

5

Obra Analisada

Para um melhor entendimento dos benefícios das análises numéricas no dimensionamento de estruturas de contenção foi realizado uma análise comparativa entre o método clássico (equilíbrio limite) e o método dos elementos finitos para um caso de obra. A obra em questão trata-se de uma escavação para a implantação do subsolo de um edifício residencial localizado em Goiânia-GO. O esboço em planta da escavação está ilustrado na Figura 5.1.

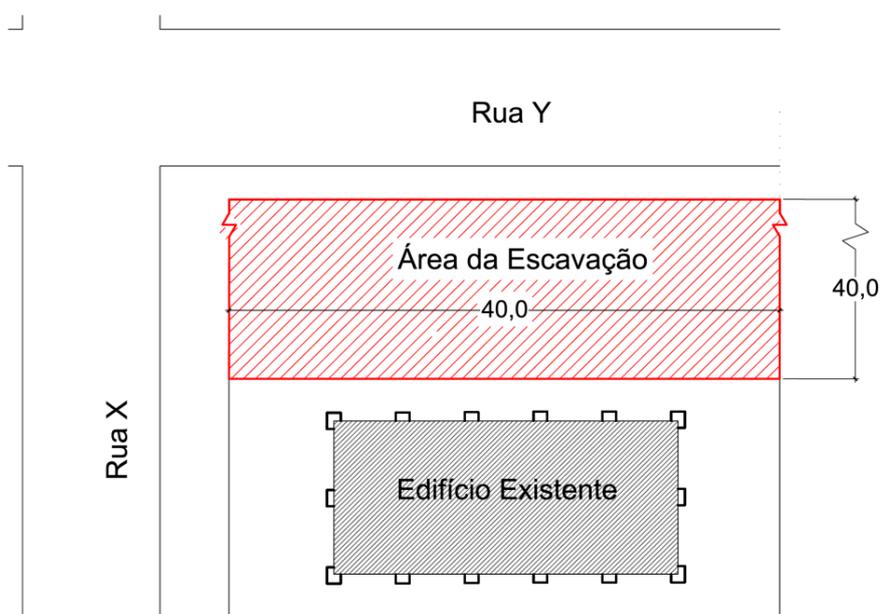


Figura 5.1 – Esboço da escavação para a implantação do subsolo de um edifício.

Para a construção do edifício será necessário escavar uma área de 40x40m até a profundidade de 6m. A preocupação principal, além, é claro, da segurança e economia, é o controle dos deslocamentos da estrutura de contenção. Já que, ao lado (2,5m de distância) do novo edifício já existe outra edificação (Figura 5.2) sustentada por fundações rasas, do tipo sapata.

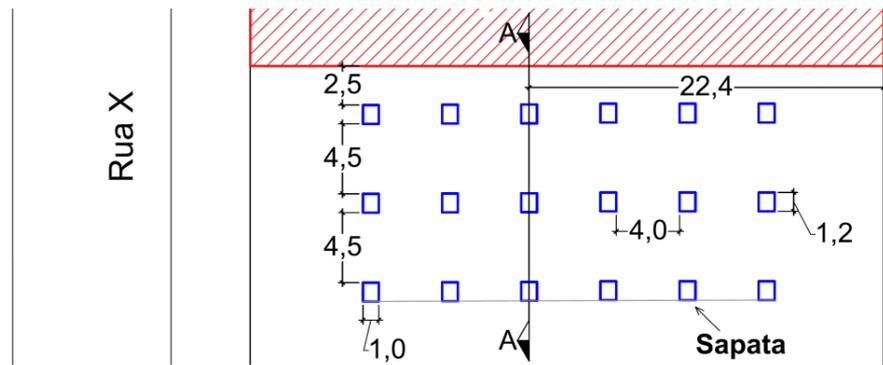


Figura 5.2 – Detalhe da fundação do prédio vizinho à escavação.

O sistema de suporte utilizado para estabilizar a escavação e controlar os deslocamentos no solo circunvizinho, consiste de perfis metálicos espaçados a 1,5m com pranchas pré-moldadas de concreto entre eles (Figura 5.3), além de um sistema de ancoragem com duas linhas de tirantes passivos (sem pré-esforço) (Figura 5.4). Os tirantes deverão ser executados com 10 cm de diâmetro e uma pressão de injeção mínima de 1 MPa, em um ângulo de 15° com a horizontal.

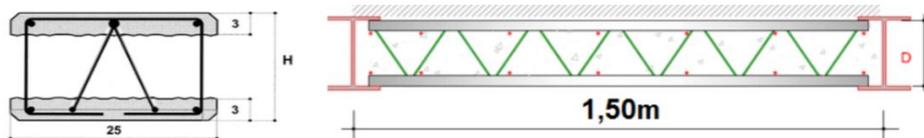


Figura 5.3 – Prancha pré-moldada.

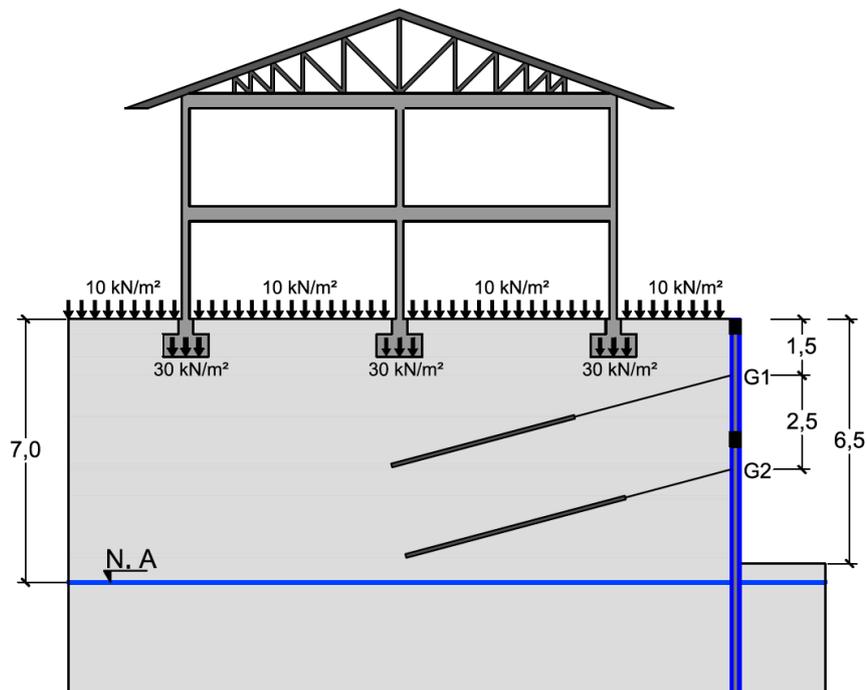


Figura 5.4 – Seção A-A: corte transversal da estrutura de contenção e fundações do prédio vizinho.

A sequência construtiva que deverá ser seguida na execução da cortina está ilustrada nas Figuras 5.5 a 5.8. Partindo do estágio inicial onde o nível d'água adotado a 7,0m de profundidade (garantido por rebaixamento do lençol freático). O primeiro estágio trata-se da execução do primeiro nível da escavação a 1,6m de profundidade (Figura 5.5).

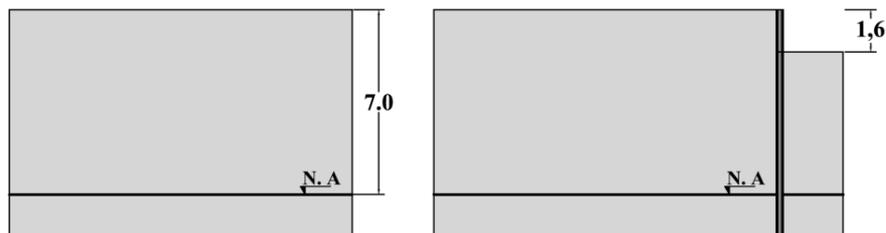


Figura 5.5 – Estágio inicial e 1.

No estágio 2 é executado a primeira linha de tirantes (G1) a 1,5m de profundidade, e no estágio 3 o solo é escavado novamente até profundidade 4,1m (Figura 5.6).

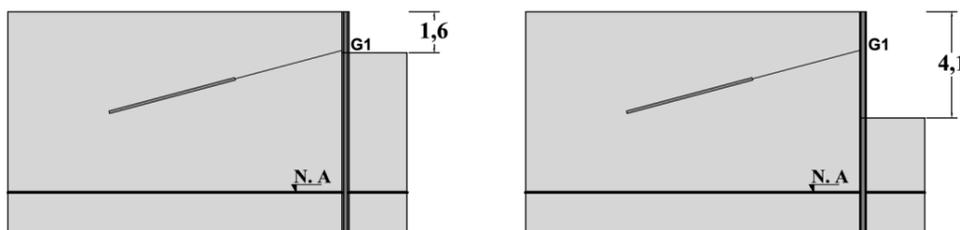


Figura 5.6 – Estágios 2 e 3.

No estágio 4 é executado a segunda linha de tirantes (G2) a 4,0m de profundidade, e no estágio 5 a última etapa da escavação é executada até a profundidade 6,5m (Figura 5.7). É importante pontuar que a profundidade da escavação de projeto é 6,0m, no entanto, no estágio final da escavação (estágio 5) será dimensionado como 6,5m de profundidade, isto é realizado para que possíveis sobre escavações do terreno não ponha em risco o dimensionamento.



Figura 5.7 – Estágios 4 e 5.

O estágio definitivo da estrutura de contenção é mostrado na Figura 5.8, nesse estágio os tirantes são desconectados e a estrutura de contenção passa a ser sustentada parcialmente pelas lajes do subsolo e térreo.

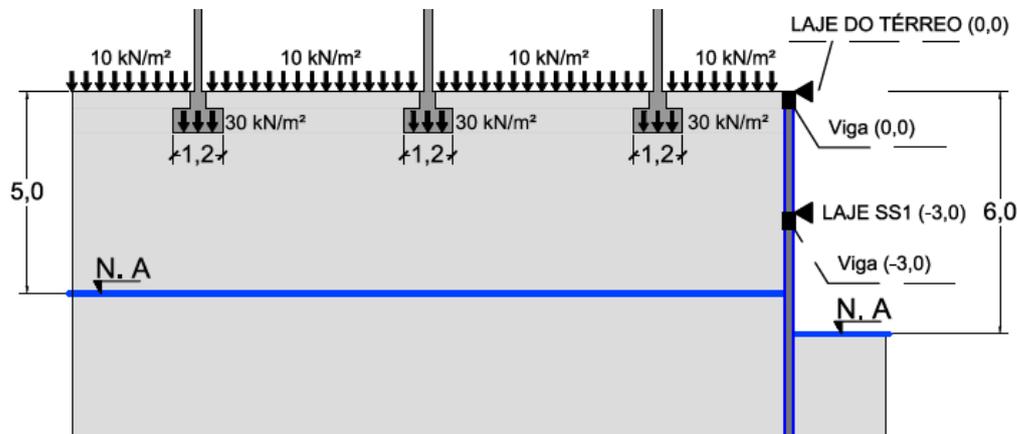


Figura 5.8 – Esboço de como a seção A-A deve ficar após a construção do edifício.

5.1 Contexto Geológico-Geotécnico

A região de Goiânia enquadra-se no domínio de terrenos metamórficos, na porção norte do município, registra-se a ocorrência de rochas do complexo Granulítico Anápolis-Itauçu, as rochas que formam esta unidade geológica são metamorfasadas do tipo gnaisses, metagabro, anfibolitos, quartzitos ferruginosos, que normalmente sustentam as maiores elevações do município, principalmente na sua extremidade nordeste.

Já na porção sul (região onde encontra-se a obra analisada) registra-se a ocorrência de rochas do grupo Araxá. O termo grupo Araxá foi proposto por Moreton (1994) visando designar o conjunto de rochas metassedimentares do Proterozóico Médio existentes na região que abrange os estados de MG e GO, nos quais são propostas diferentes nomenclaturas cartográficas para cada uma de suas subunidades.

Na área em estudo (Figura 5.9) a litologia deste grupo é predominante e se constitui, essencialmente, de micaxisto (muscovita-quartzo xistos; quartzo-muscovita xistos e clorita-quartzo xistos), também é encontrado quartzitos apenas em pequenas lentes alinhadas segundo lineamentos regionais. Segundo descrito na publicação da SGM (2003), os xistos do Grupo Araxá formaram-se pelo metamorfismo de materiais argilosos depositados em porções profundas de antigos mares. O aumento da pressão e temperatura pelo soterramento progressivo do pacote transformaram as argilas em minerais micáceos (biotita,

muscovita e clorita) e recristalizou o quartzo e os feldspatos.

Diferentemente das rochas do Complexo Anápolis-Itauçu a petrografia indica que os xistos não foram submetidos a elevadas temperaturas e pressões, em face de presença de biotita, quartzo, granada, epidoto e anfibólio que evidenciam que o pacote rochoso foi soterrado a poucos quilômetros de profundidade.

Ainda há os depósitos Aluvionares Holocênicos, que são sedimentos recentes, pertencentes ao Quaternário, constituído por areias, argilas, siltes e cascalhos inconsolidados, pouco espessos e de granulometria variável, ocorrendo principalmente ao longo das planícies de inundação dos principais rios que drenam o município como o rio Meia Ponte e ribeirão João Leite.

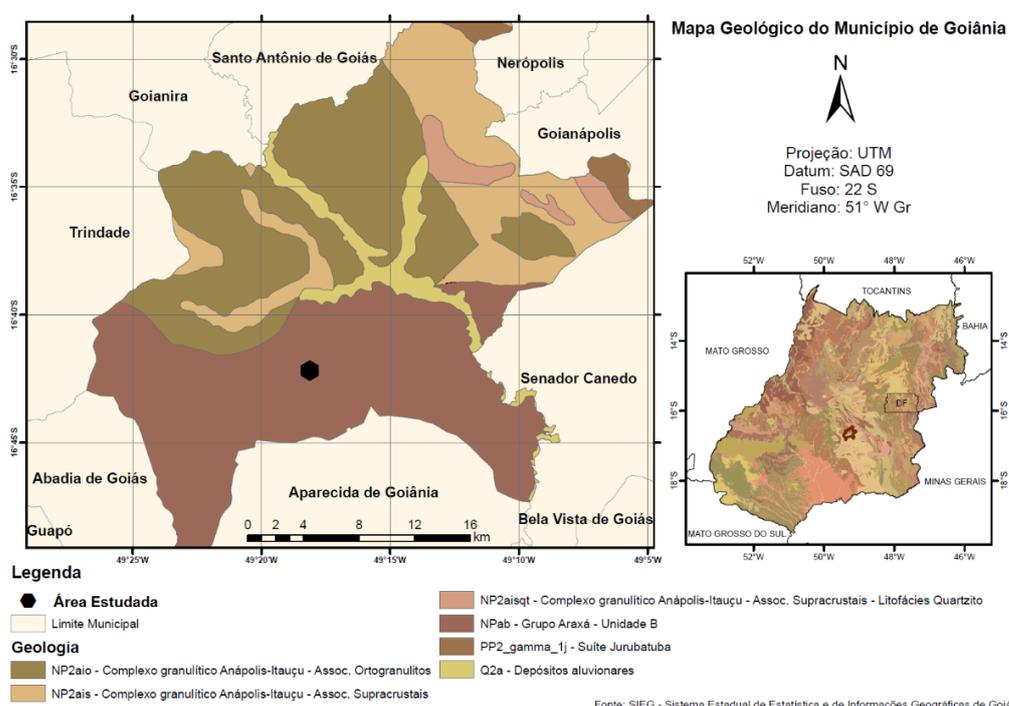


Figura 5.9 – Mapa geológico do município de Goiânia-GO (SIEG, 2005).

Em relação a geomorfologia, Goiânia apresenta predominância de elevações topográficas pouco acentuadas e extensas áreas aplainadas. Tal fato dificulta o transporte de material de cobertura durante o período chuvoso (novembro a abril), o que facilita o desenvolvimento de espessos solos e, conseqüentemente, minimiza o número de afloramentos rochosos (SGM, 2003).

Portanto, fatores como o clima tropical (grande intemperismo) e as características geomorfológicas (terreno plano) descritas acima, contribuíram para o desenvolvimento do perfil de solo tropical residual encontrado no subsolo do

Além disso, a definição dos locais onde serão retiradas as amostras e a coleta em si são uma etapa importante e fundamental para a qualidade do resultado das análises que utilizarão os parâmetros obtidos em laboratório.

Então, uma vez que geralmente a quantidade de ensaios realizados é muito pouca devido ao custo e tempo de cada ensaio, o projetista deve escolher muito bem os locais onde as amostras devem ser retiradas, para que as amostras sejam representativas de todo o subsolo analisado.

Embora, em alguns casos, restrições (por exemplos: instabilidade do poço, nível d'água elevado, etc.) podem impedir que as amostras sejam coletadas. No caso em estudo, o nível d'água elevado (6,0m no dia da retirada) impediu que amostras mais profundas (além de 6,0m) fossem retiradas.

Logo, partindo do princípio que as amostras devem ser representativas, definiu-se a partir do SPT que as amostras seriam retiradas a 1,5m, 3,5m e 5,5m de profundidade do poço (Figura 5.11) realizado exclusivamente para a coleta das amostras.

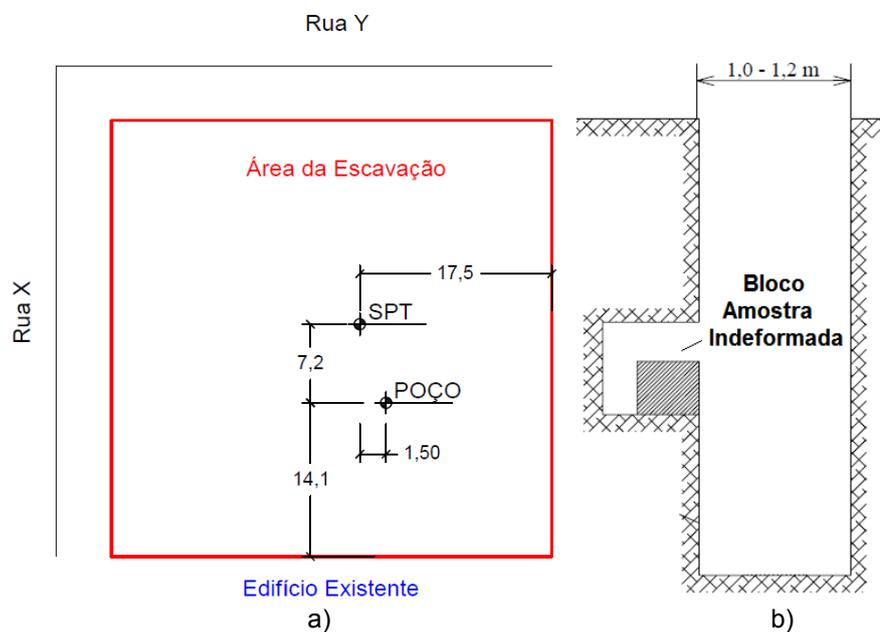


Figura 5.11 – Poço de coleta – a) Localização do poço – b) Local de retirada das amostras.

Outro fator importante é a moldagem, o acondicionamento e o transporte das amostras. As Figuras 5.12, 5.14 e 5.14 mostram as fotos do local onde as amostras foram coletadas. É possível verificar que os blocos foram moldados a partir da parede do poço (Figura 5.11) e “embalados” com filme PVC, fita adesiva de embalagens, tecido e parafina.



Figura 5.12 – Amostra indeformada à 1,5m de profundidade.



Figura 5.13 – Amostra indeformada à 3,5m de profundidade.

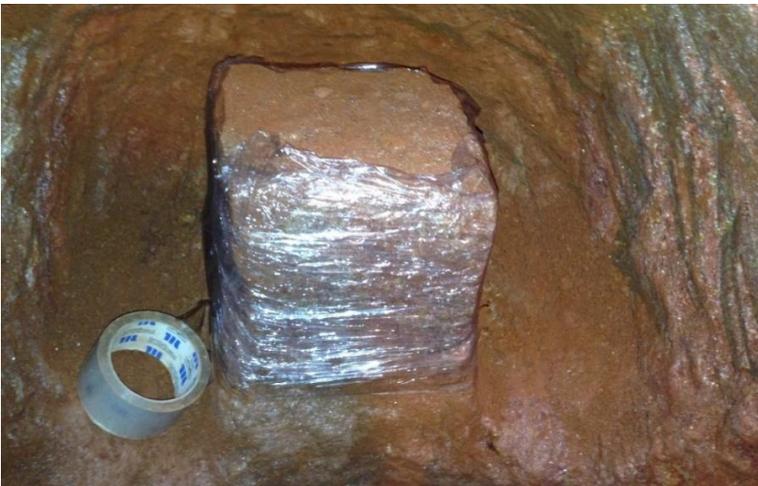


Figura 5.14 – Amostra indeformada à 5,5m de profundidade.

5.3 Classificação dos Solos

Os solos analisados no presente trabalho foram classificados seguindo o procedimento da classificação unificada (item 4.5.3). Para a classificação, foram realizados os seguintes ensaios:

- Peneiramento e Sedimentação (com defloculante);
- Densidade relativa dos Grãos – G_s ;

Os ensaios para determinar os limites de Atterberg não foram realizados, pois constatou que todas as amostras (solo à 1,5m, 3,5m e 5,5m de profundidade) são constituídas na maior parte de grãos grossos (pedregulho e areia).

Portanto, além dos ensaios descritos acima, o formato e a rugosidade dos grãos foram analisados em um microscópio ótico, essa análise é importante pois as características dos grãos interferem diretamente no comportamento de solos grossos (ver item 4.5).

Além disso, o formato da partícula pode dar indícios da origem do solo, se é um solo transportado ou residual. Por exemplo, em solos transportados, as partículas são mais arredondadas, porque durante o transporte vários fatores contribuíram para que as “arestas” da partícula fossem quebradas.

5.3.1 Solo 1,5m

O solo a 1,5m de profundidade trata-se de uma Areia Siltosa (Figura 5.15), bem graduada (Tabela 5.1), com densidade relativa dos grãos $G_s=2,74$.

Tabela 5.1 – Resumo dos dados obtido na curva granulométrica.

Resumo da Granulometria				Diâmetros Efetivos (mm)	
Pedregulho	Grosso	0,0%	4,0%	D ₁₀	0,0022
	Médio	0,0%		D ₁₅	0,0139
	Fino	4,0%		D ₃₀	0,068
Areia	Grossa	8,8%	68,1%	D ₅₀	0,1482
	Média	24,7%		D ₆₀	0,1897
	Fina	34,6%		D ₈₅	0,4088
Silte		18,0%			
Argila		9,8%			

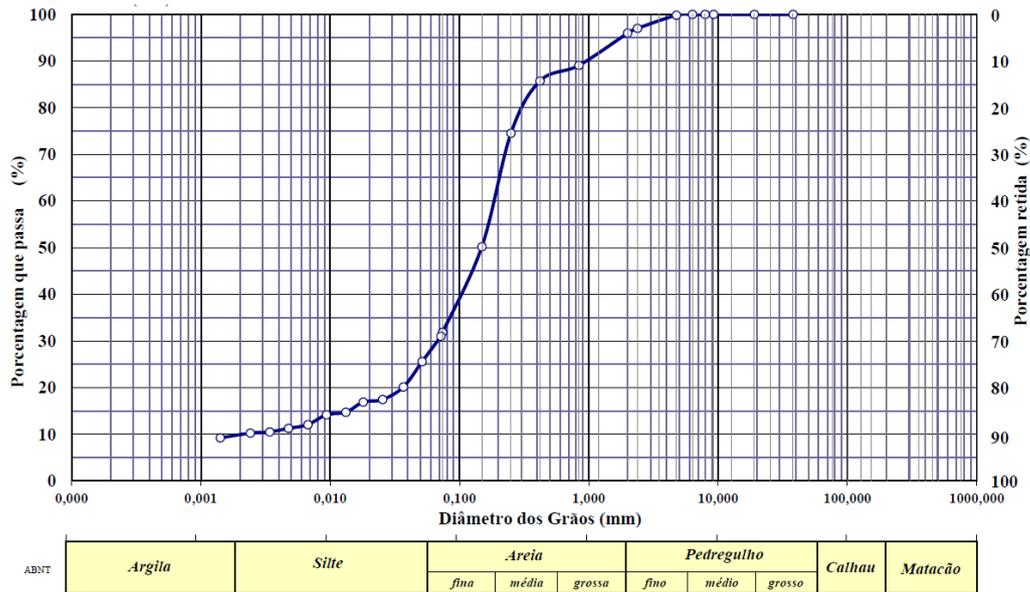


Figura 5.15 – Curva granulométrica – Solo 1,5m.

As Figuras 5.16 a 5.21 mostram as fotografias das partículas obtidas através de um microscópio ótico e nas legendas das fotos estão indicadas as porcentagens em relação ao total e as peneiras nas quais elas foram retidas. Ao observar as fotografias é possível identificar que as partículas do solo em questão são angulares e rugosas. Essa constatação, considerando que se trata de um solo granular bem graduado, foi importante para o entendimento do comportamento de enrijecimento na curva tensão-deformação obtida no ensaio triaxial.

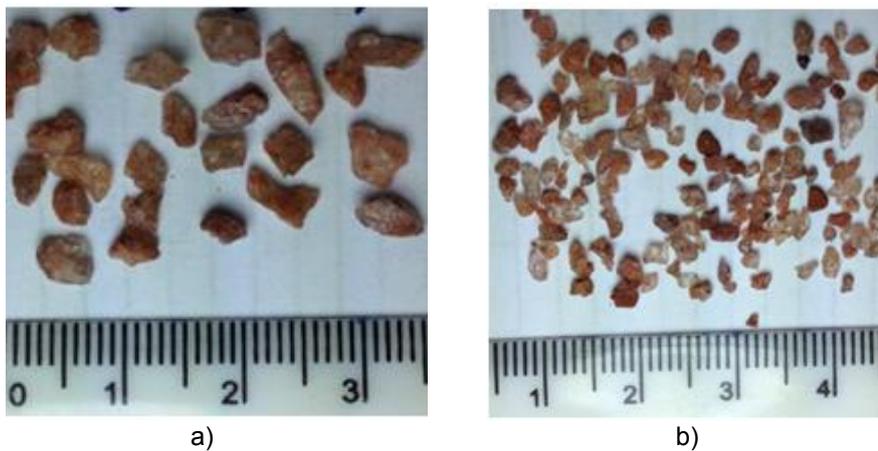


Figura 5.16 – Fração: Pedregulho fino – Solo 1,5m – a) Retido na peneira 8 (2,8%) – b) Retido na peneira 10 (1,2%).

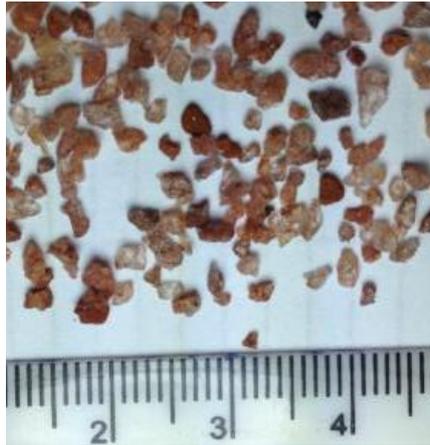


Figura 5.17 – Areia grossa – retido na peneira 20 (6,9%).

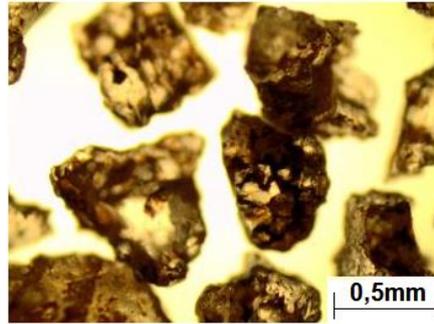
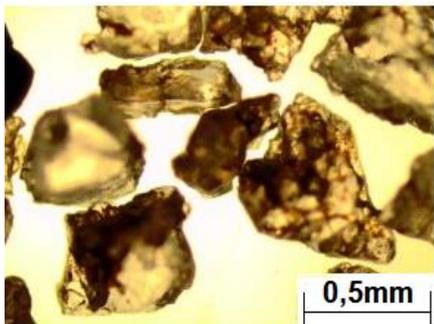


Figura 5.18 – Areia Média – retido na peneira 40 (3,3%).

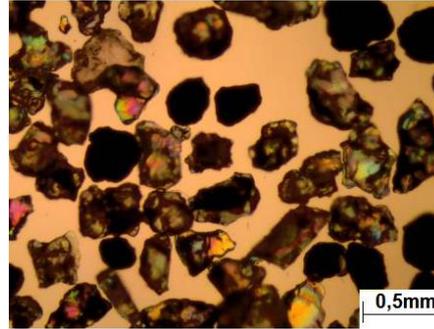
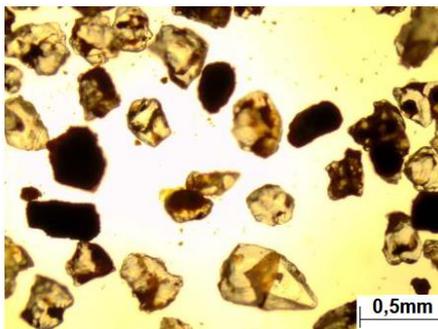


Figura 5.19 – Areia Média – retido na peneira 60 (13,1%).

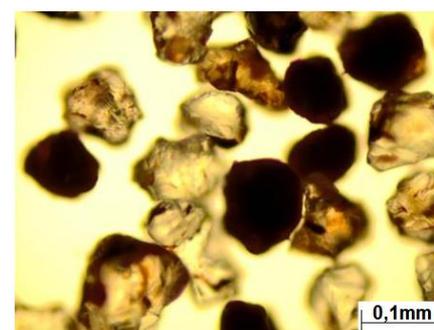
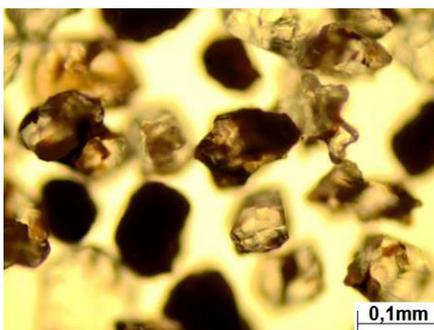


Figura 5.20 – Areia fina – retido na peneira 100 (28,3%).

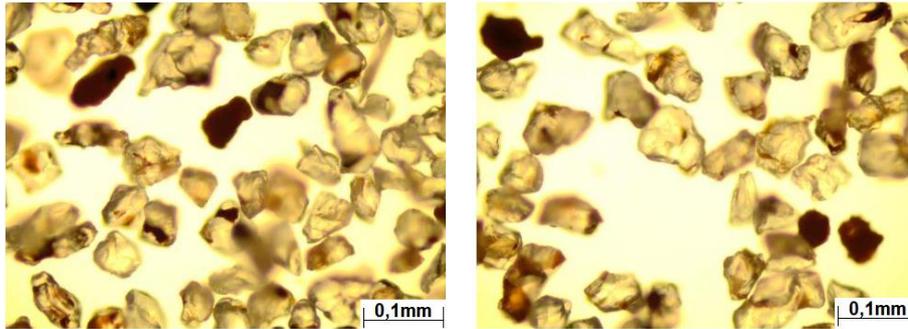


Figura 5.21 – Areia fina – retido na peneira 200 (21,4%).

5.3.2 Solo 3,5m

O solo a 3,5m de profundidade trata-se de uma Areia Siltosa (Figura 5.22), bem graduada (Tabela 5.2), com densidade relativa dos grãos $G_s=2,74$.

Tabela 5.2 – Resumo dos dados obtido na curva granulométrica.

Resumo da Granulometria				Diâmetros Efetivos (mm)	
Pedregulho	Grosso	0,0%	0,2%	D ₁₀	0,0014
	Médio	0,0%		D ₁₅	0,0077
	Fino	0,2%		D ₃₀	0,0617
Areia	Grossa	13,2%	70,4%	D ₅₀	0,134
	Média	24,8%		D ₆₀	0,1895
	Fina	32,3%		D ₈₅	0,5659
Silte		18,3%			
Argila		11,1%			

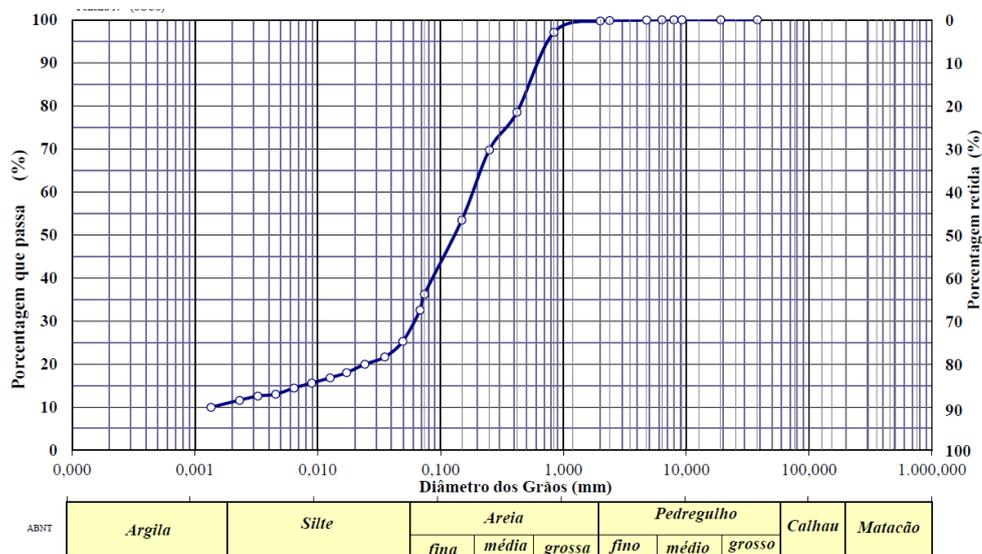


Figura 5.22 – Curva granulométrica – Solo 3,5m.

As Figuras 5.23 a 5.28 mostram as fotografias das partículas e na legenda estão indicadas as porcentagens em relação ao total e as peneiras nas quais elas foram retidas. O solo contém cerca de 70,6% de grãos grossos (pedregulho e areia) e esses grãos se mostraram angulares e rugosos.

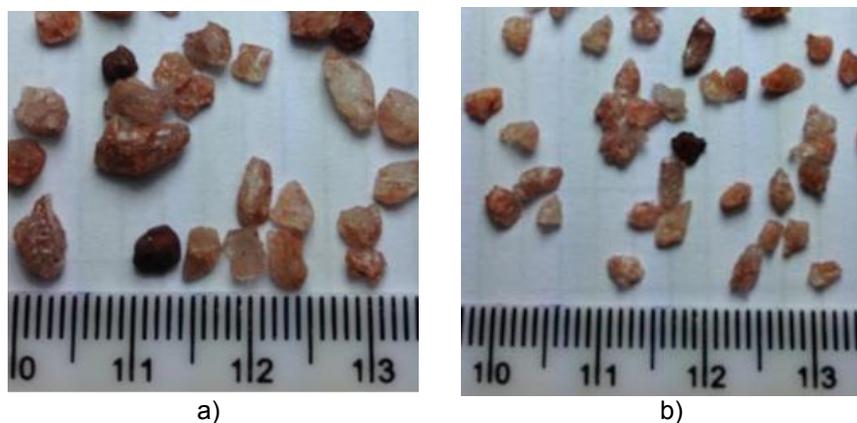


Figura 5.23 – Fração: Pedregulho fino – Solo 3,5m – a) retido na peneira 8 (0,14%) – b) retido na peneira 10 (0,08%).

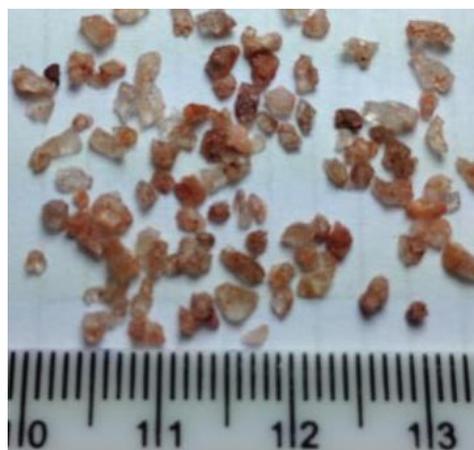


Figura 5.24 – Fração: Areia grossa – retido na peneira 20 (2,3%).

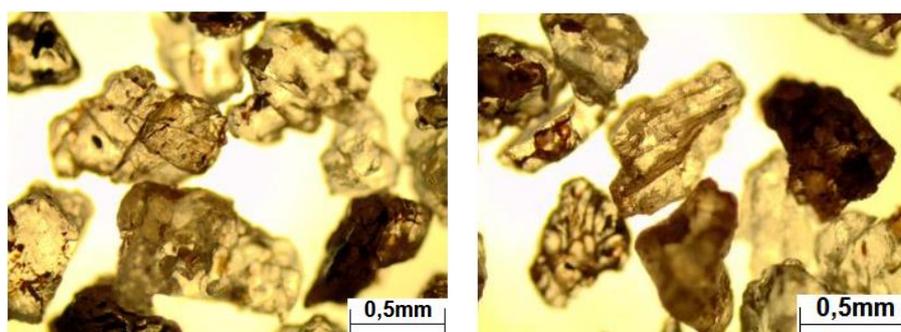


Figura 5.25 – Fração: Areia Média – retido na peneira 40 (18,5%).

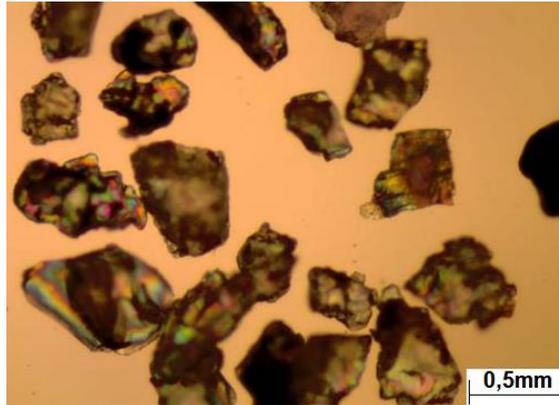


Figura 5.26 – Fração: Areia Média – retido na peneira 60 (11,2%).

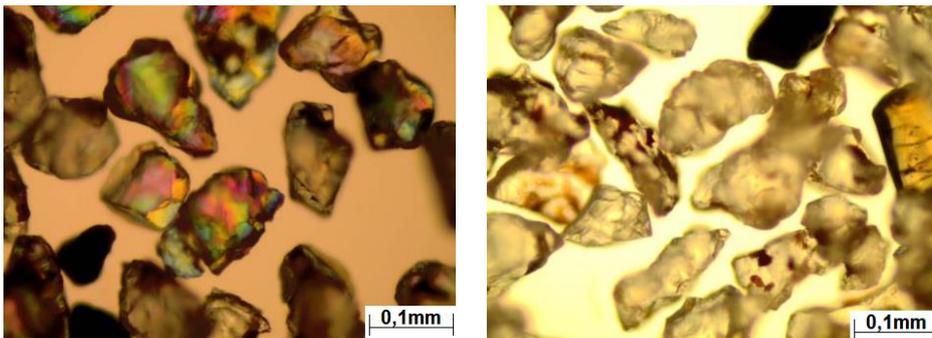


Figura 5.27 – Fração: Areia fina – retido na peneira 100 (20,8%).

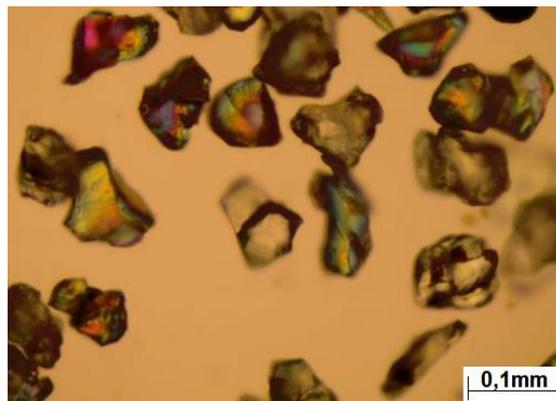


Figura 5.28 – Fração: Areia fina – retido na peneira 200 (22,0%).

5.3.3 Solo 5,5m

De acordo com os ensaios de classificação, o solo a 5,5m de profundidade é uma Areia Siltosa (Figura 5.29), bem graduada (Tabela 5.3).

Tabela 5.3 – Resumo dos dados obtidos na curva granulométrica – Solo 5,5m.

Resumo da Granulometria				Diâmetros Efetivos (mm)	
Pedregulho	Grosso	0,0%	2,8%	D10	0,0038
	Médio	0,0%		D15	0,0088
	Fino	2,8%		D30	0,0419
Areia	Grossa	7,5%	62,4%	D50	0,1099
	Média	19,6%		D60	0,1386
	Fina	35,2%		D85	0,3813
Silte		26,6%			
Argila		8,3%			

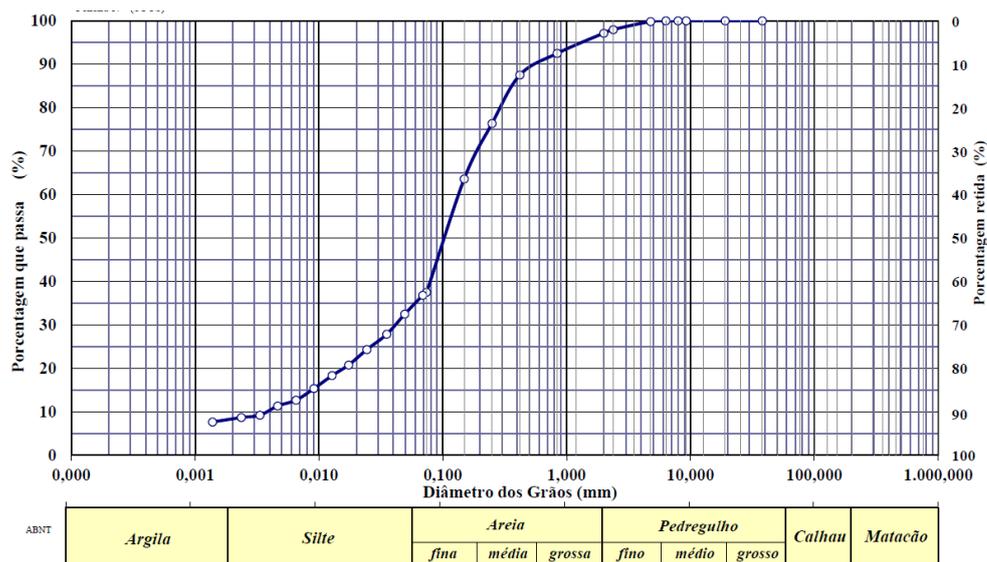


Figura 5.29 – Curva Granulométrica – Solo 5,5m.

As Figuras 5.30 a 5.35 mostram as fotografias das partículas e nas legendas estão indicadas as porcentagens em relação ao total e as peneiras nas quais elas foram retidas.

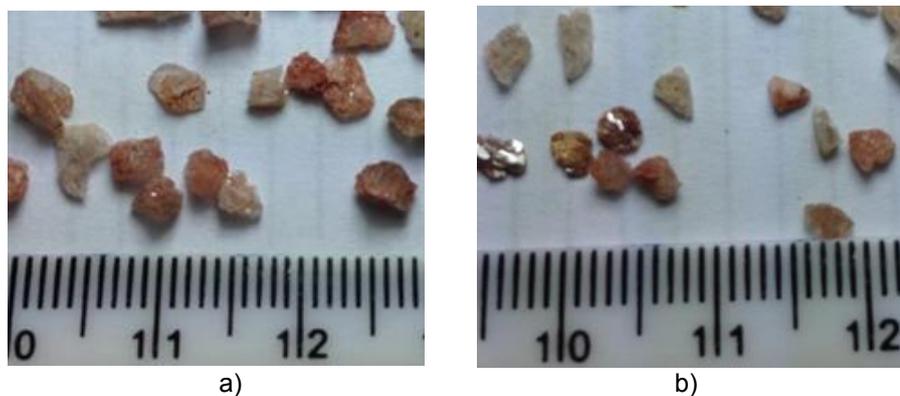


Figura 5.30 – Fração: Pedregulho fino – Solo 5,5m – a) retido na peneira 8 (1,85%) - b) retido na peneira 10 (0,8%).



Figura 5.31 – Fração: Areia grossa – retido na peneira 20 (4,7%).

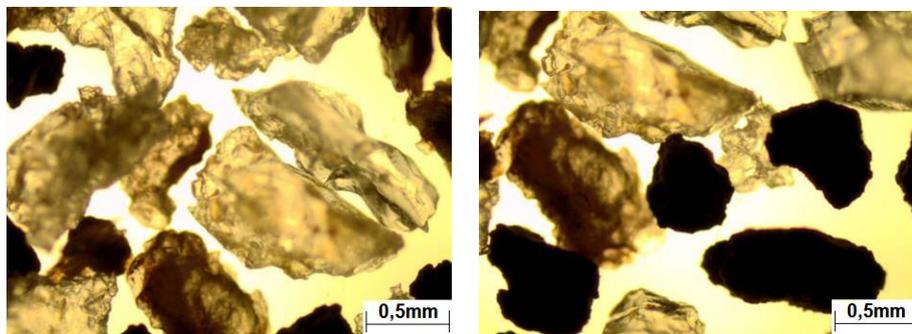


Figura 5.32 – Fração: Areia Média – retido na peneira 40 (5,0%).

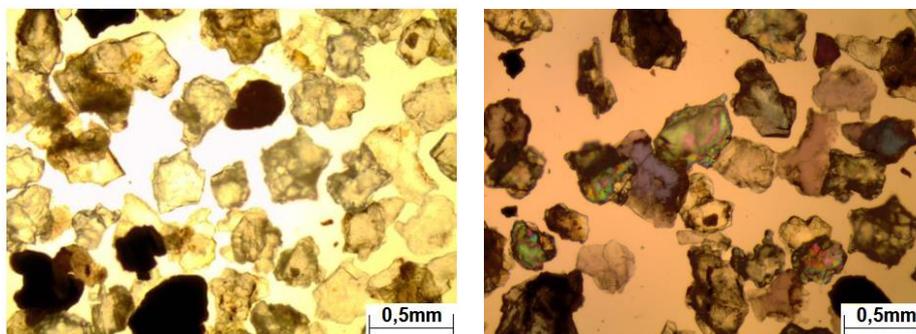


Figura 5.33 – Fração: Areia Média – retido na peneira 60 (12,8%).

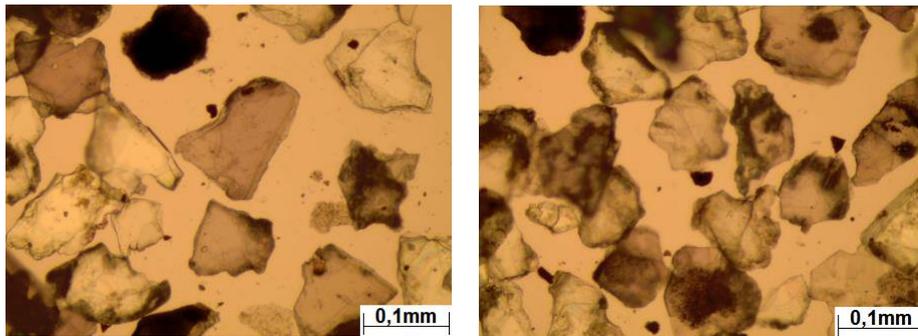


Figura 5.34 – Fração: Areia fina – retido na peneira 100 (14,6%).

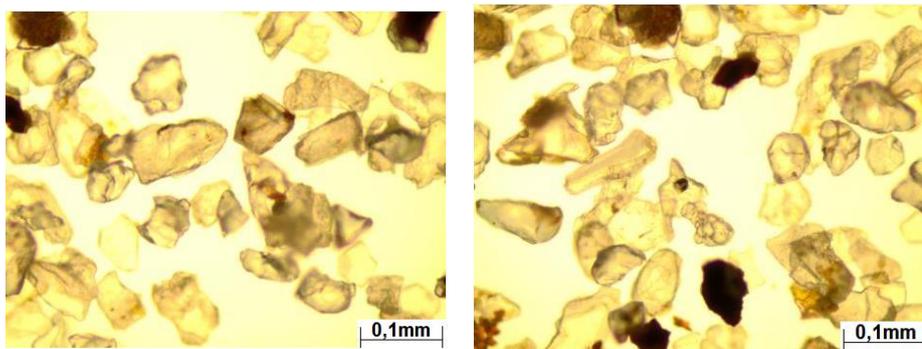


Figura 5.35 – Fração: Areia fina – retido na peneira 200 (29,8%).

5.4 Resultados – Ensaio Edométrico

Foram realizados ensaios edométricos nas amostras coletadas in situ (1,5; 3,5 e 5,5m), ensaios do tipo incremental, onde as cargas são aplicadas em intervalos de 24h. Utilizou-se uma tensão de 2 kPa para o estágio inicial nos solos 1,5 e 3,5m e 5 kPa para o solo mais profundo (5,5m).

Após esse estágio, as amostras foram inundadas e, em seguida, foram aplicadas tensões de 10, 20, 40, 80 e 160 kPa para os solos 1,5 e 3,5m e 2 (dois) estágios adicionais (320 e 640) para o solo 5,5m.

As amostras foram ensaiadas em células de adensamento do tipo anel fixo, com drenagem dupla, sendo a dimensão do anel de 71x20mm (diâmetro x altura).

O objetivo principal do ensaio é obter o módulo edométrico (M ou E_{oed}), pois é um dos parâmetros requeridos no modelo constitutivo Hardening Soil Model. E esse módulo é obtido na curva tensão-deformação como ilustrado na Figura 5.36.

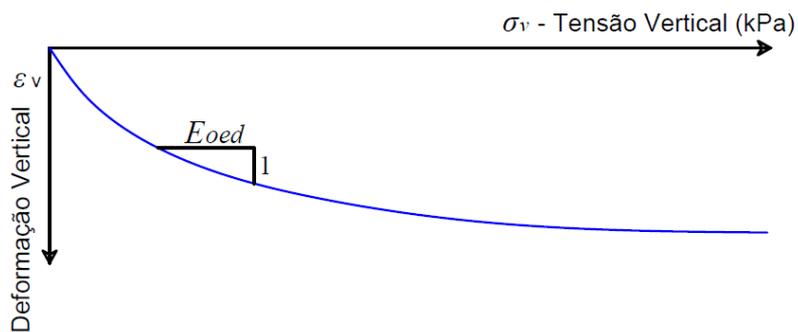


Figura 5.36 – Curva tensão-deformação em ensaio edométricos.

5.4.1 Solo 1,5m

O solo a 1,5m de profundidade possui um elevado índice de vazios inicial (e_0) entre 1,4 e 1,5. Esse solo é conhecido regionalmente como “poroso”, e apresenta uma compressibilidade considerável. As características iniciais do corpo de prova (C.P) ensaiado encontram-se na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Características iniciais do C.P – Solo 1,5m.

Solo	Umidade	Peso Específico Natural	Índice de Vazios	Grau de Saturação
	w	γ_N		S_r
	(%)	(kN/m^3)	e	(%)
1,5m	18,5%	12,8	1,49	34,0%

Ao observar a curva de compressibilidade do solo (Figura 5.37) é possível dizer que a amostra é de boa qualidade, pois apresentou um ponto de escoamento em um nível de tensão próximo à tensão vertical efetiva de campo.

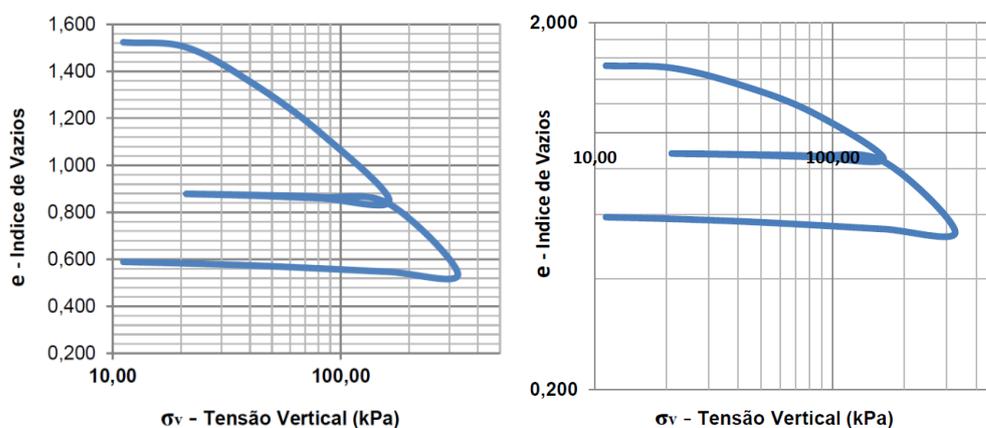


Figura 5.37 – Curva de compressibilidade – Solo 1,5m.

Diante dos resultados do ensaio foi possível encontrar o módulo edométrico, $E_{oed} = 650 \text{ kPa}$, para a faixa de tensão vertical entre 20 - 40 kPa (Figura 5.38).

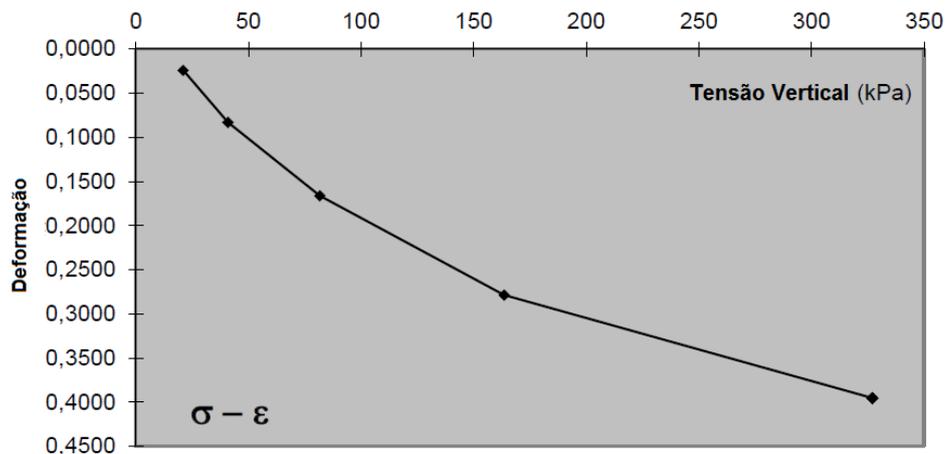


Figura 5.38 – Curva tensão deformação do ensaio edométrico.

5.4.2 Solo 3,5m

O solo a 3,5m de profundidade, por ser um solo mais profundo e menos alterado, apresentou um índice de vazios menor ($e_0 = 1,1 - 1,3$) em relação ao solo a 1,5m de profundidade, conseqüentemente possui um módulo edométrico um pouco maior, $E_{oed} = 850 \text{ kPa}$, para o nível de tensão entre 20 – 40 kPa. As características iniciais do solo ensaiado estão indicadas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Características iniciais do C.P – Solo 3,5m.

Solo	Umidade	Peso Específico Natural	Índice de Vazios	Grau de Saturação
	w	γ_N		S_r
	(%)	(kN/m^3)	e	(%)
3,5m	12,6%	14,3	1,12	30,8%

As Figuras 5.39 e 5.40, mostram a curva de compressibilidade e o comportamento tensão-deformação do solo.

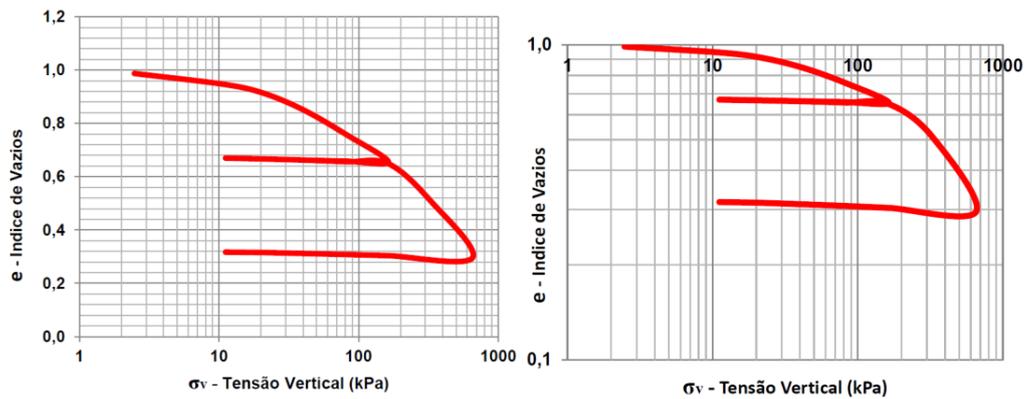


Figura 5.39 – Curva de compressibilidade – Solo 3,5m.

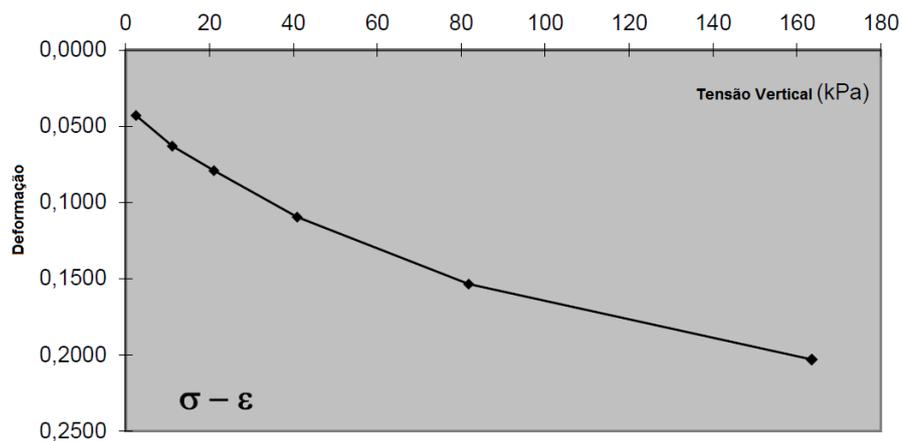


Figura 5.40 – Curva tensão-deformação do ensaio edométrico.

5.4.3 Solo 5,5m

O solo a 5,5m de profundidade, por ser mais profundo e menos alterado, apresentou um índice de vazios baixo ($e_0 = 1,0 - 1,2$) e um módulo edométrico mais alto em relação às outras profundidades analisadas. O módulo edométrico encontrado foi de $E_{oed} = 1900 \text{ kPa}$, para o nível de tensão entre 40 - 80 kPa. A Tabela 5.6 mostra as características iniciais da amostra ensaiada.

Tabela 5.6 – Características iniciais do C.P – Solo 5,5m.

Solo	Umidade	Peso Específico Natural	Índice de Vazios	Grau de Saturação
	w	γ_N		S_r
	(%)	(kN/m^3)		(%)
3,5m	32,0%	16,4	1,23	71,3%

As Figuras 5.41 e 5.42 mostram a curva de compressibilidade e o comportamento tensão-deformação do solo.

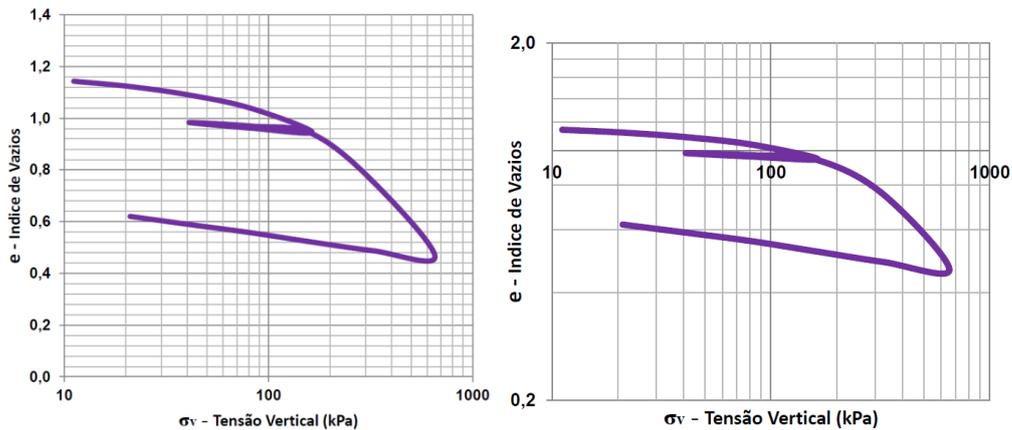


Figura 5.41 – Curva de compressibilidade – Solo 5,5m.

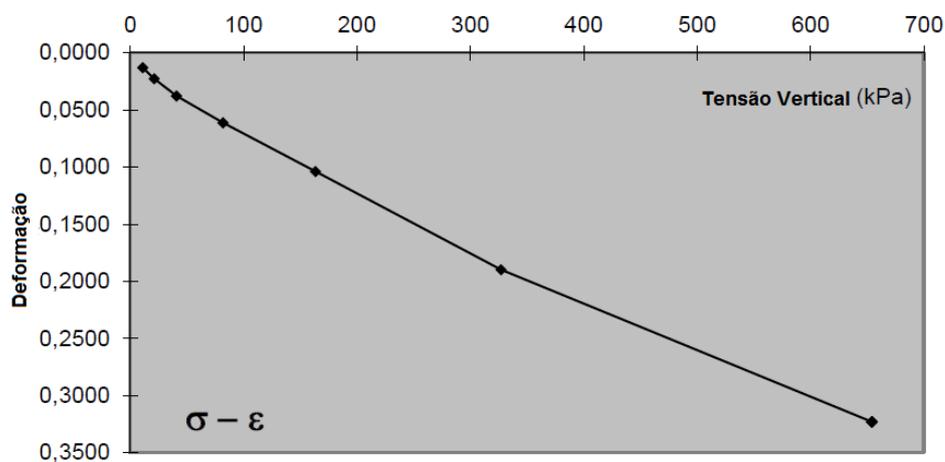


Figura 5.42 – Curva tensão-deformação do ensaio edométrico.

5.5 Resultados – Ensaios de Compressão Triaxial

Os ensaios foram realizados em amostras saturadas de 38mm de diâmetro e 76mm de altura, os corpos de prova foram consolidados isotropicamente e cisalhados em condições drenadas. O objetivo do ensaio é obter os parâmetros de resistência e rigidez, dentre eles:

- Ângulo de atrito efetivo do solo (ϕ');
- Coesão (c');
- Módulo de elasticidade secante ao ponto correspondente a 50% da resistência máxima (E_{50});

- Módulo de elasticidade no descarregamento-recarregamento (E_{ur});
- Coeficiente de Poisson no descarregamento-recarregamento (ν_{ur}).

Para isso, os ensaios foram executados sob deformação controlada a uma velocidade de 0,03 mm/min em 3 estágios (ver Figura 5.43), sendo que o estágio 1 corresponde ao carregamento vertical até à faixa de deformação axial entre 3% – 8%; no estágio 2 a amostra é quase que completamente descarregada e, finalmente, no estágio 3, o solo é novamente carregado até a faixa de deformação axial entre 15% – 20%. Esse ciclo de descarregamento e recarregamento é feito para obter os parâmetros E_{ur} e ν_{ur} .

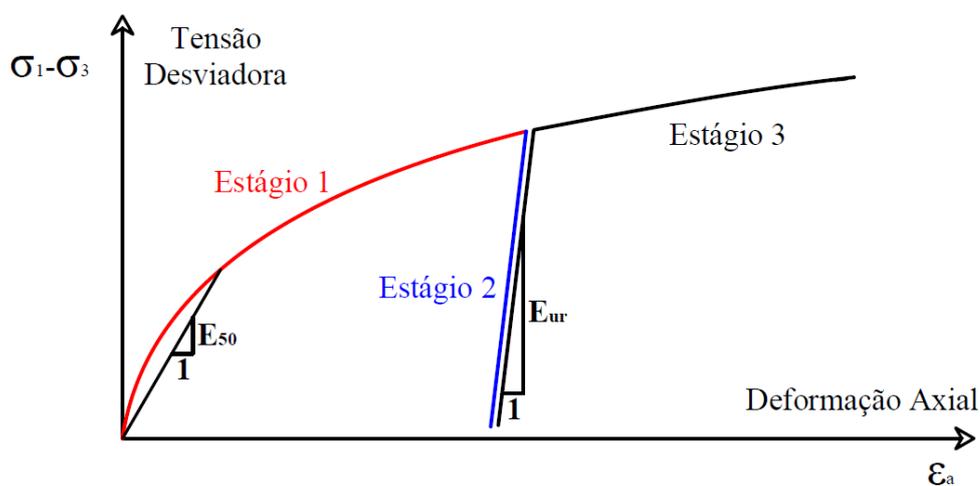


Figura 5.43 – Estágios do ensaio triaxial.

5.5.1 Solo 1,5m

Houve grandes dificuldades na execução do ensaio triaxial do solo a 1,5m de profundidade, principalmente nas etapas de moldagem dos corpos de prova e instalação dos medidores de deformação local (Figura 5.44), pois o solo a 1,5m trata-se de uma areia siltosa (ver tabela 5.1), então, até mesmo pequenas perturbações causavam a destruição do corpo de prova.

Assim, dos 4 (quatro) ensaios realizados, apenas 1 (um) foi aproveitado. Portanto, o ensaio triaxial serviu apenas para a obtenção dos parâmetros de rigidez (E_{50} , E_{ur} e ν_{ur}), e, conseqüentemente, foram necessários ensaios de cisalhamento direto para a obtenção dos parâmetros de resistência (ϕ' e c' – item 5.6.1).



Figura 5.44 – Corpos de prova utilizado no ensaio – Solo 1,5m.

A Tabela 5.7 mostra as características iniciais do corpo de prova utilizado no ensaio.

Tabela 5.7 – Características iniciais do C.P – Solo 1,5m.

Solo	Umidade	Peso Específico Natural	Índice de Vazios	Grau de Saturação
	w	γ_N	e	S_r
	(%)	(kN/m^3)		(%)
1,5m	21,6%	13,4	1,43	41,4%

A Figura 5.45 mostra a curva tensão-deformação obtida para uma tensão confinante de 25kPa ($\sigma_3 = 25 kPa$). É possível constatar claramente que o solo apresentou um comportamento de enrijecimento (hardening), ou seja, o solo ganha resistência com o aumento da deformação axial.

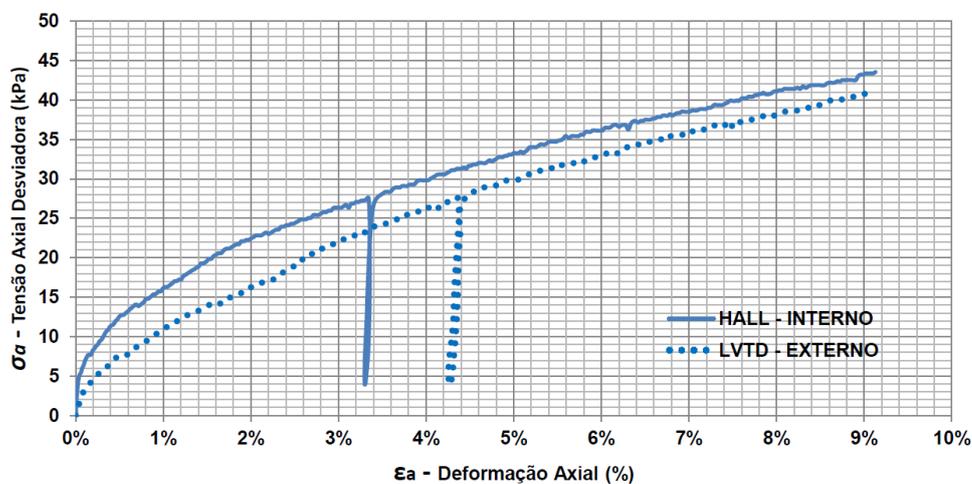


Figura 5.45 – Curvas tensão-deformação do ensaio triaxial.

O comportamento de enrijecimento é comum em solos que apresentam uma contração volumétrica e o solo a 1,5m teve uma grande contração volumétrica (ver Figura 5.50). Além disso, esse solo apresenta outras três características que potencializa esse comportamento. Primeiro: trata-se de um solo bem graduado; segundo: o solo possui grande parte das partículas angulares e rugosa; terceiro: apresenta um alto índice de vazios inicial.

Então, ao longo do ensaio haverá uma diminuição do índice de vazios e conseqüentemente um aumento nos contatos entre as partículas, portanto, um aumento no atrito e no inter-travamento entre os grãos, resultando em um ganho de resistência.

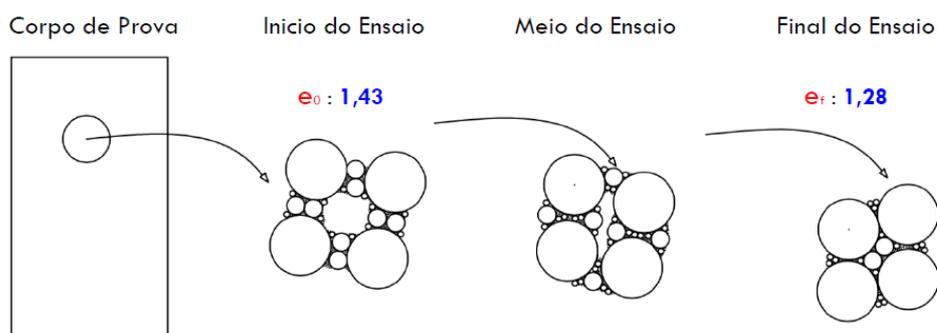


Figura 5.46 – Interpretação do comportamento de enrijecimento.

Devido ao comportamento de enrijecimento do solo, o ponto de ruptura ou resistência máxima não é muito claro. Portanto, o procedimento adotado para determinar a resistência máxima foi traçar a envoltória de ruptura a partir dos parâmetros de resistência (ϕ' e c') obtidos no ensaio de cisalhamento direto (item 5.6.1) no gráfico (τ - σ) e, em seguida, plotar o círculo de Mohr obtido no ensaio triaxial para a tensão confinante de 25 kPa ($\sigma_3 = 25 \text{ kPa}$). No momento em que o círculo de Mohr atinge a envoltória de ruptura é possível determinar tensão axial desviadora na ruptura ($\sigma_a^{m\acute{a}x}$).

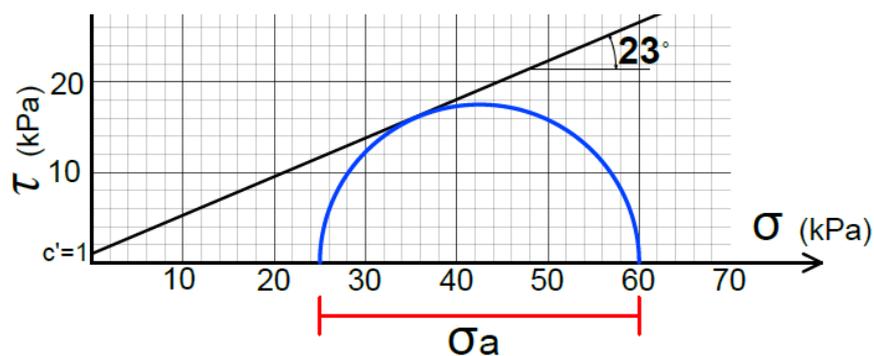


Figura 5.47 – Círculo de Mohr-Coulomb e envoltória de resistência.

Logo, considerando $\sigma_a^{m\acute{a}x} = 35 \text{ kPa}$, é possível determinar o E_{50} para $\sigma_a = 17,5 \text{ kPa}$. Assim os parâmetros de rigidez obtidos foram $E_{50} = 1400 \text{ kPa}$ e $E_{ur} = 18000 \text{ kPa}$.

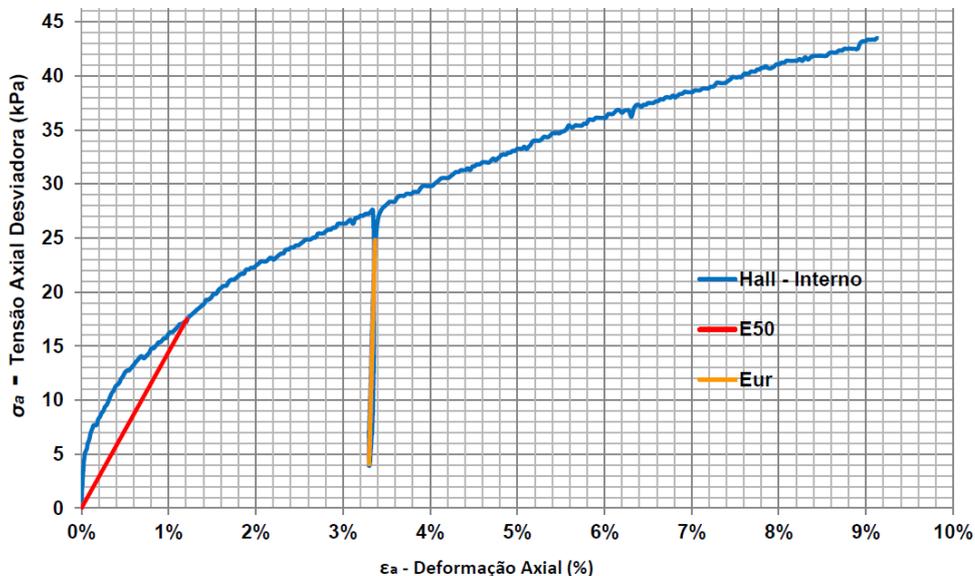


Figura 5.48 – Parâmetros de rigidez obtidos na curva tensão-deformação.

Outra característica marcante observada é a diferença entre as medições de deformações externa (LVDT externo) e interna (Hall interno) (Figura 5.49). Obviamente isso se reflete no parâmetro E_{50} , e, sem dúvida, no resultado final da análise numérica. No solo 1,5m a diferença entre os módulos de elasticidade obtidos internamente e externamente foi de 640 kPa ($E_{50}^{Interno} - E_{50}^{Externo} = 1400 - 760 = 640$).

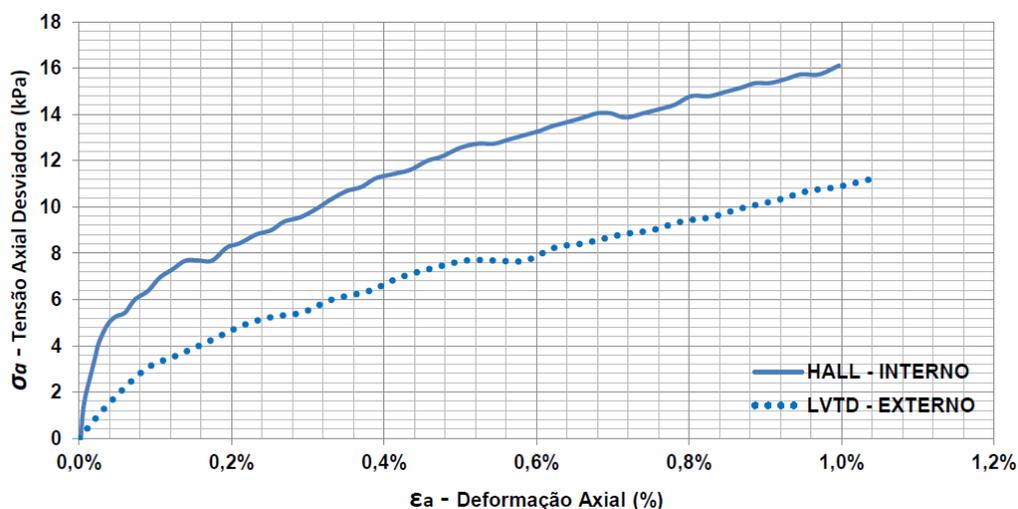


Figura 5.49 – Comparação entre a rigidez obtida com medidores de deformação local e externos.

A Figura 5.50 apresenta um resumo do comportamento tensão deformação nos eixos t' x s' . Analisando a Figura 5.50 é possível observar o comportamento de contração volumétrica do solo.

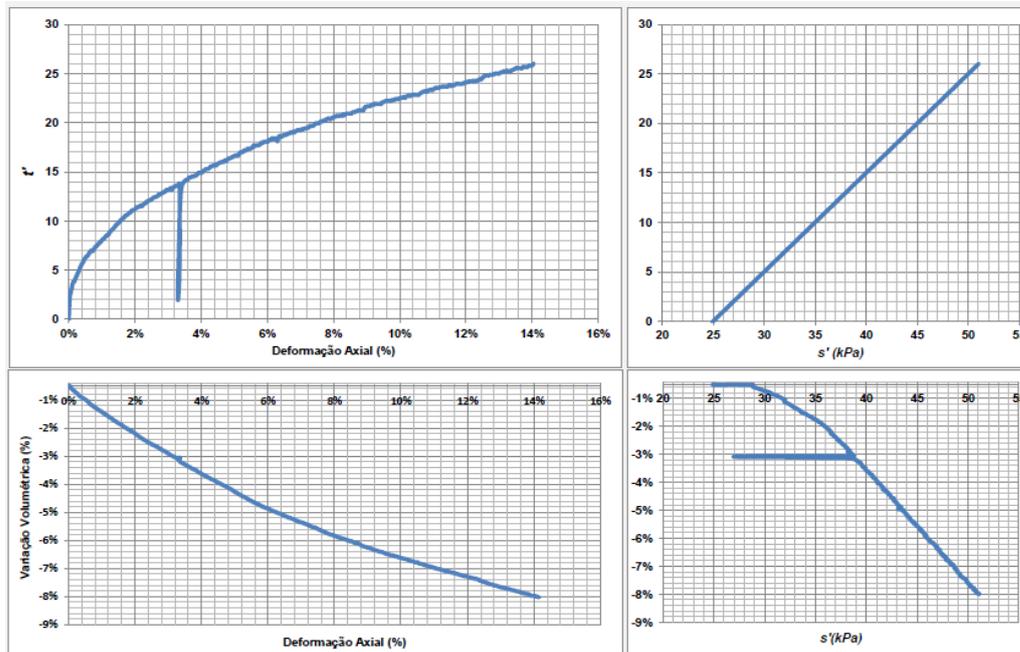


Figura 5.50 – Resumo do comportamento mecânico – Solo 1,5m.

5.5.2 Solo 3,5m

Como o solo 1,5m, o 3,5m também se mostrou sensível a pequenas perturbações. Mesmo com os maiores cuidados, vários corpos de prova foram “destruídos” na etapa de instalação dos medidores de deformação local (Figura 5.51).



Figura 5.51 – Corpos de prova utilizado no ensaio triaxial.

Em consequência disso, aproveitou-se apenas 1 (um) ensaio dos 3 (três) realizados. Assim, o ensaio triaxial serviu apenas para a obtenção dos parâmetros de rigidez (E_{50} , E_{ur} e v_{ur}), os parâmetros de resistência (ϕ' e c') foram obtidos através de ensaios de cisalhamento direto (ver item 5.6.2).

A Tabela 5.8 mostra as características iniciais do corpo de prova utilizado no ensaio.

Tabela 5.8 – Características iniciais do C.P.

Solo	Umidade	Peso Específico Natural	Índice de Vazios	Grau de Saturação
	w	γ_N	e	S_r
	(%)	(kN/m^3)		(%)
3,5m	15,0%	14,3	1,16	35,4%

A Figura 5.52 mostra a curva tensão-deformação para uma tensão confinante de 30 kPa ($\sigma_3 = 30 kPa$). O solo a 3,5m também apresentou um comportamento de enrijecimento (hardening), igualmente ao solo a 1,5m.

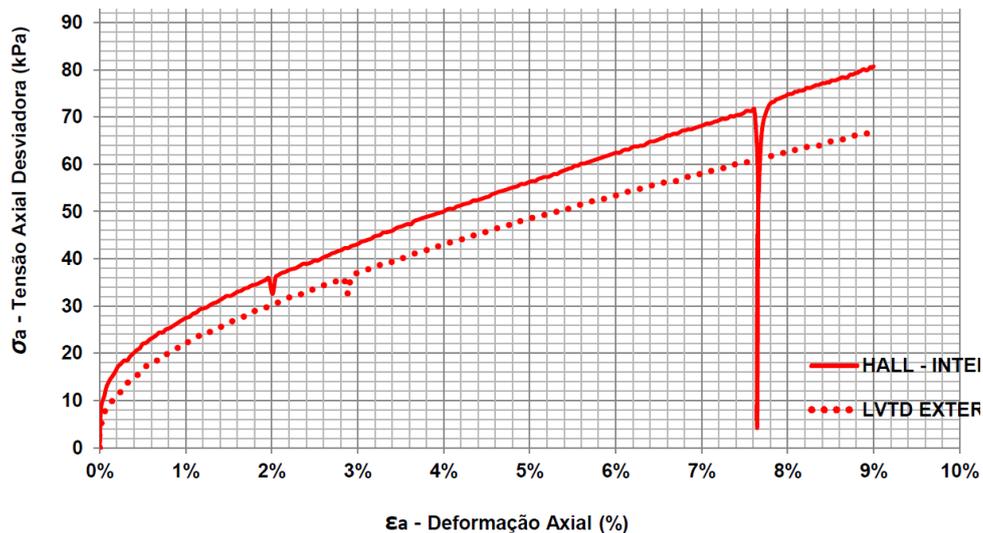


Figura 5.52 – Curva tensão-deformação do ensaio triaxial.

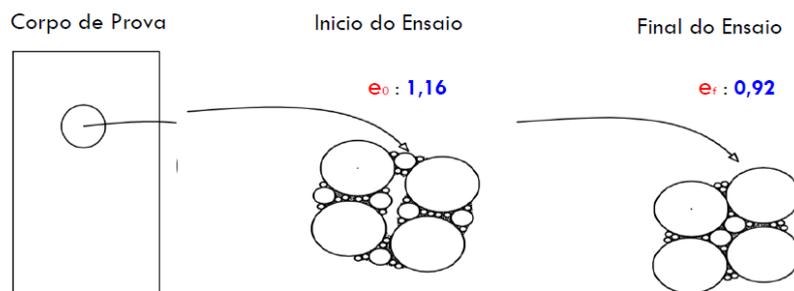


Figura 5.53 – Interpretação do comportamento de enrijecimento.

Devido ao comportamento de enrijecimento do solo (Figura 5.53), o ponto de ruptura ou resistência máxima não é muito claro. Portanto, o procedimento adotado para determinar a resistência máxima foi traçar a envoltória de ruptura a partir dos parâmetros de resistência (ϕ' e c') obtidos no ensaio de cisalhamento direto (item 6.7.2) no gráfico (τ - σ) e, em seguida, plotar o círculo de Mohr ($\sigma_3 = 30 \text{ kPa}$). Assim foi possível determinar tensão axial desviadora na ruptura ($\sigma_a^{m\acute{a}x}$).

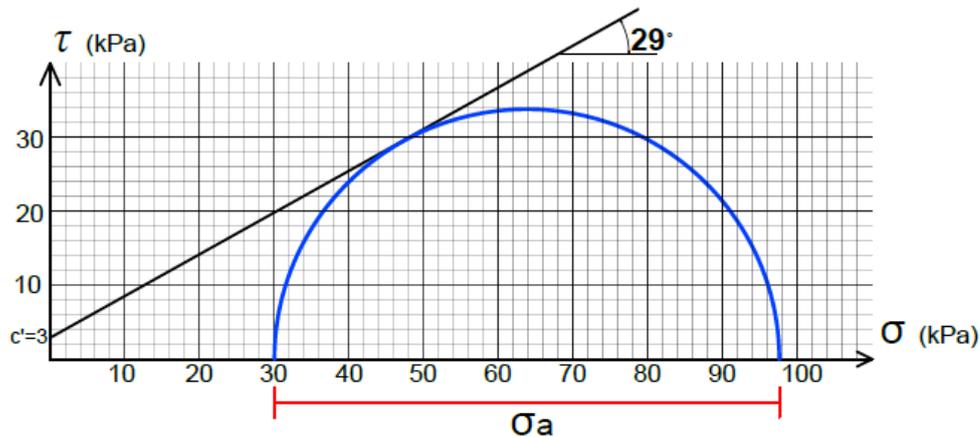


Figura 5.54 – Círculo de Mohr-Coulomb e envoltória de resistência.

Logo, considerando $\sigma_a^{m\acute{a}x} = 67 \text{ kPa}$, é possível determinar o E_{50} para $\sigma_a = 33,5 \text{ kPa}$. Assim os parâmetros de rigidez obtidos foram $E_{50} = 2100 \text{ kPa}$ e $E_{ur} = 40000 \text{ kPa}$.

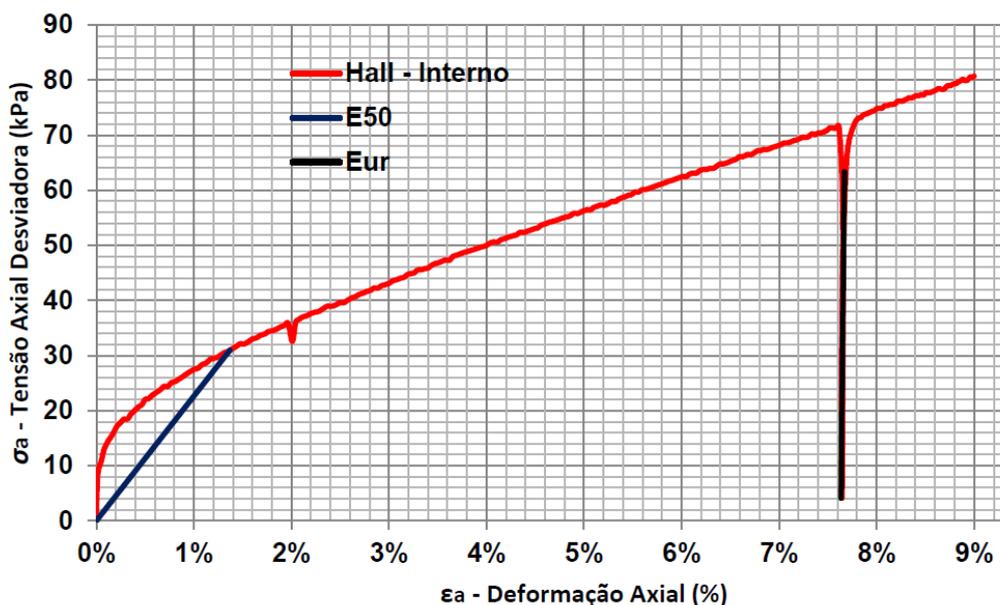


Figura 5.55 – Parâmetros de rigidez obtido na curva tensão-deformação.

A diferença entre as medições de deformação local e externa também é evidente no solo a 3,5m, sendo possível observar que a diferença ocorre principalmente no início do ensaio (devido os efeitos listados no item 4.4.3).

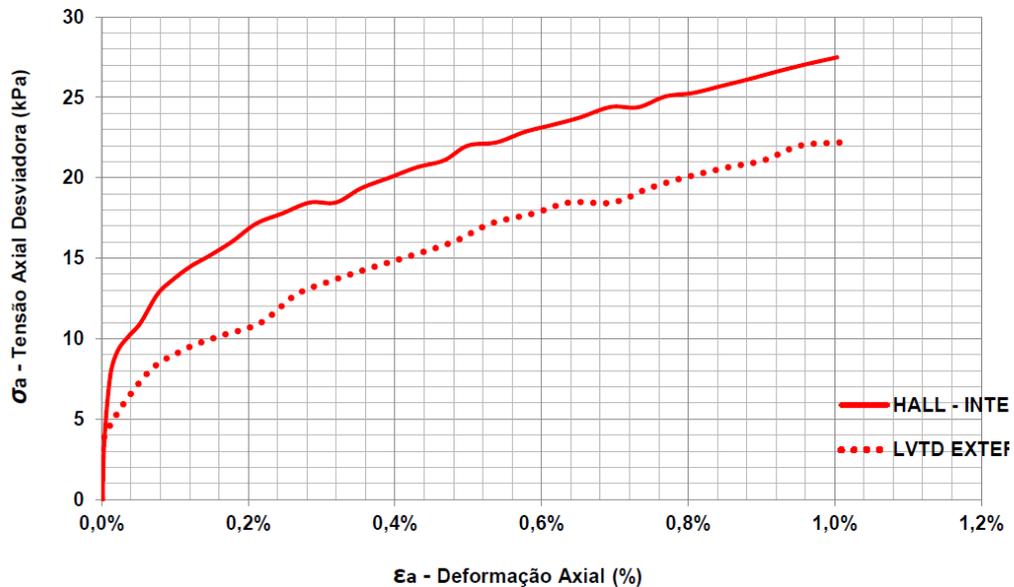


Figura 5.56 – Comparação entre as curvas tensão-deformação obtidas através de medidores de deformação local e externo.

Por fim, a Figura 5.57 apresenta um resumo do comportamento tensão deformação nos eixos $t' \times s'$, é possível observar o comportamento de contração volumétrica do solo.

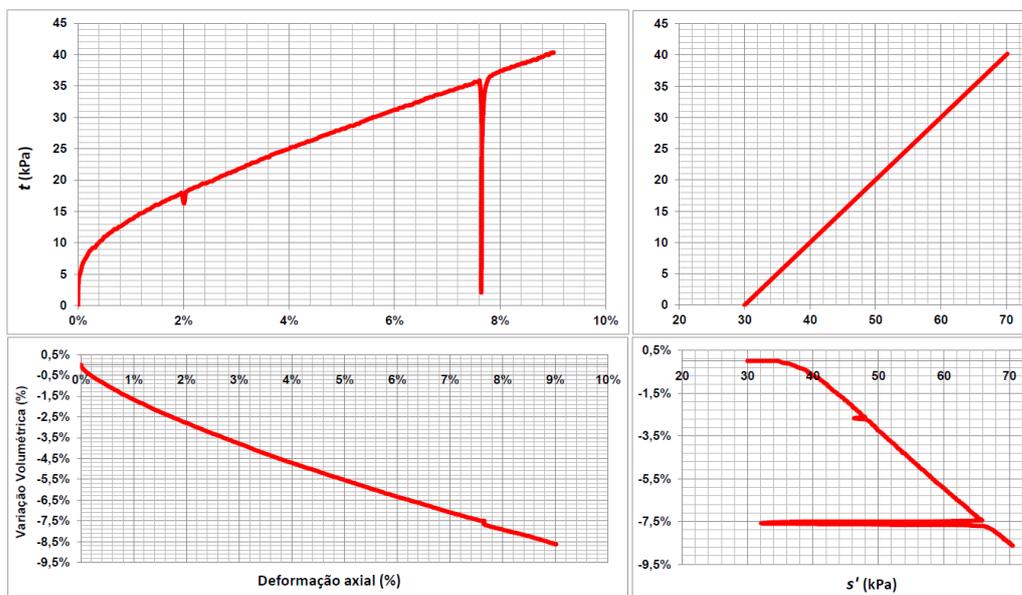


Figura 5.57 – Resumo do comportamento mecânico – Solo 3,5m.

5.5.3 Solo 5,5m

O solo a 5,5m foi o mais profundo obtido para os ensaios do presente trabalho. Trata-se de um solo residual micáceo onde é possível notar algumas feições da rocha mãe. Uma das características marcantes nos solos residuais, e presente no solo em questão, é a variabilidade em pequena escala. Na Figura 5.58 é possível ver as diferentes cores e “texturas”.

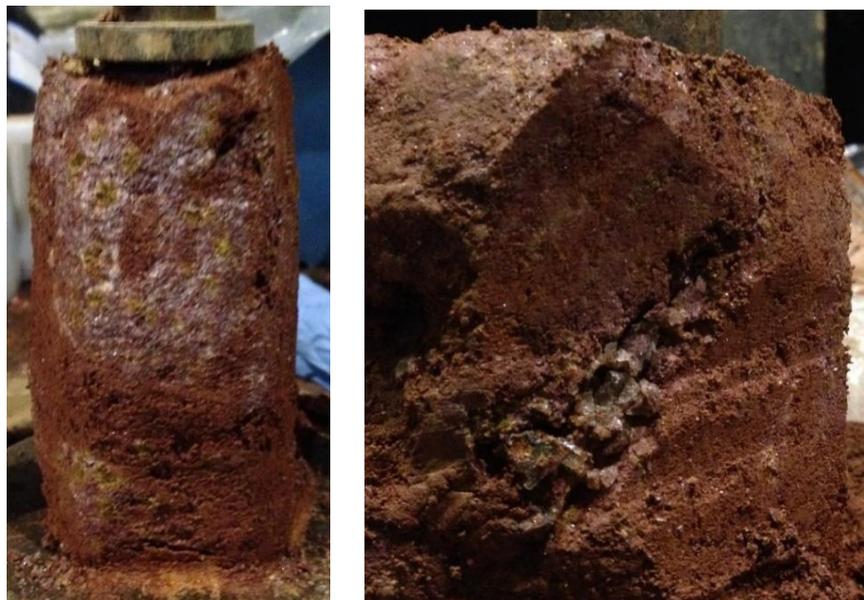


Figura 5.58 – Feições do solo 5,5m.

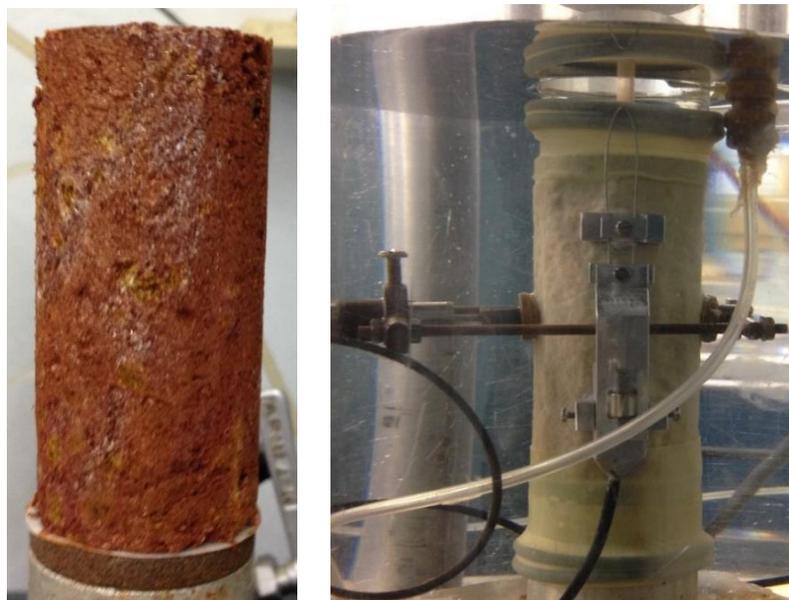


Figura 5.59 – Corpo de prova utilizado no ensaio – Solo 5,5m.

As características iniciais dos corpos de prova ensaiados estão apresentadas na Tabela 5.9 e a Figura 5.60 mostra a curva tensão-deformação para as tensões confinantes de 50, 100 e 150 kPa.

Tabela 5.9 – Características iniciais dos C.P.

Tensão Confinante (kPa)	Umidade	Peso Específico Natural	Índice de Vazios	Grau de Saturação
	w (%)	γ_N (kN/m^3)	e	S_r (%)
50	28,0%	16,4	1,17	65,6%
100	22,4%	16,5	1,06	57,9%
150	22,0%	16,9	1,01	59,7%

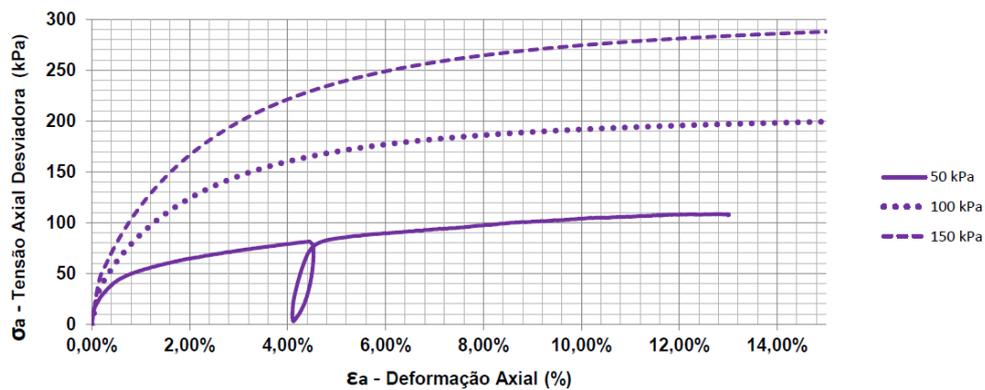


Figura 5.60 – Curvas tensão-deformação do ensaio triaxial.

Ao plotar os resultados dos ensaios triaxial no gráfico τ versus σ foi possível determinar a envoltória de resistência e consequentemente obter os parâmetros de resistência, $\phi' = 30^\circ$ e $c' = 4$ kPa (Figura 5.61).

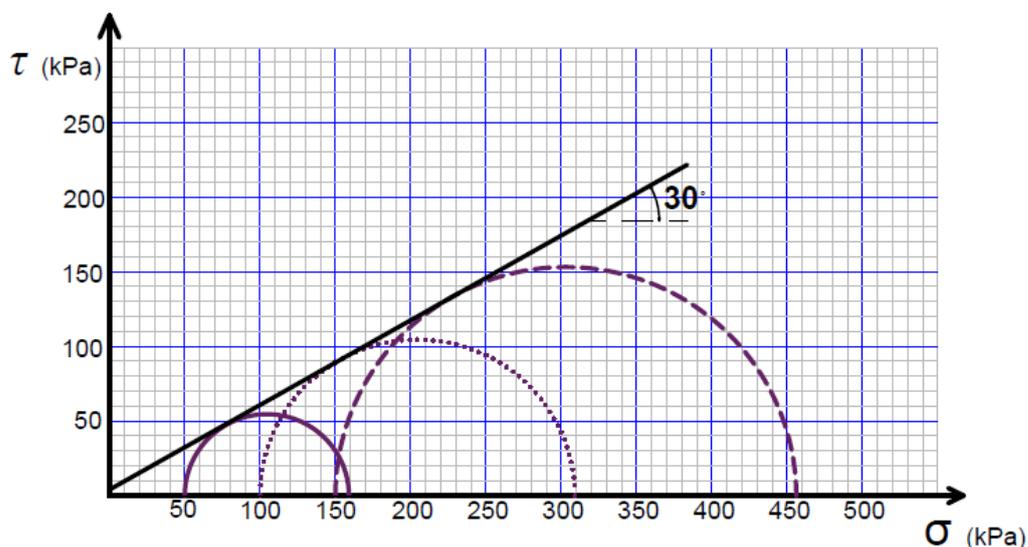


Figura 5.61 – Círculos de Mohr-Coulomb e envoltória de resistência.

Os parâmetros de rigidez foram obtidos a partir do ensaio com tensão confinante de 50 kPa ($\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$). O $E_{50} = 5000$ e $E_{ur} = 19700$.

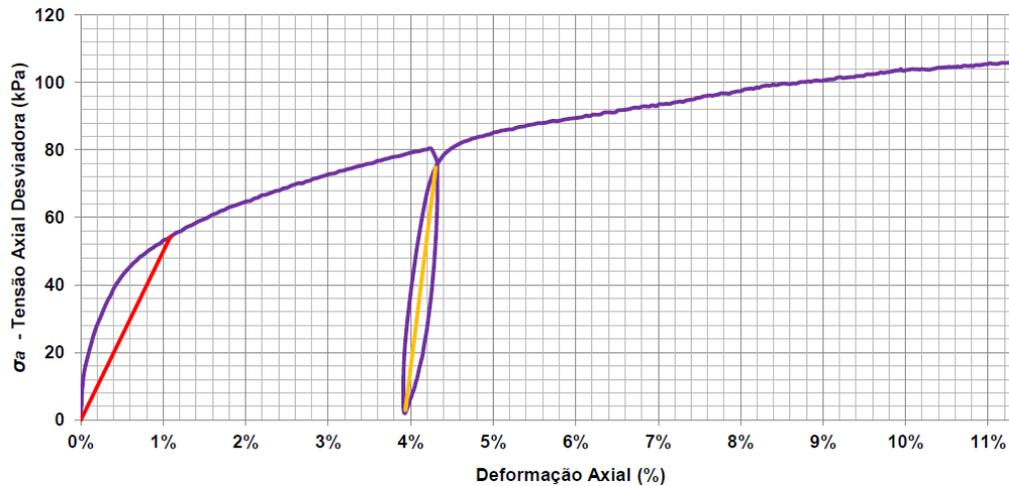


Figura 5.62 – Parâmetros de rigidez obtidos na curva tensão-deformação do ensaio triaxial.

Embora as curvas tensão-deformação obtidas com medidor de deformação interno e externo se sobrepuseram próximo a 2% deformação axial, A diferença entre os módulos de elasticidade é grande, $E_{50}^{Interno} = 5000 \text{ kPa}$ e $E_{50}^{Externo} = 3800 \text{ kPa}$.

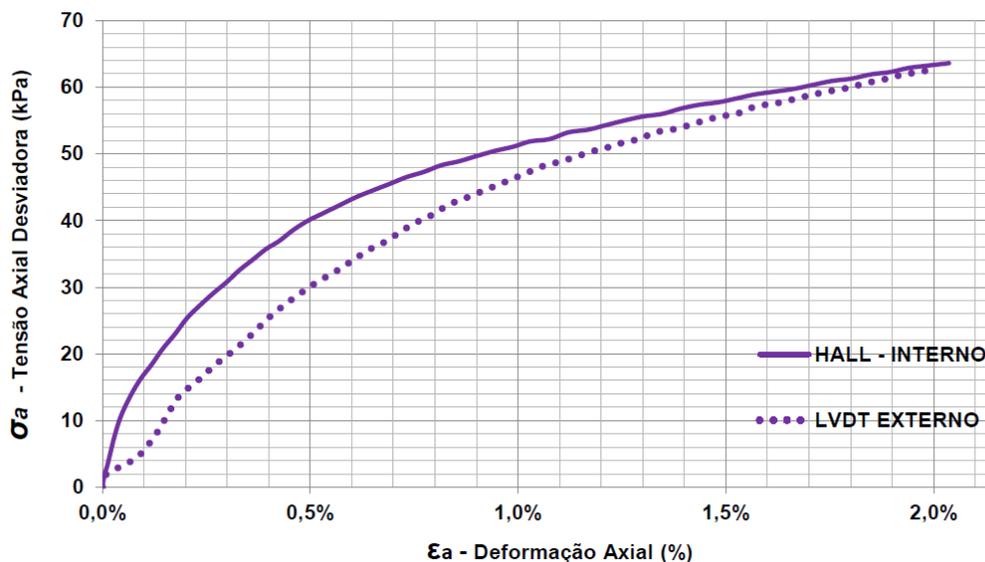


Figura 5.63 – Comparação entre as curvas tensão-deformação obtidas utilizando medidores de deformação local (Hall-Interno) e externo (LVDT – Externo).

Por fim, a Figura 5.64 apresenta um resumo do comportamento tensão-deformação nos eixos $t' \times s'$.

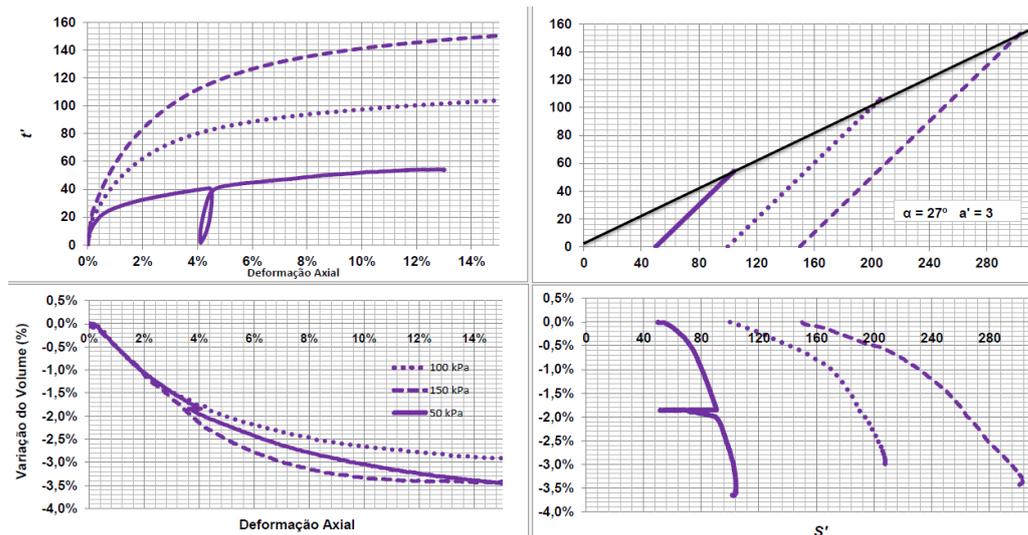


Figura 5.64 – Resumo do comportamento mecânico do solo 5,5m.

5.6 Resultados – Ensaio de Cisalhamento Direto

A princípio os ensaios de cisalhamento direto não estavam previstos para ser realizados, mas devido a problemas ocorridos nos ensaios triaxiais (ver item 5.5.1 e 5.5.2) foi necessário executar ensaios de cisalhamento direto nos solos a 1,5m e a 3,5m de profundidade para determinar os parâmetros de resistência (ϕ' e c').

Foram executados 3 (três) ensaios, com tensões normais iniciais de aproximadamente 20kPa, 40kPa e 80kPa. Essas faixas de tensões foram escolhidas para ser compatível com o nível inicial de tensão vertical das amostras in situ (1,5m: $\sigma_{V_0} = 20 \text{ kPa}$ e 3,5m: $\sigma_{V_0} = 50 \text{ kPa}$).

Certamente a envoltória de ruptura obtida no ensaio de cisalhamento direto não será a mesma da obtida a partir de ensaios triaxiais, já que as condições de contorno e a solitação do solo não são as mesmas. No entanto, em mecânica dos solos (principalmente em solos tropicais residuais) a própria variabilidade do solo pode gerar mais imprecisões do que a diferença entre os parâmetros (ϕ' e c') obtidos em ensaios diferentes.

Os ensaios foram realizados em corpos de prova de seção quadrada de 100x100mm e 24mm de altura, sob uma velocidade de cisalhamento de 0,033mm/min. O esquema do ensaio está mostrado na Figura 4.34.

5.6.1 Solo 1,5m

Foram realizados 3 (três) ensaios de cisalhamento direto. A tensão normal aplicada no início dos ensaios foi de 21,6, 41,0 e 83,9. As características físicas iniciais dos corpos de prova estão apresentadas na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Características iniciais dos C.P – Solo 1,5m.

Tensão Normal do Ensaio (kPa)	Umidade	Peso Específico Natural	Índice de Vazios e	Grau de Saturação
	w (%)	γ_N (kN/m^3)		Sr (%)
21,6	23,9%	13,4	1,48	44,2%
41,0	21,0%	13,4	1,43	40,2%
83,9	21,0%	13,5	1,41	40,8%

A Figura 5.65 mostra a mobilização da tensão cisalhante e o deslocamento vertical em relação ao deslocamento horizontal. Ao analisar os gráficos, é possível identificar o comportamento de contração volumétrica, o mesmo demonstrado no ensaio triaxial (item 5.5.1).

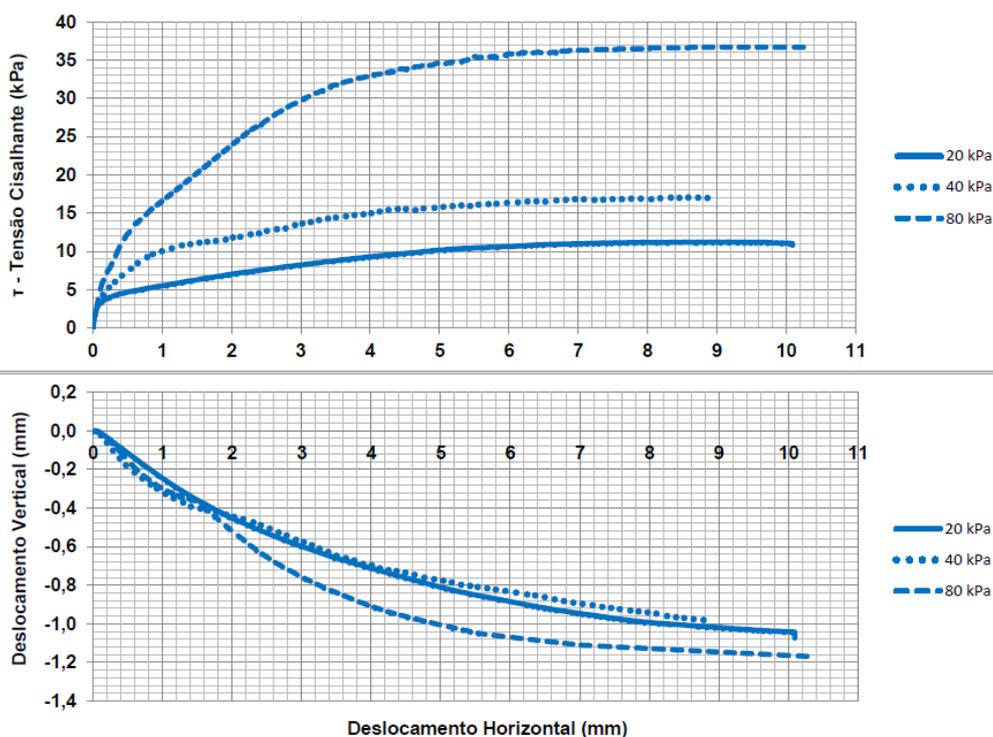


Figura 5.65 – Comportamento tensão-deslocamento obtido no ensaio de cisalhamento direto – Solo 1,5m.

Plotando os resultados no gráfico τ versus σ (Figura 5.66) foi possível determinar os parâmetros de resistência, $\phi' = 23^\circ$ e $c' = 1$ kPa

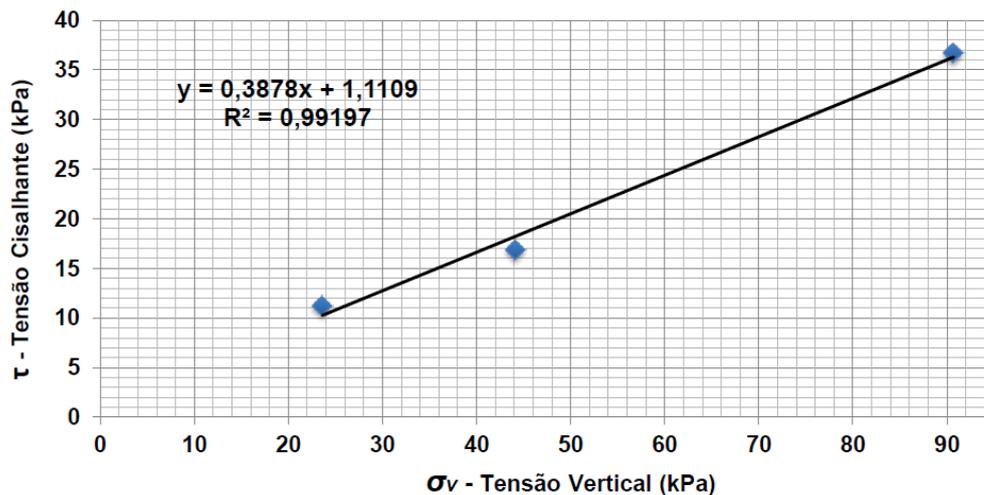


Figura 5.66 – Envoltória de resistência obtida no ensaio de cisalhamento direto – Solo 1,5m.

5.6.2 Solo 3,5m

Foram realizados 3 (três) ensaios de cisalhamento direto. A tensão normal aplicada no início dos ensaios foi de 24,9, 40,6 e 83,1. As características físicas iniciais dos corpos de prova estão apresentadas na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Características iniciais dos C.P – Solo 3,5m.

Tensão Normal do Ensaio (kPa)	Umidade	Peso Específico Natural	Índice de Vazios	Grau de Saturação
	w (%)	γ_N (kN/m^3)	e	S_r (%)
24,9	15,0%	15,0	1,11	37,0%
40,6	13,4%	13,9	1,20	30,6%
83,1	11,9%	12,7	1,28	25,5%

A Figura 5.67 mostra o gráfico da resistência ao cisalhamento em relação ao deslocamento horizontal. Também é possível notar o comportamento de contração volumétrica, o mesmo demonstrado no ensaio triaxial (item 5.5.2).

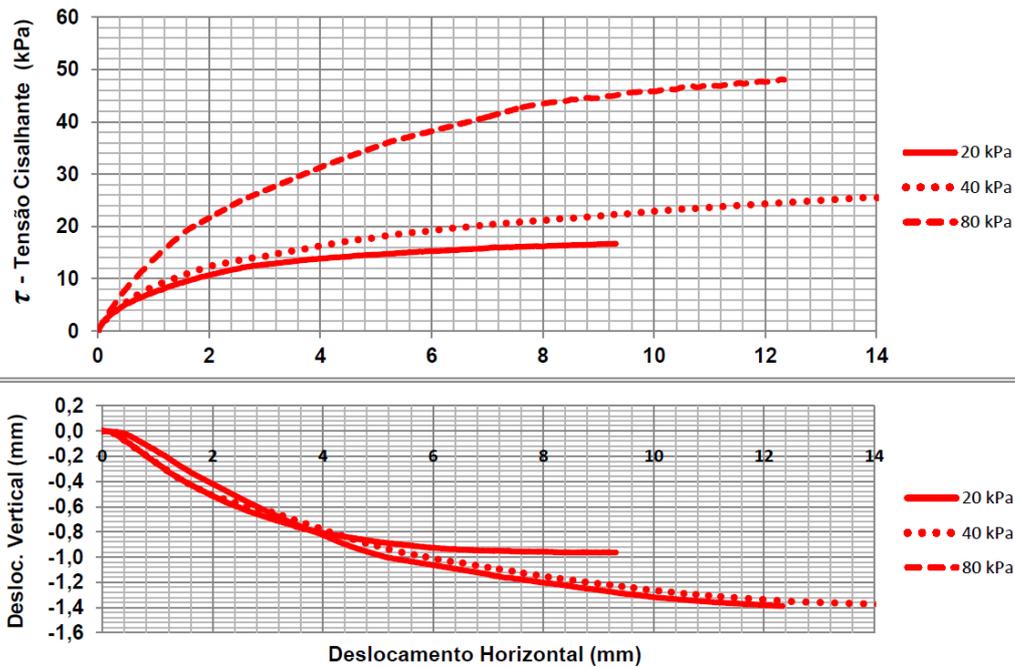


Figura 5.67 – Comportamento tensão-deslocamento obtido no ensaio de cisalhamento direto – Solo 3,5m.

Plotando os resultados no gráfico τ versus σ (Figura 5.68) foi possível determinar os parâmetros de resistência, $\phi' = 29^\circ$ e $c' = 3$ kPa.

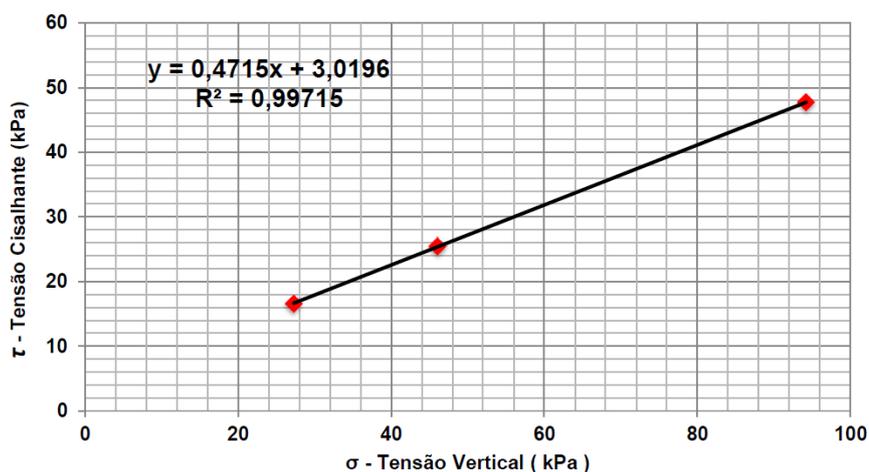


Figura 5.68 – Envoltória de resistência – Solo 3,5m.

5.7 Resultados – Ensaio Geofísicos

Para o presente trabalho, os ensaios geofísicos utilizando bender element foram executados em corpos de prova prismáticos, igual ao mostrado na Figura 5.69. Foi necessário realizar o ensaio dessa forma, porque em corpos de prova

menores, iguais aos corpos de prova de ensaios triaxiais, eram “destruídos” no momento em que os “Bender element” eram inseridos nas amostras.



Figura 5.69 – Exemplo do corpo de prova prismático utilizado no ensaio geofísico.

5.7.1 Solo 1,5m

Para o cálculo do G_0 do solo 1,5m foi utilizado uma onda senoidal com frequência de 4kHz em um corpo de prova com cerca de 107mm de altura e densidade de $1,35 \text{ t/m}^3$. O tempo gasto para a onda cisalhante percorrer a amostra foi de $580\mu\text{s}$, ou seja, a uma velocidade de 185 m/s (Figura 5.70). Logo, o módulo cisalhante máximo é aproximadamente de 46000 kPa (Tabela 5.12).

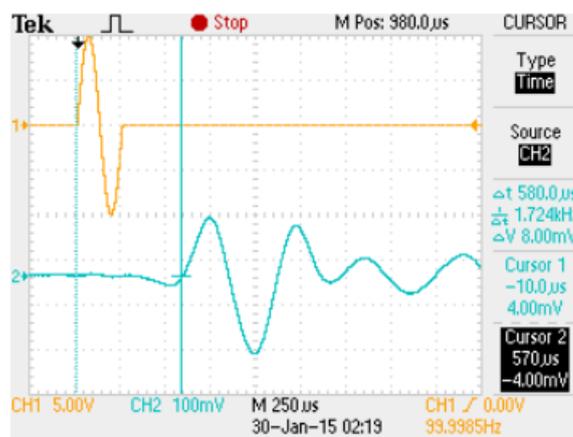


Figura 5.70 – Visor do osciloscópio – Solo 1,5m.

Tabela 5.12 – Dados utilizados no cálculo do G_0 – Solo 1,5m.

Tempo entre as Ondas	Altura do Corpo de Prova	Velocidade da Onda	Densidade	Módulo Cisalhante Inicial
		V_s	ρ	G_0
(μs)	(mm)	(m/s)	(t/m^3)	(kPa)
580	107,3	185,0	1,35	46066

5.7.2 Solo 3,5m

No solo 3,5m foi utilizado uma onda cisalhante senoidal de frequência de 3kHz em corpo de prova com cerca de 89mm de altura e densidade de 1,45 t/m³. O tempo gasto para a onda cisalhante percorrer a amostra foi de 470μs, ou seja, a uma velocidade de 190 m/s (Figura 5.71). Logo, o módulo cisalhante máximo é aproximadamente de 52000 kPa (Tabela 5.13).

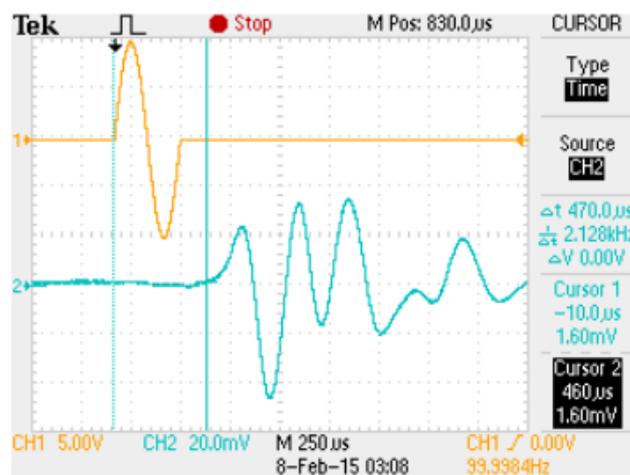


Figura 5.71 - Visor do osciloscópio – Solo 3,5m.

Tabela 5.13 – Dados utilizados no cálculo do G_0 – Solo 3,5m.

Tempo entre as Ondas	Altura do Corpo de Prova	Velocidade da Onda	Densidade	Módulo Cisalhante Inicial
		V_s	ρ	G_0
(μs)	(mm)	(m/s)	(t/m ³)	(kPa)
470	89,3	190,0	1,45	52345

5.7.3 Solo 5,5m

No solo 5,5m foi utilizado uma onda cisalhante senoidal de frequência de 2kHz em corpo de prova com cerca de 136mm de altura e densidade de 1,73 t/m³. O tempo gasto para a onda cisalhante percorrer a amostra foi de 640μs, ou seja, a uma velocidade de 212 m/s (Figura 5.72). Logo, o módulo cisalhante máximo é aproximadamente de 78000 kPa (Tabela 5.14).

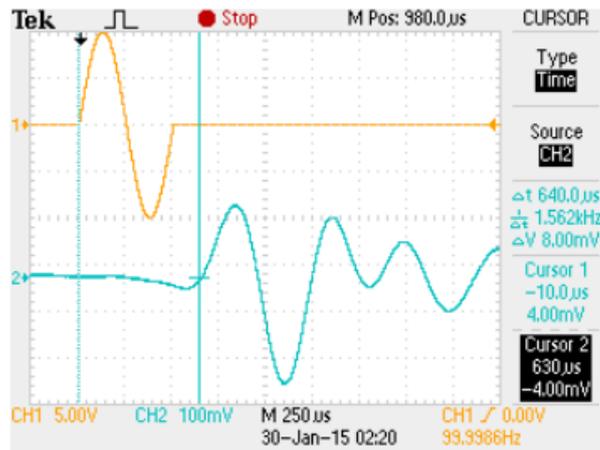


Figura 5.72 - Visor do osciloscópio – Solo 5,5m.

Tabela 5.14 – Dados utilizados no cálculo do G_0 – Solo 5,5m.

Tempo entre as Ondas	Altura do Corpo de Prova	Velocidade da Onda	Densidade	Módulo Cisalhante Inicial
		V_s	ρ	G_0
(μs)	(mm)	(m/s)	(t/m^3)	(kPa)
640	135,9	212,3	1,73	78161

5.8 Resultados – Ensaio de Permeabilidade

Foi realizado o ensaio de permeabilidade no solo a 5,5m de profundidade, pois, devido à escavação, deverá existir uma diferença de carga hidráulica e, conseqüentemente, um fluxo na camada na qual o solo em questão se encontra. Portanto, para calcular a força de percolação no fundo da escavação (Figura 5.73) é necessário entrar com o coeficiente de permeabilidade do solo no software.

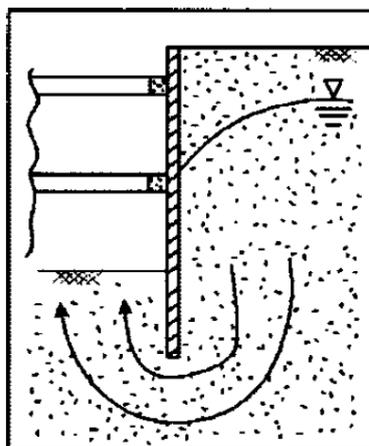


Figura 5.73 – Fluxo de água através da estrutura de contenção.

O ensaio de permeabilidade realizado foi do tipo carga constante em um permeômetro de parede flexível (mesma configuração do ensaio triaxial). A carga hidráulica utilizada foi de 10 kPa, equivalente a 1,02m de coluna d'água. Utilizando a Equação 5.1 e os dados obtidos no ensaio (Tabela 5.15) foi possível estimar o coeficiente de permeabilidade do solo 5,5m, $k = 1,1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$.

$$k = \frac{Q.L}{A.h.t} \quad (5.1)$$

Onde:

- k : coeficiente de permeabilidade (m/s)
- Q : volume de água coletado (m³)
- A : área do corpo de prova (m²)
- h : carga hidráulica (m)
- t : tempo de coleta da água (segundos)

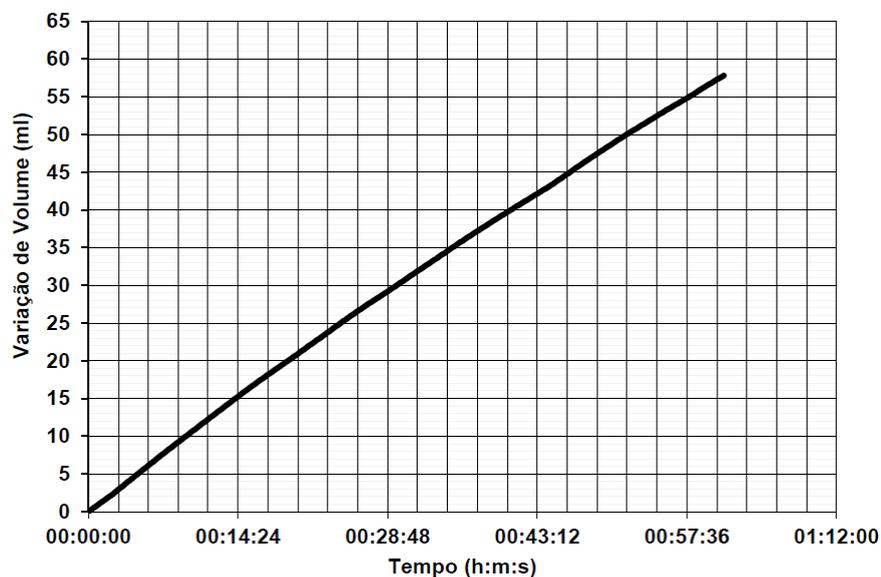


Figura 5.74 – Variação de volume d'água com o tempo — Solo 5,5m.

Tabela 5.15 – Dados utilizados no cálculo do coeficiente de permeabilidade.

Volume		Altura do Corpo de Prova	Diâmetro	Área	Tempo	Coeficiente de Permeabilidade
Q (ml)	Q (m ³)	L (m)	D (m)	A (m ²)	t (s)	k (m/s)
57,81	0,000058	0,077	0,0371	0,00108	3669	1,1E-06

5.9 Dimensionamentos Realizados

Tendo como ponto de partida os dados descritos nos itens anteriores, foram realizados 2 (dois) projetos de contenção para estabilizar o maciço onde será realizado a escavação (Figura 5.1).

O primeiro dimensionamento (Capítulo 6) foi realizado a partir do método clássico (equilíbrio limite). Já no segundo dimensionamento (Capítulo 7), foram utilizadas ferramentas mais sofisticadas, isto é, além da análise numérica 3D os parâmetros geotécnicos foram obtidos a partir de ensaios de laboratório (Figura 5.75).

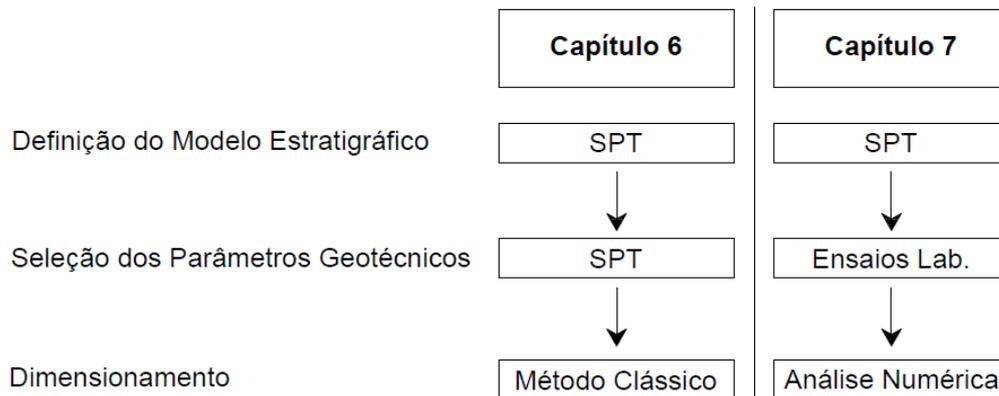


Figura 5.75 – Fluxograma dos dimensionamentos apresentados nos Capítulos 6 e 7.