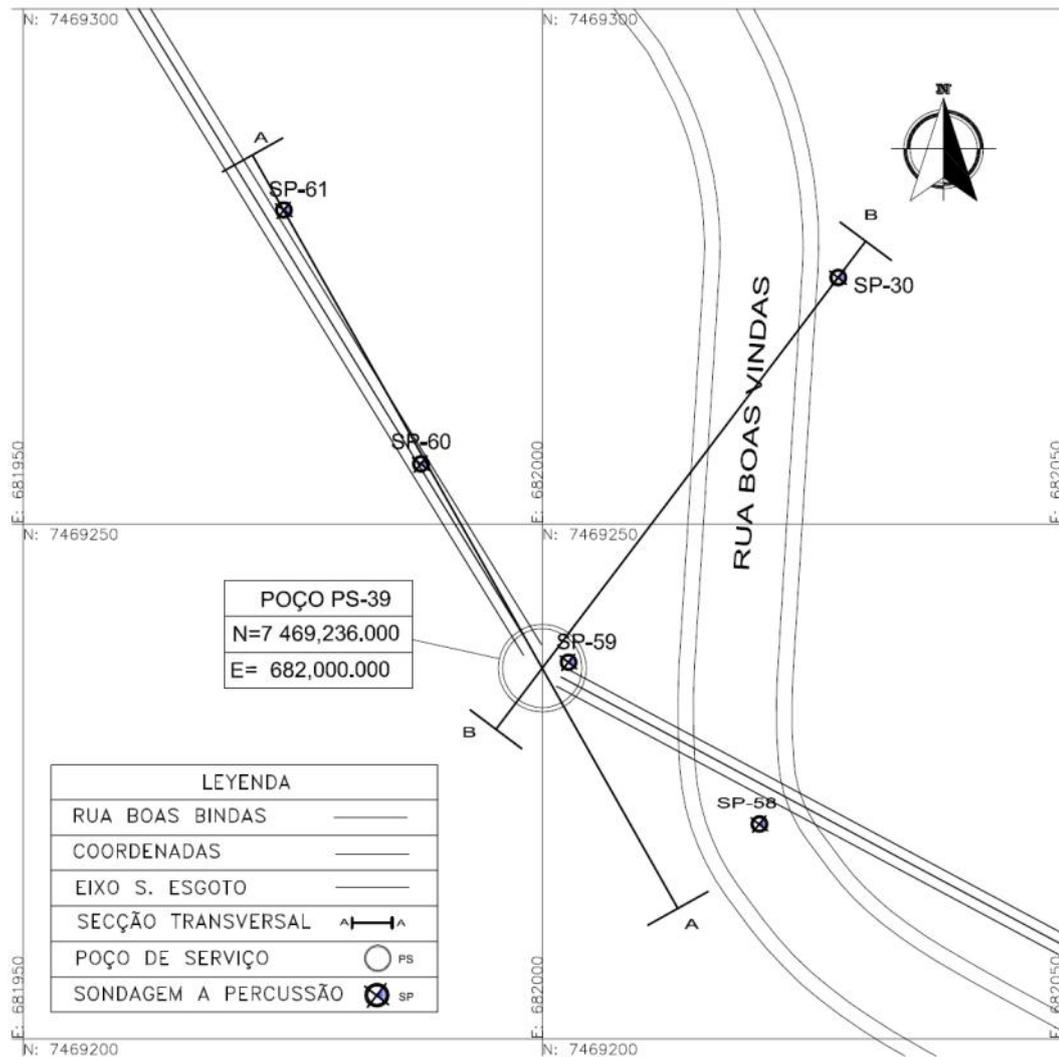


### 3. Aspectos Metodológicos

#### 3.1. Descrição do projeto de escavação

O projeto de escavação do poço de serviço PS-39 do projeto executivo dos coletores para tratamento do esgoto sanitário, pertencente ao Sistema Alegria entre a Elevatória Alegria e a ETE Alegria, está localizado na Rua Boas Vindas, no bairro de Caju, na cidade de Rio de Janeiro. Sua localização corresponde ao ponto PS-39, cujas coordenadas são: N= 7469236000, E= 682000000. A investigação geotécnica da obra consistiu em furos de sondagem de reconhecimento (ABMS: NBR 6484, 2001). No plano em planta da Figura 3.1, se apresenta a localização do poço PS-39 e das 05 sondagens de pesquisa geotécnica cujos dados serão empregados na análise.

Sayão (1980) indica que a baixada fluminense está constituída por sedimentos argilosos fluvio-marinhos, correspondentes à era quaternária e sedimentos argiloso-arenosos do Grupo Barreiras que correspondem à era Terciária. Os sedimentos argilosos moles apresentam coloração cinza escura, devido ao ambiente de redução e à presença de matéria orgânica. Spannenberg (2003) mostra que os componentes inorgânicos constituintes dos depósitos argilosos costeiros provêm do intemperismo das rochas existentes na bacia de contribuição do local de deposição. Os componentes orgânicos devem-se à presença de vegetação e de restos de animais que faziam parte do ecossistema da região. Os grãos minerais, que constituem de forma predominante estes depósitos, estão diretamente relacionados à forma e ao meio de deposição. No Brasil, o mineral argiloso mais frequente é a caulinita, sendo também possível a presença de ilita, haloisita, montmorilonita e clorita. As argilas moles brasileiras apresentam geralmente processos semelhantes de deposição em regiões costeiras. As argilas moles brasileiras não apresentam grandes disparidades na composição mineralógica e apresentam teores de matéria orgânica semelhantes (inferiores a 5%), os valores dos limites de consistência e compressibilidade não são significativamente diferentes.

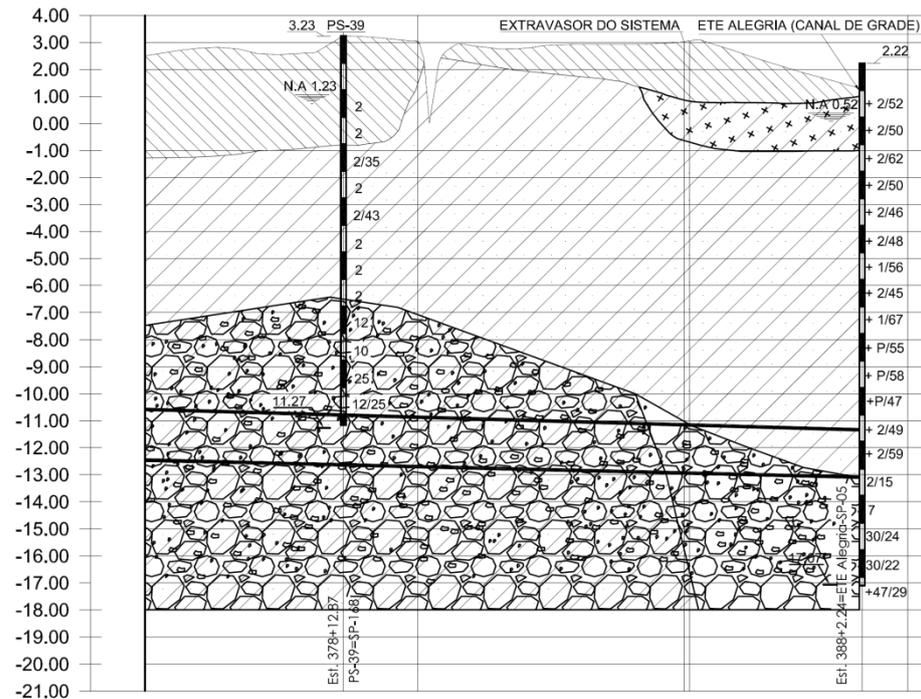


**Figura 3.1** - Plano em planta de localização do poço 39 pertencente ao Sistema de Coletores Troncos do Sistema Alegria.

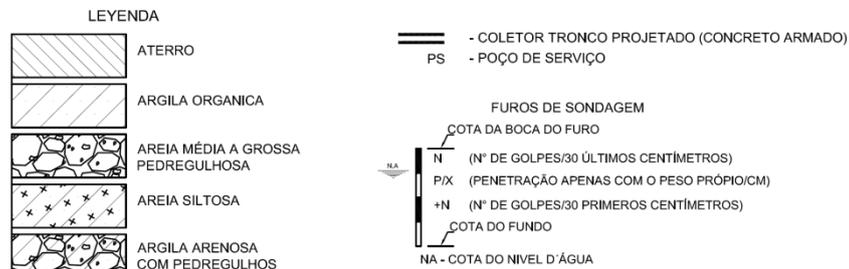
Massad (2005) indica que para a Região Centro-Sul do Brasil, utiliza a subdivisão dos perfis de intemperismo em três horizontes, proposta por Vargas (1977). Estes são os solos residuais maduros (constituem os solos lateríticos); os solos saprolíticos (solos residuais jovens) e os blocos de material alterado. Vargas (1977) caracteriza o primeiro horizonte como evolução pedogênica, isto é, que esteve submetido a uma complexa série de processos físicos químicos e biológicos que governaram a formação dos solos superficiais, incluído neste horizonte solos coluvionares e sedimentares que sofreram este último tipo de evolução. Os processos pedológicos compreendem a lixiviação de sílica e bases, e mesmo de argilo-minerais das partes mais altas para as mais profundas, deixando na superfície um material rico em óxidos hidratados de ferro e alumínio

(constituindo solos enferrujados). A composição mineralógica e a estrutura dos solos lateríticos influem em muito em suas características e propriedades geotécnicas. A ação combinada da lixiviação e da cimentação das partículas é responsável pela formação de agregados e pela estrutura porosa; portanto o índice de vazios é a característica mais importante destes solos, porque influi nas propriedades de compressibilidade e resistência. Outra característica desses solos é a heterogeneidade, tanto horizontal como vertical, apesar de apresentarem aspecto visual bastante homogêneo e uniforme (Nogami, 1990). Os solos saprolíticos nunca são homogêneos (Vargas, 1974), devido à complexidade dos processos físico-químicos de decomposição; ao tipo e textura da rocha; à estrutura do maciço rochoso (dobramentos, falhas, intrusões, etc); às variações na umidade e no grau de saturação; à anisotropia advinda de laminações, xistosidades ou orientação dos minerais na rocha-mãe, entre outros fatores. Além da macroestrutura herdada da rocha-mãe, estes solos apresentam, por vezes, microestrutura constituída por arcabouços de mica e quartzo, resistentes à decomposição, preenchidos por feldspatos. Ainda segundo Sowers (1963), outra característica destes solos é que podem ser micáceos, com porcentagem de mica variando de 5 a 25%, de tipos e tamanhos variados. As partículas micáceas orientadas podem representar também planos de maior fraqueza, responsáveis por escorregamentos. Os blocos de material alterado correspondem ao horizonte de rocha alterada em que a ação do intemperismo progrediu ao longo das fraturas ou zonas de menor resistência, deixando intactos grandes blocos da rocha original, envolvidos por solo.

A Figura 3.2 apresenta o perfil geológico da zona de estudo, correspondente à secção transversal que atravessa o poço de estudo PS-39. Esta formação geológica está constituída por camadas horizontais. Na superfície do terreno, apresenta-se uma camada de aterro, seguida de uma camada de argila mole orgânica de grande espessura, correspondente à era quaternária (pleistoceno) recente; também se apresentam sedimentos de areia siltosa do Grupo Barreiras, correspondentes à era Terciária. Na base do perfil, apresentam-se camadas de areia media a grossa pedregulhosa, e argila arenosa com pedregulhos.



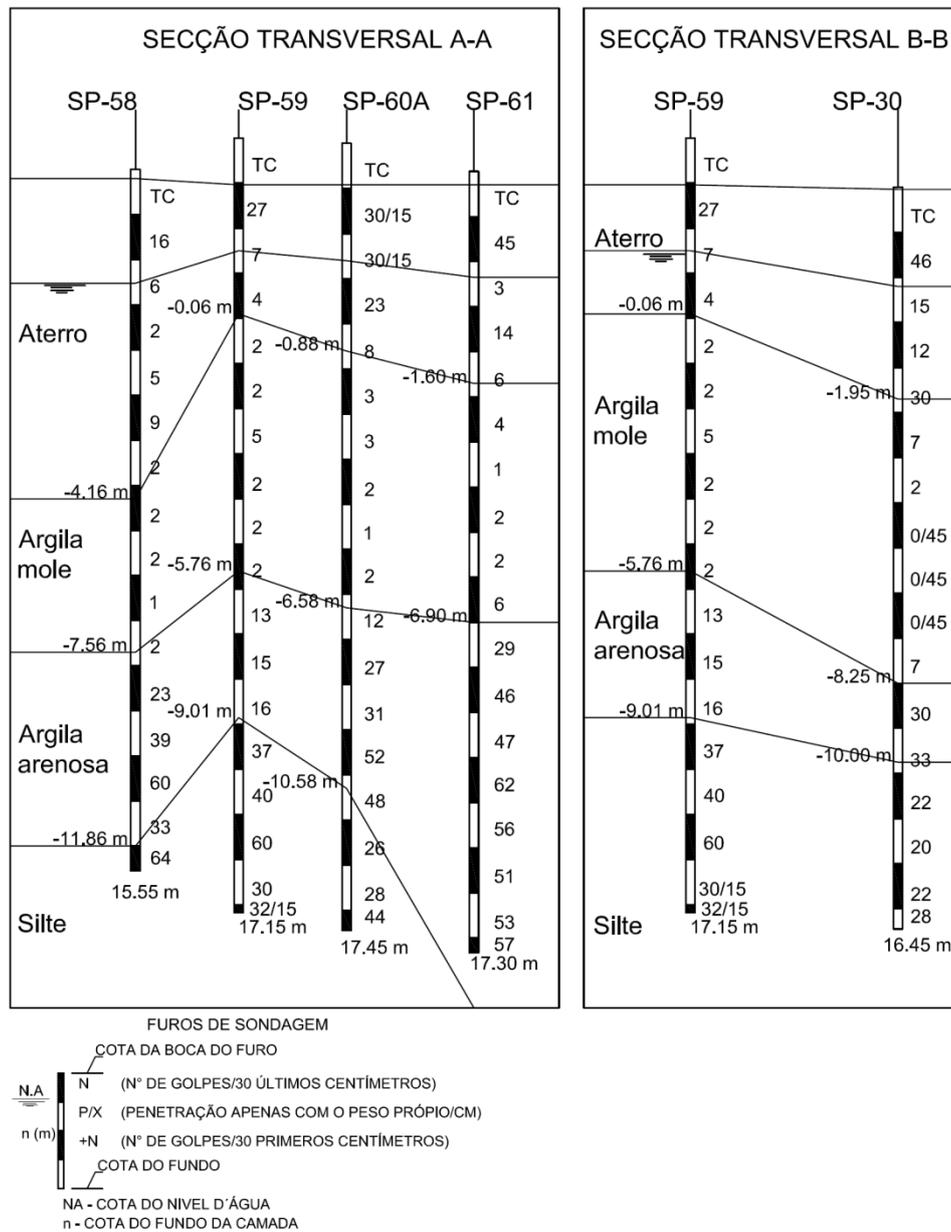
ESTACA	375	376	377	378	379	380	381	382	383	384	385	386	387	388	389
COMPRIMENTO (m) / TRECHO		74.54							180.00		2929	2718	2126		
COTA DO TERRENO (m)	2.512	2.772		2.503	3.121	3.185	2.883	2.743	2.836	2.882	2.928	2.718	2.126	1.290	
COTA GERATRIZ INFERIOR (m)				-12.79	-12.79									-13.33	
PROFUNDIDADE PS (m)					16.02									15.53	
DECLIVIDADE MÉDIA (m/m)		0.0028							0.0028						
DIAMETRO (mm)		2000							2000						
TIPO DE PAVIMENTAÇÃO									TERRA						
LOCAL									ACESSO A E.T.E. ALEGRIA						



**Figura 3.2** - Perfil geológico que atravessa o coletor tronco do sistema alegria, no setor do Poço 39.

A informação geotécnica disponível para a análise está constituída por 05 sondagens de reconhecimento SPT identificados como SP-30, SP-58, SP-59, SP-60A e SP-61 os quais constituem dois perfis geotécnicos que se apresentam na Figura 3.3. A seção transversal AA esta constituída pelas sondagens SP-58, SP-59, SP-60a e SP-61, e a seção transversal BB está constituída pelas sondagens SP-59 e SP-30. A partir dos registros dos resultados dos ensaios SPT, se determinaram as propriedades índice, físicas e mecânicas do solo mediante determinadas correlações; os resultados se apresentam em anexo. As espessuras

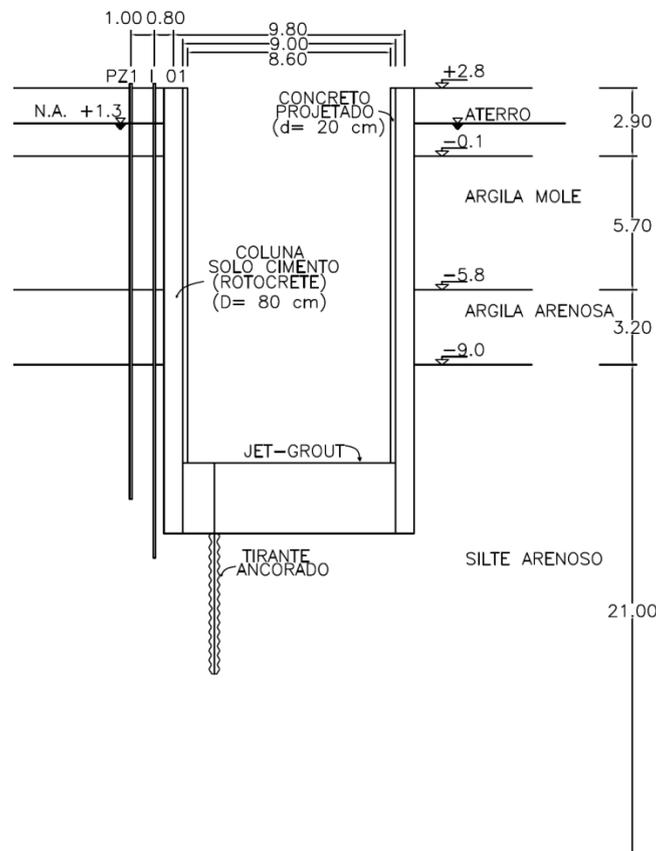
das camadas foram estabelecidas em função das cotas determinadas a partir dos registros dos resultados dos ensaios SPT.



**Figura 3.3** - Perfil geotécnico das seções transversais geotécnicas, a Secção AA está constituída pelas sondagens SP-58, SP-59, SP-60A, SP-61. A Secção BB está constituída pelas sondagens SP-59 e SP-30.

A escavação tem uma profundidade de 16 m e um diâmetro interno de 8,60 m. De acordo com o perfil geotécnico do terreno para a análise da escavação, determinado em função da perfuração SP-59. O terreno apresenta de cima para baixo uma camada de aterro desde a cota +2,8 até uma cota de -0,1 m com uma espessura de media de 2,9 m, com índice SPT variável na faixa de 46 e 2 golpes/30 cm. Abaixo do aterro existe uma camada de argila muito mole desde a

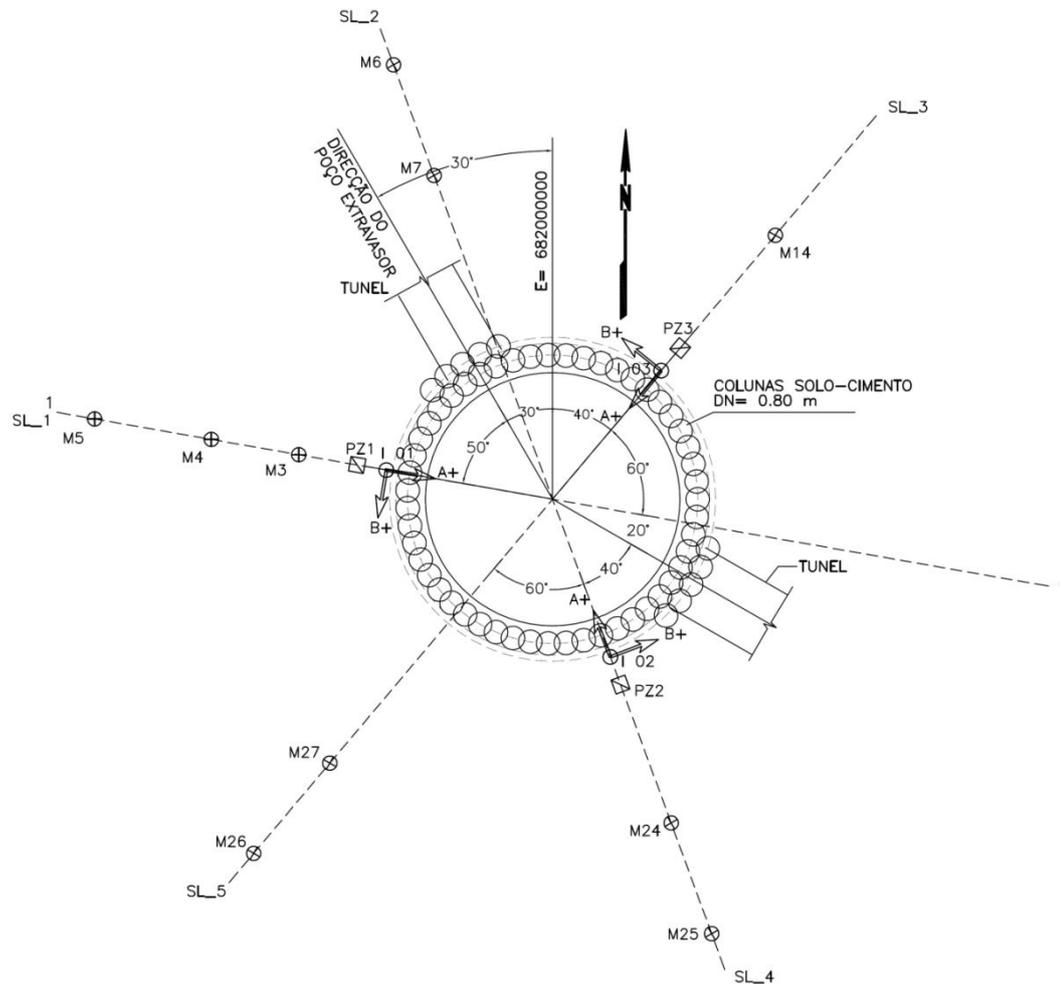
cota -0,1 até uma cota de -5,8 m, com uma espessura média de 5,70 m, apresentando valores do índice SPT na faixa de 0 e 8 golpes/30 cm. Embaixo da camada de argila muito mole, está localizada uma camada de argila arenosa desde a cota -5,8 m até uma cota de -9,0 m com uma espessura média de 3,20 m, apresentando valores do índice SPT na faixa de 2 e 62 golpes/30 cm. A última camada está constituída por um silte arenoso compacto (solo residual) desde uma cota de -9,0 m até uma cota de -30,0 m com uma espessura média de 21,0 m, apresentando valores do SPT na faixa de 16 e 64 golpes/30 cm. Na Figura 3.4, se apresenta o diagrama da escavação de estudo, denominado “PS-39”, onde podem ser observados os elementos estruturais e a distribuição geométrica empregada no modelamento.



**Figura 3.4** - Perfil geotécnico do solo para escavação do Poço PS-39.

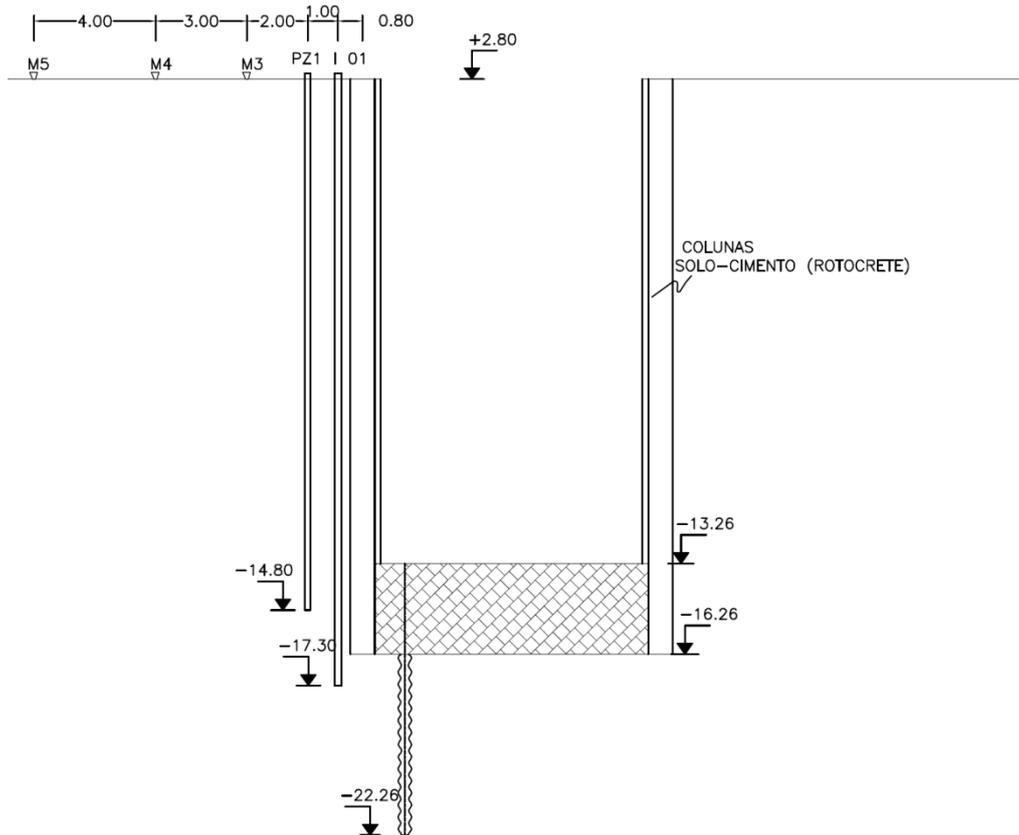
Próximo ao poço PS-39, encontram-se instalados 03 inclinômetros de controle denominados como I 01, I 02 e I 03, aprofundados até 4 m abaixo do fundo do poço. Também se instalaram 03 piezômetros de tubo aberto, denominados como PZ1, PZ2 e PZ3, com bulbo no nível do fundo do poço. Para o controle dos recalques, dispõem-se de 10 marcos superficiais denominados M3,

M4, M5, M14, M26, M27, M6, M7, M24 e M25. A distribuição em planta da instrumentação pode ser observada no diagrama da Figura 3.5, enquanto que na Figura 3.6, apresenta-se a seção transversal 1-1, onde se expõe a localização dos inclinômetros, piezômetros e marcos superficiais.



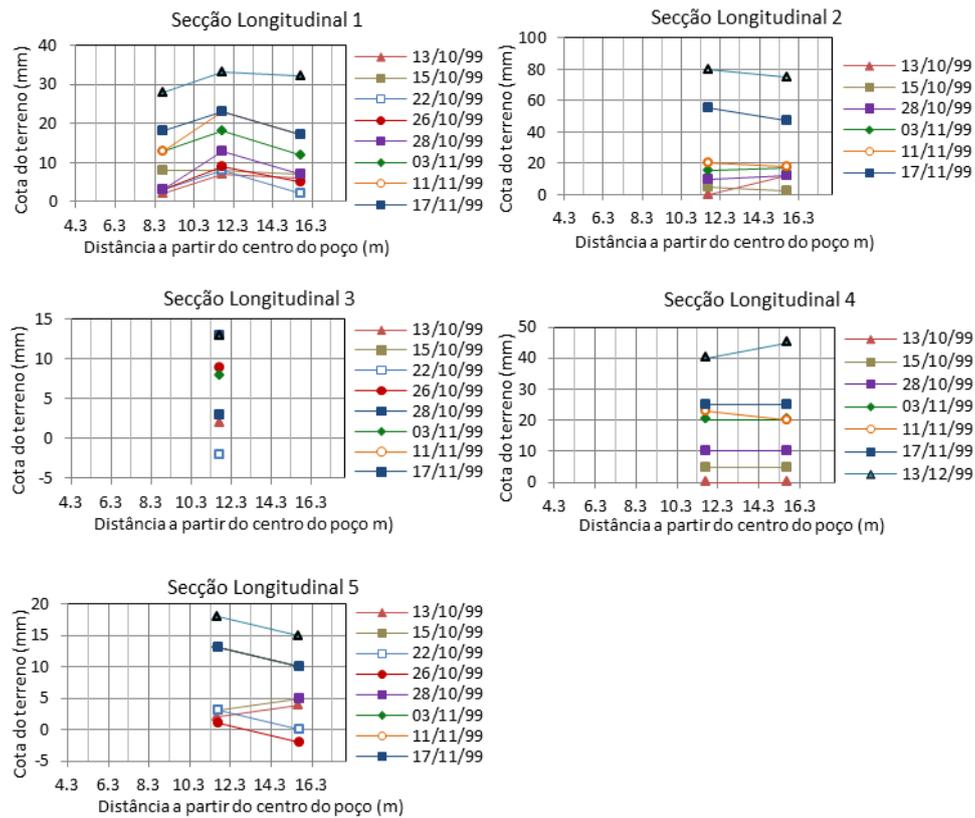
**Figura 3.5** - Diagrama do poço PS-39 em planta, onde se mostra a localização dos inclinômetros de controle, dos piezômetros e dos marcos superficiais de recalque.

Para a validação dos resultados do modelamento, consideraram-se como registros instrumentais de comparação, os correspondentes aos determinados com o inclinômetro I 01 e com o piezômetro PZ3, porque estes apresentam valores mais representativos e críticos.



**Figura 3.6** - Diagrama da seção transversal 1-1, onde se mostra a localização do inclinômetro de controle I 01, e do piezômetro de controle PZ3.

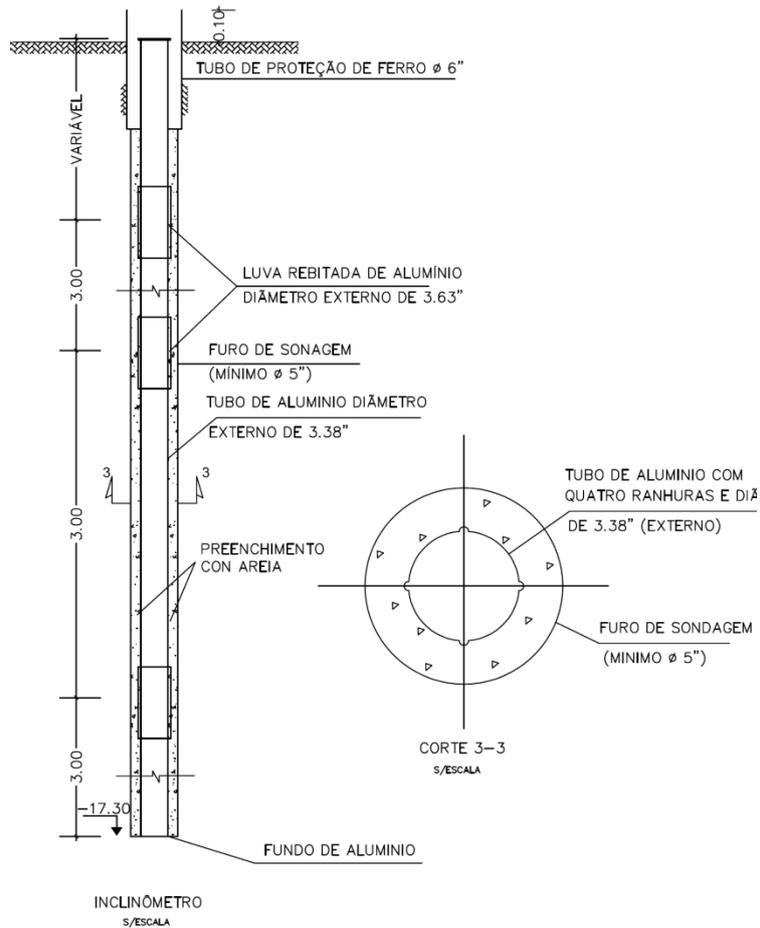
Na Figura 3.7, apresenta-se o registro dos deslocamentos verticais medidos nos marcos superficiais, nas respectivas seções transversais indicadas no plano na planta da Figura 3.5. Estes registros não foram considerados na análise, devido ao motivo que nas medições se registraram empolamento do terreno durante as etapas de escavação, e a quantidade dos marcos superficial não permitiu determinar um perfil do terreno que permita uma comparação adequada com os resultados do modelamento.



**Figura 3.7** - Registro dos deslocamentos verticais nos marcos superficiais.

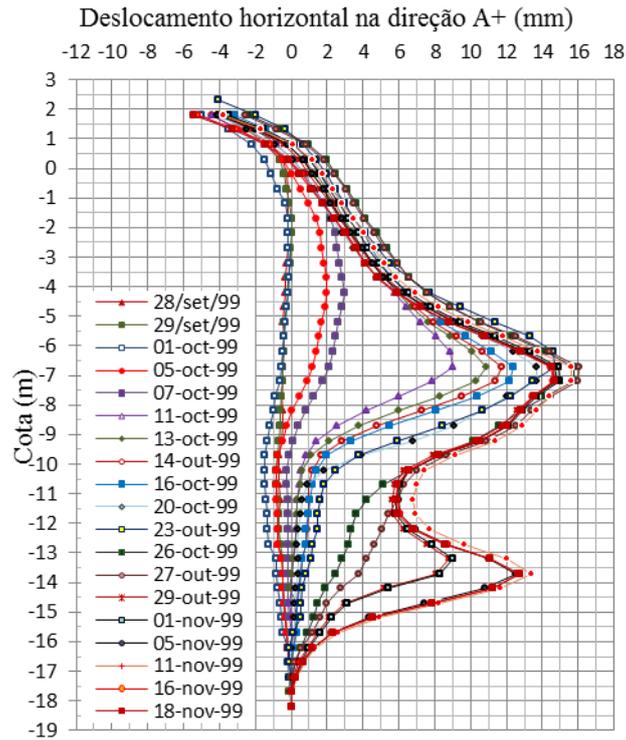
Todos os dados instrumentais de medição de campo, considerados para a validação das análises, foram determinados durante o processo de escavação. Além disso, conta-se com resultados de ensaios de laboratório, referido ao teor de umidade e distribuição granulométrica do solo, das amostras SPT, para determinação das propriedades físicas do solo. Estas medições de campo se constituíram em ferramentas importantes para monitorar a estabilidade e o comportamento estrutural do poço, durante o processo de escavação.

O diagrama de instalação do inclinômetro de controle pode ser visto na Figura 3.8. O inclinômetro está constituído na parte superior por um tubo de proteção de ferro com diâmetro  $\phi = 6''$ . O furo de sondagem tem um diâmetro mínimo de  $\phi = 5''$ , com um preenchimento de areia entre o solo e o tubo de alumínio, enquanto que o tubo de alumínio tem um diâmetro externo de  $\phi = 3,38''$ , que atinge no fundo a cota de  $-17,30$  m.

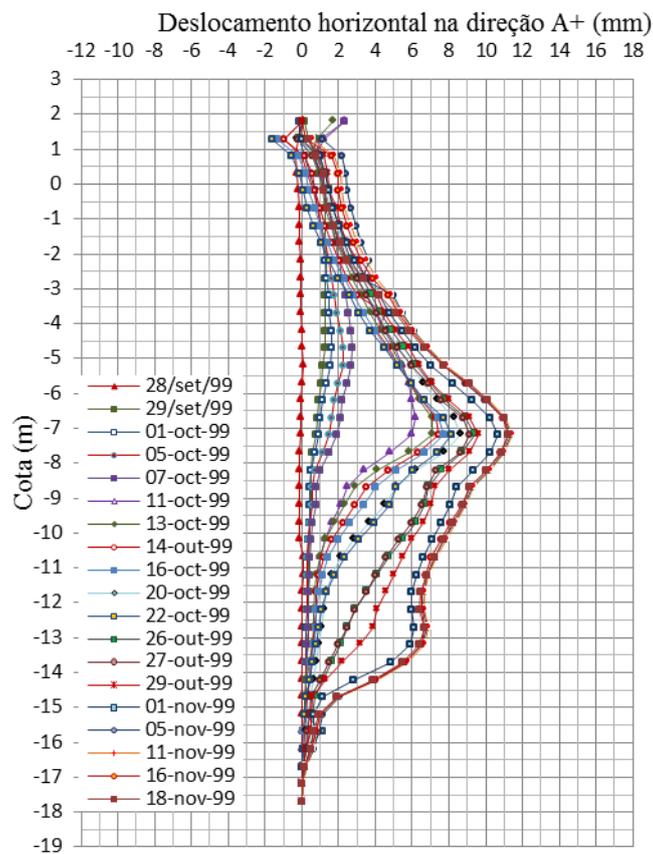


**Figura 3.8** - Diagrama do inclinômetro empregado para medir os deslocamentos horizontais (Fonte: Projeto).

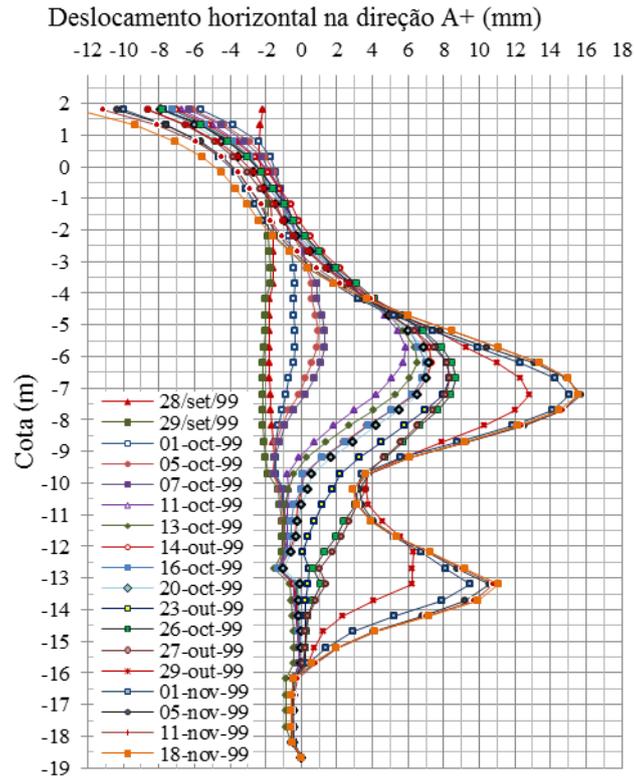
Na Figura 3.9, Figura 3.10 e Figura 3.11, apresentam-se os registros da evolução dos deslocamentos horizontais na direção A+, com o tempo; correspondentes aos inclinômetros I 01, I 02 e I 03, determinados durante e após o processo de escavação.



**Figura 3.9** - Registro de deslocamentos horizontais no Inclínômetro I 01

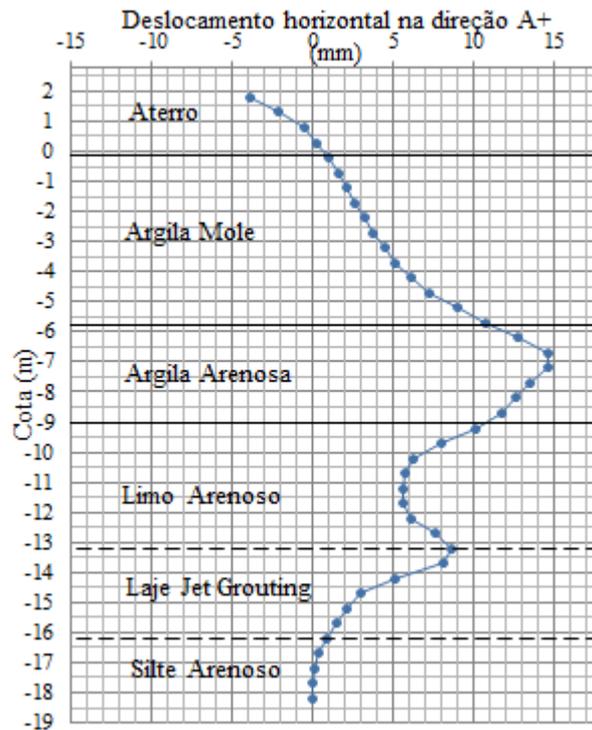


**Figura 3.10** - Registro de deslocamentos horizontais no Inclínômetro I 02



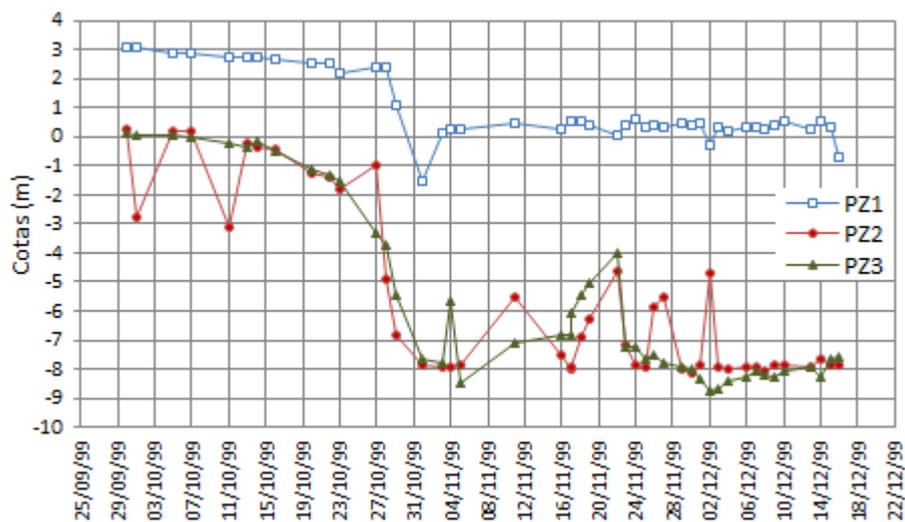
**Figura 3.11** - Registro de deslocamentos horizontais no Inclínômetro I 03

Para a validação dos resultados do modelamento, consideram-se como registros de comparação as medições dos deslocamentos horizontais correspondentes ao inclinômetro denominado I 01, cujos valores são apresentados na Figura 3.12. Estes registros correspondem ao final do processo de escavação, correspondente ao registro da data 29 de outubro de 1999.



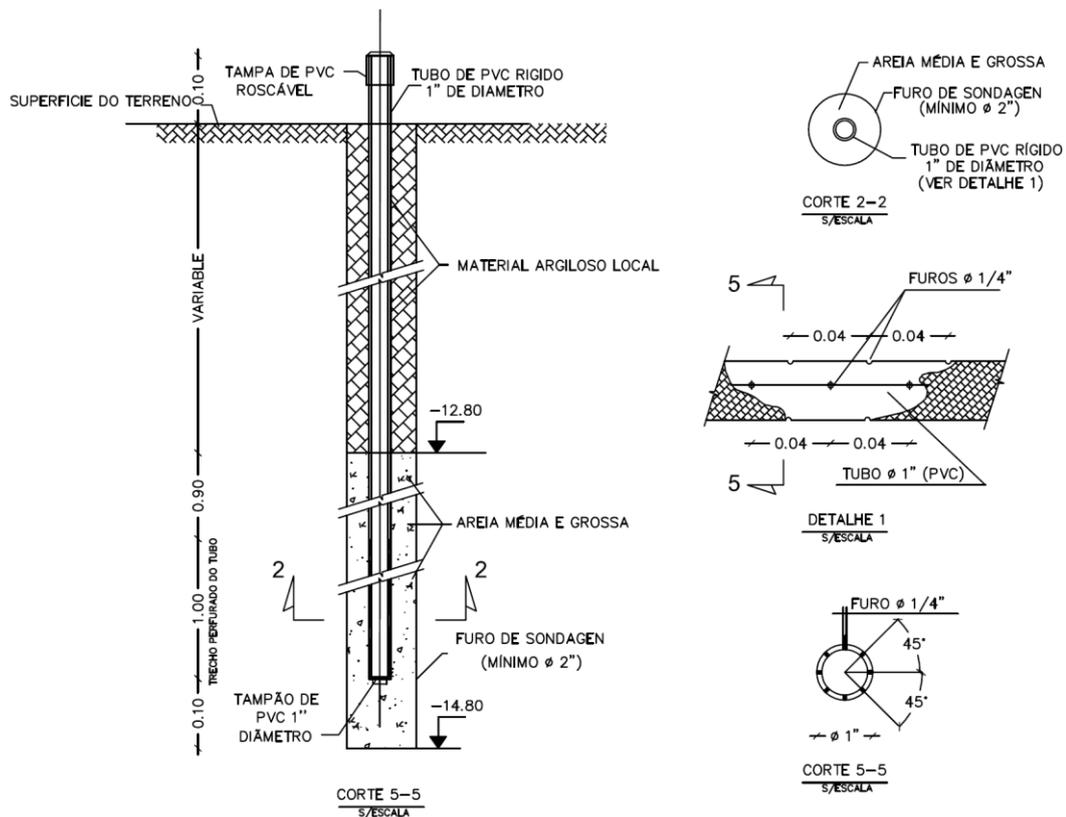
**Figura 3.12** - Registro dos deslocamentos horizontais na direção A+, no inclinômetro I 01, do poço de serviço PS-39, correspondente à data da leitura 29 de outubro de 1999.

Na Figura 3.13 se apresenta os registros das cargas totais determinadas durante y após do processo de escavação, correspondentes aos piezômetros de controle PZ1, PZ2, PZ3. Para a validação dos resultados do modelamento, consideraram-se como registros instrumentais de comparação, os correspondentes aos determinados com o piezômetro PZ3, porque este apresenta valores mais representativos.



**Figura 3.13** - Registro das leituras piezométricas, determinadas com os piezômetros PZ1, PZ2, PZ3.

O diagrama de instalação do piezômetro de controle PZ3 é apresentado na Figura 3.14. Este piezômetro está constituído por um tubo de PVC rígido de diâmetro  $\phi = 1''$ , com um tampão de PVC do mesmo diâmetro no fundo e uma tampa de PVC roscável no topo, elevando-se uma altura de 0,10 m acima da superfície. O trecho perfurado do tubo tem um comprimento de 1,00 m, e tem um recobrimento de areia média (entre o tubo e o solo), até 0,90 m para acima (cota -12,80m) e 0,10 m para abaixo (cota -14,80 m) do trecho perfurado. De acordo com as especificações do projeto, o tubo do piezômetro no trecho perfurado está envolto por duas camadas de tela nylon # 40. No resto do trecho, a tubulação está recoberta por material argiloso local. O diâmetro do furo de sondagem tem um diâmetro mínimo de  $\phi = 2''$ .



**Figura 3.14** - Diagrama do piezômetro empregado para medir o desenvolvimento das poropressões (Fonte: Projeto).

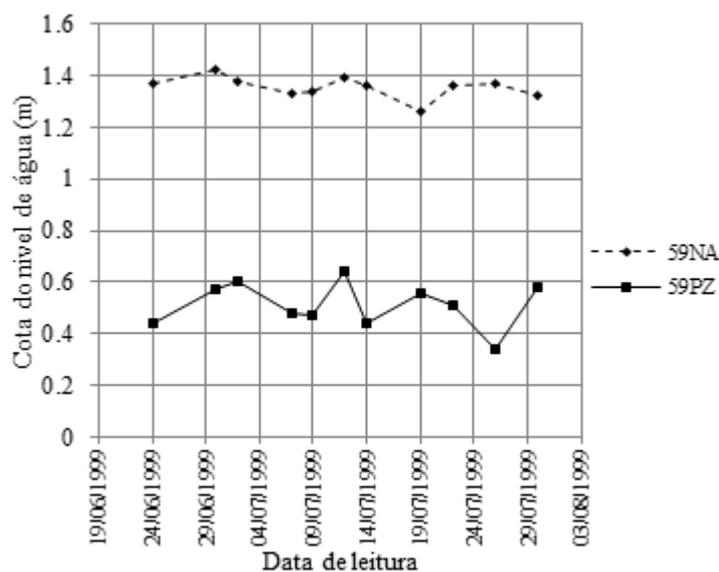
A medição da permeabilidade da camada correspondente ao silte arenoso foi realizada no piezômetro instalado na sondagem 59, no dia 30 de junho de 1999; esta foi determinada com ensaios de recuperação no piezômetro (permeabilidade in situ), e determinadas com o método de ponto a ponto usando dados

consecutivos, e com o método de grandes intervalos considerando maiores intervalos de tempo; conforme é apresentado na Tabela 3.1. Segundo as especificações do projeto, o diâmetro interno do tubo do piezômetro foi de  $d= 2,5$  cm, o diâmetro do bulbo foi de  $D= 6,35$  cm, e o comprimento do bulbo foi de  $L= 100$  cm. O fator característico determinado foi de,  $F= 0,022$  ( $F= [d^2 \times \ln(L/D)]/8L$ ), considerando a leitura zero (antes do ensaio) de 3,27 m.

**Tabela 3.1** - Ensaio de recuperação nos piezômetros (permeabilidade in situ), com o piezômetro 59.

Leituras durante o ensaio				Ponto a ponto	Grande intervalo
t (min)	t (seg)	Leitura (m)	H(cm)	k (cm/s)	k (cm/s)
1	60	2.3	97		
2	120	2.34	93	$1.5 \times 10^{-5}$	
4	240	2.43	84	$1.8 \times 10^{-5}$	
8	480	2.48	79	$5.5 \times 10^{-6}$	
16	960	2.57	70	$5.4 \times 10^{-6}$	
32	1920	2.74	53	$6.2 \times 10^{-6}$	$6 \times 10^{-6}$
60	3600	2.95	32	$6.5 \times 10^{-6}$	$6.2 \times 10^{-6}$
120	7200	3.13	14	$4.9 \times 10^{-6}$	$5.5 \times 10^{-6}$
240	14400	3.26	1	$7.9 \times 10^{-6}$	$6.8 \times 10^{-6}$
480	28800				
960	57600				
1440	86400				
2880	172800				
			Media	$8.7 \times 10^{-6}$	$6.1 \times 10^{-6}$

A Figura 3.15 mostra os dados registrados correspondentes às cotas das cargas totais registradas no piezômetro instalado na sondagem 59, numa profundidade correspondente à camada de silte. Também se mostram as leituras do nível da água registradas no tubo de medição do nível da água instalado na mesma sondagem, numa profundidade correspondente à camada de aterro.



**Figura 3.15** - Leituras de Piezômetro e nível de água (NA) 59, em função das datas de leitura realizadas.

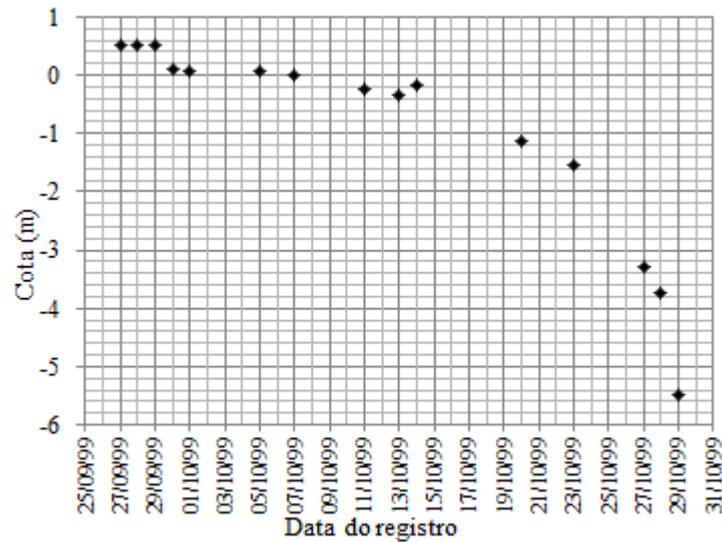
A Tabela 3.2, apresenta os correspondentes dados tabulados, determinando-se os respectivos valores médios das medições das cargas totais com piezômetro e os níveis da água correspondentes. Estas medições foram desenvolvidas pouco antes do início da execução do poço PS-39.

**Tabela 3.2** - Registro das leituras executadas com o piezômetro e medidor do nível da água.

Data	59 NA (m)	59 PZ (m)
24-jun-99	1.37	0.44
30-jun-99	1.42	0.57
02-jul-99	1.38	0.60
07-jul-99	1.33	0.48
09-jul-99	1.34	0.47
12-jul-99	1.39	0.64
14-jul-99	1.36	0.44
19-jul-99	1.26	0.56
22-jul-99	1.36	0.51
26-jul-99	1.37	0.34
30-jul-99	1.32	0.58
Media	1.35	0.51

A Figura 3.16 mostra o registro das cargas totais determinado durante o período de escavação, registrados com o piezômetro PZ3, a uma profundidade média de 13,50 m, correspondente à camada de silte arenoso. Estes dados foram

compatibilizados com os dados determinados com o modelo, correspondentes ao processo de escavação. Estes valores estão apresentados na Tabela 3.3, de acordo com as datas correspondentes ao avanço da escavação.



**Figura 3.16** - Registro das leituras das cargas totais no piezômetro PZ3, durante o processo de escavação.

**Tabela 3.3** - Cotas piezométricas registradas durante o processo de escavação.

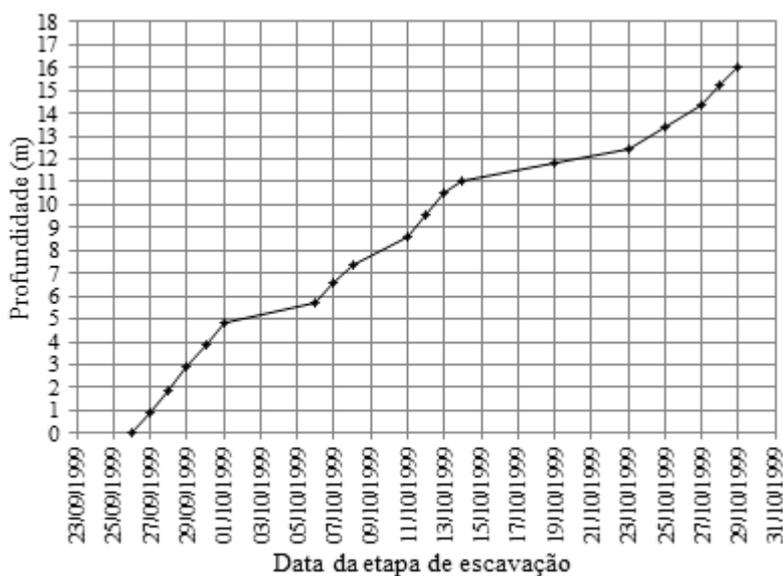
Etapa	Data	Cotas Piezômetro (m)
	26/09/1999	
1	27/09/1999	0.50
2	28/09/1999	0.50
3	29/09/1999	0.50
4	30/09/1999	0.12
5	01/10/1999	0.06
6	06/10/1999	0.06
7	07/10/1999	0
8	08/10/1999	0
9	11/10/1999	-0.23
10	12/10/1999	-0.23
11	13/10/1999	-0.33
12	14/10/1999	-0.16
13	19/10/1999	-1.12
14	23/10/1999	-1.53
15	25/10/1999	-1.53
16	27/10/1999	-3.3
17	28/10/1999	-3.75
18	29/10/1999	-5.47

No caso em estudo, foi resolvido utilizar uma contenção primária constituída por um anel de colunas secantes de solo cimento executadas pelo método “wet mixing” conhecido no Brasil como “rotocrete”, constituída por um total de 51 colunas, as quais possuem um diâmetro de 80 cm, e tem uma superposição de 20 cm. À medida que a escavação evoluía, aproximadamente em lances de 0.9 m de profundidade, era aplicado um anel de concreto projetado. Não foram utilizadas estroncas nem sistema de rebaixamento. Como sistema de contenção no fundo da escavação foi utilizada uma “laje” de solo tratado com jet-grout, chumbada com tirantes passivos no terreno interior mais competente, para contrariar o efeito da subpressão e evitar a falha por ruptura hidráulica. Sandroni (2000) indica que esta alternativa de construção do sistema de contenção apresentou-se atraente, pois seu custo era cerca da metade do custo dos métodos tradicionais. Por outro lado, o procedimento escolhido era novo nas argilas muito moles do Rio de Janeiro. Por essa razão, acompanhou-se a execução da escavação do poço com instrumentação geotécnica (inclinômetro, piezômetros e marcos de recalque), com o objetivo de garantir a segurança da obra e, em paralelo, colecionar informações que forneciam dados diretos do comportamento do solo em conjunto com as estruturas de contenção durante a escavação.

Segundo Sandroni (2000), o prazo entre a execução das colunas e a escavação dos poços foi de 30 dias. Para a escavação do poço, a produtividade da escavação foi condicionada pelos avanços do concreto projetado em cada etapa de aprofundamento (devido ao tempo necessário para sua aderência). A Tabela 3.4 e a Figura 3.17 descrevem o cronograma do avanço da escavação adotado para a análise de elementos finitos. Para a análise, foram adotados valores próximos aos determinados em obra, com a finalidade de que a discretização da malha de elementos finitos tetragonais (na análise tridimensional), e triangulares (na análise axisimétrica), seja uniforme referente a seu tamanho. Como se pode observar no diagrama, a escavação se desenvolveu com um avanço médio com uma profundidade de 0,9 m por dia, considerando as interrupções (devidos ao clima, aos fins de semana e feriados e a outros aspectos que caracterizam a realidade da obra). Na análise também se considerou que a estrutura constituída pelo concreto projetado e o processo de escavação se desenvolveram na mesma etapa no processo de análise por estágios.

**Tabela 3.4** - Cronograma de avanço da escavação.

Data de Escavação	Intervalo de tempo (dia)	Profundidade Escavação (m)	Escavação Acum. (m)	Cota Escavação (m)
26/09/1999			0	2,8
27/09/1999	1	0,9	0,9	1,9
28/09/1999	1	1	1,9	0,9
29/09/1999	1	1	2,9	-0,1
30/09/1999	1	1	3,9	-1,1
01/10/1999	1	0,9	4,8	-2
06/10/1999	5	0,9	5,7	-2,9
07/10/1999	1	0,9	6,6	-3,8
08/10/1999	1	0,8	7,4	-4,6
11/10/1999	3	1,2	8,6	-5,8
12/10/1999	1	1	9,6	-6,8
13/10/1999	1	0,9	10,5	-7,7
14/10/1999	1	0,5	11	-8,2
19/10/1999	5	0,8	11,8	-9
23/10/1999	4	0,6	12,4	-9,6
25/10/1999	2	1	13,4	-10,6
27/10/1999	2	1	14,4	-11,6
28/10/1999	1	0,8	15,2	-12,4
29/10/1999	1	0,8	16	-13,2

**Figura 3.17** - Diagrama da profundidade do avanço da escavação

Sandroni (2000) indica que a exiguidade de espaço associada à profundidade do poço dificultou a retirada do material escavado. Para a escavação foi utilizada uma retro escavadeira com prolongamento de lança até a profundidade de 5 m. Dos 5 aos 11 m de profundidade foi utilizada uma caçamba

“clamshell”. Dos 11 m para baixo a escavação foi realizada com uma retroescavadeira miniatura e o material içado por guidaste com caçamba. Para a análise de elementos finitos, considerou-se adotar uma maquinaria denominada Retroescavadeira 420F/420F IT (Caterpillar) transmitindo uma carga de  $10 \text{ kN/m}^2$  sob um área de  $12 \text{ m}^2$ .

### **3.2. Parâmetros empregados no modelo constitutivo**

#### **3.2.1. Correlação dos parâmetros do solo da informação disponível no projeto.**

##### **Estimativa de parâmetros geotécnicos a partir dos ensaios SPT**

A origem do ensaio SPT se remonta a 1925, quando um velho perfurador da Société Rymond-Pile propôs a Terzaghi contar o número de golpes necessários para cravar 30 cm um amostrador, que tinha costume de usar. No Brasil desde 1945 até 1960, foram realizados mais de 30000 ensaios SPT, quase sempre com instrumentação brasileira. O ensaio SPT (Standard Penetration Test) permite determinar o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ). Este índice constitui um indicativo da densidade de solos granulares e a consistência de solos coesivos.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), quando se procede a empregar os ábacos, tabelas, etc., baseados na experiência estrangeira, deve-se considerar que o efeito da energia efetivamente aplicada no ensaio SPT, varia com o método de aplicação dos golpes. No Brasil, o sistema mais comum é manual, e a energia aplicada é da ordem de 70% da energia nominal. Em contrapartida, nos Estados Unidos, o sistema é mecanizado e a energia é da ordem de 60% (daí ser conhecido como  $N_{60}$ ). Portanto antes de utilizar uma correlação baseada na experiência americana, o número de golpes obtido com uma sondagem brasileira pode ser majorado de 10% a 20%. Terzaghi e Peck (1948) propuseram que, no caso de areias finas ou siltosas submersas, o valor de  $N_{SPT}$ , caso seja acima de 15, fosse corrigido de acordo com a expressão,  $N_{corr} = 15 + 0,5(N_{SPT} - 15)$ . Esta correlação é questionável, e muitos pesquisadores sugerem desconsiderá-la. De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), a correção para um valor de penetração de referência, normalizado com base no padrão internacional de  $N_{60}$ , é realizada simplesmente por meio de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência. Assim.

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \times \text{Energia Aplicada}}{0,60} \quad (3.1)$$

Para um ensaio realizado no Brasil com acionamento manual do martelo, segundo indicado por Schnaid e Odebrecht (2012), este fornece uma medida de energia de 66% da energia teórica de queda livre, portanto o valor  $N_{SPT,60} = 1,1N_{SPT}$ .

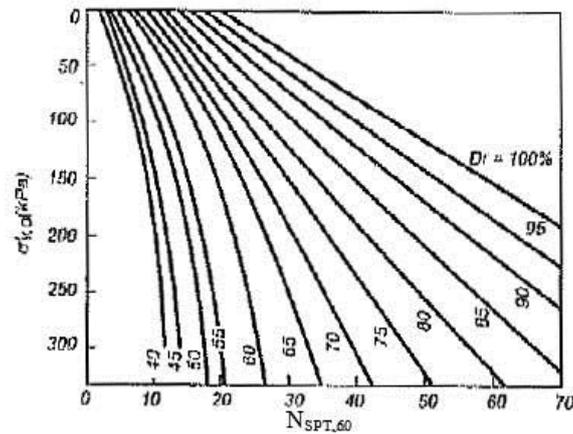
As amostras representativas do solo foram coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão com diâmetro externo de 2 pol., empregando-se para a cravação do amostrador a queda do peso do martelo de 65 kg de uma altura de 75 cm. O índice  $N_{SPT}$  se determinou pelo número de golpes correspondente à cravação de 30 cm finais do amostrador padrão, após uma cravação inicial de 15 cm, conforme se descreve na norma ABMS: NBR 6484 (2001).

Referente à densidade relativa em solos granulares, em seguida se apresentam as correlações adotadas na prática de engenharia no Brasil, entre o índice  $N_{SPT,60}$  e a densidade relativa,  $D_r$ , propostas por Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986).

$$D_r = \left( \frac{N_{SPT,60}}{0.23\sigma'_{vo} + 16} \right)^{1/2}, \text{ de acordo com Gibbs e Holtz (1957)} \quad (3.2)$$

$$D_r = \left( \frac{N_{SPT,60}}{0.28\sigma'_{vo} + 27} \right)^{1/2}, \text{ de acordo com Skempton (1986)} \quad (3.3)$$

Nestas equações, considera-se a tensão efetiva vertical no nível do ensaio,  $\sigma'_{vo}$ , expressada em  $\text{kN/m}^2$ . Também pode ser utilizada a correlação gráfica entre o índice  $N_{SPT}$  e a densidade relativa,  $D_r$ , determinada por Gibbs e Holtz (1957), representada na Figura 3.18.



**Figura 3.18** - Relação entre  $N_{SPT,60}$  e densidade relativa (Gibbs e Holtz, 1957).

Referente ao peso específico efetivo do solo, Cintra e Aoki (2010) indicam que no caso de não contar com ensaios de laboratório, podem ser adotados valores aproximados da Tabela 3.5 e Tabela 3.6, em função da consistência dos solos finos e da compactidade dos solos grossos respectivamente, que por sua vez, são dados em função do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), de acordo com a ABMS: NBR 6484 (2001).

**Tabela 3.5** - Peso específico de solos argilosos

$N_{SPT}$	Consistência	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
$\leq 2$	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
$\geq 20$	Dura	21

Fonte: Godoy (1972).

**Tabela 3.6** - Peso específico de solos arenosos

$N_{SPT}$	Compactidade	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
$< 5$	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta			
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
$> 40$	Muito compacta			

Fonte: Godoy (1972).

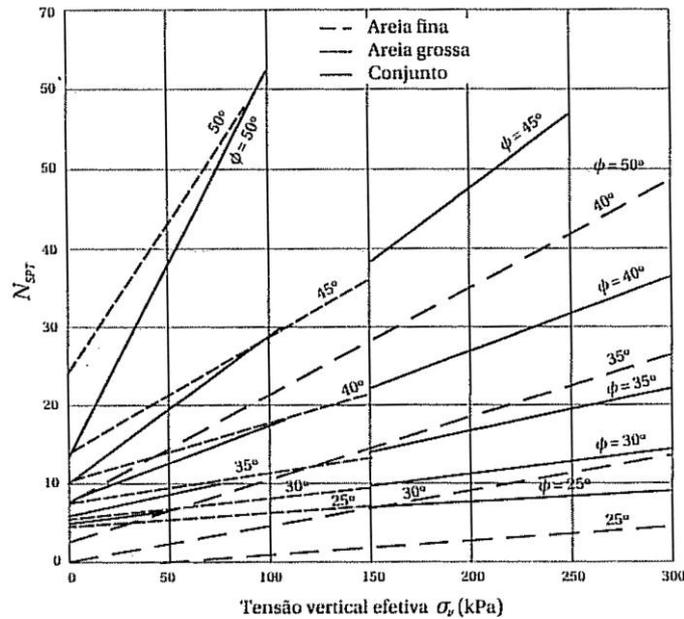
Para estimativa do ângulo de atrito  $\phi$ , apresenta-se a correlação empírica determinada por Godoy (1983) com o índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$ .

$$\phi = 28^\circ + 0,4 N_{SPT} \quad (3.4)$$

Também se dispõe da correlação estabelecida por Teixeira (1996).

$$\phi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ \quad (3.5)$$

Para determinar o ângulo de atrito interno da areia, também pode ser utilizada a Figura 3.19, determinada por De Mello (1971), que o correlaciona com os pares de valores  $(\sigma_v, N_{SPT})$ , levando em consideração o efeito do confinamento das areias.



**Figura 3.19** - Relação entre  $N_{SPT}$  e ângulo de atrito interno (De Mello, 1971).

Outra correlação para o ângulo de atrito em função da densidade relativa dos solos, estabelecida por De Mello (1971).

$$(1,49 - D_r) \tan \phi = 0.712 \quad (3.6)$$

Outras expressões adotadas na estimativa do ângulo de atrito interno foram propostas por Teixeira (1996) e Hatanaka e Uchida (1996)

$$\phi = 15^\circ + \sqrt{24N_{SPT}}, \text{ de acordo com Teixeira (1996)} \quad (3.7)$$

$$\phi = 20^\circ + \sqrt{15,4N_{SPT}}, \text{ de acordo com Hatanaka e Uchida (1996)} \quad (3.8)$$

Schnaid e Odebrecht (2012) apresentam uma correlação entre  $N_{SPT}$ , e o modulo de elasticidade médio para solos residuais.

$$E = 2,01 N_{SPT} \text{ (MPa)} \quad (3.9)$$

No caso de solos pré-adensados, o módulo de Young não drenado ( $E_u$ ) pode ser estimado, no âmbito de anteprojeto, segundo Stroud e Butler (1975), por meio da seguinte correlação.

$$\frac{E_u}{N_{SPT,60}} = 1 \text{ (MPa)} \quad (3.10)$$

Coduto (1994) indica que diferentes correlações foram propostas para relacionar o módulo de elasticidade. Segundo Mitchell e Gardner (1975) desafortunadamente, vários métodos produzem resultados diferentes, portanto é difícil determinar quais são corretos. Kulhawy e Mayne (1990) sugeriram as seguintes relações aproximadas.

$$\text{Para areias com finos, } E = 5 \sigma_r N_{SPT,60} \quad (3.11)$$

$$\text{Para areias limpas, normalmente adensado, } E = 10 \sigma_r N_{SPT,60} \quad (3.12)$$

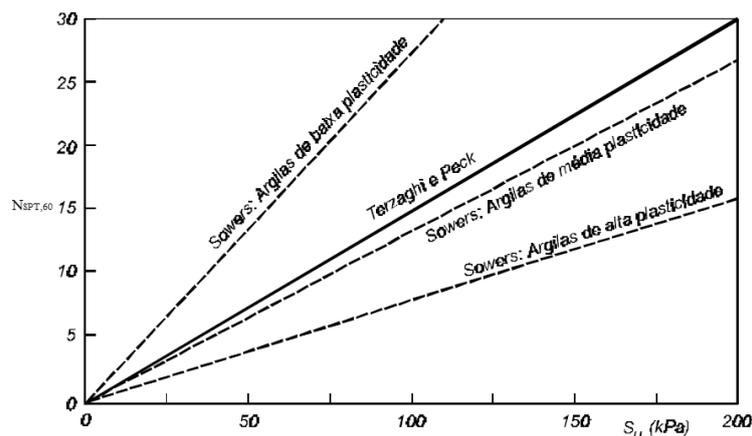
$$\text{Para areias limpas sobreadensado, } E = 15 \sigma_r N_{SPT,60} \quad (3.13)$$

onde  $\sigma_r = 100 \text{ kPa}$  (pressão de referência, valor da pressão atmosférica)

Para a estimativa do valor da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ), Teixeira e Godoy (1996) sugerem a seguinte correlação empírica estabelecida com o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ).

$$S_u = 10 N_{SPT} \text{ (kPa)} \quad (3.14)$$

Outra correlação, determinada pela U.S. Navy, apresentada na Figura 3.20, pode ser empregada para avaliar a resistência ao cisalhamento não drenada de argilas saturadas,  $S_u$ , sendo a relação de Terzaghi e Peck conservadoras.



**Figura 3.20** - Relação entre  $N_{SPT,60}$  e a resistência não drenada de argilas (U.S. Navy, 1986).

A Tabela 3.7 e Tabela 3.8 apresentam os valores propostos por Hunt (1984) para solos não coesivos em função do  $N_{SPT,60}$ ; e a Tabela 3.9 apresenta algumas propriedades para solos argilosos.

**Tabela 3.7** - Correlação para solos não coesivos entre  $D_r$ , compactidade e  $N_{SPT,60}$ .

Compactidade	Densidade relativa $D_r$	$N_{SPT,60}$
Muito fofo	<0,15	<4
Fofo	0,15 - 0,35	4 - 10
Medianamente compacto	0,35 - 0,65	10 - 30
Compacto	0,65 - 0,85	30 - 50
Muito compacto	0,85 - 1,0	>50

Fonte: Hunt (1984).

**Tabela 3.8** - Propriedades comuns de solos não coesivos

Material	Compactidade	$D_r$ (%)	$N_{SPT,60}$ (1)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	$\phi$ (°)
GW: pedregulho bem graduado, misturas de pedregulho e areias.	Compacto	75	90	2,21	0,22	40
	Medianamente compacto	50	55	2,08	0,28	36
	Fofo	23	<28	1,97	0,36	32
GP: pedregulho mal graduado, misturas de pedregulho e areia.	Compacto	75	70	2,04	0,33	38
	Medianamente compacto	50	50	1,92	0,39	35
	Fofo	25	<20	1,83	0,47	32
SW: areias bem graduadas, areias com pedregulho.	Compacto	75	65	1,89	0,43	37
	Medianamente compacto	50	35	1,79	0,49	34
	Fofo	25	<15	1,70	0,57	30
SP: areias mal graduadas, areias com pedregulho.	Compacto	75	50	1,76	0,52	36
	Medianamente compacto	50	30	1,67	0,60	33
	Fofo	25	<10	1,59	0,65	29
SM: areia siltosa.	Compacto	75	45	1,65	0,62	36
	Medianamente compacto	50	25	1,55	0,60	33
	Fofo	25	<8	1,49	0,65	29
ML: Silte inorgânico, areias muito finas.	Compacto	75	35	1,49	0,80	33
	Medianamente compacto	50	20	1,41	0,90	31
	Fofo	25	<4	1,35	1,00	27

(1) A Tabela 3.7, relaciona  $D_r$  e  $N_{SPT,60}$ .  
Fonte: Hunt (1984).

**Tabela 3.9** - Propriedades comuns de solos argilosos

Consistência	N <sub>SPT,60</sub>	Identificação manual	$\gamma_{\text{sat}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	Resistência à compressão simples (MPa)	S <sub>u</sub> (kPa)
Dura	>30	Marca-se dificilmente	>19,61	>0,40	>200
Muito rija	15 - 30	Marca-se com a unha do polegar	20,4 - 21,97	0,2 - 0,4	100 - 200
Rija	8 - 15	Marca-se com o polegar	18,83 - 20,4	0,1 - 0,2	50 - 100
Media	4 - 8	Moldável sob pressões fortes.	17,26 - 18,83	0,05 - 0,1	25 - 100
Mole	2 - 4	Moldável sob pressões fracas.	15,69 - 17,26	0,025 - 0,05	12,5 - 25
Muito mole	<2	Desfaz entre os dedos.	14,12 - 15,69	0 - 0,025	0 - 12,5

Fonte: Hunt (1984).

Todas as correlações para ensaio SPT e propriedades do solo foram empregadas para determinar as propriedades físicas e mecânicas dos solos que conformam o perfil estratigráfico em estudo; estes são apresentados no anexo.

### 3.2.2. Revisão dos parâmetros dos solos

Na falta de suficientes dados experimentais de campo e de laboratório referentes às propriedades dos solos das diferentes camadas que compõem o perfil estratigráfico correspondente ao poço PS-39, se recorreu à coleta, correlação e análise de dados das propriedades índice e físicas dos solos do Rio de Janeiro. A seguir são apresentados resultados experimentais correspondentes às pesquisas de vários estudos de mecânica dos solos e dados empregados em análises similares, realizados na cidade do Rio de Janeiro.

Gerscovich (1983) estudou as propriedades da camada ressecada do depósito de argila mole cinza de Sarapuí, na Baixada Fluminense. A região definida como camada ressecada está compreendida nos 2,5 m superficiais do depósito, por esta razão foram analisadas três profundidades correspondentes a 0,5 – 1,0 m com a presença de conchas e raízes, de 1,3 – 1,8 m com presença de conchas e de 2,0 – 2,5 m. As permeabilidades foram determinadas pelo ensaio CIU; para a profundidade de 0,5 – 1,0 m foi de  $1,4 \times 10^{-8}$  m/s; para a profundidade de 1,3 – 1,8 m foi de  $6,0 \times 10^{-9}$  m/s, para a profundidade de 2,0 – 2,5 m foi de  $3,5 \times 10^{-9}$  m/s. O peso específico médio total adotado para a camada

de argila foi de  $12,75 \text{ kN/m}^3$ . Os parâmetros de resistência para as profundidades de  $0,0 - 1,0 \text{ m}$  são de  $c' = 1,57 \text{ kN/m}^2$  e  $\phi' = 31^\circ$ , para uma profundidade de  $1,3 - 1,8 \text{ m}$  são de  $c' = 1,37 \text{ kN/m}^2$  e  $\phi' = 24^\circ$ , para a profundidade de  $2,0 - 2,5 \text{ m}$  são de  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$  e  $\phi' = 25^\circ$ . Para o aterro se determinou um peso específico de  $18,04 \text{ kN/m}^3$ ,  $K_0 = 0,36$ , e de acordo com os ensaios de cisalhamento direto os parâmetros de resistência foram de  $c = 19,61 \text{ kN/m}^2$  e  $\phi = 35^\circ$ ,  $E = 400 \times \text{Pa} \times (\sigma_3/\text{Pa})^{0,5}$ .

Sayão (1980) apresenta resultados das características geotécnicas do extenso depósito da argila mole conhecido como Baixada Fluminense, na região próxima ao rio Sarapuí, cujas amostras foram obtidas da escavação experimental de Sarapuí. Para o aterro, indica que este foi constituído de um solo residual jovem proveniente de rocha gnáissica, e se considerou um peso específico de  $18,04 \text{ kN/m}^3$ , devido à inexistência de resultados. Para a camada argila siltosa muito mole, que apresenta coloração cinza escura, devido ao ambiente de redução e à presença de matéria orgânica, apresenta cerca de  $3,2 \text{ m}$  de espessura e para fins práticos foi considerada homogênea, determinando-se as seguintes propriedades  $LL = 100\%$ ,  $LP = 50\%$ ,  $w = 140\%$ ,  $\gamma = 13,04 \text{ kN/m}^3$ ,  $e_0 = 3,9$ ,  $G = 26,38 \text{ kN/m}^3$ . Os resultados obtidos nos ensaios de compressão confinada indicarão  $OCR < 1,3$ . Os valores médios para os índices de compressão foram, para compressão virgem  $c_c = 1,79 \pm 0,22$ , expansão  $c_s = 0,27 \pm 0,06$ , recompressão  $c_r = 0,43 \pm 0,06$ , e para compressão secundária  $c_\alpha = 0,045 \pm 0,004$ . Os parâmetros de resistência determinados considerando uma tensão desviadora máxima foram de  $c' = 3,24 \text{ kN/m}^2$  e  $\phi' = 24^\circ$ . Os módulos elásticos  $E_{50}$  determinados, considerando ensaios UU e CIU são  $833,57 \pm 167 \text{ kN/m}^2$  e  $1765,2 \pm 275 \text{ kN/m}^2$  respectivamente. No referente à resistência ao cisalhamento não drenada  $S_u$ , obtidos nos ensaios UU e CIU estes foram  $10,49 \pm 1,08 \text{ kN/m}^2$  e  $14,81 \pm 1,08 \text{ kN/m}^2$  respectivamente. Para a argila rija da camada inferior só foram registrados resultados de alguns ensaios de limites de consistência porque não foi diretamente atingida pela escavação experimental, onde LP tem valores na faixa de  $20$  e  $30\%$ , e LL na faixa de  $50$  e  $70\%$ , com índice de liquidez menor que  $0,5$ , considerando-se um  $\gamma = 16,67 \text{ kN/m}^3$ .

Garcés (1995) apresenta algumas características de deformabilidade de alguns depósitos de argila mole correspondentes às baixadas de Jacarepaguá e Fluminense na região do Rio de Janeiro, caracterizadas predominantemente por depósitos sedimentares recentes de origem flúvio-marinhas, com baixo teor de

matéria orgânica. De acordo com o perfil estratigráfico da sondagem SP-01 (Estrada dos Bandeirantes, Jacarepaguá) até 15 m de profundidade; o aterro até uma profundidade de 2 m, tem um peso específico de  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ; para a argila siltosa cor marrom claro de baixa plasticidade, com concentrações de oxido e com fragmentos de matéria orgânica, até uma profundidade de 7 m, determinaram-se as seguintes propriedades, com uma amostra tipo CH, (da profundidade de 7.5-8.1). Estas propriedades são,  $LL = 128.2 \%$ ,  $LP = 46.3 \%$ ,  $\gamma = 13.9 \text{ kN/m}^3$ ,  $w = 103.3\%$ ,  $G_s = 26.0 \text{ kN/m}^3$ , ademais mediante o ensaio SIC-01, determinaram-se  $e_0 = 2.80$ ,  $S = 96\%$ ,  $c_c = 2.24$ ,  $c_r = 0.20$ ,  $c_s = 0.202$ , e para uma profundidade media de 8.3 m, determinaram-se  $\sigma'_{v0} = 143 \text{ kPa}$ ,  $OCR = 2$ ,  $k_h = 0.78 \times 10^{-9} \text{ m/s}$  e  $k_v = 1.5 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ . Para a camada de argila siltosa cor cinza escura com fragmentos de concha, muito plástica, até a profundidade de 15 m, determinaram-se as seguintes propriedades numa amostra tipo OH, (profundidade de 10,0 - 10,6m)  $LL = 123.8 \%$ ,  $LP = 45.6 \%$ ,  $\gamma = 14.6 \text{ kN/m}^3$ ,  $w = 92.1\%$ ,  $G_s = 26.4 \text{ kN/m}^3$ ; mediante o ensaio SIC-02, determinou-se que  $e_0 = 2.44$ ,  $S = 100\%$ ,  $c_c = 2.50$ ,  $c_r = 0.153$ ,  $c_s = 0.162$ ; para uma profundidade media de 10.3 m, com  $\sigma'_{v0} = 227 \text{ kPa}$  determinou-se  $OCR = 2.6$ ; e para uma profundidade de 10.5 m,  $k_h = 1.55 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ ,  $k_v = 1.5 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ . De acordo com o perfil estratigráfico da sondagem S-05, até 8,5 m de profundidade, (Subestação de Vigário Geral, baixada de Fluminense), a camada de argila siltosa cor cinza escura com matéria orgânica de baixa plasticidade, na profundidade de 2,00 até 4,5 m, determinaram-se as seguintes propriedades, com uma amostra tipo OH da profundidade de 4,2 – 4,6,  $LL = 63,0 \%$ ,  $LP = 42,5 \%$ ,  $\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$ ,  $w = 50,2\%$ ,  $G_s = 26,6 \text{ kN/m}^3$ ; ademais mediante o ensaio SIC-11, determinou-se  $e_0 = 1,51$ ,  $S = 92\%$ ,  $c_c = 0,43$ ,  $c_r = 0.101$ ,  $c_s = 0.111$ , e para uma profundidade media de 4.4 m, com  $\sigma'_{v0} = 75 \text{ kPa}$  determinou-se  $OCR = 1.6$ , e o valor da compressão secundaria aproximadamente constante de  $c_\alpha = 2.5 \times 10^{-3}$ , para níveis de tensão inferior à tensão de pré-adensamento. A camada de argila siltosa cor cinza escura com fragmentos de turfa e concha, até a profundidade de 15 m, com amostra tipo Pt (profundidade de 4,7 – 4,9), determinaram-se as seguintes propriedades,  $LL = 192,0 \%$ ,  $LP = 122,0 \%$ ,  $\gamma = 12,5 \text{ kN/m}^3$ ,  $w = 148.6 \%$ , com o ensaio SIC-12, determinaram-se que  $e_0 = 3.78$ ,  $S = 94\%$ ,  $c_c = 1,63$ ,  $c_r = 0,23$ ,  $c_s = 0,24$ , para uma profundidade media de 4,8 m,  $\sigma'_{v0} = 47 \text{ kPa}$ ,  $OCR = 1$ .

Oliveira (1999) avaliou as metodologias para controle de estabilidade do aterro sobre o qual foi construída a Estação de Tratamento de Esgotos (ETE)

Alegria, no Caju, na cidade de Rio de Janeiro. O programa CRISP foi utilizado para simular e analisar as previsões de deslocamentos horizontais e verticais no caso 1 (situação drenada), caso 2 (não drenada) e caso 3 (parcialmente drenada) num perfil idealizado. Utilizou-se o modelo elastoplástico Cam-Clay Modificado, com leis de escoamento e endurecimento acopladas e na análise em longo prazo, utilizou-se a teoria de adensamento de Biot. Para o aterro, adotou-se o modelo elástico linear com  $E = 6000$  kPa nas duas direções,  $\nu = 0,3$ ,  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>,  $K_0 = 0,43$ ,  $OCR = 1$ . Ademais, o modelo foi idealizado como sendo construído em 4 etapas sucessivas de alturas iguais. Para a argila, foi adotado o modelo Cam-Clay Modificado com os parâmetros de estados críticos  $e_{cs} = 3,00$  (índice de vazios para  $p' = 1$ ),  $M = 0,984$ ,  $\kappa = 0,08$ ,  $\lambda = 0,55$ ,  $\Lambda = 0,8546$ . Também adotou-se  $\gamma = 14$  kN/m<sup>3</sup>,  $K_0 = 0,577$ ,  $k_v = 0,50 \times 10^{-6}$  m/s e  $k_h = 0,75 \times 10^{-6}$  m/s. Para o caso 1 considerou-se  $OCR = 8/(z+3,5)$  para  $0,5 \text{ m} < z < 4,5 \text{ m}$  e  $OCR = 1$  para  $4,5 \text{ m} < z < 12,0 \text{ m}$ . Para o caso 2 considerou-se  $OCR = 32/(6z+5)$  para  $0,5 \text{ m} < z < 4,5 \text{ m}$  e  $OCR = 1$  para  $4,5 \text{ m} < z < 12,0 \text{ m}$ . Para o caso 3, considerou-se  $OCR = 9,6/(z+1,9)$  para  $0,5 \text{ m} < z < 4,5 \text{ m}$  e  $OCR = 1,5$  para  $4,5 \text{ m} < z < 12,0 \text{ m}$ . Procedeu-se ao modelamento não drenado do aterro com o objetivo de estabelecer uma situação limite. Por essa razão, não há consideração sobre o tempo de construção ou qualquer dissipação de excessos de poropressão. Também se considera uma análise drenada do aterro, mas não é considerada na prática, servindo apenas como referência. A simulação de comportamento da camada de argila mole submetida à construção do aterro pode ser subdividida em duas etapas. A primeira refere-se à fase de carregamento e a segunda à fase posterior. O carregamento foi subdividido em 4 estágios, perfazendo, no total, um intervalo de tempo de um mês. Durante a construção do aterro foi permitido o adensamento do solo.

Spannenberg (2003) apresenta valores dos parâmetros elásticos e características geotécnicas do depósito de argila mole da região da Baixada Fluminense. Este foi formado a partir de sedimentos flúvio-marinhos do Quaternário e apresenta coloração cinza escura devido ao ambiente de redução e à presença de matéria orgânica. Também indica que as argilas moles brasileiras apresentam geralmente processos semelhantes de deposição em regiões costeiras, como exemplos são indicados os depósitos de Sarapuí na Baixada Fluminense, da Baixada Santista e de Pernambuco. A partir dos ensaios de adensamento SIC em amostras indeformadas foram obtidos valores do índice de compressão  $c_c = 1,9$ ,

índice de expansão  $c_s = 0,2$  e  $OCR = 1,4$ . Também indica o coeficiente de compressão secundária  $c_\alpha = 0,06$ . Os índices de compressibilidade obtidos com ensaios CRS foram  $c_c = 1,51$ ,  $c_s = 0,28$  e  $OCR = 1,47$ . No trecho normalmente adensado, observa-se o valor de  $k$  varia entre  $0,1 \times 10^{-3}$  m/s e  $0,1 \times 10^{-8}$  m/s para tensões efetivas na faixa de 10 a 300 kPa. Os seguintes parâmetros de resistência são resultados de ensaios triaxiais em amostras de 03 áreas de estudo diferentes, cujos valores são  $\phi = 19,3^\circ$ ,  $\phi = 20,5^\circ$ ,  $\phi = 26,9^\circ$  com  $c = 0$  em todos os casos, adotando-se uma envoltória de resistência com  $c' = 0$  kPa e  $\phi' = 24^\circ$ . Para a camada drenada, foram obtidos resultados de permeabilidade com ensaios em campo cujos valores estão na faixa de 1 a  $3,3 \times 10^{-5}$  m/s. A Tabela 3.10 apresenta os valores do módulo elástico determinados a partir dos ensaios CID, CIU e UU.  $E_0$  representa o módulo de deformação inicial,  $E_{50}$  o módulo de deformação para 50% da tensão desviadora, e  $\sigma'_c$  a tensão confinante efetiva. O coeficiente de Poisson associado às deformações relativas a 50% da tensão desviadora na ruptura, estão na faixa de 0,1 e 0,18. De acordo com os resultados de ensaios triaxiais obtidos plotados em trajetórias de tensões  $p'$   $q$ , os valores dos coeficientes de Poisson,  $\nu$ , correspondentes aos módulos elásticos,  $E$ , de 460 kPa, 445 kPa e 667 kPa, são 0,05, 0,018 e 0 respectivamente; os quais são correspondentes às tensões  $p'_0$  (kPa) 50, 100, 150 e às tensões verticais,  $\sigma'_{v1}$  (kPa) 86, 170, 25.

**Tabela 3.10** - Parâmetros mecânicos do solo

CID			CIU			UU		
$\sigma'_c$ (kPa)	$E_0$ (kPa)	$E_{50}$ (kPa)	$\sigma'_c$ (kPa)	$E_0$ (kPa)	$E_{50}$ (kPa)	$\sigma'_c$ (kPa)	$E_0$ (kPa)	$E_{50}$ (kPa)
50	1350	850	71	1650	1100	4 *	1000	820
100	2010	910	148	2910	2670	1 **	1000	540
150	4800	1630	195	9400	5270			

\*indefinido, \*\*amolgado

Formigheri (2003) apresenta uma referencia do estudo da Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) Alegria, onde se indica que o aterro foi construído em 1998, em uma etapa única, sem a utilização de qualquer tipo de dreno ou reforço, o peso específico da argila abaixo deste aterro tem um valor médio de  $\gamma = 14,5$  kN/m<sup>3</sup>.

Bedeschi (2004) exhibe resultados de estudos desenvolvidos durante construção de um Condomínio na Barra da Tijuca, indicado que o trecho oeste do terreno esteve carregado por um aterro hidráulico com espessura média de 6 m, lançado por volta de 1985, e removido em 1995. Para efeitos de cálculo, foram adotados, pesos específicos de 19,0 e 19,5 kN/m<sup>3</sup> para as condições natural e saturada.

Lima (2007) desenvolveu uma modelagem numérica com o programa PLAXIS, da construção do aterro instrumentado na indústria Rio Polímeros, na região de Baixada Fluminense. A modelagem do comportamento das camadas de argila foi feita adotando-se o modelo Soft Soil Creep e as demais camadas foram representadas pelo modelo Mohr-Coulomb. Para a argila mole considerou-se os seguintes parâmetros geotécnicos,  $\gamma = 12,85 \text{ kN/m}^3$ ,  $e_0 = 4,7$  nos 2,5 m iniciais e decrescente com a profundidade de acordo com  $e_0 = 5,2 - 0,2z$ , o  $\text{OCR} = (2,16/z) + 1,14$ ,  $c_c = 2,05$  e  $c_r = 0,196$ ,  $c_a = 0,06$ ,  $T = 1,128$  (fator tempo, para porcentagem média de adensamento = 95%),  $c_v = 9 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{seg}$ ,  $k_x = 2,85 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ ,  $k_y = 1,84 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ ,  $K_0 = (1 - \sin \phi) (\text{OCR}) \sin \phi$ , e os parâmetros de resistência  $\phi = 24^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kPa}$  (de ensaios triaxiais CIU). A camada compressível foi dividida em subcamadas de 1,0 m de espessura e os parâmetros inicialmente adotados estão apresentados na Tabela 3.11. Os parâmetros empregados para o aterro foram:  $E = 6,5 \text{ MPa}$ ,  $\phi' = 32^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kPa}$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $k_x = k_y = 1,16 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  (para garantir a condição efetiva de drenagem, o que corresponde a um valor superior a 1000 vezes o valor da permeabilidade da argila),  $K_0 = 0,47$ , e para o colchão drenado  $E = 6,5 \text{ MPa}$ ,  $\phi' = 35^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kPa}$ ,  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$ ,  $k_x = k_y = 1,16 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ,  $K_0 = 0,43$ .

**Tabela 3.11** - Parâmetros geotécnicos da argila utilizados na modelagem numérica, apresentados por Lima (2007).

Parâmetros	Profundidade (m)							
	0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7	7 - 8
OCR	5,46	2,58	2,00	1,76	1,62	1,53	1,50	1,50
$e_0$	4,70	4,70	4,70	4,50	4,30	4,10	3,90	3,70
$K_0$	1,18	0,87	0,79	0,75	0,72	0,71	0,70	0,70

Netto (2007) apresenta resultados de ensaios para um material fabricado constituído de misturas de caulim e bentonita na proporção de 98:2 em peso sob uma tensão confinante efetiva de 65 kPa (indicam-se que as amostras apresentaram características de permeabilidade e compressibilidade similares às

dos materiais argilosos moles de depósitos litorâneos do sudeste brasileiro). As propriedades dos corpos de prova são:  $w = 79,6 \%$ ,  $e_0 = 2,26$ ,  $S = 94,8 \%$ ,  $LL = 68,1\%$  e  $LP = 39,2\%$ . Os parâmetros de resistência obtidos dos ensaios triaxiais são:  $c' = 0$  kPa e  $\phi' = 22^\circ$ ; para os valores das tensões  $\sigma'_c$  de: 110 kPa, 190 kPa, 400 kPa, os correspondentes módulos de deformabilidade  $E_{50}$  são: 4800 kPa, 7246.34 kPa, 15397.22 kPa. Os índices de compressibilidade de acordo com ensaios de adensamento SIC são  $c_c = 0,70$  e  $c_s = 0,05$ . Também é indicado que o coeficiente de compressibilidade volumétrica  $m_v$ , situa-se na faixa entre 0,01 e  $0,18 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{kN}$ , independente da tensão efetiva, e os valores do coeficiente de adensamento vertical  $c_v$ , tendem a ficar na faixa entre 1 e  $10 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Almeida et al. (2008) apontam que os depósitos sedimentares encontrados nas planícies costeiras do Rio de Janeiro consistem principalmente de aluviões e depósitos marinhos da era quaternária, onde se estabelece que o grupo de argilas de Caju, Planície Fluminense, Costa Norte, Sarapuí e St. Cruz apresentam teores de matéria orgânica abaixo de 10%, suficientes para influenciar o comportamento destas argilas, também indica que o teor de água está na faixa de 80% a 150%, muito próximo do limite de liquidez.

Teixeira (2012) apresenta os valores dos parâmetros adotados (a partir de resultados de ensaios de laboratório) na previsão numérica de um aterro instrumentado construído sobre um depósito de solos muito moles, em um depósito da Barra da Tijuca. Os comportamentos tensão-deformação dos solos muito moles (argilas superficial e profunda) da fundação, do solo do aterro e da areia de fundação foram modelados respectivamente com os modelos constitutivos Soft-Soil-Creep (SSC), Mohr-Coulomb (MC) e Soft-Soil (SS), disponíveis no programa PLAXIS. O solo do horizonte superior (3 m de profundidade), apresenta OCR pouco superior a 1 e  $\sigma'_{v0} \approx 5$  kPa, e o solo do horizonte inferior (10 m de profundidade) apresenta OCR da ordem de 2 e  $\sigma'_{v0} \approx 25$  kPa. As estimativas realizadas do coeficiente de empuxo no repouso  $K_0$ , são de 0,92, 0,91 referidos ao horizonte superior, para as profundidades de 1,05 e 1,27 m. O comportamento para solos com resistência ao cisalhamento não drenado foi associado aos solos moles da fundação, enquanto o comportamento para solos com resistência ao cisalhamento drenado foi associado aos solos do aterro e da areia da fundação. O coeficiente de permeabilidade da areia de fundação foi determinado (indiretamente no ensaio de adensamento) e é aproximadamente  $10^4$

vezes maior que o coeficiente de permeabilidade das argilas da fundação. A Tabela 3.12 exibe os valores do parâmetro dos solos empregados na análise numérica do comportamento do aterro.

**Tabela 3.12** - Parâmetros dos solos, apresentados por Teixeira.

Camada	Argila Superficial		Argila Profunda		Aterro		Areia de Fundação	
Modelo Constitutivo	Soft-Soil-Creep		Soft-Soil-Creep		Mohr-Coulomb		Soft-Soil	
Parâmetros	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	11,5	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,5	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,5	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,0
	$k_x$ (m/s)	$5 \times 10^{-9}$	$k_x$ (m/s)	$5 \times 10^{-9}$	$k_x$ (m/s)	-	$k_x$	$1,2 \times 10^{-5}$
	$k_y$ (m/s)	$5 \times 10^{-9}$	$k_y$ (m/s)	$7 \times 10^{-9}$	$k_y$ (m/s)	-	$k_y$	$1,2 \times 10^{-5}$
	$c_k$	1,9	$c_k$	1,5	-	-	$c_k$	-
	$e_0$	7,0	$e_0$	3,7	-	-	$e_0$	1,2
	$c_c$	3,5	$c_c$	2,5	E (kPa)	1500	$c_c$	0,6
	$c_r$	0,15	$c_r$	0,15	$\nu$	0,3	$c_r$	0,08
	$c_\alpha$	0,35	$c_\alpha$	0,2	-	-	-	-
	$\sigma'_p - \sigma'_{v0}$ (kPa)	0*	$\sigma'_p - \sigma'_{v0}$ (kPa)	26	-	-	-	-
	$c'$ (kPa)	1	$c'$ (kPa)	1	$c'$ (kPa)	5	$c'$ (kPa)	5
	$\phi'$ (°)	25	$\phi'$ (°)	25	$\phi'$ (°)	33	$\phi'$ (°)	28

Gerscovich (2012) apresenta valores típicos de parâmetros geotécnicos para solos no Rio de Janeiro, os quais são apresentados na Tabela 3.13.

**Tabela 3.13** - Valores típicos de parâmetros geotécnicos

Tipo de solo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Aterro compactado (silte areno-argiloso)	19 - 21	32 - 42	0 - 20
Solo residual maduro	17 - 21	30 - 38	5 - 20
Colúvio in situ	15 - 20	27 - 35	0 - 15
Areia densa	18 - 21	40 - 47	0
Areia fofa	17 - 19	35 - 42	0
Pedregulho uniforme	18 - 21	35 - 40	0
Pedregulho arenoso	19 - 21	30 - 35	0

Fonte: Gerscovich (2012)

Referente à permeabilidade para diferentes tipos de solos, Alonso (2007), Pinto (2006) e Carvalho (2008) apresentam valores deste parâmetro, os quais se expõem na Tabela 3.14.

**Tabela 3.14** - Valores médios de permeabilidade para vários tipos de solo

Alonso (2007)		Pinto (2006)		Carvalho (2008)	
Tipo de solo	k (m/s)	Tipo de solo	k (m/s)	Tipo de solo	k (m/s)
Impermeável para fins de engenharia	$10^{-10}$				
Argila	$10^{-10}$ a $10^{-9}$	Argila	$<10^{-9}$	Argila	menor $10^{-8}$
				Argila arenosa	$10^{-7}$ a $10^{-8}$
Silte argiloso, areia fina siltosa ou argilosa.	$10^{-9}$ a $10^{-5}$	Siltos	$10^{-8}$ a $10^{-9}$	Silte	$10^{-5}$ a $10^{-7}$
Areia	$10^{-5}$ a 0,01	Areias argilosas	$10^{-7}$	Areia de duna	$10^{-4}$ a $10^{-5}$
		Areias finas	$10^{-5}$	Areia fina	0,1 a 0,01
		Areias médias	$10^{-4}$		
		Areias grossas	$10^{-3}$	Areia grossa	0,15 a 0,10
Pedregulho	0,01 a $10^{-2}$			Pedregulho	50 a 0,5

Na Tabela 3.15, apresentam-se faixas dos valores dos módulos de elasticidade, de acordo com a condição drenada e não drenada do solo, apresentados por Coduto (1994). Na Tabela 3.16, apresentam-se faixas dos valores do módulo de Poisson apresentados pelo mesmo autor.

**Tabela 3.15** - Valores típicos de módulo de elasticidade para os solos e rochas

Tipo de solo ou rocha	Módulos de Elasticidade e Resistência E (kPa)
Resistência não drenada	
Argila mole	1500- 10000
Argila média	5000 – 50000
Argila rija	15000 - 75000
Resistência drenada	
Argila mole	250 - 1500
Argila Média	500 - 3500
Argila rija	1200 - 20000
Areia solta	10000 - 25000
Areia densa média	20000-60000
Areia densa	50000 - 100000
Arenito	7000000 - 20000000
Granito	25000000 - 50000000
Aço	200000000

Fonte: Coduto (1994)

**Tabela 3.16** - Valores típicos do coeficiente de Poisson para solos e rochas

Solo o tipo de rocha	$\nu$
Solo saturado, condição não drenada.	0,50
Argila parcialmente saturada	0,30 – 0,40
Areia densa, condição drenada.	0,30 – 0,40
Areia solta, condição drenada.	0,10 – 0,30
Arenito	0,25 – 0,30
Granito	0,23 – 0,27

Fonte: Coduto (1994), Adaptado de Kulhawy, et al. 1983.

Na Tabela 3.17, Tabela 3.18, Tabela 3.19 e Tabela 3.20, apresentam-se os diferentes valores dos parâmetros geotécnicos; de acordo com a formulação do modelo constitutivo de Mohr Coulomb empregado no modelamento; para cada uma das camadas que conformam o perfil estratigráfico do terreno.

**Tabela 3.17** - Valores dos parâmetros geotécnicos para o material aterro, de acordo com as fontes bibliográficas de referência.

	Referencia	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	k (m/s)	$K_0$	E (kPa)	$\nu$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Gerscovich (1983)		18,04			0.36			19,61	35
Sayão (1980)		18,04							
Garcés (1995)		20,00							
Oliveira (1999)						6000	0,3		
Bedeschi (2004)	Condição natural	19,00							
Lima (2007)		18,00		$1,16 \times 10^{-5}$	0,47	6500		0	32
Teixeira (2012)		18,50				1500	0,3	5	33
Gerscovich (2012)	Valor médio	20,00						10	37
Carvalho (2008)	Areia grossa (valor médio)			0.125					
Coduto (1994)	Areia fofa, condição drenada (valor médio)					17500	0,275		
Pinto (2006)	Areias grossas			0.001					
Alonso (2007)	Areia			0.005					
Registro SPT		19.6	0.59			10650.0			35.9
Media		18.9	0.59	$3.3 \times 10^{-2}$	0.4	8430	0.3	8.7	34.6
Máximo		20	0.59	$1.3 \times 10^{-1}$	0.47	17500	0.3	19.6	37
Mínimo		18	0.59	$1.16 \times 10^{-5}$	0.36	1500	0.275	0	32
Adotado		20	0.5	$10^{-5}$	0.43	6000	0.3	2	35

**Tabela 3.18** - Valores dos parâmetros geotécnicos para a argila mole, de acordo com as fontes bibliográficas de referência.

	Referencia	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	k (m/s)	$K_0$	E (kPa)	$\nu$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Gerscovich (1983)	Argila	12,75		$3,5 \times 10^{-9}$				0	25
Sayão (1980)	Argila siltosa	13,04	3,90			1765,2		3,24	24
Garcés (1995)	Argila siltosa (prof. 7,5 m)	13,90	2,80	$7,8 \times 10^{-10}$					
Oliveira (1999), Spannenberg (2003) Formigheri (2003)	Argila siltosa (Vigário Geral)	16,20	1,51						
	Argila	14,00		$7,50 \times 10^{-7}$	0,58				
	Argila mole	14,50		$5 \times 10^{-5}$		910	0,14	0	24
Lima (2007)	Argila mole	12,85	4,10	$2,85 \times 10^{-9}$	0,71			0	24
Teixeira (2012)	Argila superior	11,50	7,00	$5 \times 10^{-9}$	0,92				
McCarthy (1993)	Argila solta	11,18							
	Argila mole, não drenada.					5750			
	Solo saturado, condição drenada.						0,5		
Pinto (2006)	Argila			$10^{-10}$					
Alonso (2007)	Argila			$5,5 \times 10^{-10}$					
Carvalho (2008)	Argila			$10^{-8}$					
Registro SPT		13	0,40			3548			
Media		13,29	3,29	$5,64 \times 10^{-6}$	0,74	2993,2	0,32	0,81	24,3
Máximo		16,2	7	$5 \times 10^{-5}$	0,92	5750	0,5	3,24	25
Mínimo		11,18	0,4045	$10^{-10}$	0,58	910	0,14	0	24
Adotado		13,3	3,9	$10^{-6}$	0,59	1800	0,3	3,3	24

**Tabela 3.19** - Valores dos parâmetros geotécnicos para a argila arenosa, de acordo com as fontes bibliográficas de referência.

	Referencia	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	k (m/s)	$K_0$	E (kPa)	$\nu$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$S_u$ (kPa)
Sayão (1980)	Argila rija da camada inferior	16,67								
Garcés (1995)	(10.3 m)			$1.55 \times 10^{-9}$						
	Argila siltosa (Vigário Geral, prof. 4.7)	12,50	3,78							
Spannberg (2003)	$\sigma'_c = 150$ kPa					1630	0,18			
Teixeira (2012)	Argila profunda	13,50	3,7	$5 \times 10^{-9}$	1,05			1	25	
	Argila compacta	16,87								
McCarthy (1993)	Argila media, drenada.					2000				
	Areia densa, condição drenada.						0,35			
Pinto (2006)	Areias argilosas			$10^{-7}$						
Alonso (2007)	Areia fina siltosa			$10^{-5}$						
Carvalho (2008)	Argila arenosa			$1,1 \times 10^{-7}$						
Registro SPT		20.6	0.40			30405				
Media		16.03	2.63	$2.04 \times 10^{-6}$	1.05	11345	0.27	1	25	
Máximo		20.60	3.78	$10^{-5}$	1.05	30405	0.35	1	25	
Mínimo		12.50	0.40	$1.55 \times 10^{-9}$	1.05	1630	0.18	1	25	
Adotado		15	2.8	$7 \times 10^{-6}$	0.58	50000	0.25			25

**Tabela 3.20** - Valores dos parâmetros geotécnicos para o silte arenoso, de acordo com as fontes bibliográficas de referência.

		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	k (m/s)	$K_0$	E (kPa)	v	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Garcés (1995)	Argila siltosa (15 m)	14,60	2.44						
Gersovich (2012)	Solo residual maduro	19,00						12,50	34
	Areia molhada compacta	20,59							
McCarthy (1993)	Areia densa, drenada.					75000			
	Areia densa, condição drenada.						0.35		
Pinto (2006)	Siltes			$10^{-8}$					
Alonso (2007)	Silte argiloso			$5 \times 10^{-6}$					
Carvalho (2008)	Silte			$5,05 \times 10^{-6}$					
Registro SPT		21	0.40			62678			43.3
Media		18.80	1.42	$3.35 \times 10^{-6}$		68839.375	0.35	12.5	38.7
Máximo		21.00	2.44	$5.05 \times 10^{-6}$	0.00	75000	0.35	12.5	43.3
Mínimo		14.60	0.40	$10^{-8}$	0.00	62678	0.35	12.5	34
Adotado		17	0.9	$10^{-5}$	0.38	50000	0.3	10	38

### 3.2.3. Descrição dos parâmetros empregados no modelo

Os parâmetros empregados para o modelamento, de acordo com o modelo de Mohr Coulomb, foram determinados em função das correlações e da informação coletada da revisão bibliográfica. Estes parâmetros do modelo foram ajustados e validados mediante a comparação com as medições da instrumentação de campo. A Tabela 3.21 apresenta os valores empregados no modelamento.

**Tabela 3.21** - Parâmetros das camadas de solo do perfil geotécnico

Material		Aterro	Argila Mole	Argila Arenosa	Silte Arenoso
Modelo		Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Resistência ao cisalhamento		Drenado	Não Drenado	Não Drenado	Drenado
Parâmetro	Unidade				
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>3</sup>	19	13,3	15	17
$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	20	13,3	15	17
$e_0$	-	0,5	3,9	2,8	0,9
$k_x$	m/s	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	7×10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-5</sup>
$k_y$	m/s	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	7×10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-5</sup>
$k_z$	m/s	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	7×10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-5</sup>
$c_k$	-	10 <sup>15</sup>	10 <sup>15</sup>	10 <sup>15</sup>	10 <sup>15</sup>
$K_{0x}$	-	0,43	0,59	0,58	0,38
$K_{0y}$	-	0,43	0,59	0,58	0,38
Parâmetros do modelo					
$E'$	kN/m <sup>2</sup>	6000	1800	3000	5×10 <sup>4</sup>
$\nu'$	-	0,3	0,3	0,25	0,3
$c^2$	kN/m <sup>2</sup>	2	3,3		10
$S_u$				25	
$\phi'$	°	35	24		38
$\psi$	°	0	0	0	0
Interface					
$R_{\text{inter}}$	-	1	1	1	1

### 3.2.4. Descrição dos parâmetros dos elementos estruturais

Os elementos estruturais empregados no modelamento numérico 2D e 3D foram elementos placa, elementos sólido, elementos estaca incorporado e elementos mola.

### a) Elementos Placa

As placas são objetos estruturais usados para modelar estruturas esbeltas bidimensionais no terreno com uma rigidez à flexão significativa; e são usadas para simular a influência de paredes, placas, cascas ou revestimentos.

No modelamento 2D, os parâmetros que determinam seu comportamento são a rigidez à flexão  $EI$  e a rigidez axial  $EA$ , a partir destes dois parâmetros é determinada a espessura equivalente da placa,  $d_{eq}$ .

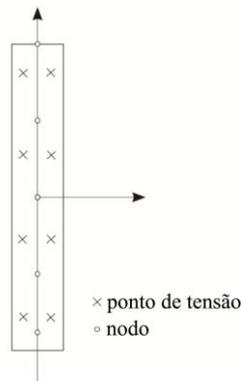
$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (3.15)$$

onde  $E$ : modulo elástico do material,  $I$ : Momento de inercia e  $A$ : Área da secção transversal.

As placas no modelo de elementos finitos 2D são elementos linha (viga) com três graus de liberdade por nó, dois graus de liberdade de translação ( $u_x$ ,  $u_y$ ) e um grau de liberdade de rotação no plano  $x$ - $y$  ( $\phi_z$ ). No modelo, foram considerados elementos triangulares de 15 nós, portanto o elemento de placa está definido por 5 nós, como mostrado na Figura 3.21. O elemento placa de 5 nós, está composto de 4 pares de pontos de tensão de Gauss, onde os momentos de flexão e as forças axiais são avaliados. Estes pontos estão localizados a uma distância de  $1/6 \sqrt{3}d_{eq}$  acima e abaixo da linha central da placa. Uma alteração na proporção  $EI/EA$  mudará a espessura equivalente  $d_{eq}$  e também a distância que separa os pontos de tensão. No caso em que as forças existentes atuem no elemento, esta alteração mudaria a distribuição dos momentos de flexão. Por esta razão, se as propriedades de uma placa são alteradas durante a análise (durante a construção por etapas), a razão  $EI/EA$  deve permanecer inalterada.

O comportamento elástico do elemento placa está definido pelos seguintes parâmetros: rigidez normal ( $EA_1$ ), rigidez na direção de saída do plano ( $EA_2$ ), rigidez à flexão ( $EI$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

No caso dos elementos placa isotrópicos considerados na análise, as rigidezes  $EA_1$  e  $EA_2$  são as mesmas.



**Figura 3.21** - Posição dos nós e pontos de tensão em elementos de placa (Brinkgreve, 2012)

Os elementos placa no modelo de elementos finitos 3D estão compostos de elementos triangulares de 15 nós com 06 graus de liberdade por nó, três graus de liberdade de translação ( $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ) e três graus de liberdade de rotação ( $\phi_x$ ,  $\phi_y$ ,  $\phi_z$ ). O sistema local de eixos num elemento placa é tal, que o primeiro e o segundo eixo local, se encontra no plano da placa, enquanto que o terceiro eixo é perpendicular ao plano da placa. O comportamento de um elemento placa ortotrópico está definido pelos seguintes parâmetros, módulo de Young na primeira direção axial ( $E_1$ ), módulo de Young na segunda direção axial ( $E_2$ ), módulo de cisalhamento no plano ( $G_{12}$ ), módulo de cisalhamento fora do plano relacionado com a deformação de cisalhamento através da primeira direção ( $G_{13}$ ), módulo de cisalhamento fora do plano relacionado com a deformação de cisalhamento sobre a segunda direção ( $G_{23}$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu_{12}$ ).

. Para uma condição isotrópica, considerada na análise, os parâmetros são reduzidos a  $E_1$  e  $\nu_{12}$ , os módulos elásticos são os mesmos  $E_1 = E_2$ , e os módulos de cisalhamento também são iguais  $G_{12} = G_{13} = G_{23} = E/2 (1 + \nu_{12})$ .

Para representar o concreto projetado no modelamento tridimensional, consideraram-se elementos cilíndricos (tipo casca) cujas propriedades estão indicadas na Tabela 3.22.

**Tabela 3.22** - Elemento placa, representando o concreto projetado (modelo 3D)

Material		Concreto projetado
Modelo		Linear Isotrópico
Propriedade	Unidade	
Espessura (d)	m	0,2
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	23
Parâmetros Elásticos		
E	kN/m <sup>2</sup>	$2,07 \times 10^7$
$\nu'$	-	0,2

De acordo com as especificações indicadas por Sandroni (2000), a contenção primaria está constituída pelas colunas secantes, as quais possuem um diâmetro de 0,80 m, com uma superposição de 0,20 m, empregando-se para sua construção um consumo médio de 4 sacos de cimento por metro de coluna. Em colunas alternadas, foram posicionados 12 ferros (CA50, com diâmetro de 25 mm) para funcionar como cabos de sustentação contra a possibilidade de escoamento plástico horizontal localizado na camada de argila muito mole, caso houvesse falhas localizadas nas colunas, que poderiam resultar no colapso da estrutura de contenção. A segunda estrutura de contenção está constituída por um anel de concreto projetado de 0,20 m de espessura, a qual foi construída conforme o avanço da escavação. A laje de fundo, com espessura de 3 m, foi realizada com 67 colunas jet-grout com diâmetro nominal de 1,20 m e 32 colunas com diâmetro nominal de 1,50 m e com um consumo médio de cimento de 12 sacos por m<sup>3</sup>. Também indica que a resistência da argila tratada com cimento das colunas secantes atingiu um valor igual ou maior do que 1MPa. Entretanto, ensaios de compressão simples realizados em amostras em bloco da argila tratada, coletadas durante a escavação, indicam que o critério de 1 MPa foi excedido, esta observação foi adotada para estabelecer os parâmetros do elemento na modelagem.

Para o modelamento bidimensional do elemento estrutural constituído pelo concreto projetado, foram consideradas as propriedades indicadas na Tabela 3.23.

**Tabela 3.23** - Elemento placa, representando o concreto projetado (modelo 2D)

Material		Concreto projetado
Modelo		Elástico
Propriedade	Unidade	
d	m	0,2
E	kPa	$2,07 \times 10^7$
EA	kN/m	4140000
EI	kN m <sup>2</sup> /m	13800
W	kN/m/m	23
v		0,2

Para representar os bulbos de ancoragem dos tirantes passivos no modelamento bidimensional axisimétrico, consideraram-se elementos placa, devido ao fato de que não se podem considerar elementos estacas (empregados na análise tridimensional). As propriedades destes elementos estão indicadas na Tabela 3.24.

**Tabela 3.24** - Elemento placas, representando o tramo ancorado (bulbo) do tirante (modelo 2D)

Material		Bulbo_1	Bulbo_2	Bulbo_3
Modelo		Elástico	Elástico	Elástico
Propriedade	Unidade			
Quantidade		4	8	12
d	m	0,6	0,6	0,6
E (1 tirante)	kPa	21600	21600	21600
E	kPa	$8,64 \times 10^4$	$1,73 \times 10^5$	$2,59 \times 10^5$
EA	kN/m	$5,18 \times 10^4$	$1,04 \times 10^5$	$1,56 \times 10^5$
EI	kN m <sup>2</sup> /m	1555,2	3110,4	4665,6
W	kN/m/m	23	23	23
v		0,2	0,2	0,2

### b) Elementos Sólidos

Para a correta representação dos elementos estruturais do projeto, são considerados elementos sólidos que representem adequadamente a rigidez de cada elemento de acordo com as condições geométricas do projeto.

Zdravkovic et al. (2005) indicam que uma parede de contenção nas análises de elementos finitos pode ser modelado usando elementos sólidos ou elementos viga/placa. Os elementos placa representam paredes largas e avaliam os movimentos do terreno, eles não têm espessura na malha de elementos finitos, portanto não podem desenvolver o momento redutor gerado pela tensão cisalhante

atuando descendentemente na parte posterior da parede. Na realidade, é improvável que qualquer parede de contenção seja uma membrana continua ao longo seu perímetro, pois geralmente está constituída por um número de elementos verticais (paredes diafragma de estacas) que não estão completamente conectados nesta direção. Portanto, para obter resultados reais em análises 3D, a rigidez axial e a flexão da parede ao longo seu perímetro deve ser reduzido.

No modelo axisimétrico e tridimensional, para o modelamento da laje de Jet Grouting e do elemento de contenção constituído pelo conjunto de colunas secantes, são considerados elementos sólidos empregando o modelo constitutivo linear elástico (de acordo com as dimensões especificadas no projeto), cujas propriedades estão indicadas na Tabela 3.25.

**Tabela 3.25** - Elementos sólido, representando elementos estruturais (modelo 2D e 3D)

Material		Jet Grouting	Coluna Secante
Modelo		Linear Elástico	Linear Elástico
Comportamento		Drenado	Drenado
Parâmetro	Unidade		
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>3</sup>	23	23
$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	23	23
$e_0$	-	0,5	0,5
$k_x$	m/s	$2 \times 10^{-5}$	$2 \times 10^{-5}$
$k_y$	m/s	$2 \times 10^{-5}$	$2 \times 10^{-5}$
$k_z$	m/s	$2 \times 10^{-5}$	$2 \times 10^{-5}$
$c_k$	-	$10^{15}$	$10^{15}$
$K_{0x}$	-	1	1
$K_{0y}$	-	1	1
Parâmetros do modelo			
$E'$	kN/m <sup>2</sup>	$5 \times 10^5$	$10^5$
$\nu'$	-	0,2	0,2
Interface			
$R_{\text{inter}}$	-	1	1

### c) Elementos mola

Brinkgreve et al. (2012) indicam que os elementos de conexão por mola, estabelecem uma relação entre dois pontos, com uma rigidez constante. Este elemento pode ser sujeito a forças de tração (no caso de âncoras), ou forças de compressão (no caso de estroscas). Tanto a força de tração como a força de compressão pode ser limitada para permitir a simulação da ruptura do elemento. A propriedade necessária para definir este elemento é a rigidez normal EA definida

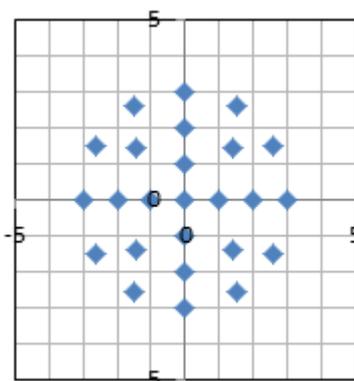
com base no módulo de elasticidade do material,  $E$ , e sua seção transversal  $A$  é estabelecida em unidades de força. O comportamento estrutural corresponde ao comportamento elástico de uma mola e envolve apenas uma relação entre a força axial  $N$  e deslocamento (alongamento).

$$N = \frac{EA}{L} u \quad (3.16)$$

Sandroni (2000) indica que o chumbamento da tampa de base foi obtido com 25 tirantes passivos com diâmetro de 38 mm ( $f_y = 750$  MPa) e comprimento total de 9 m (6 m abaixo da base da tampa de base) em furos de jet-grout com diâmetro de 60 cm.

More (2003) sugere que o trecho livre é a parte do tirante onde o aço se encontra isolado da calda de injeção. Usualmente, é ignorada qualquer tensão cisalhante mobilizada entre o solo e o trecho livre, sendo frequentemente modelados com elementos de mola que conectam diretamente um elemento placa, numa extremidade, ao bulbo de ancoragem, na outra. Para tirantes passivos, a carga só começa a atuar quando o terreno ou a estrutura interagem com os tirantes, reagindo aos esforços produzidos nos mesmos. Um tirante constituído por uma monobarra como elemento principal do tirante, está constituído por uma barra de aço CA-50, que possui uma tensão de escoamento 500 MPa, e sua carga de trabalho é de 100 a 200 kN.

Para representar o tramo de comprimento livre dos tirantes no modelamento bidimensional axisimétrico, consideraram-se elementos mola, cujas propriedades estão indicadas na Tabela 3.26. Cada tirante no modelo representa o conjunto de tirantes que conformam uma circunferência concêntrica, de acordo com a distribuição representada na Figura 3.22.



**Figura 3.22** - Diagrama de distribuição dos tirantes na laje de jet-grouting no fundo da escavação.

**Tabela 3.26** - Elemento mola, representando tramo de comprimento livre do tirante (modelo 2D)

Material		Tirante_1C	Tirante_2C	Tirante_3C
Propriedade	Unidade			
Número de tirantes		4	8	12
Raio da circunferência	m	1	2	3
Perímetro circunferência	m	6,283	12,566	18,850
Espaçamento	m	2,094	1,795	1,713
d	m	0,038	0,038	0,038
A	m <sup>2</sup>	0,0011	0,0011	0,0011
E	kN	$2,05 \times 10^8$	$2,05 \times 10^8$	$2,05 \times 10^8$
EA	kN	$2,26 \times 10^5$	$2,26 \times 10^5$	$2,26 \times 10^5$

Para representar o tramo de comprimento livre de cada um dos tirantes no modelamento tridimensional são considerados elementos mola cujas propriedades estão indicadas na Tabela 3.27.

**Tabela 3.27** - Elemento mola, representando o tramo de comprimento livre do tirante (modelo 3D)

Propriedade	Unidade	Magnitude
d	m	0,038
A	m <sup>2</sup>	0,0011
E	kN/m <sup>2</sup>	$2,05 \times 10^8$
EA	kN/m <sup>2</sup>	$2,26 \times 10^5$

#### d) Elemento estaca incorporado

Estes elementos consistem em elementos de viga, com elementos de interface incorporados que estabelecem a interação entre a estaca com o solo mediante a resistência lateral e a resistência da ponta. Este elemento viga é considerado linear elástico.

A interação da estaca com o solo na superfície da estaca está descrita pelo comportamento linear elástico com uma resistência finita, e está definida pelo parâmetro  $T_{\max}$  (máxima tração permitida na superfície da estaca incorporada, em unidades de força por unidade de comprimento). A interação da estaca com o solo na ponta da estaca é descrito por um elemento de interface linear elástico perfeitamente plástico. A resistência da ponta é descrita pelo parâmetro  $F_{\max}$  (máxima força permitida na ponta da estaca incorporada, na unidade de força).

As propriedades deste elemento são semelhantes às propriedades de um elemento viga. De acordo com o programa PLAXIS, as propriedades requeridas para estacas cravadas podem ser agrupadas em propriedades gerais (referido ao peso específico do material), propriedades de rigidez (referido ao módulo de Young do material, E) e propriedades geométricas determinadas de acordo com a forma da estaca, definidas em função de suas dimensões, determinando-se o tamanho da zona elástica no solo em torno da viga, adquirindo um comportamento parecido ao de uma estaca de volume.

Os elementos de interface especiais incorporados são considerados elasto-plásticos. Para a resistência da superfície, e para a resistência da ponta, se usa um critério de ruptura na distinção do comportamento elástico e do comportamento plástico da interface. Este comportamento na ruptura é definido pela capacidade de carga. O estado de tensão-deformação padrão em torno de estacas é totalmente tridimensional, portanto impossível de modelar realistamente num modelo bidimensional. Por isso, não podem utilizá-los na análise axisimétrica.

Para representar o tramo ancorado (bulbo) de cada um dos tirantes no modelamento tridimensional, são considerados elementos estaca incorporados, cujas propriedades estão indicadas na Tabela 3.28.

**Tabela 3.28** - Elemento estaca, representando o tramo ancorado (bulbo) do tirante (modelo 3D)

Propriedade	Unidade	Magnitude
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	23
E	kN/m <sup>2</sup>	$2,16 \times 10^4$
Propriedades Geométricas		
d	m	0,6
Resistência da Superfície		
T <sub>topo,max</sub>	kN/m	200
T <sub>base,max</sub>	kN/m	200

### 3.3. Modelagem de uma escavação

#### Simulação numérica de escavações empregando MEF

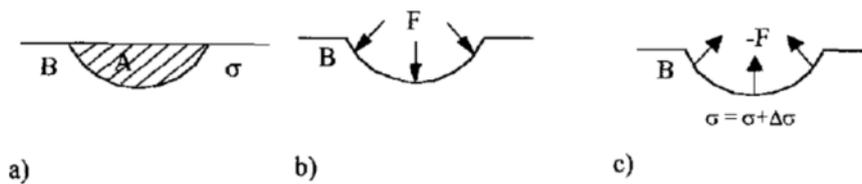
O método dos elementos finitos tornou-se uma importante ferramenta para a simulação do processo de escavação. No entanto, deve considera-se suficiente cuidado na sua utilização para evitar erros significativos.

Zornberg (1989) indica que a malha de elementos finitos utilizada na análise dependerá das características do problema. A escavação consistirá na análise de um meio semi-infinito e, portanto, os limites escolhidos para representar este meio deverão ser tais que a influência da região escavada no domínio escolhido seja desprezível. A sequência construtiva do processo de escavação deve ser simulada cuidadosamente. O resultado obtido através de uma análise efetuada em forma sequencial pode diferir substancialmente daquele conseguido considerando uma única etapa de construção. Por isso, o processo construtivo deverá levar em consideração as diversas etapas da escavação, cada uma das etapas, na sequência construtiva da escavação a ser analisada, representa uma análise numérica independente. Em cada uma destas análises, o estado final da etapa analisada corresponde ao estado inicial da etapa subsequente.

Quando se emprega um modelo constitutivo linearmente elástico para um solo, os resultados da escavação são independentes do número de fases no processo de escavação e a falta de tal independência indica um procedimento incorreto. Christian e Wong (1973) relataram alguns erros durante o desenvolvimento de um programa para simular escavações escoradas. Com isso, eles concluíram que as escavações devem simular-se na menor quantidade de etapas possível, porque o problema surge quando os pontos de concentração de tensões são escavados.

De acordo com Zornberg (1989), a simulação numérica da escavação da região A, como se apresenta na Figura 3.23, envolve as seguintes etapas, a) cálculo do estado de tensão,  $\sigma$ , no domínio, em particular no contorno da escavação, que represente o efeito da parte A (a ser escavada) sobre a parte B (permanecerá após a escavação); b) cálculo das forças nodais equivalentes, F, correspondentes a este estado de tensão e c) cálculo dos efeitos na parte restante B destas forças nodais equivalentes aplicadas com sentido contrário no contorno da escavação.

Os elementos da região A devem ser eliminados da malha de elementos finitos antes de efetuar cálculo correspondente à etapa (b). Os deslocamentos e deformações finais induzidos pela escavação são obtidos da análise (c), enquanto que as tensões finais são determinadas pela soma das tensões iniciais obtidas em (a) mais o incremento de tensões calculado na etapa (c).



**Figura 3.23** - Simulação numérica de escavações via MEF (Zornberg, 1989).

Para o cálculo das tensões exercidas ao longo da linha de contato entre as regiões A e B, foram propostas diversas metodologias. Wong (1971) propôs a utilização de polinômios para a interpretação das tensões no contorno da escavação. Chandrasekaran e King (1974) obtiveram as forças nodais equivalentes através do produto das matrizes de rigidez dos elementos adjacentes ao contorno da escavação e o incremento de deslocamentos gerados na etapa prévia do processo.

Christian e Wong (1973) foram os primeiros a mostrar que nenhum dos procedimentos até então apresentados satisfaziam o "Postulado da Unicidade" proposto por Ishihara (1970) pelo qual, para um material linear elástico, a simulação da escavação em um estágio ou em vários estágios deveria produzir os mesmos resultados. Ou seja, para um material linear elástico os resultados são independentes do número de estágios de escavação.

A aplicação do MEF para solução de problemas de escavações, portanto, passa por dois pontos importantes. O primeiro consiste em determinar no contorno da escavação, da forma mais precisa possível, as forças nodais equivalentes às tensões atuantes no interior de cada elemento. O segundo ponto consiste em remover a rigidez dos elementos correspondentes ao domínio a ser escavado. Assim o uso indiscriminado do MEF para simular escavações pode induzir erros grosseiros tanto na tentativa de se obter as tensões atuando no contorno das escavações quanto na forma como a remoção da rigidez é conduzida.

Mana (1978) propôs a primeira metodologia a satisfazer o "Postulado da Unicidade" de Ishihara (1970). O procedimento apresentado consiste no cálculo direto das forças nodais equivalentes a partir da integração das tensões dos elementos adjacentes à escavação. Os erros gerados nas outras metodologias são eliminados em virtude de que a formulação por deslocamentos do método dos elementos finitos garante o equilíbrio das forças exercidas nos pontos nodais. As forças nodais equivalentes, equivalentes ao estado de tensão dos elementos a

serem escavados e que possuem contornos comuns com os elementos não escavados, são calculadas como.

$$\mathbf{f} = \sum_{m=1}^M \int_{V^e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV \quad (3.17)$$

onde  $M$  corresponde ao número de elementos escavados que compartilham um ponto nodal no contorno da escavação. A integral é calculada numericamente utilizando os valores do  $\boldsymbol{\sigma}$  e  $\mathbf{B}$  nos pontos de Gauss de integração. Esta metodologia tem simplicidade e consistência.

Ghaboussi e Pecknold (1984) formularam o problema num contexto não linear. Esta não linearidade principalmente é devido à remoção de material. Na formulação incremental para a análise não linear, as equações de equilíbrio no incremento  $i$  podem ser escritas como segue.

$$[\mathbf{K}]_i \{\Delta \mathbf{u}\}_i = \{\Delta \mathbf{R}\}_i + \{\mathbf{P}\}_i \quad (3.18)$$

onde

$\{\Delta \mathbf{R}\}_i = \{\mathbf{R}\}_i - \{\mathbf{R}\}_{i-1}$ , é o incremento de carregamento.

$\{\mathbf{P}\}_i = \{\mathbf{R}\}_i - \{\boldsymbol{\psi}\}_{i-1}$ , é a força residual. Usualmente são executadas iterações até que  $\|\mathbf{P}_i\|$  seja zero, dentro de certa pequena tolerância.

Quando os elementos e seus correspondentes carregamentos internos e externos são adicionados ou removidos da estrutura no início do incremento  $i$ , a formulação de análises não lineares pode ser utilizada, desde que os vetores das forças nodais sejam modificados para considerar a perturbação do equilíbrio causada pela alteração da geometria do problema. As mudanças nas forças internas podem ser devidas a dois principais aspectos, devido a elementos removidos da estrutura não mais contribuírem para o vetor das forças internas, ou os elementos adicionados à estrutura estarem sob estado de tensões residuais.

Assim, com as modificações necessárias devido às alterações da geometria do problema, as equações de equilíbrio incrementais podem ser expressas como.

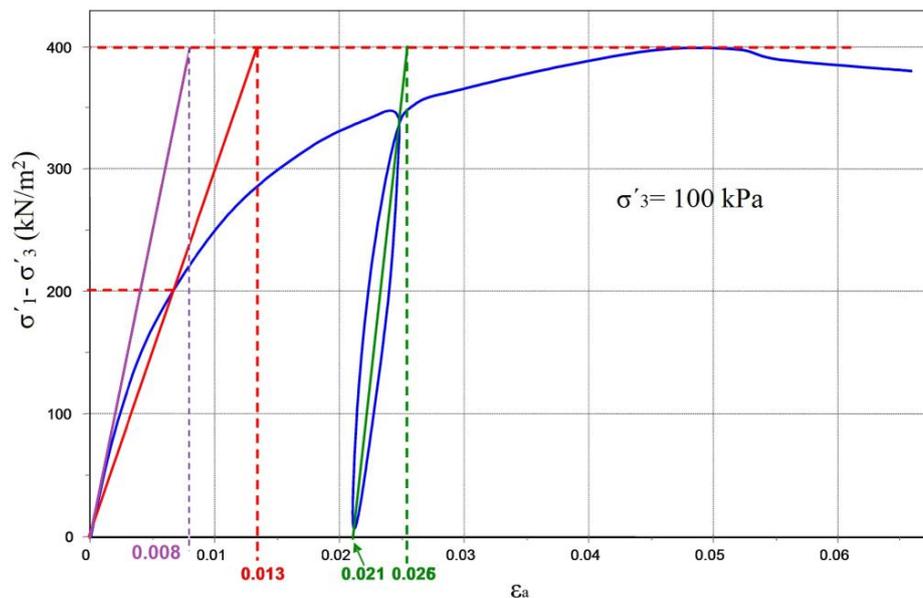
$$[\mathbf{K}]_i \{\mathbf{u}\}_i = \{\mathbf{R}\}_i - \{\boldsymbol{\psi}\}_{i-1}^* \quad (3.19)$$

Onde  $\{\mathbf{R}\}_i$  representa as forças externas atuantes na estrutura com sua geometria atual, no incremento  $i$ . O vetor  $\{\boldsymbol{\psi}\}_{i-1}^*$  denota as forças internas modificadas, calculadas com base na distribuição de tensões no final do incremento  $(i-1)$ .

### 3.4. Comportamento tensão-deformação

Atkinson (1993) indica que o comportamento do solo, determinado pelas propriedades de rigidez e resistência, é governado pela ação das tensões efetivas. A rigidez governa os deslocamentos devido às cargas de trabalho impostas no corpo, e está associada com a mudança no comportamento, estabelecido em função das deformações elásticas (recuperáveis) ou deformações plásticas (irrecuperáveis); esta rigidez pode ser estabelecida mediante uma tangente ou uma secante.

Wood (2004) indica que quando um solo é descarregado a partir de uma condição de pré-ruptura intermediária, este não recuperará seu estado inicial, e permanecerá com deformação permanente irrecuperável (deformação plástica). Durante o processo de descarregamento, a rigidez tangente inicialmente aumenta para um valor maior do que a rigidez inicial, um padrão semelhante se segue no recarregamento. Waterman (2011) apresenta os resultados de um ensaio triaxial adensado drenado, onde determina os parâmetros de rigidez de uma areia densa, considerando uma tensão de confinamento  $\sigma'_3 = 100$  kPa e uma tensão máxima de ruptura de  $|\sigma'_1 - \sigma'_3| = 400$  kPa; portanto a tensão principal maior na ruptura é  $\sigma_1 = 500$  kPa. De acordo com os resultados apresentados na Figura 3.24, determina-se a rigidez secante  $E_{50}$  correspondente ao gradiente da linha secante em relação à curva de tensão deformação, no valor correspondente ao 50% da tensão de ruptura, portanto  $E_{50} = 400/0.013 = 30800$  kPa. Também se pode determinar a rigidez tangente inicial  $E_0$ , correspondente à inclinação da linha tangente no tramo inicial da curva tensão deformação, portanto  $E_0 = 400/0.008 = 50000$  kPa. De forma semelhante, determina-se a rigidez correspondente ao descarregamento recarregamento, portanto  $E_{ur} = 400/(0.026 - 0.021) = 80000$  kPa.



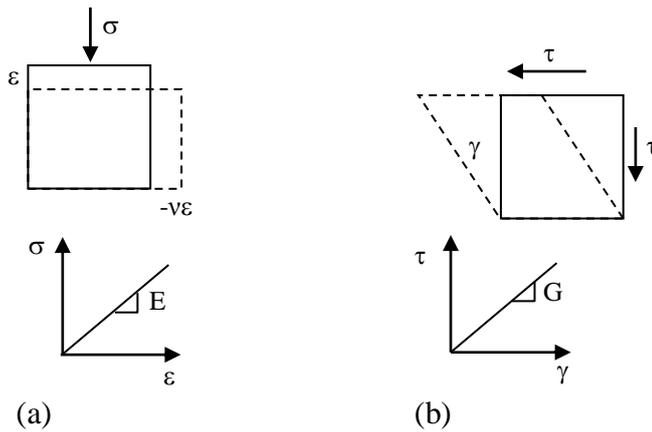
**Figura 3.24** - Determinação dos parâmetros de rigidez num ensaio triaxial drenado, adaptado de Waterman (2011).

### Modelamento constitutivo linear elástico

Uma relação constitutiva estabelece uma relação entre a variação da tensão e a variação da deformação. Na mecânica dos meios contínuos, para um material isotrópico linear, as características elásticas da relação tensão-deformação são representadas por dois graus constitutivos de liberdade, os quais são o módulo de Young (rigidez direta), e o coeficiente de Poisson (razão de deformação), os quais dão uma ideia da rigidez do material. Na mecânica dos solos, trabalha-se com os parâmetros elásticos equivalentes correspondentes, o módulo volumétrico ( $K$ ), que representa a mudança do volume mantendo a forma (determinado de acordo com a equação 3.20), e o módulo de cisalhamento ( $G$ ), que representa a mudança de forma mantendo o mesmo volume (determinado de acordo com a equação 3.21). Estes módulos constituem um par alternativo (não independente) de graus de liberdade. O módulo elástico ( $E$ ) é uma relação linear entre tensão e deformação para compressão elástica, enquanto o módulo de cisalhamento ( $G$ ) é uma relação entre a tensão e deformação no cisalhamento de elementos elásticos, como é mostrado na Figura 3.25.

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3.20)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.21)$$



**Figura 3.25** - Relação linear entre tensão e deformação para (a) compressão e (b) cisalhamento de elementos elásticos (Wood, 2004).

A partir da relação estabelecida entre os incrementos de tensão geral e os incrementos de deformação, mediante uma constante de proporcionalidade, estabelece-se a seguinte relação completa entre incrementos de tensão geral e incrementos de deformação, para materiais isotrópicos, lineares e elásticos, como descreve a lei de elasticidade de Hooke para o estado general de tensões.

$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_{xx} \\ \delta\varepsilon_{yy} \\ \delta\varepsilon_{zz} \\ \delta\gamma_{yz} \\ \delta\gamma_{zx} \\ \delta\gamma_{xy} \end{pmatrix} = \frac{1}{E} \begin{pmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta\sigma'_{xx} \\ \delta\sigma'_{yy} \\ \delta\sigma'_{zz} \\ \delta\tau_{yz} \\ \delta\tau_{zx} \\ \delta\tau_{xy} \end{pmatrix} \quad (3.22)$$

A relação anterior se expressa em função das componentes de tensão e deformações principais.

$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_x \\ \delta\varepsilon_y \\ \delta\varepsilon_z \end{pmatrix} = \frac{1}{E} \begin{pmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta\sigma'_x \\ \delta\sigma'_y \\ \delta\sigma'_z \end{pmatrix} \quad (3.23)$$

Para condições axisimétricas do ensaio triaxial, considerando os eixos x e y como o eixo horizontal (radial), sendo o eixo z o vertical (axial).

$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_a \\ \delta\varepsilon_r \end{pmatrix} = \frac{1}{E} \begin{pmatrix} 1 & -2\nu \\ -\nu & 1-\nu \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta\sigma'_a \\ \delta\sigma'_r \end{pmatrix} \quad (3.24)$$

De acordo com as equações anteriores, os parâmetros necessários para caracterizar o comportamento de um material são o módulo de Young, o coeficiente de Poisson e as tensões de escoamento último. Estes parâmetros

podem ser determinados a partir de um ensaio de compressão uniaxial. Para descrever o comportamento do solo, deve-se examinar a deformação volumétrica e de distorção separadamente, além das respostas ao cisalhamento, carga normal e descarga. Os dois ensaios comumente empregados na mecânica dos solos são o ensaio de compressão triaxial e o ensaio de cisalhamento. As relações entre as tensões podem ser determinados a partir do círculo de Mohr. Este círculo permite estabelecer o estado de tensão em determinados planos, quando a amostra é submetida a uma tensão efetiva axial  $\sigma'_a$ , e tensão efetiva radial  $\sigma'_r$ , nos planos principais.

Para a condição axisimétrica do ensaio triaxial, se pode separar a resposta em compressão e distorção, considerando os parâmetros de tensão efetiva média  $p'$ , e tensão desviadora  $q$ ; as quais podem ser expressas em função da tensão efetiva axial  $\sigma'_a$ , e tensão efetiva radial  $\sigma'_r$ .

$$p' = \frac{(\sigma'_a + 2\sigma'_r)}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.25)$$

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r \quad (3.26)$$

Os incrementos de deformação correspondentes, também podem ser expressos em função da deformação axial  $\varepsilon_a$ , e da deformação radial  $\varepsilon_r$ ; determinando-se a deformação volumétrica  $\delta\varepsilon_p$ , que descreve a mudança de tamanho, e a deformação distorcional  $\delta\varepsilon_q$ , que descreve a mudança na forma:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (3.27)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (3.28)$$

Para uma condição axisimétrica do ensaio triaxial, a relação de elasticidade se expressa em função dos parâmetros  $p'$ ,  $q$  e  $\delta\varepsilon_p$ ,  $\delta\varepsilon_q$ , como segue.

$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_p \\ \delta\varepsilon_q \end{pmatrix} = \frac{1}{E} \begin{pmatrix} 3(1-2\nu) & 0 \\ 0 & \frac{2}{3}(1+\nu) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{pmatrix} \quad (3.29)$$

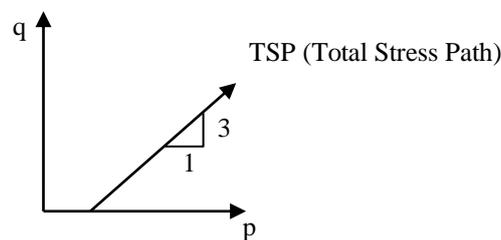
$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_p \\ \delta\varepsilon_q \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{K} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{pmatrix} \quad (3.30)$$

Expressando na forma de rigidez

$$\begin{pmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} k & 0 \\ 0 & 3G \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta\varepsilon_p \\ \delta\varepsilon_q \end{pmatrix} \quad (3.31)$$

Os termos nulos indicam a ausência de acoplamento entre os efeitos volumétricos e distorcionais de deformação para o modelo elástico isotrópico. Portanto se considera que, para a deformação elástica, as mudanças de tensão isotrópica não causam distorção, e as mudanças na tensão desviadora não provocam alterações de volume.

Os parâmetros elásticos são determinados mediante um ensaio de compressão triaxial drenado convencional (CD), onde a pressão da câmara (tensão radial total) mantém-se constante e a deformação axial é aumentada. Da definição de variação de tensões resulta que a trajetória de tensões totais imposta tem uma gradiente de  $\delta q/\delta p = 3$ , como se observa na Figura 3.26.



**Figura 3.26** - Trajetória de tensões totais para um ensaio triaxial de compressão convencional, (Wood, 2004).

Em um ensaio de compressão triaxial drenado convencional, a trajetória de tensões totais também será a trajetória de tensões efetivas.

$$\delta p' = K \delta \varepsilon_p \quad (3.32)$$

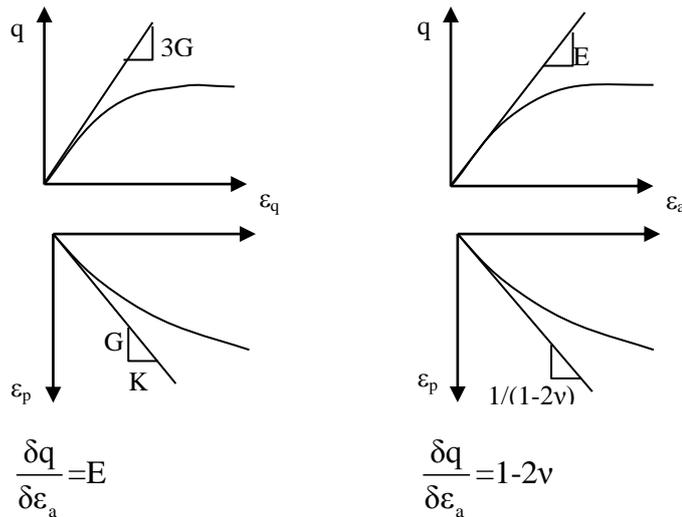
$$\delta q = 3G \delta \varepsilon_q \quad (3.33)$$

Portanto, temos:

$$\frac{\delta \varepsilon_p}{\delta \varepsilon_q} = \frac{3G}{K} \frac{\delta p'}{\delta q} \quad (3.34)$$

Se  $\delta q/\delta p' = \lambda$ , então  $\delta \varepsilon_p/\delta \varepsilon_a = 3G/\lambda K$ .

Dos resultados obtidos num ensaio de compressão triaxial, traçam-se diagramas, correspondentes à tensão desviadora  $q$ , e deformação volumétrica  $\varepsilon_p$ , em função da deformação distorcional  $\varepsilon_q$ , e a tensão desviadora  $q$  e deformação volumétrica  $\varepsilon_p$ , em função da deformação axial  $\varepsilon_a$ , para obter os parâmetros elásticos do solo, de acordo como se observa na Figura 3.27.



**Figura 3.27** - Propriedades elásticas deduzidas dos estados iniciais de ensaios triaxiais drenados convencionais, (a) plotados em função de deformação distorcional, e (b) plotados em função de deformação axial (Wood, 2004).

Observa-se que a resposta tensão-deformação dos solos é controlada pelas mudanças em tensões efetivas. Num ensaio de compressão triaxial convencional, seguindo a trajetória de tensões totais  $\delta p/\delta q = 3$  existirá uma poropressão  $\Delta u = \frac{\Delta q}{3}$  em todas as fases do ensaio. Segundo Craig (2007), de acordo com o conceito de estado crítico, este comportamento é apresentado em argilas normalmente adensadas.

Os parâmetros elásticos também podem ser determinados mediante um ensaio triaxial de compressão não drenado convencional, considerando que a deformação volumétrica é nula ( $\delta \varepsilon_p = 0$ ), a tensão média efetiva permanece constante ( $\delta p' = 0$ ), e as mudanças de poropressão ( $\delta u$ ) obedecem ao princípio de tensões efetivas ( $\delta u = \delta p - \delta p' = \delta p$ ). Portanto as mudanças de poropressão refletem os carregamentos impostos em tensões totais, e pode ser positivo ou negativo dependendo da trajetória de tensões seguida. Considerando o solo como material elástico e isotrópico, este não tem nenhuma predisposição intrínseca a mudar de volume uma vez que se cisalha, portanto as deformações de distorção e deformação axial são idênticas,  $\delta \varepsilon_q = \delta \varepsilon_a$ , e a inclinação da resposta tensão-deformação está dado por.

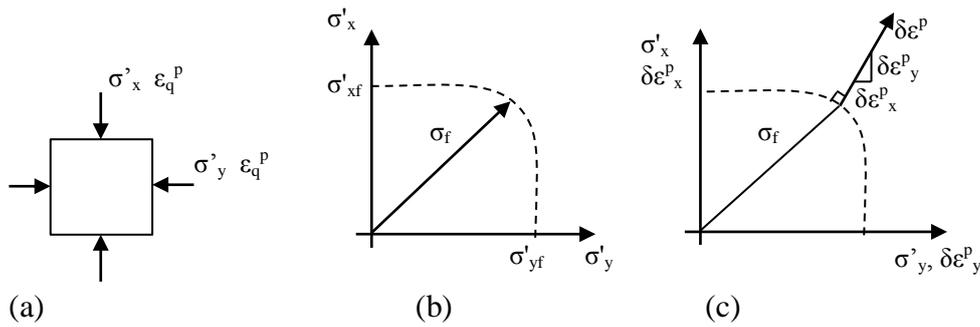
$$\delta q/\delta \varepsilon_q = \delta q/\delta \varepsilon_a = 3G \quad (3.35)$$

Neste ensaio, não é possível determinar o módulo volumétrico ( $K$ ) porque não existem mudanças de volume, no entanto, pode-se determinar uma resposta elástica de tensões totais considerando propriedades elásticas não drenadas,  $E_u$ ,  $\nu_u$ ,  $G_u$  e  $K_u$ .

$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_p \\ \delta\varepsilon_q \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{K_u} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G_u} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta p \\ \delta q \end{pmatrix} \quad (3.36)$$

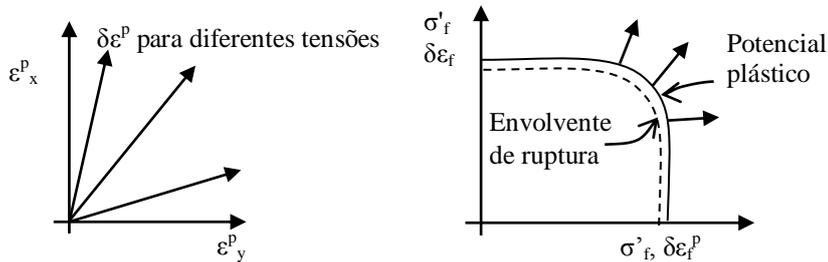
### Modelo Plástico perfeito

Quando uma carga atinge o ponto de escoamento, ocorrem deformações simultâneas elásticas e plásticas. Durante incrementos de deformação plástica, o trabalho feito é dissipado, então, as deformações plásticas não são recuperadas no descarregamento. No estado final, não há mudanças de tensão (a curva de tensão-deformação é horizontal). Portanto a deformação na ruptura é irreversível. A Figura 3.28 (a), mostra um elemento carregado até a ruptura com uma combinação arbitrária das tensões  $\sigma'_x$  e  $\sigma'_y$ . A combinação de tensões, que causam o fluxo plástico, é representada por uma envolvente de ruptura como se observa na Figura 3.28 (c); em qualquer ponto da envolvente o vetor da tensão de escoamento é  $\sigma_f$ . Visto que as tensões permanecem constantes e as deformações se acumulam com o tempo, a origem das deformações plásticas é arbitrária. Sobrepondo os eixos de tensões e deformações, com a origem das deformações plásticas localizada no ponto final do vetor de tensão de escoamento adequado, como se observa na Figura 3.28, a direção de um vetor de incremento de deformação plástica é dada por  $\delta\varepsilon_x^p / \delta\varepsilon_y^p$  (em qualquer ponto na envolvente). A “regra de fluxo” corresponde à relação entre a envolvente de ruptura e a direção do vetor de deformação plástica. Para materiais perfeitamente plásticos, o vetor de deformação plástica é normal em relação à envolvente de ruptura, isto é conhecido como “condição de normalidade de plasticidade perfeita”.



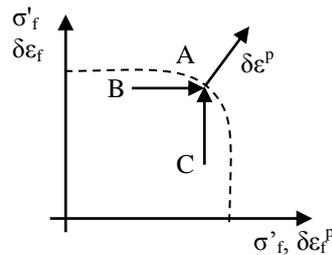
**Figura 3.28** - Comportamento de materiais ideais perfeitamente plástico (Atkinson, 1993).

Outra maneira de descrever a regra de fluxo para deformações plásticas é definir uma envolvente potencial plástica ortogonal a todos os vetores de deformação plástica, como se observa na Figura 3.29, a combinação de tensões que causam a ruptura e fluxo plástico está representada pela envolvente de ruptura. Então o material é perfeitamente plástico se o potencial plástico está associado com a envolvente de ruptura, portanto, a condição de normalidade e uma regra de fluxo associado são diferentes maneiras de dizer o mesmo.



**Figura 3.29** - Potencial plástico (Atkinson, 1993)

Uma característica importante das deformações plásticas é que estas deformações dependem do estado de tensões e não dependem de pequenos incrementos de tensões que causam a ruptura, em contraste com as deformações elásticas que dependem dos incrementos das tensões. Na Figura 3.30, os dois diferentes carregamentos,  $B \rightarrow A$  e  $C \rightarrow A$  causam a ruptura em A. As deformações plásticas são as mesmas para ambas trajetórias de carregamento, sendo regidas pelo gradiente da envoltória de ruptura em A e não pela trajetória de carga.



**Figura 3.30** - Vetor de deformações plásticas, (Atkinson, 1993)

### Modelo elástico perfeitamente plástico

Wood (2004) indica que muitos solos desenvolvem mudanças de volume significativas ainda quando só são submetidos a mudanças da tensão de cisalhamento. Quando estes são cisalhados com uma deformação suficiente grande, atingiram um estado de cisalhamento contínuo sem mudanças adicionais das tensões para grandes deformações. Por conseguinte a rigidez diminui para zero, este comportamento é conhecido como plasticidade perfeita.

Os incrementos de deformação que acompanham quaisquer mudanças nas tensões podem ser divididos em uma parte elástica (recuperável) e plástico (irrecuperável).

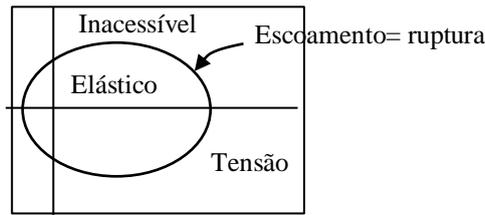
$$\delta\boldsymbol{\epsilon} = \delta\boldsymbol{\epsilon}^e + \delta\boldsymbol{\epsilon}^p \quad (3.37)$$

O tensor deformação é um vetor de seis elementos (componentes de deformação cartesiana), mas em muitas aplicações, é do interesse um subconjunto do vetor deformação. O incremento de deformação elástica  $\delta\boldsymbol{\epsilon}^e$  ocorre sempre que há alguma mudança nas tensões  $\delta\boldsymbol{\sigma}$ .

$$\delta\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \delta\boldsymbol{\epsilon}^e \quad (3.38)$$

No modelo plástico perfeitamente elástico, existe uma região do espaço de tensões que pode ser alcançado elasticamente. No entanto, logo que o contorno da região elástica é atingido, o material apresenta escoamento sob tensão constante. O contorno da região elástica é denominado superfície de escoamento e é descrito matematicamente pela função de escoamento, como se observa na Figura 3.31.

$$f(\boldsymbol{\sigma}) = 0. \quad (3.39)$$



**Figura 3.31** - Modelo elástico- perfeitamente plástico, superfície de escoamento separando regiões elástica e inacessível do espaço de tensões (Wood, 2004).

O incremento na deformação plástica  $\delta\epsilon^p$  ocorre quando o estado de tensões permanece na superfície de escoamento durante o incremento da carga, de modo que:

$$\delta f = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \delta \sigma = 0 \quad (3.40)$$

onde, T = transposta do vetor.

Esta relação é conhecida como uma “condição de consistência”. Este modelo está limitado a um conjunto de estado de tensões definido pela função de escoamento,  $f(\sigma)$ . Para o cálculo da deformação plástica, se considera que existe uma função potencial plástica,  $g(\sigma)$ , que pode ser avaliada no estado de tensões atual de maneira que o incremento da deformação plástica é dado por:

$$\delta\epsilon^p = \mu \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (3.41)$$

onde,  $\mu$ : multiplicador escala

A magnitude de  $\mu$  é arbitrária, porque apenas define o mecanismo de deformação plástica (razão de alguns componentes de deformação plástica). Só é necessário o gradiente da função potencial plástica,  $g(\sigma)$ , o valor atual da função não é relevante.

O escalar multiplicador pode ser expresso como.

$$\mu = \frac{\frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \mathbf{D} \delta \epsilon}{\frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \sigma}} \quad (3.42)$$

Assim se gera uma expressão para a matriz de rigidez elastoplástica,  $\mathbf{D}^{ep}$ , estabelecendo  $\delta\sigma$  como uma função de  $\delta\epsilon$ .

$$\delta\sigma = \left[ \begin{array}{c} \mathbf{D}\delta g \frac{\delta f^T}{\delta\sigma} \mathbf{D} \\ \mathbf{D} - \frac{\delta\sigma}{\delta f^T} \frac{\delta\sigma}{\delta\sigma} \mathbf{D} \frac{\delta g}{\delta\sigma} \end{array} \right] \partial\varepsilon = \mathbf{D}_{ep} \delta\varepsilon \quad (3.43)$$

Portanto, o incremento das tensões pode ser calculado a partir de qualquer incremento de deformação total que esteja causando escoamento. Podem-se deduzir incrementos das tensões de incrementos impostos nas deformações, mas a operação inversa nem sempre é possível se o estado de tensão atual já está no contorno da região elástica.

### Análises com resistência ao cisalhamento não drenado

O comportamento para carregamento não drenado do solo pode ser especificado com uma análise de tensões efetivas empregando os parâmetros efetivos do modelo constitutivo. De acordo com o princípio de Terzaghi, as tensões totais  $\sigma$  estão constituídos pelas tensões efetivas  $\sigma'$  e poropressões  $u$ . A poropressão está constituída pela poropressão de percolação em estado permanente  $u_{ss}$ , determinada em função do nível freático e o excesso de poropressão  $u_e$ , determinado durante os cálculos plásticos do comportamento de solos com resistência ao cisalhamento não drenado. Neste tipo de análise, considera-se que a água não resiste a nenhuma tensão de cisalhamento, por tanto, a resistência ao cisalhamento efetiva  $\tau'$  são iguais à resistência ao cisalhamento total  $\tau$ .

$$\sigma_{xx} = \sigma'_{xx} + u \quad (3.44a)$$

$$\sigma_{yy} = \sigma'_{yy} + u \quad (3.44b)$$

$$\sigma_{zz} = \sigma'_{zz} + u \quad (3.44c)$$

$$\tau_{xy} = \tau'_{xy} \quad (3.44d)$$

$$\tau_{yz} = \tau'_{yz} \quad (3.44e)$$

$$\tau_{zx} = \tau'_{zx} \quad (3.44f)$$

$$u = u_{ss} + u_e \quad (3.44g)$$

Devido ao fato de que a derivada da poropressão em estado permanente em função do tempo é igual a zero se estabelece que,  $\dot{u} = \dot{u}_e$ , portanto a lei de Hooke pode ser invertida para obter:

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx}^e \\ \dot{\varepsilon}_{yy}^e \\ \dot{\varepsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -v' & -v' & 0 & 0 & 0 \\ -v' & 1 & -v' & 0 & 0 & 0 \\ -v' & -v' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2v' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2v' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2v' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} - \dot{u} \\ \dot{\sigma}_{yy} - \dot{u} \\ \dot{\sigma}_{zz} - \dot{u} \\ \dot{\tau}_{xy} \\ \dot{\tau}_{yz} \\ \dot{\tau}_{zx} \end{bmatrix} \quad (3.45)$$

Considerando uma leve compressibilidade da água, o gradiente do excesso de poropressão se pode escrever como.

$$\dot{u} = \frac{K_w}{n} (\dot{\varepsilon}_{xx}^e + \dot{\varepsilon}_{yy}^e + \dot{\varepsilon}_{zz}^e) \quad (3.46)$$

$$n = \frac{e_0}{1 + e_0} \quad (3.47)$$

onde  $K_w$ : módulo volumétrico da água,  $n$ : porosidade do solo,  $e_0$ : índice de vazios inicial

Para especificar o comportamento com carregamento não drenado, a forma invertida da lei de Hooke pode ser escrita em função das tensões totais e os parâmetros não drenados  $E_u$  e  $v_u$ .

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx}^e \\ \dot{\varepsilon}_{yy}^e \\ \dot{\varepsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -v_u & -v_u & 0 & 0 & 0 \\ -v_u & 1 & -v_u & 0 & 0 & 0 \\ -v_u & -v_u & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2v_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2v_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2v_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} \\ \dot{\sigma}_{yy} \\ \dot{\sigma}_{zz} \\ \dot{\tau}_{xy} \\ \dot{\tau}_{yz} \\ \dot{\tau}_{zx} \end{bmatrix} \quad (3.48)$$

$$\text{onde } E_u = 2G(1+v_u) \quad \text{e} \quad v_u = \frac{v' + \mu(1+v')}{1 + 2\mu(1+v')}$$

$$\mu = \frac{1}{3n} \frac{K_w}{K'} \quad \text{e} \quad K' = \frac{E'}{3(1-2v')}$$

Um comportamento completamente incompressível é obtido considerando  $v_u = 0,5$ , mas este valor conduz a uma singularidade da matriz de rigidez. Na realidade, a água não é completamente incompressível, portanto o módulo volumétrico realista para a água deve ser muito grande. Brinkgreve et al. (2012) indica que para evitar problemas numéricos causados pela compressibilidade extremadamente baixa se considera,  $v_u = 0.495$ , mas isto conduz a que o solo seja ligeiramente compressível. Portanto, para se garantir resultados computacionais realistas, o módulo volumétrico da água deve ser muito maior, quando comparado

ao módulo volumétrico do esqueleto do solo ( $K_w \gg n K'$ ). Também se indica que esta condição, é suficientemente garantida adotando valores de  $v' \leq 0,35$ . Para modelar o comportamento do material submetido a carregamento não drenado, adiciona-se o módulo volumétrico da água à matriz rigidez, onde o valor deste módulo está dado por.

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(v_u - v')}{(1 - 2v_u)(1 + v')} K' = 300 \frac{0,495 - v'}{1 + v'} K' > 30 K' \quad (3.49)$$

Garantido pelo menos para  $v' \leq 0,35$  e  $K_w \leq K_w^0 = 2 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ .

Indica-se também que a rigidez volumétrica da água  $K_w$ , determinada desta forma, é um valor numérico relacionado à rigidez do solo, cujo valor é menor ou igual que a rigidez volumétrica real da água pura,  $K_w^0$ .

Brinkgreve et al. (2012) indicam que numa análise com comportamento do material submetido a carregamento não drenado, considera-se um módulo volumétrico não drenado implícito para o solo como um conjunto (considerando o esqueleto de solo e a água nos poros)  $K_u$ . Considera-se também a distinção entre tensões totais, tensões efetivas e excesso de poropressão, como segue.

Para tensões totais:

$$\Delta p = K_u \Delta \varepsilon_v \quad (3.50)$$

Para tensões efetivas:

$$\Delta p' = (1-B) \Delta p = K' \Delta \varepsilon_v \quad (3.51)$$

Para excesso de poro pressão:

$$\Delta u = B \Delta p = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v \quad (3.52)$$

Nesta análise, o módulo volumétrico não drenado é determinado usando a teoria de elasticidade, considerando parâmetros de rigidez efetiva  $E'$  e  $v'$ .

$$K_u = \frac{2G(1+v_u)}{3(1-2v_u)} \quad (3.53)$$

onde  $G = \frac{E'}{2(1+v')}$ ,  $v_u = 0,495$  (valor padrão no programa PLAXIS), ou,

$v_u = \frac{3v+B(1-v_u)}{3(1-2v_u)}$ , quando se dispõe do valor do parâmetro  $B$  de Skempton.

Um determinado valor do coeficiente de Poisson não drenado  $v_u$ , implica uma rigidez volumétrica de referência corresponde ao fluido dos poros,  $K_{w,ref} / n$ , como mostra a seguinte equação.

$$\frac{K_{w,ref}}{n} = K_u - K' \quad \text{e} \quad K_w \leq K_w^0$$

$$\text{onde } K' = \frac{E'}{3(1 - 2v')}$$

Quando não se dispõe do valor do parâmetro B de Skempton, a rigidez volumétrica do fluido dos poros pode ser estimada do grau de saturação, S, e a porosidade, n.

$$\frac{K_w}{n} = \frac{K_w^0 K_{air}}{S K_{air} + (1 - S) K_w^0} \frac{1}{n} \quad (3.54)$$

onde  $K_{air} = 100 \text{ kN/m}^2$  (para ar sob pressão atmosférica).

O valor do parâmetro B de Skempton é calculado em função da rigidez volumétrica do esqueleto do solo e do fluido dos poros.

$$B = \frac{1}{1 + \frac{n K'}{K_w}} \quad (3.55)$$

Schweiger (2002) indica que, ao considerar uma análise com carregamento não drenado, o programa PLAXIS, devido à pequena compressibilidade da água permitida por razões numéricas, considerando os parâmetros do modelo Mohr Coulomb, encontra o valor de B igual a 0,987. Portanto, é correta a afirmação que o parâmetro de poropressão B de Skempton é aproximadamente 1 para este tipo de análise.

O gradiente do excesso de poropressão é determinado da razão de deformação volumétrica.

$$\dot{u} = \frac{K_w}{n} \dot{\epsilon}_v \quad (3.56)$$

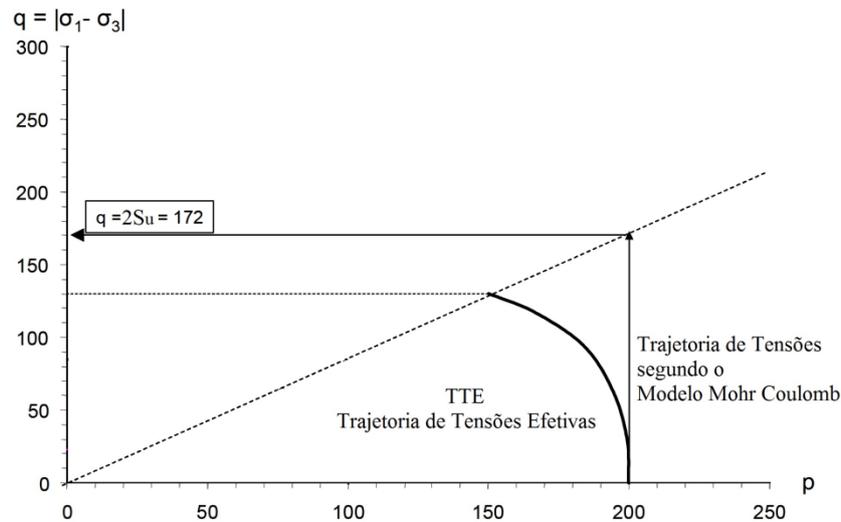
Para determinados tipos de solo, onde nem sempre estão disponíveis os parâmetros efetivos, podem ser desenvolvidos ensaios no campo e no laboratório para obter parâmetros não drenados do solo. Nestes casos, o Módulo de Young não drenado medido, pode ser convertido no Módulo de Young efetivo, baseado na lei de Hooke. A equação (3.18) se pode expressar em termos de parâmetros de

tensão totais como  $G = G' = \frac{E}{2(1+\nu')}$ , e como  $G = G_u = G'$ , então.

$\frac{E_u}{2(1+\nu_u)} = \frac{E'}{2(1+\nu')}$ , e substituindo  $\nu_u = 0.5$ , obtemos a seguinte equação.

$$E' = \frac{2(1+\nu')}{3} E_u \quad (3.57)$$

Brinkgreve et al. (2012) indicam que a resistência não drenada do material pode ser modelada usando parâmetros de resistência efetiva  $\phi'$  e  $c'$ , onde o desenvolvimento da poropressão desempenha um papel importante na determinação da trajetória de tensão efetiva adequada que conduzirá à ruptura. No entanto muitos modelos constitutivos não são capazes de determinar a trajetória de tensões efetiva correta, este é o caso do modelo Mohr Coulomb disponível no programa PLAXIS 2012.02. Esta limitação é ilustrada na Figura 3.32, onde a trajetória de tensões, desenvolvida de acordo com o modelo Mohr Coulomb considerando parâmetros efetivos ( $c$  e  $\phi$ ), segue uma trajetória vertical, isto é, a tensão efetiva média ( $p'$ ) permanece constante até a ruptura, portanto a resistência não drenada é quantitativamente errada. A Figura 3.32 apresenta os resultados de um ensaio triaxial CU numa argila mole (no plano de Cambridge), determinados por Waterman (2011); onde o valor da resistência não drenada determinada com o modelo Mohr Coulomb é  $S_u = 172/2 = 86$  kPa, enquanto que a resistência não drenada do solo é  $S_u = 65$  kPa, aproximadamente 30% menor. Brinkgreve et al. (2012) indicam que no programa a resistência não drenada é determinada adicionando a rigidez da água à matriz de rigidez, como acima indicado; portanto para determinar a resistência não drenada real do solo recomendam utilizar diretamente o parâmetro de resistência não drenada ( $S_u$ ) como parâmetro de entrada; isto permite o controle direto sobre a resistência, independente do estado de tensões e da trajetória de tensões seguida. Também recomendam comparar o estado de tensões resultante em todas as fases de cálculo com a resistência ao cisalhamento real ( $|\sigma_1 - \sigma_3| < 2S_u$ ).



**Figura 3.32** - Resistência não drenada de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb, adaptado de Waterman (2011)

### Estado inicial de tensões

As tensões iniciais, que representam o estado de equilíbrio do solo, são especificadas através de dois processos diferentes. O primeiro deles consiste em atribuir o estado inicial de tensões diretamente aos pontos de integração de Gauss, e o segundo processo consiste em efetuar uma análise preliminar que considere forças externas aplicadas devidas á ação da gravidade.

A primeira metodologia, conhecida como procedimento  $K_0$ , geralmente é utilizada quando a superfície do terreno é horizontal, consistindo em atribuir diretamente o valor das tensões iniciais em cada ponto de Gauss de integração em função da sua profundidade. Ou seja:

$$\sigma_{y0} = \gamma h \quad (3.58)$$

$$\sigma_{x0} = K_0 \sigma_{y0} \quad (3.59)$$

$$\tau_{xy0} = 0 \quad (3.60)$$

onde  $\sigma_{y0}$ ,  $\sigma_{x0}$ ,  $\tau_{xy0}$ : Tensões iniciais vertical, horizontal e de cisalhamento respectivamente,  $\gamma$ : peso específico do material,  $h$ : profundidade do ponto desde a superfície do terreno,  $K_0$ : valor do coeficiente de empuxo lateral em repouso obtido através de relações empíricas, na prática, considera-se que para um solo normalmente adensado, está relacionado com o ângulo de atrito mediante a relação de Jacky, onde  $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$ .

Na segunda metodologia, conhecida como carga gravitacional, as tensões iniciais são geradas baseadas nas forças de massa decorrentes do peso. Com isso,

as tensões verticais iniciais são determinadas em cada ponto da malha, localizado a uma profundidade  $h$ . Por sua vez, as tensões horizontais são dependentes da lei constitutiva utilizada. Assim, se o material considerado fosse linear e elástico, se teria a seguinte relação.

$$\sigma_{x0} = \frac{\nu}{1-\nu} \gamma h \quad (3.61)$$

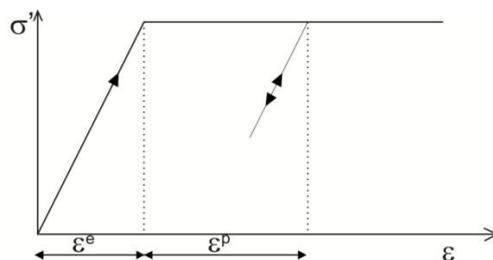
### 3.4.1. Modelo Mohr Coulomb.

Para avaliar a plasticidade, é empregada a função de escoamento  $f(\boldsymbol{\sigma})$ , apresentada como uma função da tensão e deformação. O escoamento plástico está relacionado com a condição  $f = 0$ . Esta condição pode ser apresentada como uma superfície no espaço de tensões principais. Um modelo perfeitamente plástico é um modelo constitutivo com superfície de escoamento fixo, isto é, uma superfície do escoamento definida pelos parâmetros do modelo e não é afetada pela deformação (plástica). Para os estados de tensão, representados por pontos dentro da superfície do escoamento, o comportamento é puramente elástico e todas as deformações são reversíveis.

O princípio básico da elasto-plasticidade estabelece que as deformações e os gradientes de deformação são decompostas numa parte elástica e uma parte plástica, como se apresenta na Figura 3.33.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^p \quad (3.62a)$$

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p \quad (3.62b)$$



**Figura 3.33** - Comportamento do modelo elástico perfeitamente plástico (Brinkgreve, 2012).

A lei de Hooke é usada para relacionar os gradientes de tensões com os gradientes de deformação elástica.

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{D} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \mathbf{D} (\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p) \quad (3.63)$$

De acordo com a teoria clássica da plasticidade, os gradientes de deformação plástica são proporcionais à derivada da função de escoamento em função das tensões, estabelecendo-se a plasticidade associada. Isto significa que os gradientes de deformação plástica podem ser representados como vetores perpendiculares à superfície de escoamento. Entretanto, para funções de escoamento tipo Mohr-Coulomb, a teoria de plasticidade associada, superestima a dilatação. Portanto, além da função de escoamento, se considera uma função potencial plástica  $g(\boldsymbol{\sigma})$ . O caso em que  $g \neq f$  denota plasticidade não associada. Em geral, os gradientes de deformação plástica são escritos como:

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \quad (3.64)$$

onde  $\lambda$ : multiplicador plástico ( $\lambda$  é zero para comportamento puramente elástico, enquanto  $\lambda$  é positivo para o caso de comportamento plástico)

$$\lambda = 0, \text{ para } f < 0 \text{ ou } \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D} \dot{\boldsymbol{\epsilon}} \leq 0 \text{ (Elasticidade)} \quad (3.65a)$$

$$\lambda > 0, \text{ para } f = 0 \text{ e } \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D} \dot{\boldsymbol{\epsilon}} > 0 \text{ (Plasticidade)} \quad (3.65b)$$

Estas equações podem ser utilizadas para obter a relação entre os gradientes de tensão efetiva e os gradientes de deformação para comportamento elástico perfeitamente plástico.

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \left( \mathbf{D} - \frac{\alpha}{d} \mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D} \right) \dot{\boldsymbol{\epsilon}} \quad (3.66a)$$

onde,

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \quad (3.66b)$$

O parâmetro  $\alpha$  é utilizado como interruptor; se o comportamento do material é elástico, o valor de  $\alpha$  é 0, enquanto que para plasticidade, o valor de  $\alpha$  é 1.

A teoria de plasticidade está limitada a superfícies de escoamento suaves. Para este tipo de superfície de escoamento, a teoria de plasticidade foi estendida para considerar o fluxo nos vértices com duas ou mais funções de potencial plástico.

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} + \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} + \dots \quad (3.67)$$

Da mesma forma, várias funções de escoamento quase independentes ( $f_1, f_2, \dots$ ) são utilizados para determinar a magnitude dos multiplicadores ( $\lambda_1, \lambda_2, \dots$ ).

### Formulação do modelo Mohr-Coulomb

A condição de escoamento de Mohr-Coulomb é uma extensão da lei de atrito de Coulomb para estado geral de tensões. Esta condição assegura que a lei de atrito de Coulomb seja cumprida em qualquer plano do elemento.

A condição de escoamento total de Mohr-Coulomb está conformada por seis funções de escoamento, quando é formulada em termos de tensões principais.

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (3.68a)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (3.68b)$$

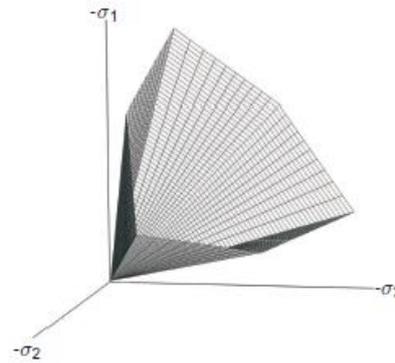
$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (3.68c)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (3.68d)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (3.68e)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (3.68f)$$

Os dois parâmetros do modelo plástico das funções de escoamento são o ângulo atrito  $\phi$  e coesão  $c$ . A condição  $f_i = 0$  ( $f_i$  designa cada função de escoamento individualmente) para todas as funções de escoamento, representa um cone hexagonal fixo no espaço de tensões principais, como se observa na Figura 3.34. Para estados de tensão dentro da superfície do escoamento, o comportamento é elástico e obedece a lei da elasticidade linear isotrópico de Hooke.



**Figura 3.34** - Superfície de escoamento no plano de tensões principais,  $c = 0$  (Brinkgreve, 2012).

Além das funções de escoamento, outras seis funções de potencial plástico são definidos para o modelo Mohr –Coulomb.

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (3.69a)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \quad (3.69b)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \quad (3.69c)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (3.69d)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \quad (3.69e)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi \quad (3.69f)$$

As funções potenciais plásticas contêm um terceiro parâmetro de plasticidade, o ângulo de dilatação  $\psi$ . Este parâmetro é necessário para modelar incrementos positivos da deformação plástica volumétrica (dilatação) como se observa em solos densos.

Para  $c > 0$ , o critério padrão de Mohr-Coulomb permite tração, portanto a tensão de tração admissível aumenta com a coesão. Na realidade, o solo não pode manter tensões de tração ou apenas muito pequenas. No programa PLAXIS, este comportamento é incluído na análise especificando a opção de corte por tração (tension cut-off), quando se utiliza esta opção, o valor predefinido da tensão de tração disponível  $\sigma_t$ , é considerado nulo. O corte por tração introduz outras três funções de escoamento adicionais, e adota-se uma regra de fluxo associado.

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0 \quad (3.70a)$$

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0 \quad (3.70b)$$

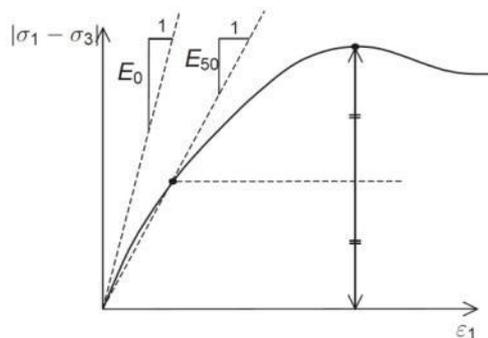
$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0 \quad (3.70c)$$

### Parâmetros básicos do modelo Mohr-Coulomb

O modelo linear elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, empregado pelo programa PLAXIS, requer cinco parâmetros,  $E$  (Módulo de Young),  $\nu$  (razão de Poisson),  $c$  (coesão),  $\phi$  (ângulo de atrito),  $\psi$  (ângulo de dilatância), descritos posteriormente. Estes podem ser determinados diretamente a partir de ensaios de laboratório em amostras de solo, ou indiretamente através de correlações com ensaios de campo.

### Módulo de Young (E)

O programa PLAXIS utiliza o módulo de Young para representar o módulo de rigidez básico no modelo elástico e no modelo Mohr-Coulomb. Em amostras de solo submetidas a ensaios triaxiais, a inclinação inicial da curva de tensão-deformação (módulo tangente) é considerado como  $E_0$ ; e o módulo secante para 50% da deformação é considerado como  $E_{50}$ , conforme ilustrado na Figura 3.35.



**Figura 3.35** - Definição de  $E_0$  e  $E_{50}$  para os resultados de ensaios triaxiais drenados (Brinkgreve, 2012).

Para materiais com uma ampla faixa linear elástica é realista usar  $E_0$ , mas para carregamento de solos geralmente se usa  $E_{50}$ . Tendo em conta os problemas de descarga (como no caso de escavações), é necessário considerar um módulo de descarga-recarrega ( $E_{ur}$ ) em vez de  $E_{50}$ . Ambos os módulos,  $E_{ur}$  e  $E_{50}$  tendem a aumentar com o incremento da tensão de confinamento. Portanto as camadas do solo profundas tendem a ter uma rigidez maior do que as camadas de superfície. A

rigidez também depende da trajetória de tensões seguida. A rigidez é muito maior para descarga e recarga, que para primeira carga. Além disso, a rigidez do solo observada em termos do módulo de Young pode ser menor para compressão (drenada) do que para o cisalhamento.

### **Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )**

Brinkgreve et al. (2012) indicam que no caso de geração de tensões pelo método carregamento gravitacional (gravity loading) para solos normalmente adensados, no modelo de Mohr Coulomb deve-se considerar uma relação realista para  $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$ . No caso de compressão unidimensional, deve-se selecionar uma razão de Poisson que dê um valor realista de  $K_0$ , em função dos valores de  $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$ . Também indicam que no caso de processos de carga os valores de  $\nu$  estão na faixa de 0,3 a 0,4. Para condições de descarregamento, no entanto, é mais adequado utilizar os valores no intervalo entre 0,15 e 0,25. Também recomendam que no caso de considerar parâmetros efetivos, para determinar a resistência não drenada do solo, deve-se garantir que o esqueleto do solo seja muito mais compressível do que a água nos poros, portanto o coeficiente de Poisson deve ser inferior a 0,35.

### **Coesão ( $c$ )**

Brinkgreve et al. (2012) indicam no modelo de Mohr- Coulomb, este parâmetro é usado para modelar a coesão efetiva do solo,  $c'$ , e no caso de areias sem coesão ( $c' = 0$ ), no programa alguns recursos não funcionam, portanto para evitar complicações, recomendam utilizar um pequeno valor nas camadas superficiais do solo ( $c > 0,2$  kPa), mas um valor positivo para a coesão conduzirá a resistência à tração (isto pode ser pouco realista), portanto se pode utilizar a opção de corte por tração para eliminar ou reduzir esta resistência. Também indicam uma desvantagem de utilizar parâmetros de tensão efetivos  $c'$  e  $\phi'$  para determinar a resistência ao cisalhamento não drenado, porque a trajetória determinada pelo modelo se desvia da trajetória de resistência real.

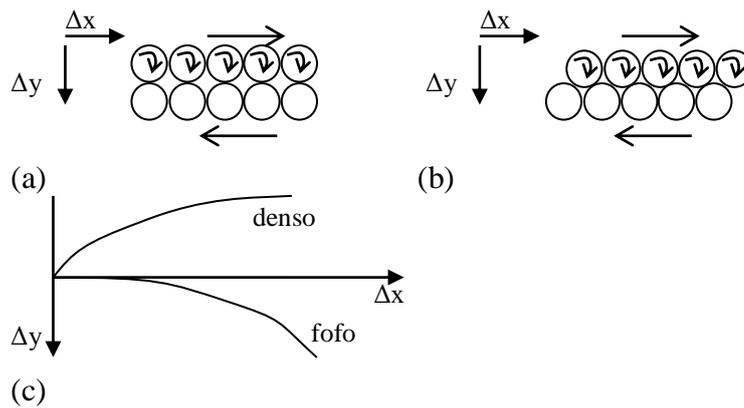
### **Ângulo de atrito ( $\phi$ )**

Brinkgreve et al. (2012) indicam que o ângulo de atrito é utilizado para modelar o atrito efetivo do solo, em combinação com uma coesão efetiva  $c'$ . O

ângulo de atrito determina a resistência ao cisalhamento mediante os círculos de tensão de Mohr. Também indicam que ângulos de atrito elevados, como no caso de areias densas, aumentam substancialmente o esforço computacional do cálculo plástico, em razão de que aproximadamente o tempo computacional aumenta exponencialmente com o ângulo de atrito. O cálculo do tempo tende a ser grande quando são utilizados ângulos de atrito acima de  $35^\circ$ ; portanto nos cálculos preliminares, deve ser evitado um ângulo de atrito elevado.

### **Ângulo de dilatância ( $\psi$ )**

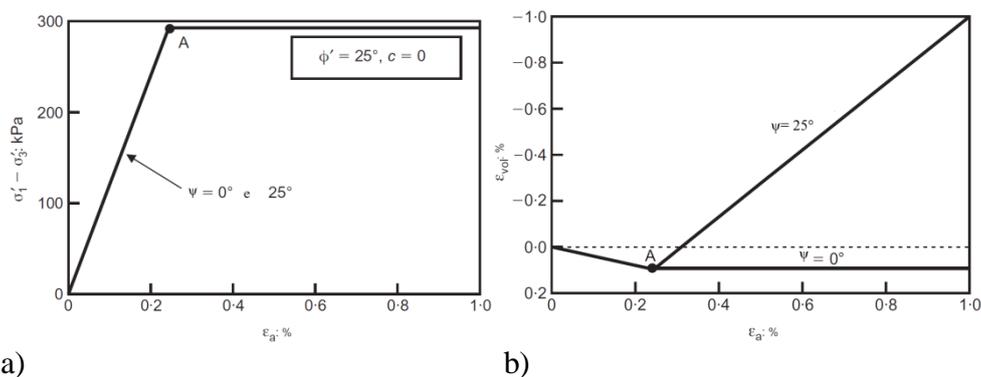
Segundo Wood (2004), a principal característica que distingue muitos solos de outros materiais é a elevada porção do volume do material composto de espaços vazios preenchidos de fluido. No caso de areias densas, aproximadamente a terça parte do volume está vazia, enquanto que para argilas normalmente adensadas os vazios podem constituir um volume maior. Quando a disposição das partículas é perturbada, no contorno da amostra se espera que o rearranjo seja acompanhado por alguma mudança no acondicionamento volumétrico. A Figura 3.36 apresenta o efeito inevitável da dilatância, produto do cisalhamento de camadas pouco compactas compostas de discos circulares. De acordo com o estado fofo das partículas circulares, as partículas em cada fila se movimentam lateralmente sobre as outras partículas, e em cada fila estas são deslocadas lateralmente sobre as outras partículas e caem nos espaços entre partículas na fila abaixo; portanto, o volume ocupado pelo solo reduz-se. A Figura 3.36 (c) exhibe a relação entre o movimento horizontal (deslocamento de cisalhamento) e o movimento vertical (variação de volume). Outro comportamento acontece quando o conjunto de partículas circulares está inicialmente no seu estado mais denso possível. As partículas da camada, que se deslocam lateralmente, são forçadas a saltar sobre as partículas na camada subjacente e o volume ocupado pelo solo acaba aumentando. A natureza da mudança de volume que ocorre é fortemente influenciada pela densidade do solo em seu estado original.



**Figura 3.36** - (a) Cisalhamento das camadas em estado fofo, (b) cisalhamento de camadas em estado denso, (c) mudança do volume em cisalhamento das camadas em estado fofo e estado denso (Wood, 2004).

Brinkgreve et al. (2012) indicam que o ângulo de dilatância se especifica em graus. Os solos argilosos apresentam pouca dilatância ( $\psi \approx 0$ ). A dilatância da areia depende da densidade e do ângulo de atrito. Em geral, o ângulo de dilatância é muito menor do que o ângulo de atrito. Para areias quartzosas a magnitude é  $\psi \approx \phi - 30^\circ$ . No entanto para valores de  $\phi$  menores de  $30^\circ$ , geralmente o ângulo de dilatância é zero. Um pequeno valor negativo de  $\psi$  é realista para areias muito fofas. Potts (2003) aponta que muitos modelos constitutivos não fornecem previsões lógicas. No caso do modelo Mohr Coulomb, é utilizado um ângulo de dilatância que varia na faixa de  $\psi = 0$  até  $\psi = \phi$ , considerando plasticidade associada. Este parâmetro controla a magnitude da dilatância plástica (expansão plástica de volume), e se mantém constante quando o estado tensional do solo está sobre a superfície de deformação plástica. Um ângulo de dilatância positivo implica que em condições drenadas o solo continuará expandindo-se enquanto se produz deformação por cisalhamento. Isto é irreal, porque a maioria dos solos atinge um estado crítico em algum ponto e ocorrerá deformação de cisalhamento adicional sem alterações de volume. Em relação às condições de carregamento não drenadas, Brinkgreve et al. (2012) indicam que o emprego do ângulo de dilatância positivo em conjunto com a restrição de mudança de volume para solos com resistência não drenada (em condições de curto prazo), leva à geração de tensões de tração nos poros; portanto o ângulo de dilatância deve ser zero, pois um valor positivo conferirá ao modelo resistência ilimitada devido à sucção.

Potts (2003) apresenta algumas limitações do modelo Mohr Coulomb considerando plasticidade associada (esta suposição implica que  $\psi = \phi$ ), onde o efeito do comportamento do solo sujeito a um ensaio de compressão triaxial drenado. Na Figura 3.37, apresentam-se os resultados do ensaio, considerando  $\psi = 0$  e o outro considerando  $\psi = \phi$ . Na Figura 3.37 (a), a magnitude do ângulo de dilatância não tem efeito no gráfico de tensão desviadora contra deformação axial; enquanto que, o ângulo de dilatância tem um efeito significativo no gráfico de deformação volumétrica contra deformação axial. Na Figura 3.37 (b), ambas as análises inicialmente apresentam idêntica compressão volumétrica elástica (antes do ponto A). Depois do limite elástico no ponto A, a deformação volumétrica plástica está controlada pela magnitude de  $\psi$ . Para qualquer valor de  $\psi$  distinto de zero, a dilatância plástica segue indefinidamente. Comparando com o comportamento real do solo, tanto o aumento indefinido da magnitude da dilatância quando  $\psi = \phi$  é irreal. Para  $\psi = 0$ , não se produz deformação volumétrica plástica, em consequência a deformação volumétrica fica constante quando se atinge o limite elástico.



**Figura 3.37** - Ensaio triaxial drenado com o modelo de Mohr Coulomb, a) Tensão axial contra deformação axial, b) Deformação volumétrica contra deformação axial.

### 3.5. Considerações do modelo

Referente às condições de contorno, no modelo 3D adotou-se as condições de contorno padrão, que são completamente fixa no plano de base e fixa apenas perpendicularmente à superfície nos planos laterais; e no modelo 2D adotou-se condições de contorno similares, fixas na base e só horizontalmente nos contornos laterais.

Na análise, para a conformação do domínio, são considerados elementos triangulares de 15 nós para o caso axisimétrico e elementos tetraédricos de 10 nós para a análise tridimensional.

No modelo, o lençol freático está abaixo da superfície do terreno do lado suportado, e na superfície de escavação (do lado escavado) conforme a escavação evolui. No modelo 3D, o cálculo do fluxo de águas subterrâneas foi estabelecido atribuindo superfícies de contorno subterrâneas, em cada configuração geométrica da escavação, atualizando estas superfícies para cada etapa de cálculo. O esgotamento do lençol freático na escavação (na camada de solo com resistência ao cisalhamento não drenado) produz um efeito de geração de excessos de poropressão negativos, abaixo da superfície de escavação.

Referente às condições de contorno do fluxo, no modelo em 3D, a condição de contorno fechada foi estabelecida aos contornos  $x_{\min}$ ,  $y_{\min}$  e  $z_{\min}$  porque o modelo foi desenvolvido considerando uma quarta parte do total da geometria da escavação do poço devido a sua simetria. Da mesma forma, no caso do modelamento 2D axisimétrico, estabeleceu-se o contorno fechado na coordenada  $y_{\min}$ . De acordo com estas condições, foi especificado um fluxo nulo nesses contornos.

Nos contornos laterais livres, a percolação foi estabelecida como  $h = z$ ; portanto a carga total subterrânea,  $h$ , é igual à carga de elevação  $z$  (posição vertical). Esta condição resulta a partir do fato de que a carga de pressão é zero nos contornos, que é a mesma condição que existe no nível inicial da água.

Os elementos de interface foram usados para simular elementos estruturais impermeáveis. Neste elemento não existe nenhuma ligação entre ambos os lados do elemento, portanto, obtém-se um fluxo nulo ao longo da superfície da parede de contenção do lado do terreno suportado.

O tipo de análise desenvolvido foi de tipo plástico considerando uma análise de deformação elástico-plástica, devido ao curto prazo de execução da escavação. O tipo de cálculo das poropressões foi de percolação da água com fluxo de regime permanente, por ser o único disponível para este tipo de análise no programa PLAXIS 3D 2012.02, como verificado na Figura 3.38; devido que segundo o suporte de engenharia do programa PLAXIS, a análise completamente acoplada de fluxo-deformação e análise de fluxo da água (regime transitório) não está disponível para a versão 2012. Na execução da análise desacoplada, os excessos

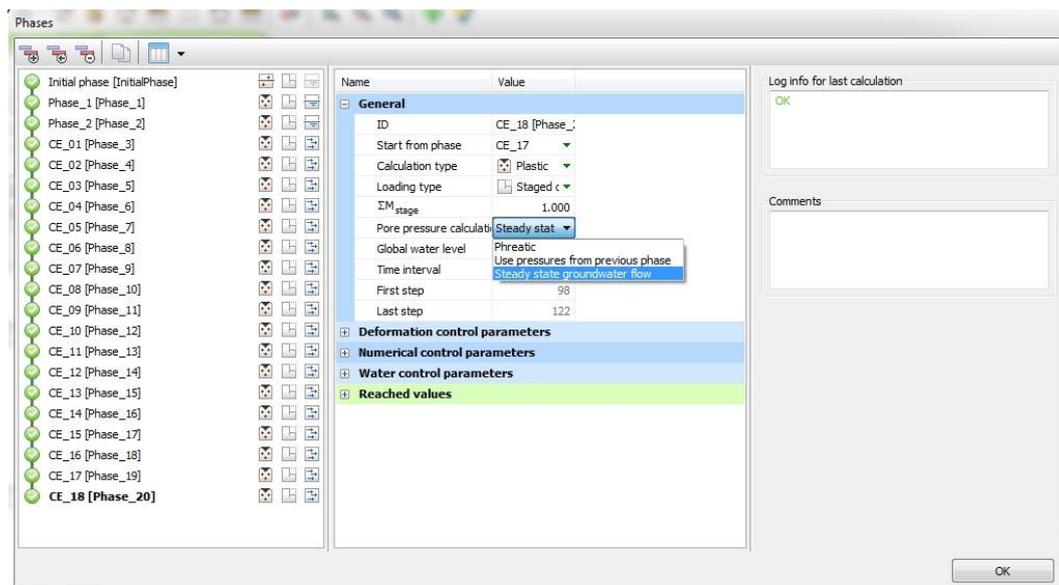
de poropressões são determinadas antes da análise de deformação, pelo programa complementar PlaxFlow; e posteriormente estes resultados são acoplados à análise de deformação, para finalmente apresentar os resultados.

A principal diferença entre uma análise plástica e uma análise de adensamento, consiste em que, na análise plástica não se considera o efeito do tempo para o cálculo; entretanto, na análise de adensamento por definição necessita-se de um intervalo de tempo e se requer de uma análise com fluxo da água em regime transiente. Quando se utiliza uma fase de cálculo plástica, o tempo da configuração padrão é zero, o que significa que toda a carga é aplicada instantaneamente. Ao mudar o intervalo de tempo para um valor diferente de zero, indica-se que a carga será aplicada de forma linear no tempo. Para a maioria dos modelos de materiais o tempo não terá efeito sobre os resultados finais numa fase plástica. A especificação de um intervalo de tempo numa fase de cálculo plástico pode, em alguns casos, ser conveniente quando se quer fazer um desenho de uma curva de construção contra o tempo. No programa, na análise plástica, para representar o comportamento de resistência ao cisalhamento não drenado dos solos, pode ser desenvolvida um comportamento drenado (considerando a dissipação total dos excessos de poropressão), ou um comportamento não drenado (considerando o efeito dos excessos de poropressão), de acordo com o tipo de análise, seja de longo ou curto prazo respectivamente. Isto é, no programa pode-se analisar o comportamento de curto prazo, permitindo solos com resistência ao cisalhamento não drenado, ou se pode analisar o comportamento de longo prazo, ignorando o comportamento dos solos com resistência ao cisalhamento não drenado.

Como resultado da análise no regime permanente, as mudanças dos excessos de poropressões (estes excessos de poropressão, no entanto não influenciam nas poropressões do estado permanente, pelo comportamento desacoplado), durante a análise podem gerar deformações num solo com resistência ao cisalhamento não drenado. Assim, ambos os efeitos são determinados separadamente (excessos de poropressão e poropressão com fluxo de regime permanente). Portanto no programa, um solo com resistência ao cisalhamento não drenado tem uma influência sobre os deslocamentos.

Para o desenvolvimento do modelamento, na análise das diferentes etapas de escavação se considerou análises não drenadas, considerando o efeito dos excessos das poropressões.

Para determinar a evolução do lençol freático e dos excessos de poropressão, considerou-se 18 etapas de análise, de acordo com a evolução da escavação e com os registros instrumentais disponíveis no campo, como se apresenta na Figura 3.38.



**Figura 3.38** - Cálculo do tipo estado permanente disponível no programa PLAXIS 3D 2012.02 para a análise desacoplado das poro pressões.

Outro elemento empregado no modelamento para a representação dos buzinetes foi o dreno. Mediante este elemento, representou-se o escoamento da água através da parede de contenção (através de aberturas locais). Portanto, para este elemento foi prescrita uma carga de elevação, já que por definição, dentro do dreno, as poropressões são iguais a zero. Segundo Brinkgreve et al. (2012), estes elementos também permitem reduzir os excessos de poropressão em todos os nós da drenagem até que sejam equivalentes à carga total atribuída ao elemento, portanto poropressões menores do que o equivalente à carga total atribuída não são afetados pelo dreno; entretanto usando drenos com carga total igual à carga de elevação mais cargas de pressão, só se afetaram os excessos de poropressão (reduzindo-se os excessos de poropressão até o valor atribuído). Atribuindo a menor carga total nos drenos, correspondente à carga de elevação, estes se tornarão como poços.