de entrada), Calculation(etapa de cálculos), Output(etapa onde se obtém os resultados) e Curves(geração das curvas e gráficos). O Plaxis sempre lança novas versões e atualizações de acordo com as demandas e novidades do mercado de análises geotécnicas.

### **2.7.1. Dados de entrada (Input)**

Os dados do problema que será analisado são introduzidos nesta etapa, tais como os elementos, a geometria, propriedades dos materiais que constituem os elementos, condições de contorno e o modelo de comportamento do solo. O tipo de análise pode ser definido como: Axissimétrico ou Estado Plano de Deformações.

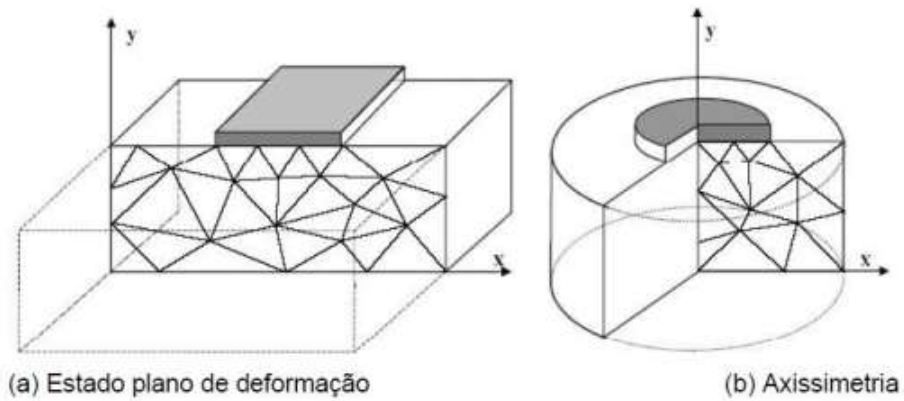


Figura 25 - Análises no estado plano de deformação ou através de eixo de axissimetria (BRINKGREVE, 2002)

Nesta etapa também será definida a geração de malhas a ser utilizada. Quanto maior o refinamento escolhido (maior número de elementos), maior será o tempo de cálculo do PLAXIS. A malha escolhida divide a geometria em triângulos e nós e esses pontos são interpolados no processo de cálculo (Figura 26).

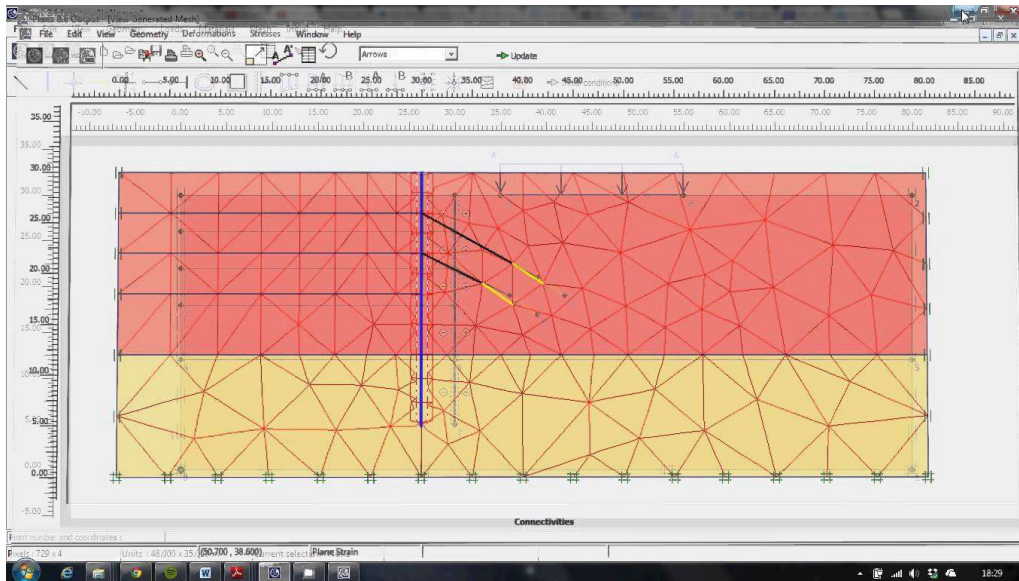


Figura 26 - Geração de malhas (Canal youtube Yusulf Sa'd)

Também são escolhidos nesta etapa, os modelos constitutivos, podendo ser: Hardening-Soil, Jointed Rock, Mohr-Coulomb e Modelo Elástico-Linear.

## 2.7.2. Calculation (Cálculos)

Existem quatro tipos de análise de deformações que podem ser utilizadas no PLAXIS 2D: análise da fase plástica (Plastic), fase de adensamento (Consolidation), análise dinâmica (Dynamic Analysis) e Phi-c Reduction. Esta última é uma comparação entre a resistência ao cisalhamento e as tensões cisalhantes em um ponto determinado, calculando assim a resistência mobilizada para estabilização do solo.

São definidos também o método de cálculo que o PLAXIS vai realizar em cada fase da modelagem do projeto. Desta forma, são definidas as etapas construtivas do modelo, escolhendo como serão os carregamentos e materiais de cada camada, e a duração de cada etapa.

## 2.7.3. Output (Resultados)

No Output é mostrado o resultado dos deslocamentos e deformações nos nós, através da malha deformada, demonstrando assim os deslocamentos horizontais e verticais, e as deformações axiais, radiais e cartesianas. As tensões efetivas, totais e cisalhantes também podem ser vistas em cada ponto da malha. É importante dizer que, a convenção de sinais usadas no PLAXIS é diferente da utilizada na geotecnia, a tensão de tração é positiva.

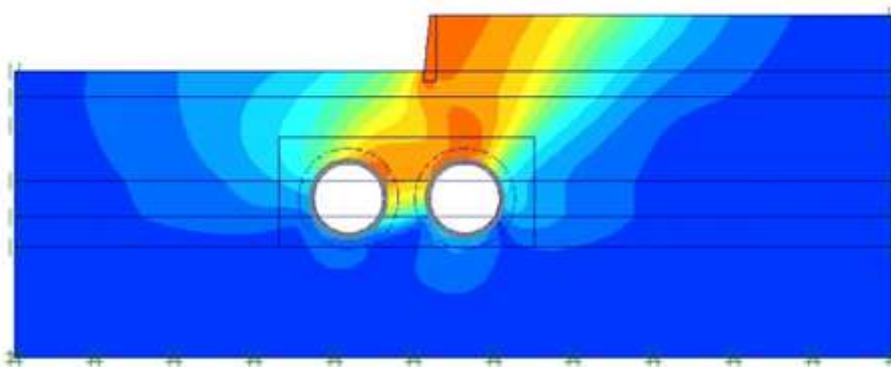


Figura 27 - Modo de demonstração de deformações (site Getechpedia)

Também é possível visualizar os pontos de situações extremas, caso da plastificação. Neste caso o ponto é identificado por um quadrado vermelho.

## **2.7.4. Curves (Curvas)**

O Curves é um sub-programa do PLAXIS, no qual é possível criar gráficos, a partir de qualquer ponto da malha. Estes gráficos são relações das informações geradas pela análise, podendo ser um gráfico tempo x deslocamento, tensão x deformação ou carga x deslocamento. Estes gráficos podem ser gerados para qualquer etapa construtiva de cálculo utilizada. Também é possível verificar as trajetórias de tensão ou deformação.

## **2.7.5. Modelos Constitutivos**

No PLAXIS existem alguns modelos constitutivos diferentes que representam o comportamento de variações das tensões e deformações em problemas geotécnicos. Os modelos são: Mohr-Coulomb (elastoplástico), Soft-soil (modelo para solos moles), Hardening Soil (hiperbólico), Jointed Rock (modelo para rochas) e outros não tão usuais como NGI-ADP model (aplicação para situação não-drenadas com argilas e siltes), Sekiguchi-Ohta model, Hoek-Brown model. O modelo constitutivo deve ser escolhido de acordo com o tipo de solo do problema apresentado, e esta escolha é de extrema importância para que os resultados sejam os mais próximos possíveis da realidade. Neste trabalho foram utilizados os modelos Mohr-Coulomb e Soft-Soil.

### **2.7.5.1. Mohr-Coulomb**

O modelo Mohr-Coulomb, é parte da categoria elastoplasticidade, e pode ser chamado também de modelo linear elástico perfeitamente plástico. Neste modelo, as deformações recuperáveis são a parcela elástica e as deformações irreversíveis são a parcela plástica. A ruptura por cisalhamento é representada nesse modelo, e a relação tensão-deformação demonstra um comportamento elástico-linear até alcançar a ruptura, procedendo de um aumento da deformação plástica sem aumento de tensão. Desta forma, é definida a tensão de escoamento do material.

A condição de Mohr-Coulomb é definida a partir das tensões principais  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ . Porém, existem outros parâmetros que também são utilizados na definição do modelo: coesão ( $c$ ), ângulo de dilatância ( $\psi$ ), ângulo de atrito ( $\phi$ ), peso específico ( $\gamma$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), módulo de elasticidade ( $E$ ), entre outros.

Para o tipo de análise que será realizada neste trabalho, este modelo não é o melhor. Desta forma, ele é somente utilizado nas etapas construtivas iniciais, pois são necessários menos parâmetros e o cálculo é mais rápido. Sendo assim, nas camadas em que os recalques têm dimensões irrelevantes para o cálculo, é utilizado este modelo.

### 2.7.5.2. Soft-soil

Este modelo foi criado para realizar análises de solos que são altamente compressíveis, são muito utilizados para camadas de argilas moles. Soft-soil é um modelo do tipo Cam-Clay.

Cam-clay (Roscoe e Schofield, 1963) é um modelo que explica três aspectos essenciais da argila para realização das análises: compressibilidade, resistência e o estado crítico. Este último, é o momento em que a argila atinge uma grande quantidade de deformações, porém sem variação do volume ou das tensões. Este modelo foi atualizado 1968, também por Roscoe e Schofield, no qual, a curva de plastificação que era logarítmica originalmente, agora é elíptica.

Para a análise de tensão e deformação das argilas, são utilizados três parâmetros para descrever o material: tensão desviadora ( $q$ ), volume específico ( $v$ ) e tensão efetiva média ( $p'$ ).

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

$$v = 1 + e$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 - 2\sigma'_3}{3}$$

Temos como principais características do modelo Soft-soil: a rigidez dependente do nível de tensões; diferenciação entre carregamento primário, descarregamento e recarregamento; Consideração de histórico de tensões; Utilização do critério de Mohr-Coulomb para ruptura.

Soft-soil modificado possui uma relação logarítmica entre deformação volumétrica e tensão efetiva média, através da fórmula:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = \lambda^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right)$$

Em que:

$\varepsilon_v$  e  $\varepsilon_{v0}$ : Deformações volumétricas para um instante final e inicial.

$\lambda^*$ : Índice de compressão modificado (compressibilidade do material durante a compressão primária)

$p'$  e  $p'_0$ : Tensões médias efetivas para um instante final e inicial

Para a fase de descarregamento e recarregamento, temos a fórmula com um parâmetro  $\kappa^*$ , ao invés de  $\lambda^*$ :

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = \kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right)$$

Sendo:

$\kappa^*$ : Índice de expansão modificado (comportamento do solo em uma fase de descarregamento e recarregamento)

Os dois parâmetros  $\kappa^*$  e  $\lambda^*$  são calculados a partir de fórmulas correlacionando os parâmetros calculados no ensaio Edométrico,  $C_c$  e  $C_r$ :

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1 + e)}$$

$$\kappa^* = \frac{C_r}{2,3(1 + e)}$$

O índice de vazios é mantido constante, mesmo com que exista uma variação durante a compressão. Porém, essa variação causa mudanças irrelevantes para os valores finais, por isso é adotado o valor inicial de índice de vazios.

O gráfico abaixo demonstra como os parâmetros  $\kappa^*$  e  $\lambda^*$  afetam as deformações do solo:

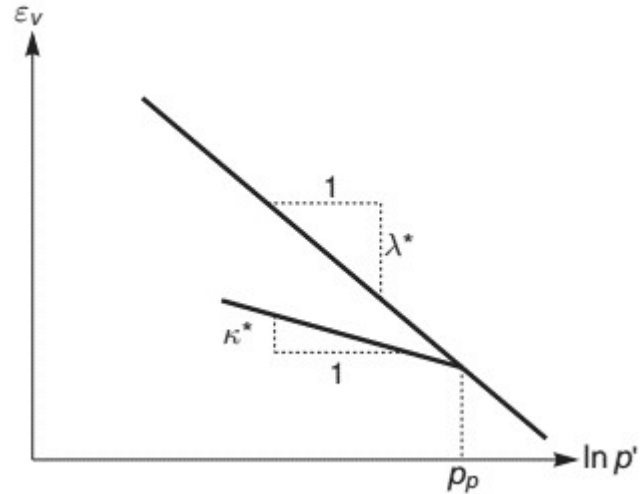


Figura 28 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média (PLAXIS, 2015)

O modelo Soft-soil também utiliza mais alguns parâmetros que estão descritos na tabela abaixo:

Tabela 3 - Parâmetros do modelo Soft-soil (Bouch, Luiz 2017)

Parâmetros Básicos do Modelo Soft-soil	
OCR	Razão de sobreadensamento
eo	Índice de vazios inicial
Ko	Coefficiente de empuxo no repouso
Cc	Coefficiente de compressão
Cr	Coefficiente de recompressão
$\phi'$	Ângulo de atrito
c'	Coesão
$\gamma$	Peso específico do solo
kx	Permeabilidade Horizontal
ky	Permeabilidade Vertical
v	Coefficiente de Poisson

### 3. Estudo de Caso

Foi escolhida uma obra de um complexo de vacinas no bairro de Santa Cruz, Rio de Janeiro, para estimativa de recalques de aterro sobre solo mole utilizando modelagem numérica através do software PLAXIS 2D, versão 2018. Esta obra apresenta diversas áreas de aterro sobre solo mole com variadas soluções para o aterro (vide Item 3.4). A **Figura 29** exemplifica uma das soluções utilizadas:

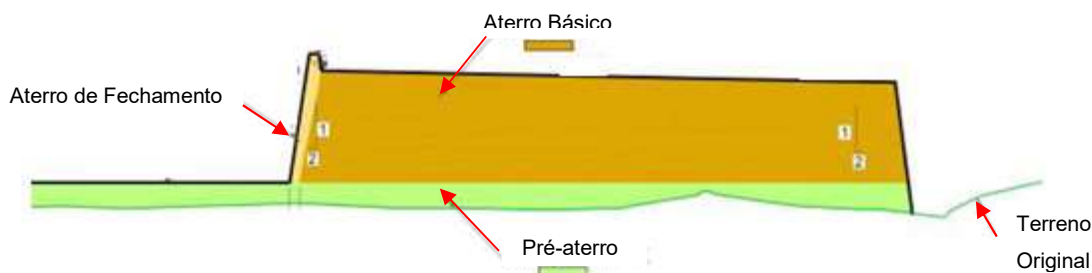


Figura 29 - Exemplo de solução de aterro na obra estudada

A Figura 30 apresenta uma imagem aérea da localização desse empreendimento, em fase de terraplanagem.



Figura 30 - Vista aérea da localização do terreno (FILHO, 2017)

Neste trabalho será estudada a região AT-11 (**Figura 31**) onde está a placa de recalque PR-30 (**Figura 32**) objeto de estudo deste trabalho. Serão apresentadas as investigações geotécnicas realizadas nesta região, a solução adotada para adensamento do solo mole, o tipo de instrumentação utilizada e a seção a ser estudada.



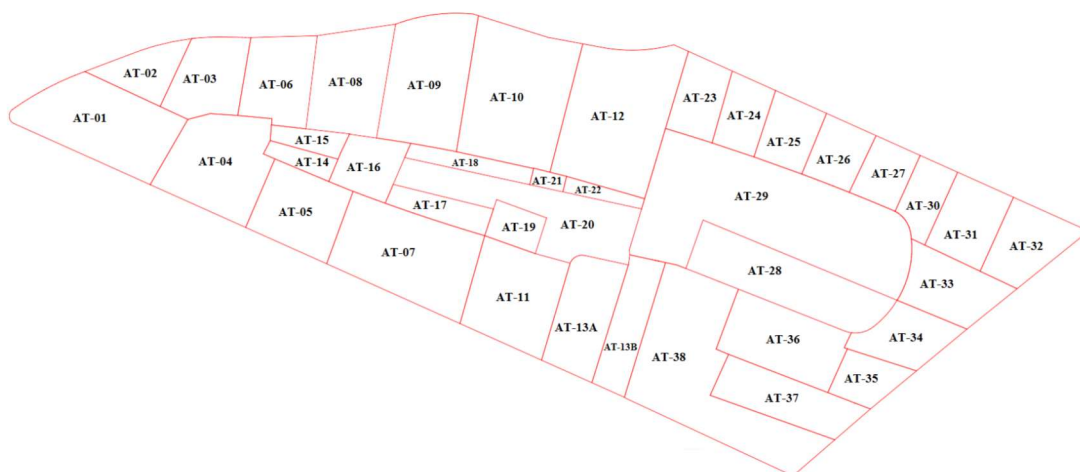


Figura 31 - Planta da divisão da obra em áreas (FILHO, 2017)

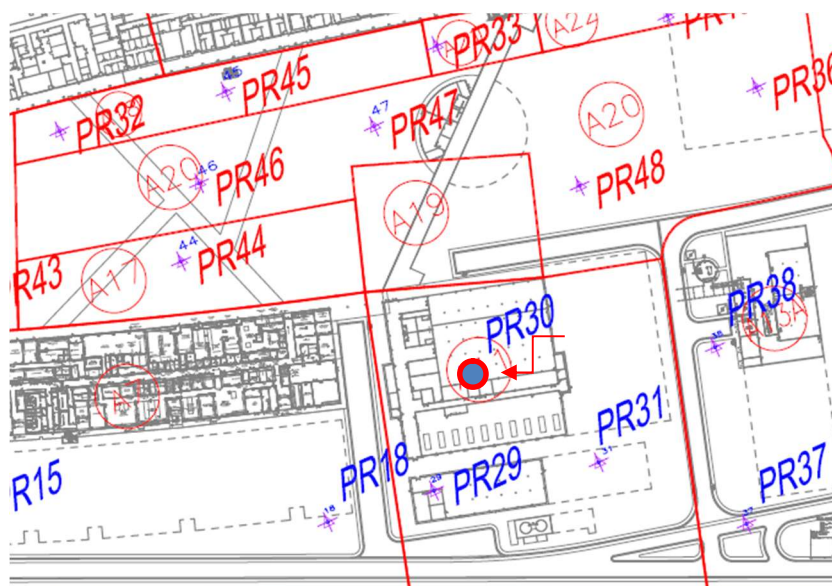


Figura 32 - Detalhe da região a ser estudada

### 3.1. Sondagem e SPT

Na área a ser estudada foram feitas algumas sondagens com ensaios SPT (conforme **Figura 33**) para ter conhecimento da estratigrafia da região e, sobretudo, da espessura de solo mole.

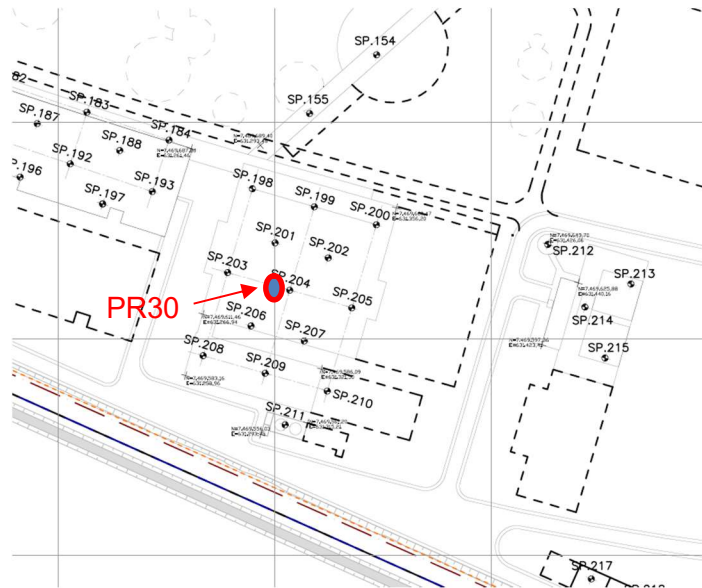


Figura 33 - Planta de sondagens na região estudada

A Tabela 4 apresenta um resumo das principais informações obtidas por meio das 14 sondagens com ensaios SPT realizadas, sendo elas:  $N_{spt}$  (mais baixo valor ao longo da camada); espessura das camadas de solo mole e de aterro existentes no momento de execução das sondagens; nível d'água (NA) e cota da boca do furo das sondagens.

A camada de aterro superficial existente é constituída de silte e areia, com até 2,5 m de espessura, seguido da argila orgânica, muito mole á mole, cinza escura (sedimento flúvio marinho), com espessuras de 2,5 m a 14 m. Após a camada de solo mole, existe um solo competente, composto de areia média, medianamente compacta a compacta, com até 8 m de espessura. Em algumas regiões foi observado a presença de uma camada intermediária com espessura de 1,5 m até 3,5 m, localizada entre o aterro superficial e a camada de argila. Esta camada é composta de areia fina ou argila arenosa, em sua maioria.

Tabela 4 - Resumo das sondagens realizadas na região

Sondagem	Aterro Existente		Solos mole		NA	Cota
	Nspt	Espessura (m)	Nspt	Espessura (m)	Prof. (m)	(m)
198	5	0,83	P-91	10,01	1,76	1,937
199	6	0,67	P-92	8,12	1,80	1,942
200	7	0,43	P-98	9,91	1,84	1,953
201	7	0,79	P-92	8,11	1,78	2,106
202	2	1,54	P-95	9,45	1,87	1,996
203	4	0,78	P-95	5,00	1,62	2,012
204	7	1,55	P-75	5,45	1,53	1,999
205	7	0,42	P-97	9,93	1,86	1,988
206	5	0,82	P-95	6,69	1,65	1,933
207	5	1,52	P-95	5,45	1,62	1,941
208	2	1,56	P-95	9,45	1,54	1,956
209	2	1,54	P-95	7,00	1,56	1,967
210	2	1,53	P-95	8,00	1,78	1,974
211	2	1,56	P-95	8,00	1,89	1,961

Pode-se observar que a sondagem de número 198 foi a que apresentou camada mole mais espessa, com 10,01 m, enquanto a de número 203 foi a menos espessa, com 5 m. Os índices de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ) do aterro existente revelam que é um material que varia de fofo a pouco compacto. Já a camada de argila orgânica é muito mole, visto que não foi necessário aplicar nenhum golpe para o avanço do amostrador-padrão; somente o peso do martelo com o conjunto de hastes (P) provocou o avanço da composição. Na sondagem 198, por exemplo, esse peso levou a uma cravação de 91 cm da composição no solo. Nota-se também que o nível d'água é muito próximo da superfície e não varia muito entre as sondagens, com uma profundidade entre 1,53 e 1,89, a partir da cota da boca do furo das sondagens

A partir das informações obtidas nas sondagens, foi escolhida a sondagem nº 204 como representativa da seção da placa PR-30 que será analisada numericamente, pois é a que está mais próxima da instrumentação. O boletim dessa sondagem está representado na **Figura 34** e **Figura 35**.

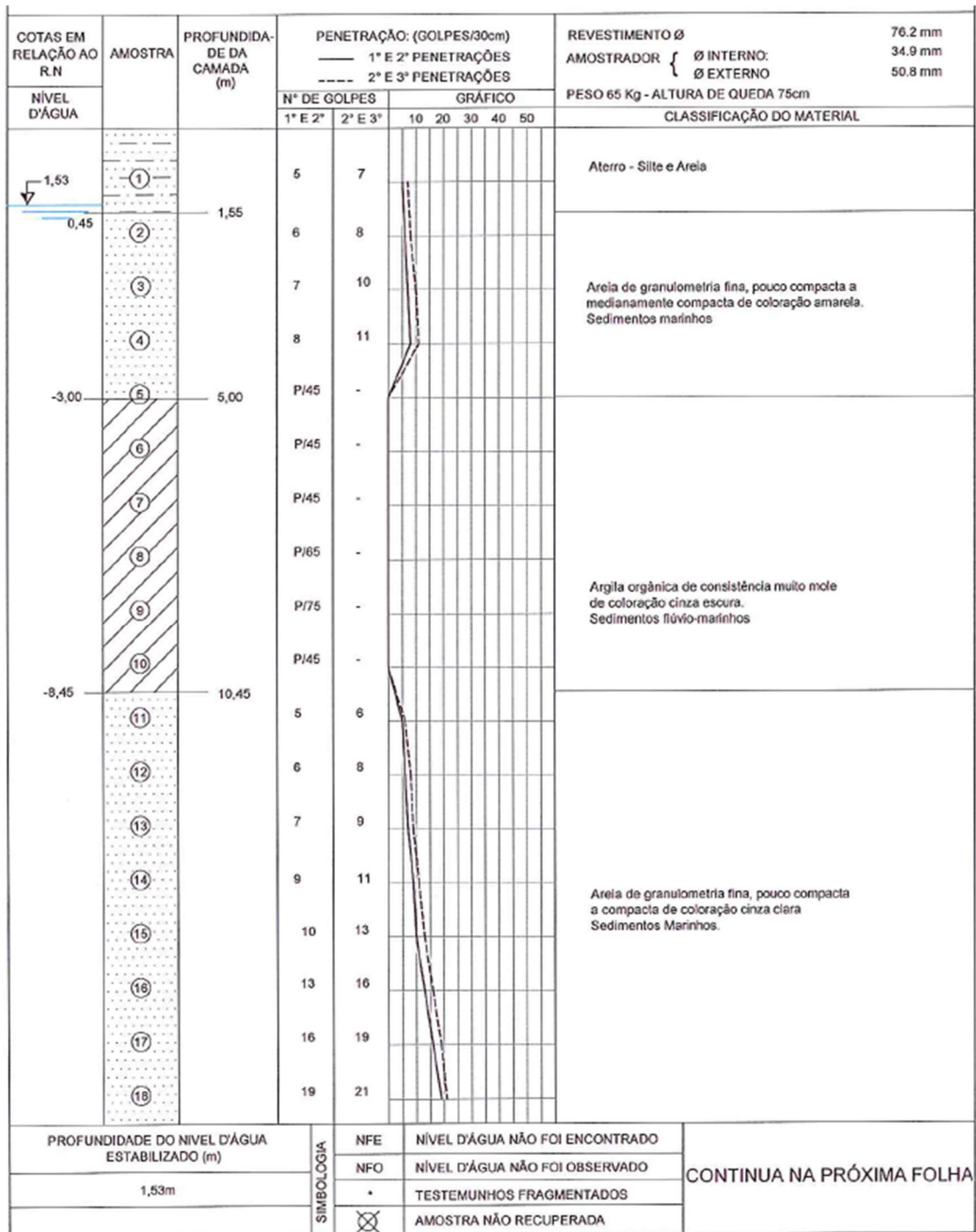


Figura 34 - Boletim de sondagem SP204, folha 01

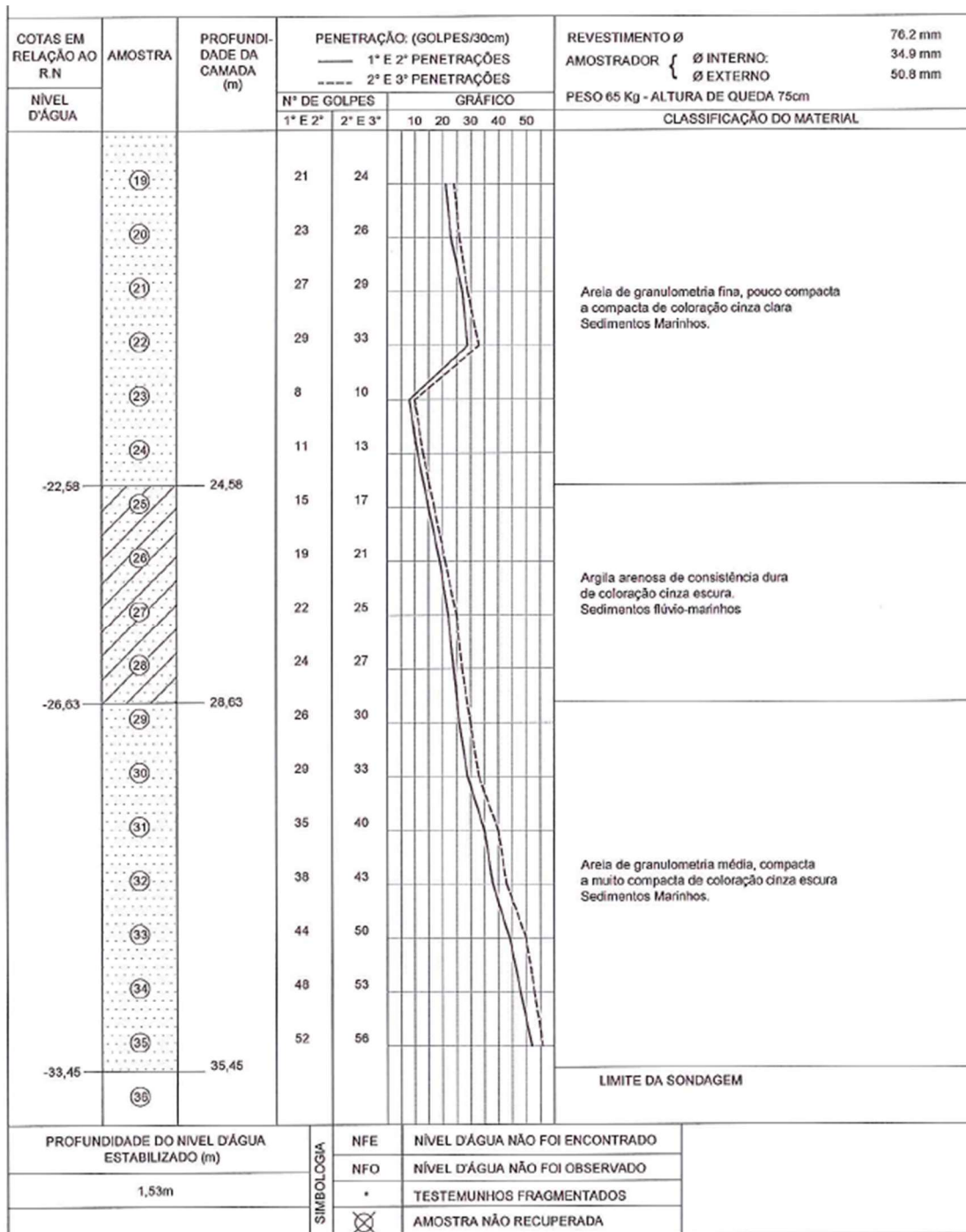


Figura 35 - Boletim de sondagem SP204, folha 02

Pode-se observar no boletim de sondagem que há 5,45 metros de um solo muito mole, com  $N_{spt}$  muito baixo e um nível d'água a 1,53 metros da superfície em que foi realizada a sondagem.

### 3.2. CPTU

Na obra estudada foram realizados 8 ensaios CPTU com 15 ensaios de dissipação de poropressão em determinadas profundidades escolhidas pelo projetista. O ensaio CPTU mais próximo da região escolhida é o ensaio de n° 210 (Figura 36). Os gráficos da variação de resistência não drenada ( $S_u$ ) e do OCR ao longo da profundidade neste ensaio estão na Figura 37, além destes parâmetros, também são apresentadas as leituras da resistência de ponta, razão de atrito e poropressão. Na Tabela 5 estão apresentados todos os resultados de  $c_h$  calculados a partir de todos ensaios de dissipação em todos os CPTUs. A pesquisa em questão não teve acesso aos ensaios de dissipação, somente aos resultados dos coeficientes de adensamento ( $c_h$ ) já calculados.

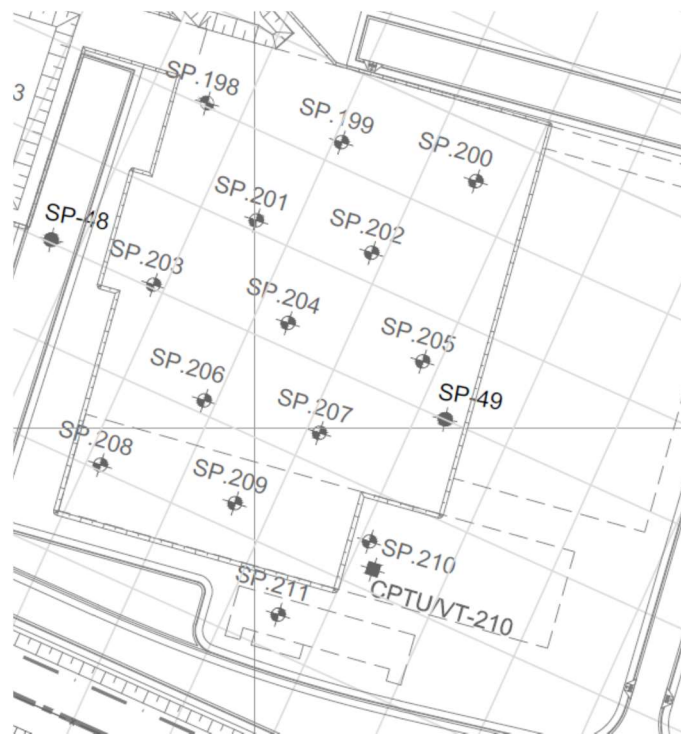


Figura 36 - Localização CPTU 210

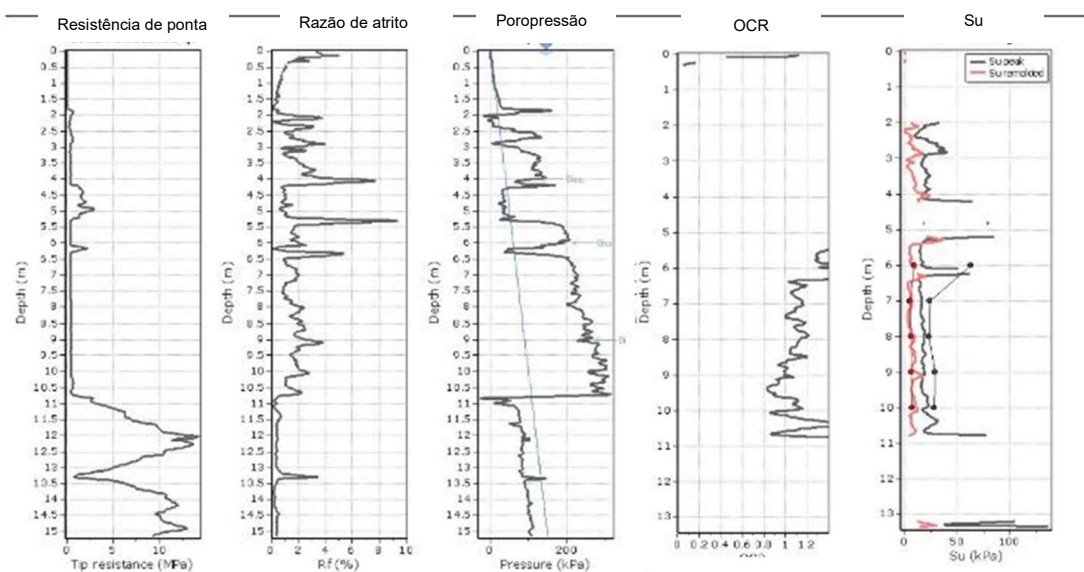


Figura 37–Parâmetros estimados pelo ensaio CPTU 210

Tabela 5 - Resumo dos ensaios de dissipação

CPTU	Profundidade (m)	$C_h$ (m <sup>2</sup> /ano)	$C_h$ (cm <sup>2</sup> /s)
17	5	83	$2,62 \times 10^{-2}$
	6,5	50	$1,59 \times 10^{-2}$
	8	15	$4,76 \times 10^{-3}$
	9,5	21	$6,67 \times 10^{-3}$
52	9	12	$3,81 \times 10^{-3}$
84	9	8	$2,54 \times 10^{-3}$
95	6	17	$5,39 \times 10^{-3}$
176	9	15	$4,76 \times 10^{-3}$
195	7	52	$1,65 \times 10^{-2}$
	12	38	$1,20 \times 10^{-2}$
210	4	64	$2,03 \times 10^{-2}$
	6	46	$1,46 \times 10^{-2}$
	9	5	$1,59 \times 10^{-3}$
163	10	6	$1,90 \times 10^{-3}$
	11,5	27	$8,56 \times 10^{-3}$



### 3.3. Ensaio de laboratório

A partir das sondagens realizadas, foram coletadas amostras de solo para ensaios em laboratório. Foram coletadas 24 amostras em diferentes furos de sondagem, ao longo da camada de solo mole, sendo elas: SP-17, SP-52, SP-84, SP-95, SP-163, SP-176, SP-195 e SP-210. Foram realizados os seguintes ensaios de laboratório:

- Granulometria;
- Limites de Atterberg
- Peso Específico Natural e dos Grãos;
- Adensamento Edométrico com determinação do coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ );
- Índice de compressão ( $C_c$ );

Na Tabela 6 e Tabela 7, encontra-se o resumo dos valores médios dos diversos parâmetros de classificação do solo obtidos a partir da interpretação dos ensaios citados acima.

Tabela 6 - Resumo dos parâmetros médios da camada de solo mole

Propriedade	Símbolo	Valor Médio
Limite de liquidez	LL	50%
Limite de Plasticidade	LP	29%
Índice de plasticidade	IP	21%
Umidade	$\omega$	72%
Teor de Argila	-	53%
Peso Específico	$\gamma$	15,2 kN/m <sup>3</sup>
Coeficiente de compressão	$C_c$	0,71
Índice de Vazios	$e_0$	1,76
CR	-	24%
Coeficiente de Adensamento Vertical	$c_v$	3,3 x 10 <sup>3</sup> cm <sup>2</sup> /s



Tabela 7 - Resumo dos parâmetros de resistência médios das camadas mais resistentes

Material	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$	c' (kPa)
Aterro compactado (básico)	18	28°	15
Aterro compactado (sobrecarga)	18	28°	15
Aterro lançado (pré-existente)	18	25°	10
Solo de fundação	20	30°	20

Onde:

- $\gamma_{nat}$ : Peso específico natural do solo;
- $\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo;
- c' (kPa): Coesão efetiva;

### 3.4. Soluções utilizadas

A obra em estudo possui um terreno cuja utilização terá diferentes fins. Além disso, por ser uma área extensa, a camada de solo mole acaba variando bastante em termos de espessura. Desta forma, existem algumas diferentes soluções de projeto para cada região dessa mesma obra, em que todas as soluções têm como objetivo acelerar e controlar o recalque da camada de solo mole, e trazer estabilidade ao projeto.

A aceleração do processo de adensamento da camada mole, em algumas regiões da obra, está sendo realizada por aplicação de drenos verticais, os quais ultrapassam toda a camada de solo compressível. Desta forma, o dreno por ser muito mais permeável que a camada de solo mole, facilita a saída da água e por consequência acelera o processo de adensamento. Também foi realizada a execução de um aterro de sobrecarga em alguns pontos da região da obra para acelerar o adensamento.

Os geodrenos existentes possuem um espaçamento de 2,0x2,0 m (malha quadrada), e estão previstos para funcionar por um tempo de espera entre 8 a 13 meses, após a conclusão da terraplanagem.

Em todo o empreendimento foi executado um colchão drenante com espessura de 0,40 m (nas áreas sem geodreno) ou 0,50 m (com geodreno). Estes colchões drenantes são constituídos de areia média a grossa, com teor de finos de no máximo 10%.

A **Figura 38**, demonstra um exemplo de seção transversal da obra estudada em que apresenta como solução para acelerar os recalques: geodrenos, camada de colchão drenante, e sobrecarga temporária

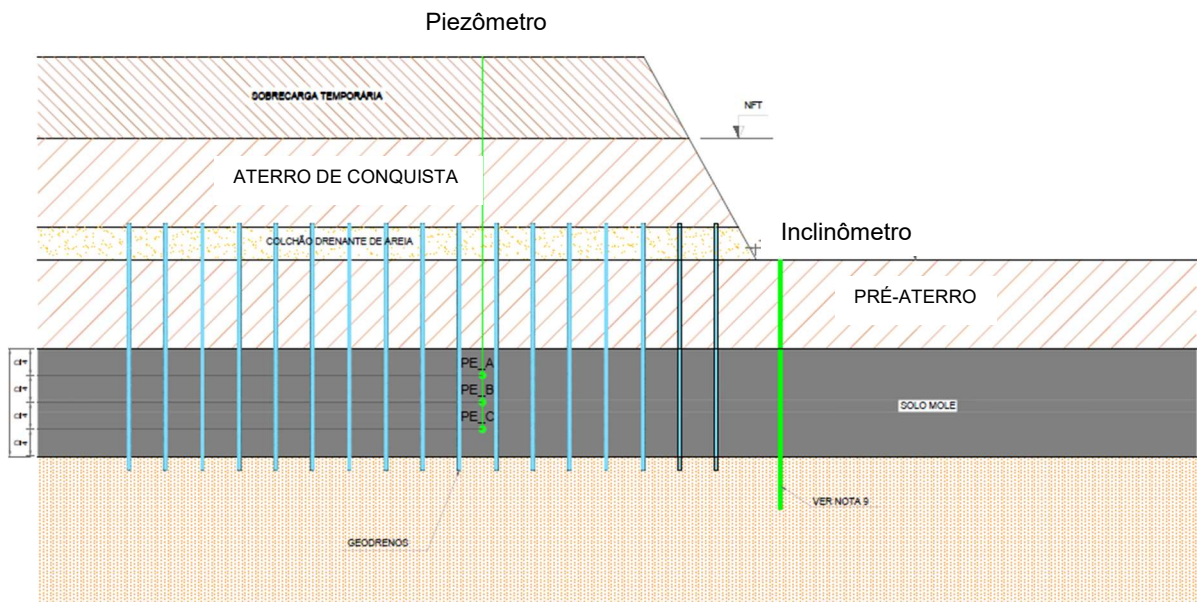


Figura 38 - Exemplo de solução da obra estudada

### 3.5. Instrumentação geotécnica

Na obra em estudo foram instalados diversos instrumentos geotécnicos com o objetivo de monitorar as deformações e as variações de tensões causadas pelo alteamento do aterro construído.

A instrumentação dessa obra é composta por: placas de recalque, piezômetros elétricos e inclinômetros. Estes instrumentos foram instalados em regiões pré-determinadas pelo projetista de acordo com os pontos críticos do projeto.

As leituras dos instrumentos são feitas três vezes por semana, durante a construção do aterro. Caso não ocorra subida de aterro, é realizada somente uma leitura na semana.

A partir do monitoramento é possível obter diversas informações e conclusões sobre diferentes aspectos:

- Verificação das premissas do projeto, acompanhamento dos recalques e verificação do tempo de permanência das áreas onde estão previstas sobrecarga;

- Monitoramento das poropressões geradas durante a construção e suas velocidades de dissipação;
- Acompanhamento dos efeitos dos deslocamentos horizontais causados pelo aterro sobre a camada de solo mole;
- Monitoramento da estabilidade da obra em pontos críticos, principalmente próximos a taludes de aterro de altura elevada;
- Verificar a adequação das soluções construtivas.

As placas de recalque foram instaladas na cota em que o aterro iniciou sua elevação, logo acima do colchão drenante. Na obra foram instaladas 80 placas de recalque, 12 piezômetros elétricos e 4 inclinômetros. Na **Tabela 8** e

**Tabela 9** seguem as informações de instalação dos piezômetros e dos inclinômetros. Na **Figura 39** e na **Figura 40** estão apresentadas as localizações destes instrumentos.

Tabela 8 - Informações de instalação dos piezômetros

DADOS DE INSTALAÇÃO –Piezômetros							
PZ	DATA DE INSTALAÇÃO	LEITURA INICIAL	TEMPERATURA (C°)	PROFUNDIDADE (m)	COTA DO TERRENO (m)	COTA DE INSTALAÇÃO (m)	FATOR G (kPa/Dígito)
PZ01C	17/12/2016	5962,95	24,6	13,45	4,95	-8,50	0,152
PZ01B	17/12/2016	6665,40	24,5	10,45	4,95	-5,50	0,159
PZ01A	17/12/2016	5944,00	24,4	7,45	4,95	-2,50	0,164
PZ02C	17/12/2016	6105,30	28,3	11,81	3,62	-8,19	0,149
PZ02B	17/12/2016	6413,25	28,2	9,41	3,62	-5,79	0,293
PZ02A	17/12/2016	5935,30	28,3	7,11	3,62	-3,49	0,145
PZ03C	17/12/2016	5977,15	25,7	11,67	3,67	-8,00	0,156
PZ03B	17/12/2016	6036,80	26,4	9,17	3,67	-5,50	0,142
PZ03A	17/12/2016	6142,95	26,7	6,61	3,67	-2,94	0,162
PZ04C	18/12/2016	6004,65	25,9	10,22	3,42	-6,80	0,156
PZ04B	18/12/2016	6130,95	26,1	7,62	3,42	-4,20	0,154
PZ04A	18/12/2016	6095,85	26,4	5,22	3,42	-1,80	0,171

Tabela 9 - Informações de instalação dos inclinômetros

DADOS DE INSTALAÇÃO – Inclinômetros			
INC	DATA DE INSTALAÇÃO	COTA DO TERRENO (m)	PROFUNDIDADE (m)
INC01	08/02/2017	4,90	24,5
INC02	06/02/2017	3,61	18,5
INC03	17/02/2017	3,67	22,5
INC04	09/03/2017	3,42	18,0

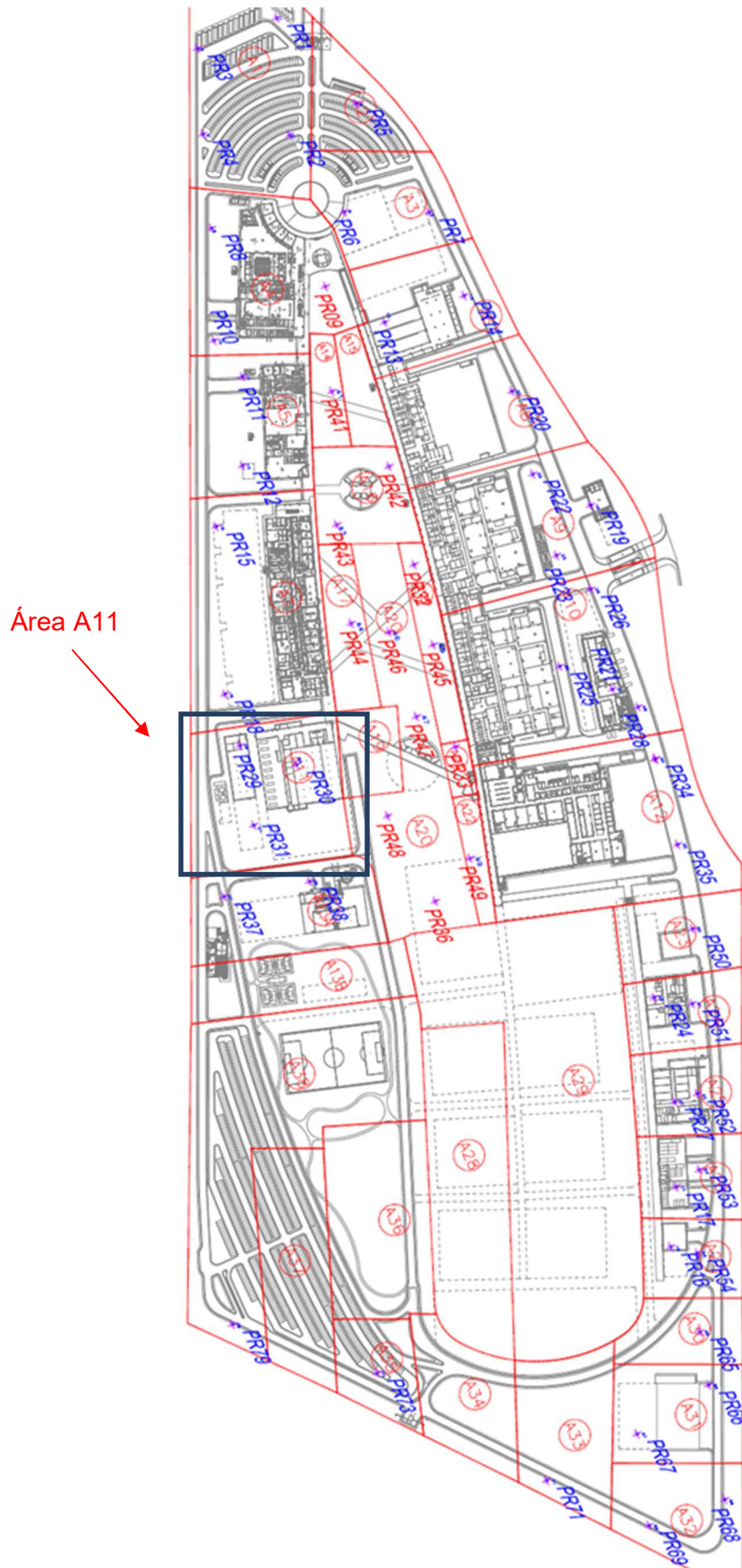


Figura 39 - Localização das placas de recalque

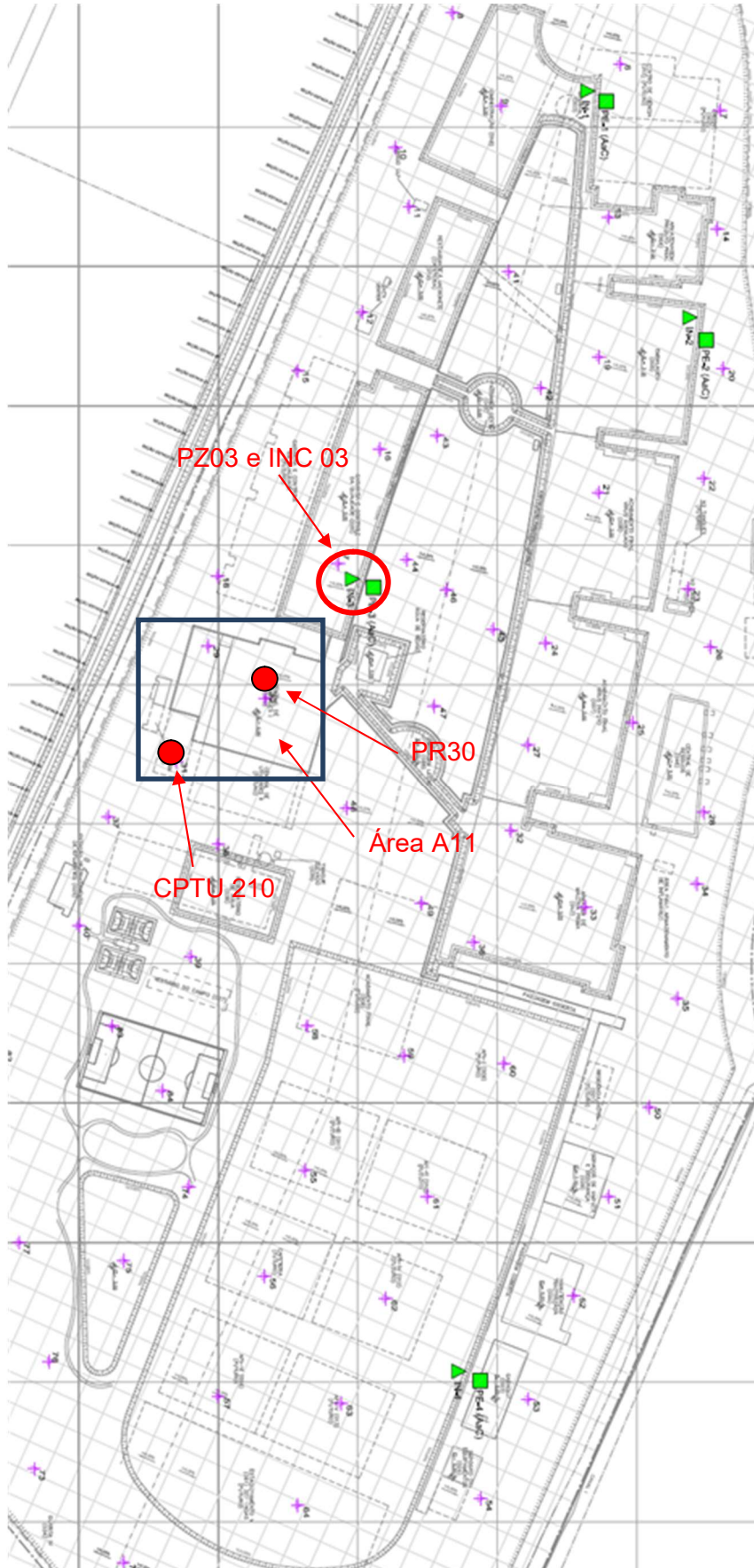


Figura 40 - Localização dos piezômetros e inclinômetros



Esta obra possui um número de instrumentos elevado e que consegue cobrir toda a sua extensão. Desta forma, é possível obter as informações para validação das premissas de projeto e acompanhar o comportamento geotécnico durante e após a execução da obra.

### 3.6. Seção de estudo

Foi escolhida para análise deste trabalho a seção pertencente à área A11 destacada na **Figura 39**, onde está localizada a placa PR-30. Será feita uma comparação do recalque devido ao adensamento da camada de solo mole previsto por modelagem numérica com o obtido por meio do monitoramento da placa citada acima. Nesta seção não foram instalados geodrenos, e foi realizado um aterro de conquista, sem sobrecarga temporária (vide **Figura 41**).

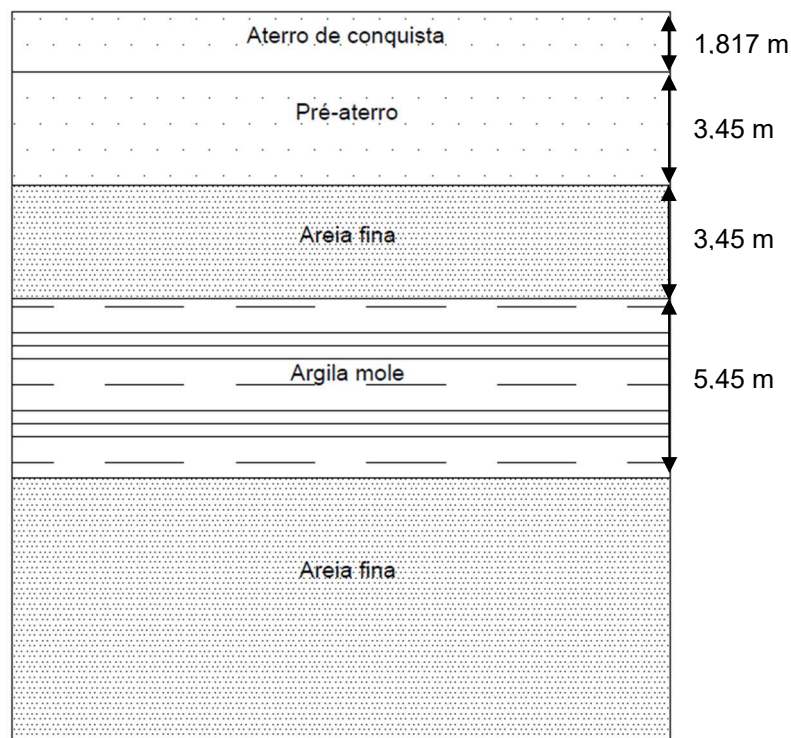


Figura 41 - Seção de estudo

Nesta seção só existe a placa PR30 de instrumento geotécnico. Os piezômetros e inclinômetros mais próximos são os PZ03(A a C) e INC03. A placa de recalque foi instalada na cota 3,88 m, a mesma cota em que se iniciou o aterro de conquista; desta forma, foi possível monitorar os recalques causados pelo alteamento deste aterro.

Antes do aterro de conquista, foi realizado um pré-aterro de 3,45 m de espessura, 100 dias antes de começar o alteamento do aterro de conquista; porém, esse pré-aterro não foi monitorado. O aterro de conquista foi alteado num total de 28 dias, possui 1,81 m de espessura, e foi alteado da cota 3,88 m até a 5,70 m em camadas de no máximo 30 cm. O comportamento do alteamento do aterro de conquista e o recalque medido pela placa, ao longo do tempo está apresentado na Figura 42.

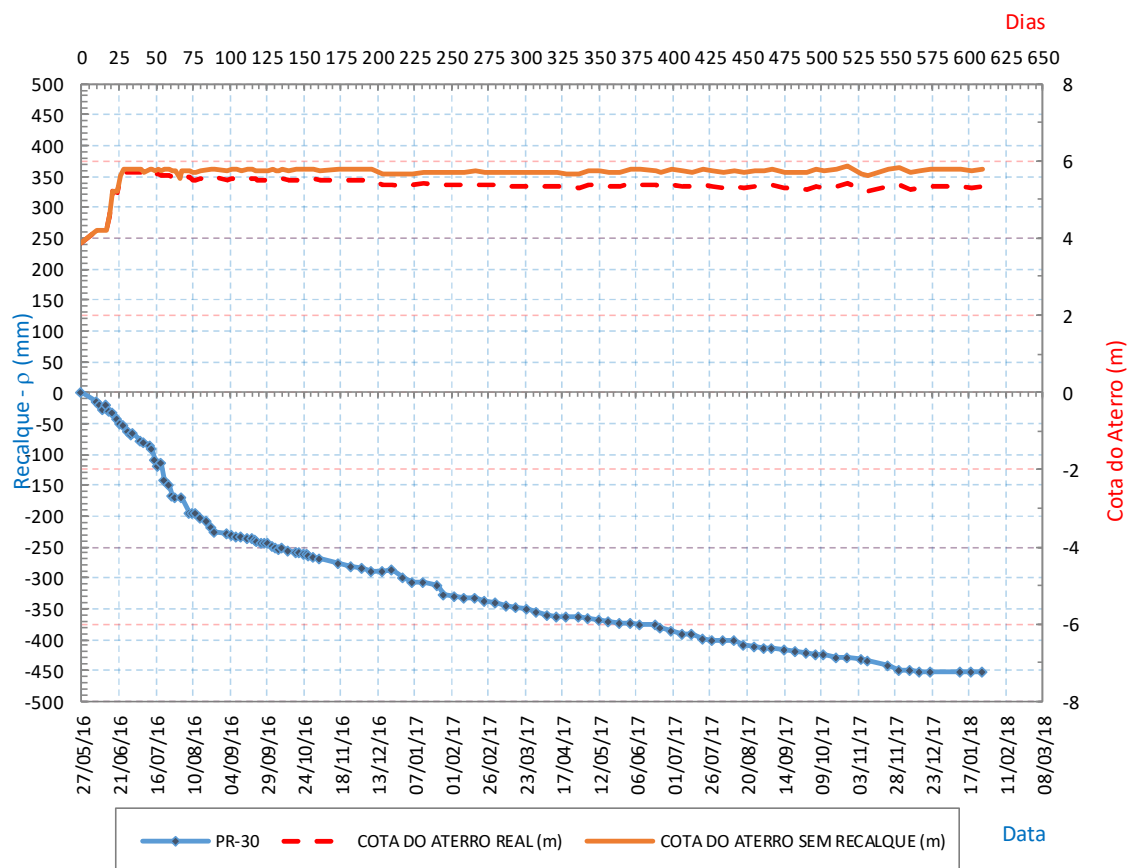


Figura 42 - Cota do aterro de conquista x tempo

A PR30 registrou um recalque de 45,2 cm ao longo de 600 dias (20 meses) de monitoramento, onde a parte mais inclinada da reta de recalque foi na época do alteamento do aterro.

Para a análise numérica realizada no presente trabalho serão considerados o alteamento do pré-aterro e do aterro de conquista, mesmo que só o período de construção do aterro de conquista tenha sido instrumentado. Desta forma, tem-se uma análise mais acurada dos deslocamentos que aconteceram na seção estudada.



## 4. Análise numérica

Neste capítulo será apresentada a previsão dos recalques na seção de estudo, a partir da análise numérica utilizando o PLAXIS 2D. Os valores obtidos pelo software serão comparados com os valores apresentados pela instrumentação da seção.

### 4.1. Parâmetros utilizados

A partir dos ensaios de laboratórios e de campo, realizados na área da seção estudada, foram estimados os parâmetros a serem adotados na análise numérica.

A camada de solo mole foi modelada utilizando o modelo constitutivo *soft-soil*, pois é o mais recomendado para este tipo de solo, de tal forma que foi necessário determinar os parâmetros requeridos por este modelo. Como não havia nenhuma amostra retirada na sondagem mais próxima à seção analisada, foram utilizados os parâmetros médios das amostras das camadas compressíveis retiradas das sondagens selecionadas para coleta de amostras. Foram admitidos valores constantes ao longo de toda a camada.

O valor de  $C_c$  foi determinado a partir do ensaio de adensamento. De acordo com SILVA, (2013), "Para um descarregamento que parte de um ponto sobre o trecho de compressão virgem o valor de  $C_s$  varia de 1/5 a 1/10 do índice de compressão  $C_c$ ". Desta forma, como o valor de  $C_r$  não foi informado nos ensaios e os gráficos de compressão não foram disponibilizados, então  $C_r$  e  $C_s$  foram estimados como sendo 10% do valor de  $C_c$ . O parâmetro OCR foi estimado a partir do ensaio de CPTU 210 realizado próximo à região estudada.

Também foram obtidos, pelos ensaios, os valores de  $e_0$ ,  $\gamma$ ,  $k_x$  e  $k_y$  das amostras. Os coeficientes de permeabilidade foram informados pelos consultores por meio de relatórios. Já o índice de vazios e o peso específico foram obtidos de acordo com os procedimentos indicados no item 2.4.1.3.

Como não foram realizados ensaios triaxiais na camada mole, o parâmetro  $c'$  foi estimado a partir dos ensaios de palheta, enquanto que para o ângulo de atrito  $\phi'$  foi adotado valor usual de solos moles. Apesar, desses parâmetros não serem tão relevantes para a análise de recalque por adensamento no solo mole, foi necessário defini-los para dar como um input no PLAXIS 2D, se não o programa não consegue rodar a análise.

A **Tabela 10** apresenta os parâmetros de entrada utilizados para a camada de argila mole no modelo.

Tabela 10 - Parâmetros utilizados na modelagem da camada de solo mole

Parâmetros da Argila	
OCR	1
$e_0$	1,76
$C_c$	0,71
$C_r$	0,07
$\phi'$ (°)	14
$c'$ (kPa)	10
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15
$k_x$ (m/dia)	$0,141 \times 10^{-3}$
$k_y$ (m/dia)	$0,141 \times 10^{-3}$

Para a modelagem do material do aterro foi utilizado o modelo Mohr-Coulomb (de acordo com item 2.7.5.1), e os parâmetros estão apresentados na **Tabela 11**.

Tabela 11 - Parâmetros utilizados para a modelagem do aterro de conquista

Parâmetros do Aterro	
E (Mpa)	35
$\phi'$ (°)	28
$c'$ (kPa)	15
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18
k (cm/s)	$2,00 \times 10^{-3}$

Para a modelagem do material do pré-aterro (construído 100 dias antes do início do alteamento do aterro de conquista) também foi utilizado o modelo Mohr-Coulomb, e os parâmetros estão apresentados na **Tabela 12**.

Tabela 12 - Parâmetros utilizados para a modelagem do pré-aterro

Parâmetros do Pré-aterro	
E (Mpa)	30
$\phi'$ (°)	25
$c'$ (kPa)	10
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18
k (cm/s)	$2,00 \times 10^{-3}$

Existe ainda uma camada de areia compacta entre o pré-aterro e a camada de argila e uma outra camada de areia após a camada de argila. Estas duas camadas de areia também foram modeladas segundo o modelo de Mohr-Coulomb e os parâmetros utilizados se encontram-se respectivamente nas **Tabela 13** e na **Tabela 14**.

Tabela 13 - Parâmetros utilizados na modelagem da primeira camada de areia

Parâmetros da camada de areia 1	
E (Mpa)	40
$\phi'$ (°)	30
c' (kPa)	0
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18
k (cm/s)	$2,00 \times 10^{-3}$

Tabela 14 - Parâmetros utilizados para a modelagem da segunda camada de areia

Parâmetros da camada de areia 2	
E (Mpa)	50
$\phi'$ (°)	30
c' (kPa)	0
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
k (cm/s)	$2,00 \times 10^{-3}$

Os parâmetros da camada de areia compactada foram estimados de acordo com valores usuais para este tipo de solo, pois não foram disponibilizados resultados dos ensaios destas camadas.

Os parâmetros das camadas de aterro de conquista e pré-aterro foram obtidos através dos dados disponibilizados em relatórios técnicos para o projeto da obra em estudo.

## 4.2. Análise PLAXIS 2D

Com a geometria, as fases de execução e os parâmetros das camadas de solos definidos, é possível realizar a análise de recalque por adensamento da seção utilizando o método dos elementos finitos com o PLAXIS 2D.

Assim, foi gerada no programa uma malha de elementos finitos seguindo a geometria da seção e suas fases de execução. A **Figura 43** representa a malha gerada no PLAXIS para a análise da seção.

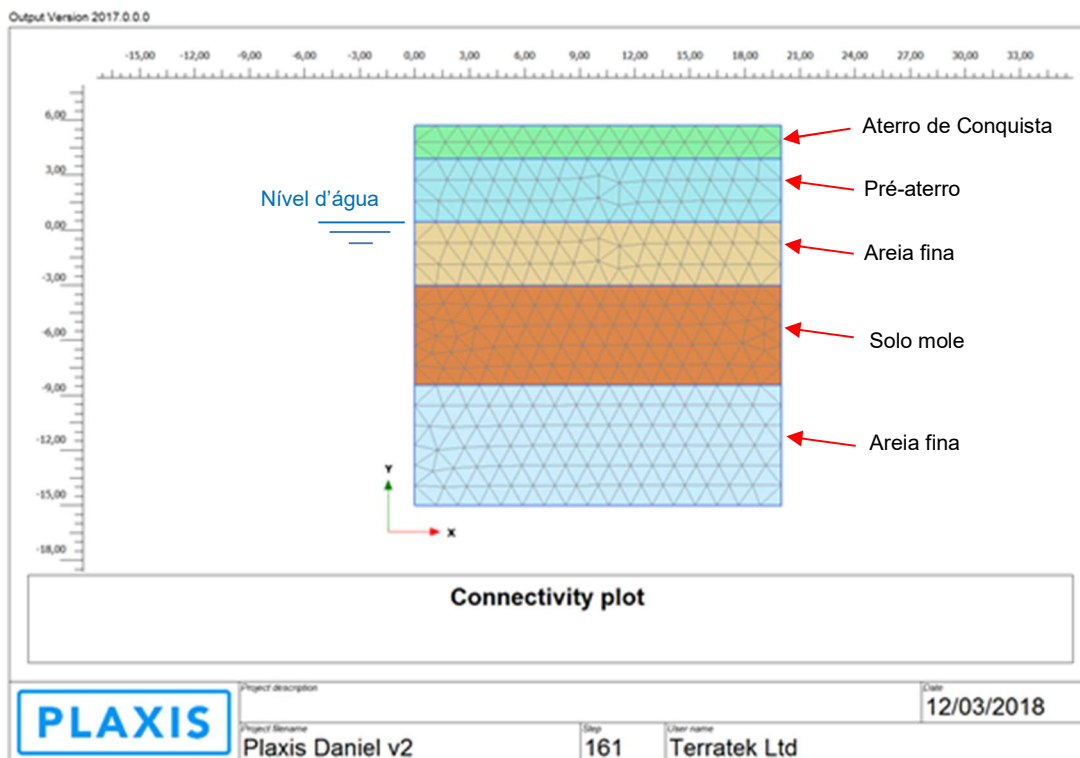


Figura 43- Seção gerada no PLAXIS para execução da análise

A partir da geometria gerada, a seção foi modelada em seus diferentes estágios de construção para avaliar os deslocamentos verticais resultantes do carregamento do aterro de conquista, e assim, comparar com os resultados da instrumentação da área. As seguintes fases foram consideradas no modelo:

- Fase inicial composta pelo terreno natural.
- Construção do pré-aterro durante 20 dias.
- Adensamento das camadas durante 100 dias.
- Construção do aterro de conquista durante 28 dias.
- Adensamento das camadas até a dissipação total do excesso de poropressão.

A fase inicial da construção (**Figura 44** e **Figura 45**) foi composta do terreno natural já presente, na qual ainda não tinham sido geradas as tensões na análise.

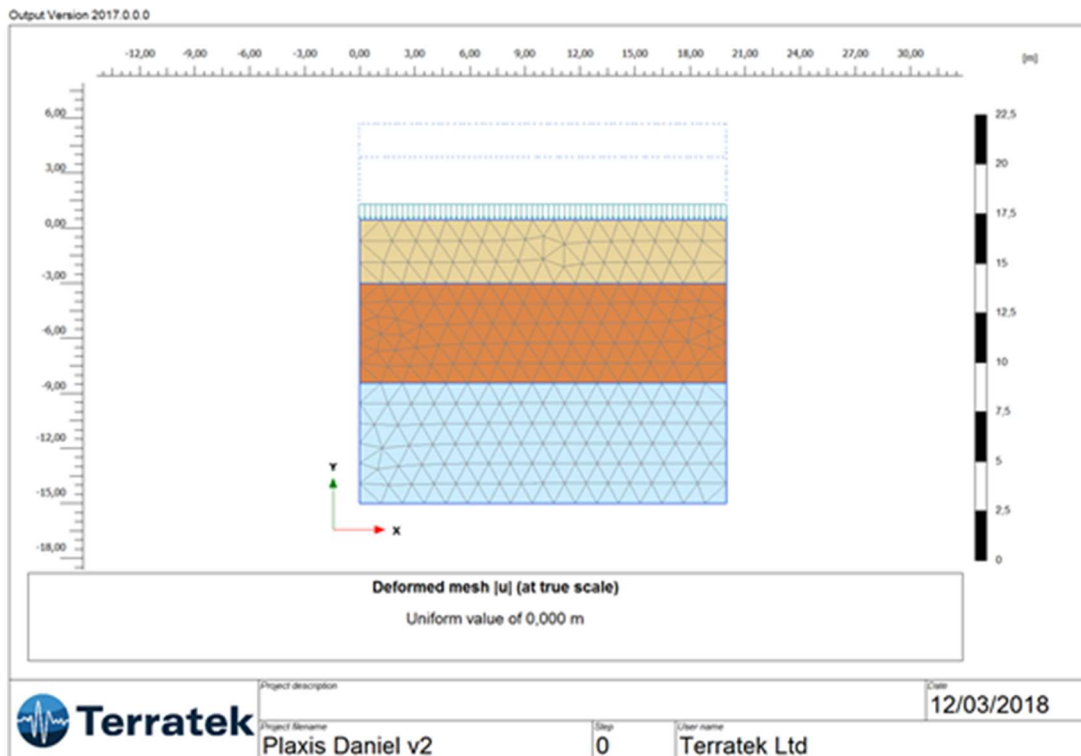


Figura 44– Malha deformada do estágio inicial da análise

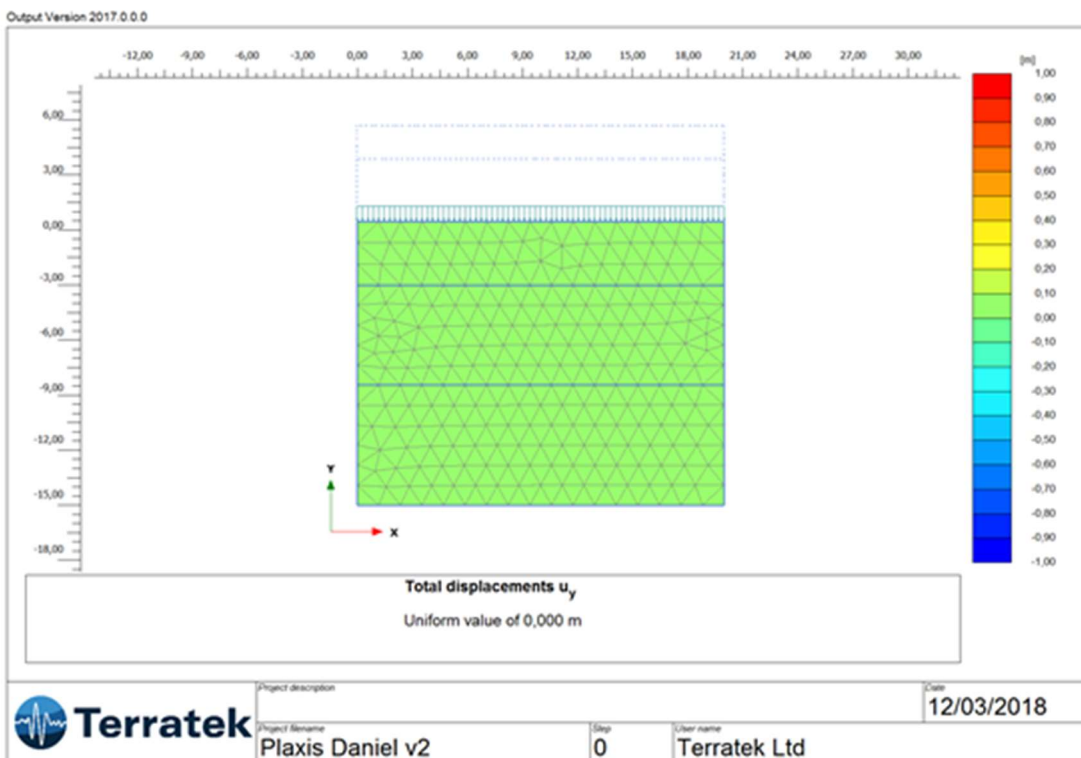


Figura 45 - Deslocamento vertical no estágio inicial

Após a fase inicial, foram definidas as fases construtivas da análise, a 1ª fase de construção (Figura 46 e Figura 47) foi o alteamento do pré-aterro de 3,45 m. Porém, não existem informações precisas sobre o tempo em que este aterro foi construído.

Desta forma, foi arbitrado um valor próximo ao tempo de construção do aterro de conquista, ou seja, 20 dias.

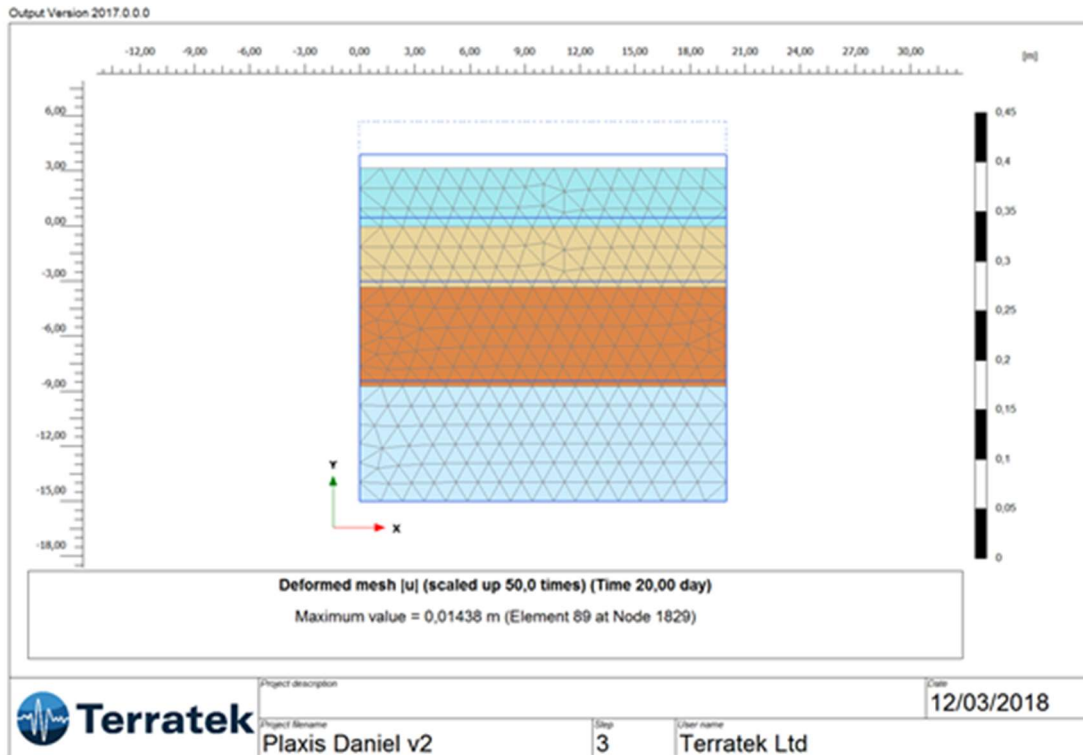


Figura 46 – Malha deformada da primeira fase construtiva

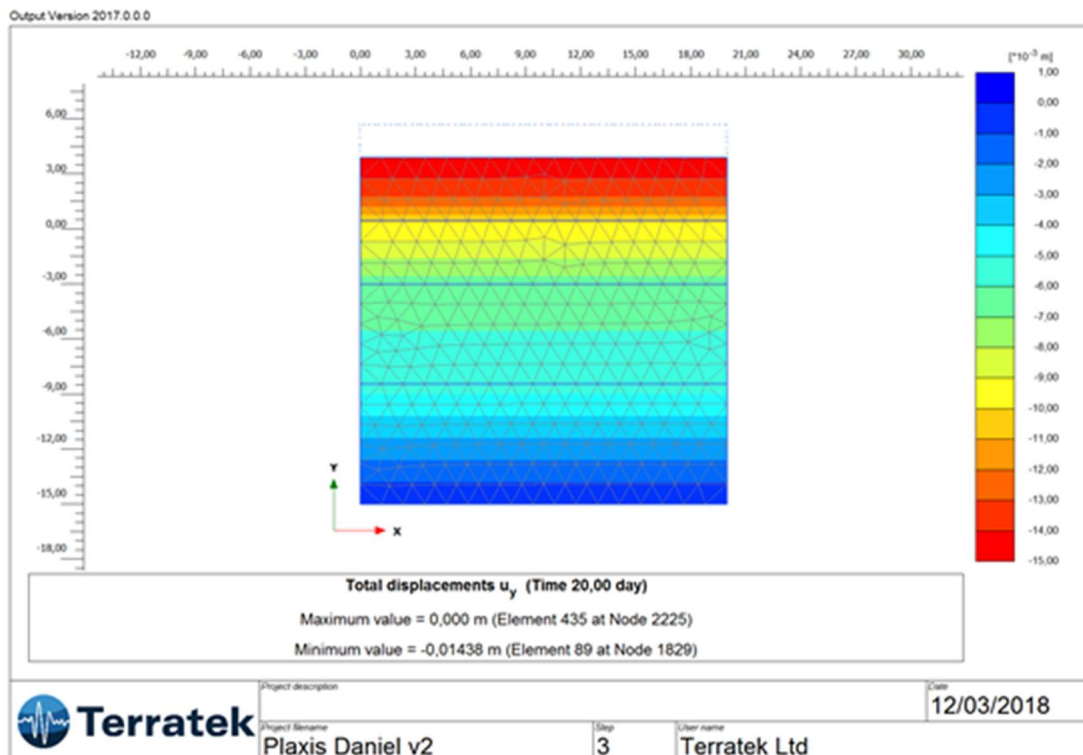


Figura 47 - Deslocamento vertical total da primeira fase construtiva

Como o pré-aterro não foi instrumentado, não houve um registro do tempo de adensamento do terreno após o alteamento deste aterro. Entretanto, foi informado que este aterro havia sido construído em torno de 100 dias antes do aterro de conquista. Desta forma, foi utilizado esse tempo de adensamento para a 2ª fase construtiva (Figura 48). Nesta fase, o recalque acumulado calculado pelo PLAXIS estava em torno de 26 cm, como pode ser observado na Figura 49

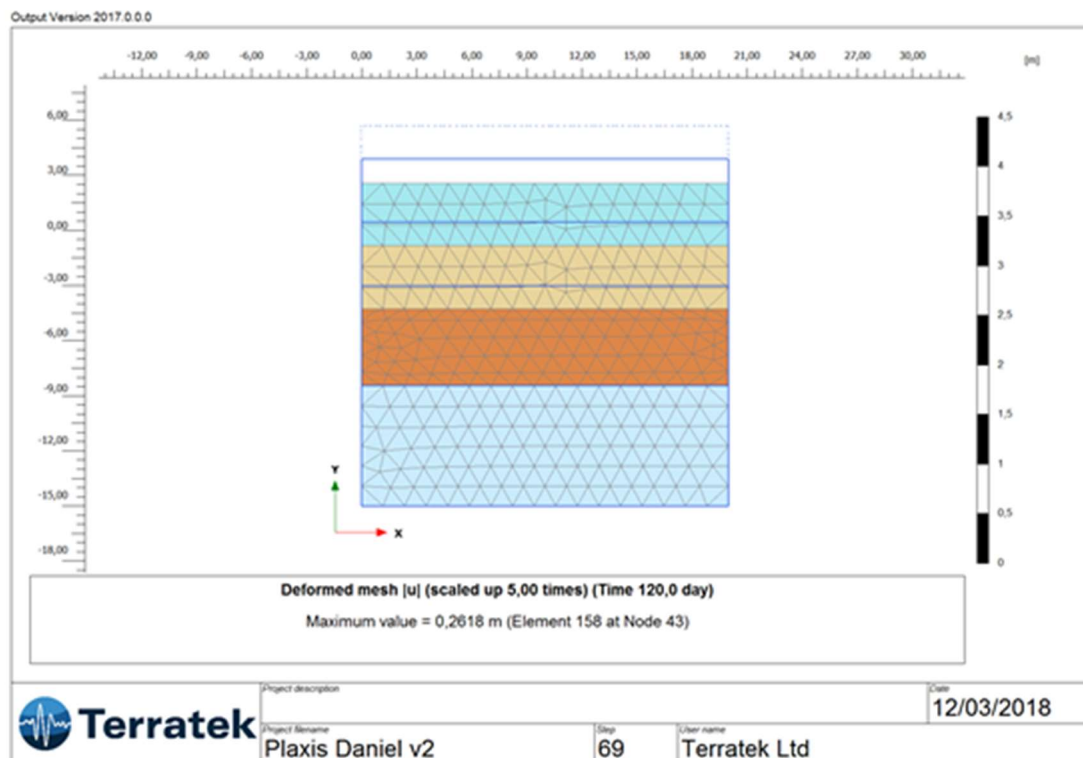


Figura 48 - Malha deformada da fase construtiva

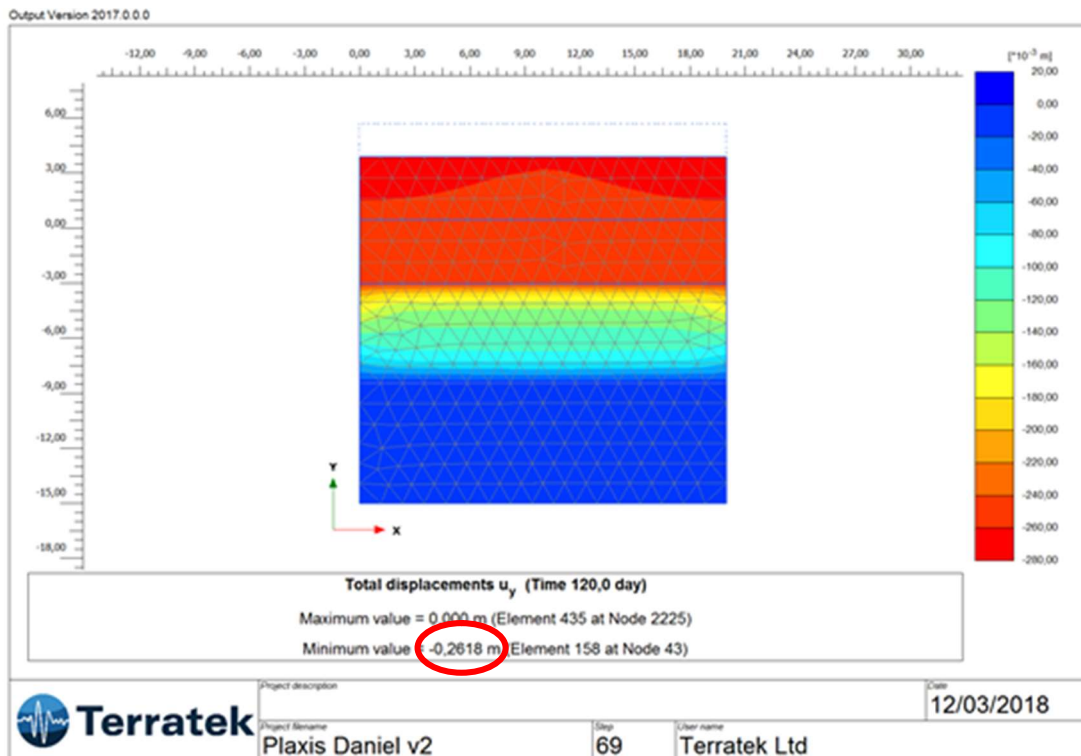


Figura 49 - Deslocamento vertical total da segunda fase construtiva

Após 120 de dias da construção do pré-aterro, foi iniciado o alteamento do aterro de conquista. A 3ª fase construtiva (**Figura 50**) foi então definida com uma duração de 28 dias (tempo obtido a partir da instrumentação da placa PR30) para se construir o aterro de conquista. Ao final desta fase, o recalque acumulado foi calculado em 27 cm, conforme mostra **Figura 51**.



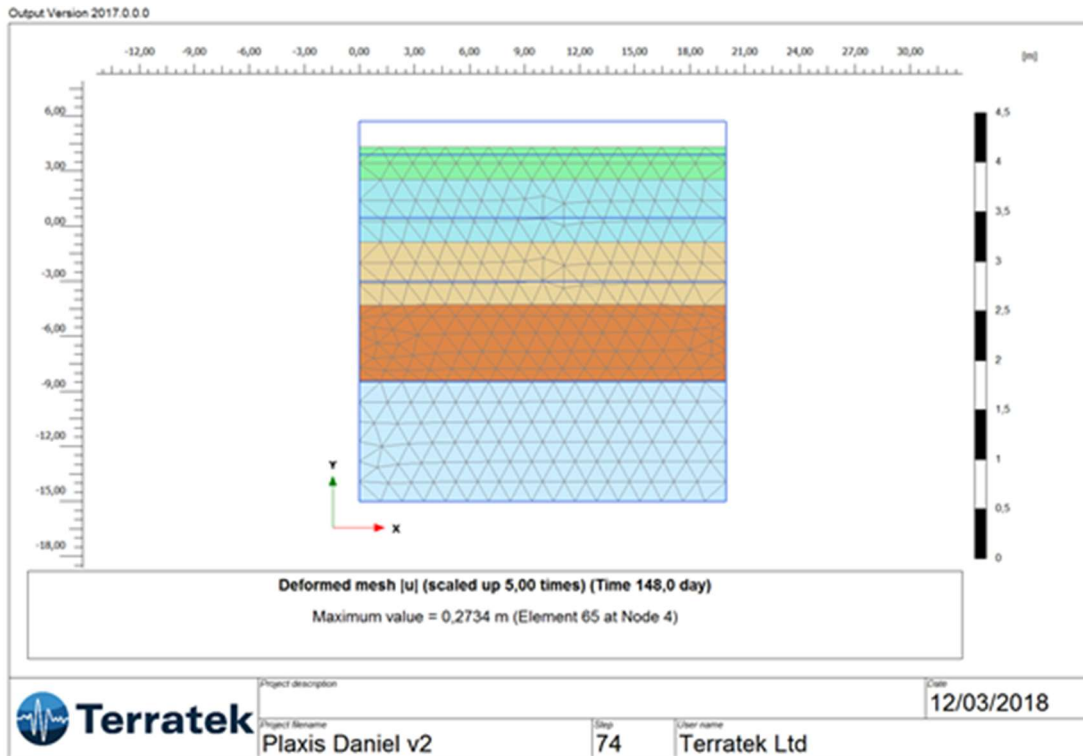


Figura 50 - Malha deformada da terceira fase construtiva

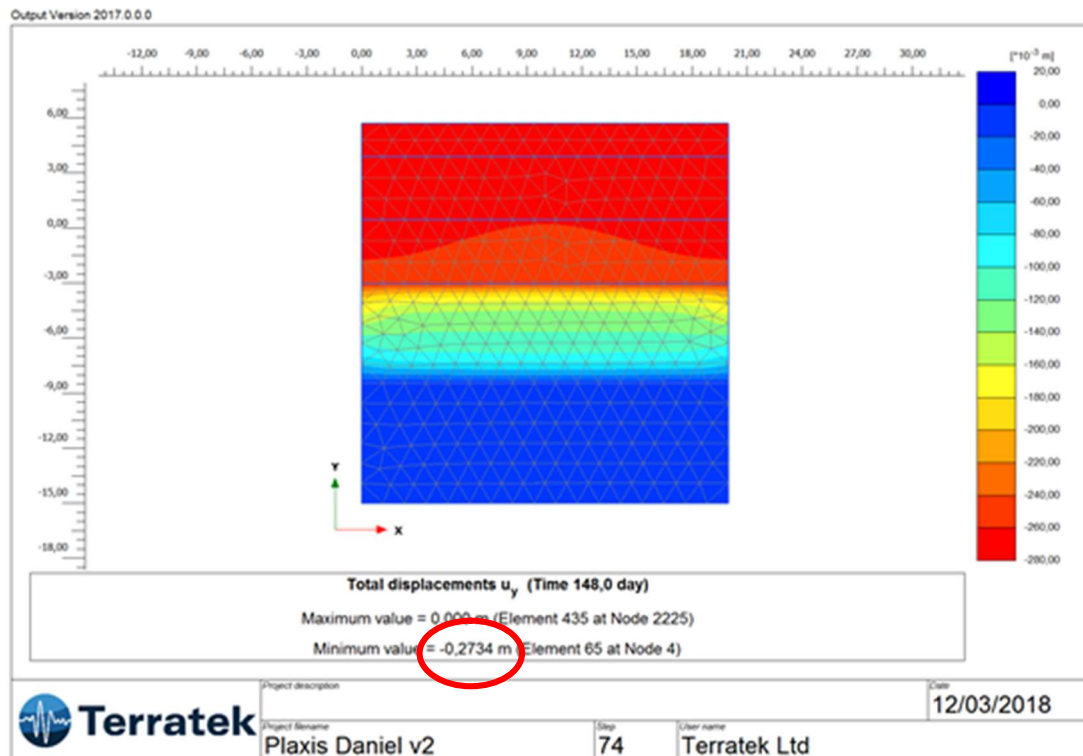


Figura 51 - Deslocamento vertical total da terceira fase construtiva

A última fase construtiva (**Figura 52**) foi a adensamento do terreno após a construção do aterro de conquista. Esta fase durou 919 dias (30 meses), sendo este o

tempo necessário para que o excesso de poropressão causado pelo alteamento fosse dissipado totalmente. O recalque acumulado ao final desta fase foi de 71 cm, como pode ser observado na **Figura 53**.

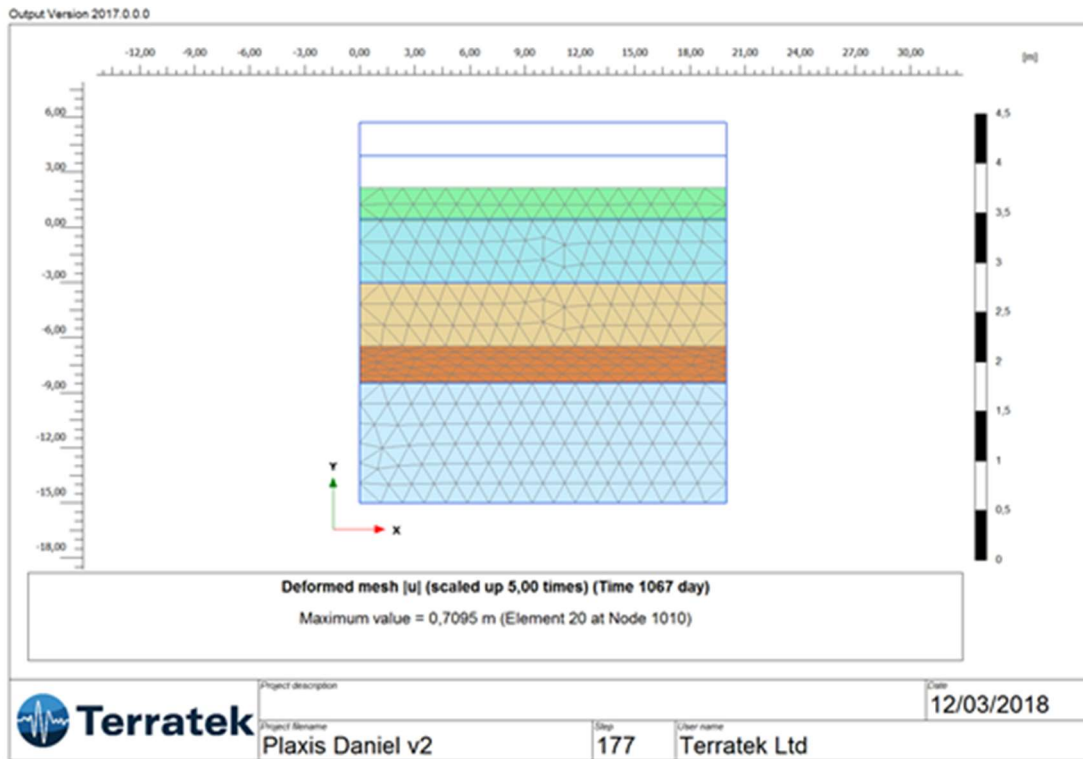


Figura 52 - Malha deformada da quarta fase construtiva

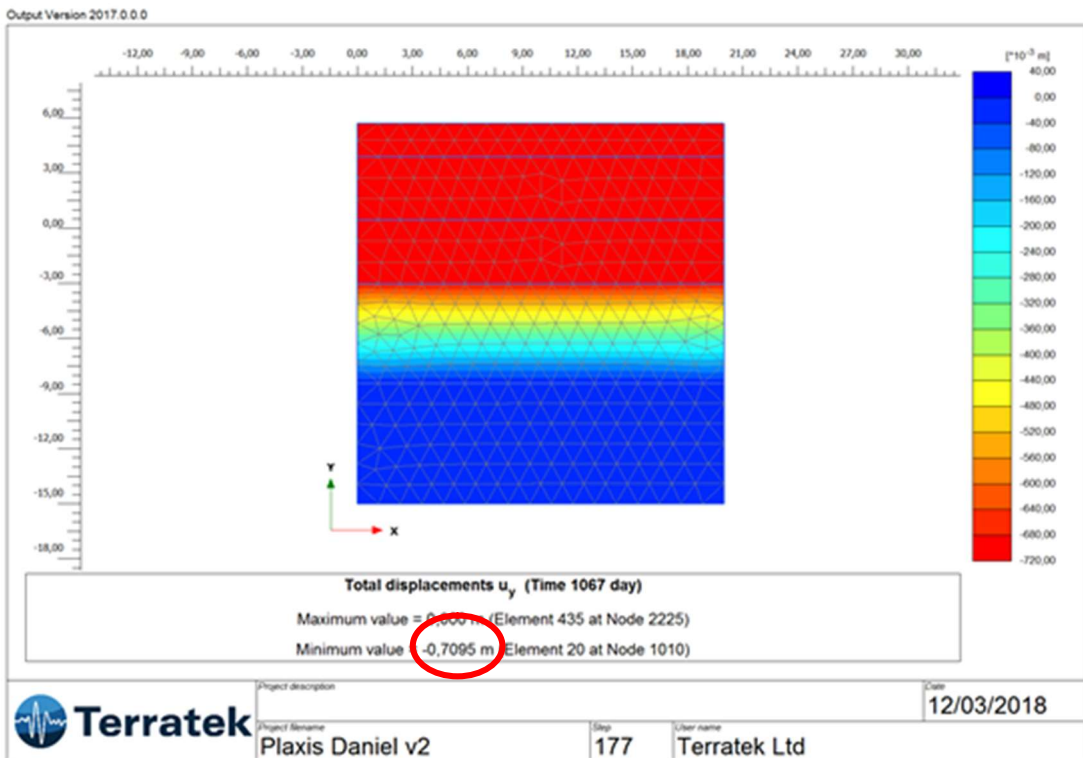


Figura 53 - Deslocamento vertical total da quarta fase construtiva

Na **Figura 54**, estão plotados os gráficos da cota do aterro, recalque instrumentado pela placa PR30 e recalque calculado pelo PLAXIS, todas estas informações ao longo do tempo.

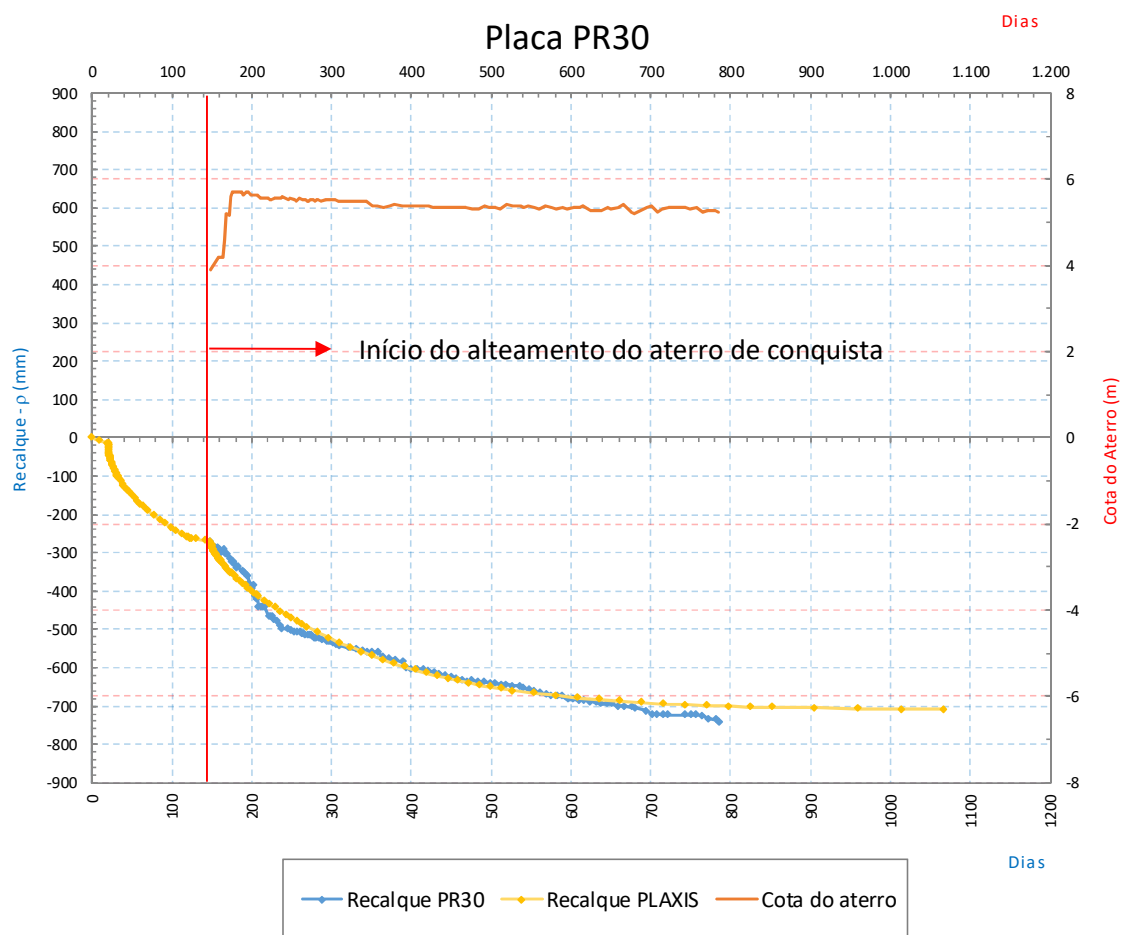


Figura 54 - Gráficos dos recalques (PR30 e PLAXIS) e aterro (PR30)

Observa-se que os recalques instrumentados pela placa de recalque PR30 comparados aos recalques calculados pelo PLAXIS são muito semelhantes. No último dia (dia 785) registrado pela placa PR30, tem-se um recalque de 74 cm, enquanto que pela estimativa do PLAXIS, o recalque calculado para este dia foi de 70,9 cm. Desta forma, a diferença neste instante de tempo é de 3 cm, confirmando a proximidade entre a modelagem numérica pelo programa de elementos finitos e a instrumentação de campo, para este caso estudado.

Em seguida, foi realizada no Plaxis uma seção de corte no meio da camada de solo mole (**Figura 55**), a fim de avaliar a dissipação do excesso de poropressão ao longo do tempo nesta camada, e consequentemente o grau de adensamento da camada mole. Para esta análise, foram criadas mais 4 fases no Plaxis, cada qual representando um determinado tempo de adensamento.

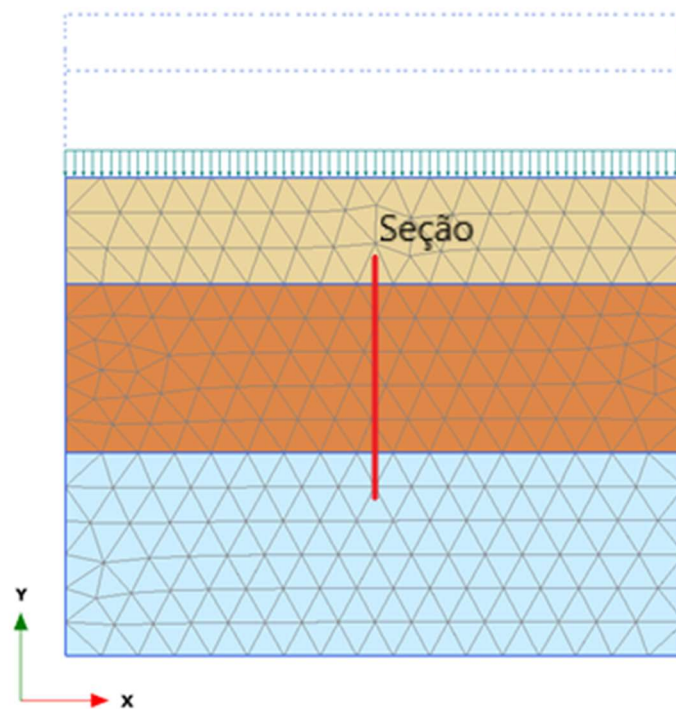


Figura 55 - Corte para análise da dissipação do excesso de poropressão

Com estas fases construtivas criadas e analisadas, foi plotado um gráfico com os valores de excesso de poropressão em determinadas profundidades ao longo dos dias de análise (**Figura 56**). A curva “Fim do alteamento”, representa o excesso de poropressão após o término da construção do aterro de conquista, por isso o excesso não é o mesmo ao longo da seção toda, pois o aterro foi alteado ao longo de 28 dias, ou seja, não foi um carregamento instantâneo. As outras curvas que representam o excesso de poropressão após a quantidade de dias destacada no gráfico, a partir do momento final da construção do aterro. Desta forma, foi possível observar que existiam duas camadas drenantes, e o tempo necessário para dissipar cada porcentagem de excesso de poropressão analisada.

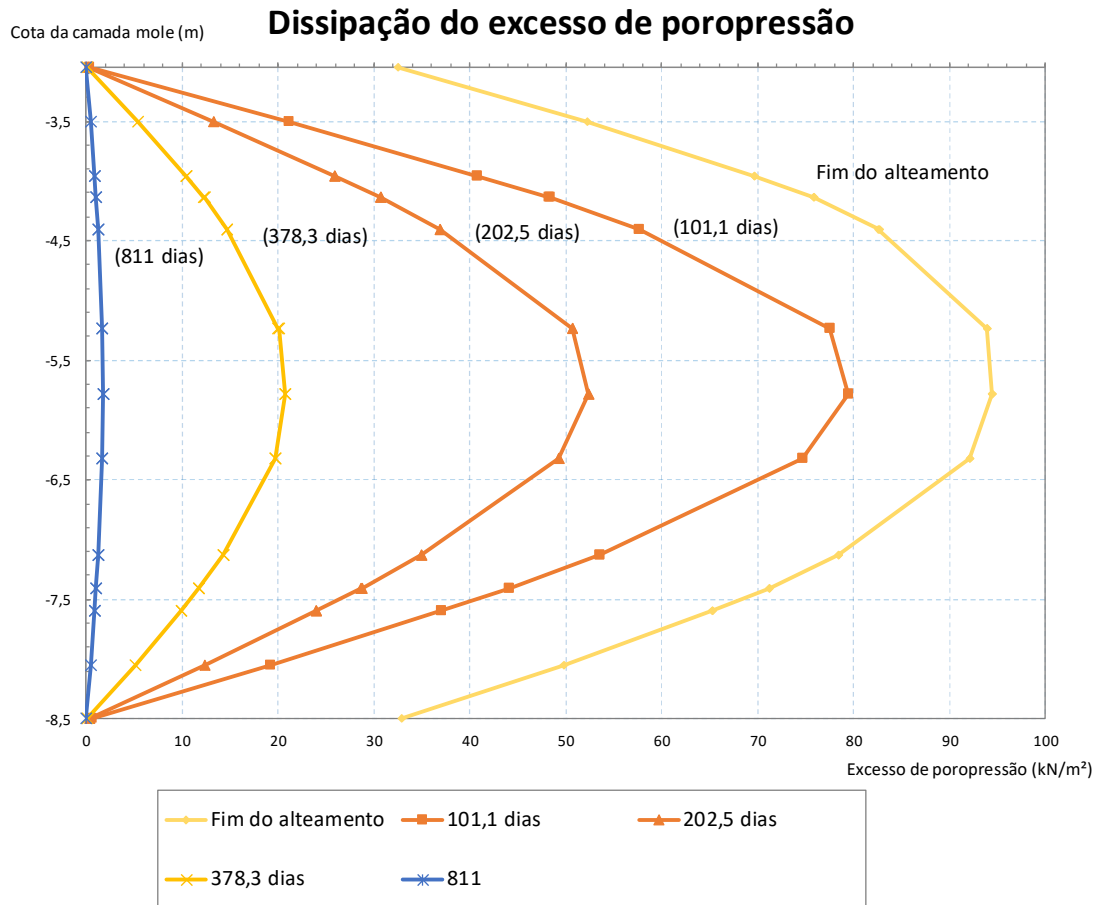


Figura 56 - Gráfico dos excessos de poropressão em cada período de tempo determinado.

### 4.3. Análise adensamento primário

É possível fazer o cálculo do recalque por adensamento primário, segundo a teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi, no meio da camada de solo mole, e com isso comparar o resultado deste método com os resultados obtidos pela análise no PLAXIS. A **Figura 57** ilustra a localização do ponto em que é calculado o recalque.

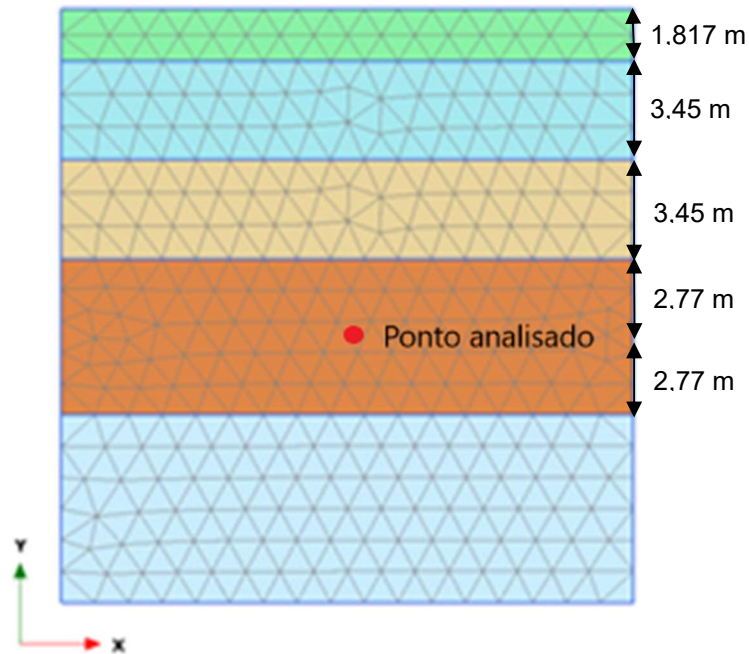


Figura 57 - Localização do ponto analisado para cálculo de adensamento primário

Para realizar este cálculo, foi considerada, a argila normalmente adensada (OCR=1), pois o OCR obtido pelo ensaio de CPTU foi igual a 1. O cálculo de recalque é então dado por (conforme item 2.2):

$$\rho_c = -b_0 \frac{C_c}{(1 + e_0)} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

Foi escolhido um ponto no meio da camada mole, e será calculado o recalque após o carregamento do aterro de conquista. Tem-se assim:

$$b_0 = 5,45 \text{ m}$$

$$C_c = 0,71$$

$$e_0 = 1,71$$

$$\sigma'_{v0} = 3,45 \text{ m} \times (18 - 10) \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 2,77 \times (15 - 10) \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 41,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma'_v = 1,817 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 3,45 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 94,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Desta forma, realizando os cálculos:

$$\rho_c = -b_0 \frac{C_c}{(1 + e_0)} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} = -0,73m$$

Na análise PLAXIS, forneceu um recalque de  $\rho_c = -0,71 m$ , ou seja, o valor calculado pela teoria do adensamento unidimensional de Terzagui está compatível com os valores obtidos pela análise PLAXIS, o que confirma mais uma vez a estimativa na escolha dos parâmetros de entrada.

## 5. Conclusão

A análise da construção do aterro na obra estudada para aceleração dos recalques utilizando o PLAXIS 2D foi feita de acordo com as etapas executivas da construção. Os valores de deslocamento vertical obtidos pelo modelo numérico foram comparados aos valores obtidos pela instrumentação de campo, conseguindo assim uma análise de desempenho do aterro em termos de recalques.

Este estudo só foi possível devido aos diversos ensaios de campo e de laboratórios realizados, além de toda a instrumentação geotécnica instalada na obra. Devido ao fato de existirem camadas com grandes espessuras de solo mole, esta obra se torna muito complexa, e só é possível validar as premissas utilizadas nos projetos através do monitoramento dos deslocamentos em campo.

Com os resultados obtidos pela análise PLAXIS (71 cm) em comparação com a instrumentação instalada (74 cm) em obra (para este estudo, placa PR30), observou-se que o resultado é compatível, já que a diferença entre os deslocamentos foi de 3 cm. A análise analítica forneceu um valor de 73 cm. Desta forma, conclui-se que os parâmetros utilizados para a análise foram escolhidos corretamente, e demonstra a importância de ensaios de campo e laboratório bem feitos para um projeto bem realizado.

Pode-se observar também com os valores de excesso de poropressão que as camadas subjacente e sobrejacente à camada de argila são drenantes. As curvas apresentadas no gráfico demonstram muito bem este comportamento. Desta forma, a dissipação do excesso de poropressão ocorre de forma mais rápida, diminuindo o tempo necessário para a estabilização total dos recalques na área estudada.

Também foi feita uma verificação do recalque no meio da camada de solo mole utilizando a teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi, em que o resultado foi totalmente compatível com o obtido pela análise PLAXIS, demonstrando ainda mais que para o estudo foi feita uma boa escolha de parâmetros de projeto.

Para trabalhos futuros, seria possível fazer uma comparação entre os resultados obtidos neste trabalho e o obtido a partir do método de Asaoka para previsão de recalque a tempo infinito baseado em instrumentação de campo.



## 6. Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – Sondagens de Simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9061: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12007: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional, 1990.

AZEVEDO, F. D. Recalques do depósito de solos moles de Cambinhas, RJ. Tese de Mestrado, PUC (2015)

BJERRUM, I. "Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others)". Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 3:111-159., 1973.

BOUCH, L. H. M. Análise da previsão de recalques em uma obra de aterro sobre solo mole através de modelagem numérica bidimensional pelo método dos elementos finitos. Trabalho de Conclusão de Curso, UFRJ (2017).

BRASIL, M. R. Cálculo de recalques por adensamento unidimensional. Tese de mestrado, COPPE-UFRJ (2015).

DUNNICLIFF, J. Geotechnical Instrumentation for monitoring field performance New York: John Wiley & Sons, USA. 1993. 577p.

FILHO, R. G. Obras sobre solos moles e suas respectivas soluções: um exemplo prático da obra de complexo de vacinas em Santa Cruz, RJ. Trabalho de Conclusão de Curso, UFRJ (2017).

FREITAS, A. C. Compressibilidade e adensamento. Slides da Aula de Obras de Terra/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

LAMBE, T. W. WHITMAN, R. V. Soil Mechanics, 1st ed. Wiley, 1969.

LEROUEIL, S. Critical State Soil Mechanics and Behavior of Real Soils, Recent Development and Soil and Pavement Mechanics. ed. Almeida, 1997.

MARTINS, I. S. M. Adensamento. Slides da Aula de Adensamento/UFRJ,Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

ORTIGÃO, J. A. R., Análise do comportamento de aterro sobre solo mole, Relatório de consultoria 1601-R500-RT-310-12-002-R01, 2016.

PINTO, C. D. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos, 3ª ed. Oficina DeTextos, 2006.

PLAXIS. Manual Plaxis 2D, 2017.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaio de campo e sua aplicação à engenharia de fundações. 2ª edição, Editora Oficina de Textos, São Paulo. 198 p., 2012.

TEIXEIRA, C. F.; Análise dos Recalques de um Aterro Sobre Solos Muito Moles da Barra da Tijuca – RJ. Tese de doutorado pela PUC-Rio.

TERZAGHI, K., 1936, "The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle between the Planes of Shear", In: Proceedings of 1st ICSMFE, pp.D-7, Cambridge.

TERZAGHI, K., 1941, "Undisturbed Clay Samples and Undisturbed Clays", Journal of Boston Society of Civil Engineers, v. XXXVIII, n.3, Publicado novamente em "Contributions to Soil Mechanics 1941-1959", Boston Society of Civil Engineers, pp.45-65, Boston.

TERZAGHI, K. and FROLICH, O.K.,1936, Theorie der Setzung von Tonschichten, Franz Deuticke. Vienna.