

INFLUÊNCIA DO AUMENTO DA PRESSÃO DE AR NA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE UM SOLO

Rosana Marília da Silva Silveira



Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar

DEDALUS - Acervo - EESC



31100036088

São Carlos

1998

Class.	TESE-EESC
Curr.	5676
Tombo	T0140198

8800036088

IT 0979258

S587i

Silveira, Rosana Marília da Silva

Influência do aumento da pressão de ar na resistência não drenada de um solo / Rosana Marília da Silva Silveira. São Carlos, 1998

Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1998

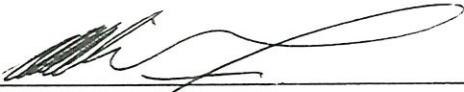
Orientador: prof. Dr. Orencio Monje Vilar

1. Mecânica dos solos.
2. Aterro sanitário.
3. Solo não saturado. I. Título

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidata: Engenheira **ROSANA MARILIA DA SILVA SILVEIRA**

Dissertação defendida e aprovada em 17-04-1998
pela Comissão Julgadora:



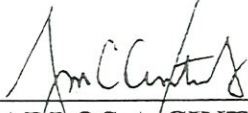
Prof. Assoc. **ORENCIO MONJE VILAR (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **SÉRGIO ANTONIO RÖHM**
(Universidade Federal de São Carlos - UFSCar)



Prof. Titular **JOÃO BAPTISTA NOGUEIRA**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Coordenador da Área de Geotecnia
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

AGRADECIMENTOS

Ao professor Dr. Orencio Monje Vilar, pela orientação, amizade e constante estímulo na realização deste trabalho.

A todos os professores do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) que muito contribuíram para minha formação profissional.

Aos técnicos do Departamento de Geotecnia da EESC, Oscar, Dito e Sr. Antônio e em especial ao José Luís pelo companheirismo e auxílio nos trabalhos de laboratório.

Às secretárias Maristela, Regina e Fabiana, e a bibliotecária Silvia, pelo carinho e amizade.

Aos funcionários Herivelto, Toninho, Álvaro e Dona Rosa pelos auxílios prestados e pela amizade.

A todos os colegas da pós-graduação pela amizade e companheirismo, em especial aos amigos Paulo Lodi e Danieli pela disponibilidade em me auxiliar nos momentos de dúvidas.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES, pela bolsa de estudo concedida.

A todos os amigos que estiveram sempre presentes nesta jornada.

A meus pais e minha irmã, a quem dedico este trabalho.

“a minha eterna gratidão”

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	iv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	v
RESUMO.....	vii
<i>ABSTRACT</i>	viii
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Aterros sanitários.....	5
2.1.1. Gases em aterros sanitários.....	7
2.2. Solos não saturados.....	10
2.3. Gases em solo.....	15
2.3.1. Resistência ao cisalhamento.....	17
2.3.2. Deformabilidade.....	28
2.3.2.1. Parâmetros de Elasticidade.....	30
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	34
3.1. Caracterização do solo.....	34
3.1.1. Características geológicas.....	36
3.2. Ensaio triaxiais.....	36
3.3. Ensaio triaxiais especiais para determinação da deformação.....	38
4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	42
4.1. Resultados dos ensaios de compressão triaxial.....	43
4.2. Análise dos resultados através das envoltórias $(p-u_a) \times q$	53
4.3. Análise da relação $(u_a-u_w) \times q$	64

4.4. Análise da deformação volumétrica.....	66
4.5. Análise da deformação.....	68
5. CONCLUSÃO.....	78
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	80

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Aterro sanitário (TCHOBANOGLIOUS, 1993).....	6
Figura 2	Fatores que afetam a produção de gás em aterros sanitários (REES, 1980).....	9
Figura 3	Estruturas do solo não saturado.....	13
Figura 4	Modelo para solo com bolhas de gás (WHEELER, 1988).....	15
Figura 5	Visualização do ar dissolvido na água (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).....	16
Figura 6	Resistência ao cisalhamento não drenada <i>versus</i> grau de saturação no início do cisalhamento para diferentes combinações de pressão de consolidação e contrapressão (WHEELER, 1988).....	18
Figura 7	Efeito do tipo de gás (CH ₄ ou CO ₂ em solução) no comportamento da areia densa em ensaio triaxial consolidado não drenado (RAD <i>et al.</i> 1994b).....	22
Figura 8	Efeito do gás metano em solução e na forma livre no comportamento da areia densa em ensaio triaxial consolidado não drenado (RAD <i>et al.</i> 1994b).....	24
Figura 9	Efeito do nível de pressão neutra inicial no comportamento da areia densa em ensaio triaxial consolidado não drenado (RAD <i>et al.</i> 1994b).....	25
Figura 10	Efeito do gás em solução no comportamento cíclico da areia fofa (RAD <i>et al.</i> 1994b).....	27
Figura 11	Resultado dos ensaios com edômetro (WHEELER <i>et al.</i> , 1990).....	29

Figura 12	Variação do módulo de cisalhamento normalizado dos ensaios coluna ressonante com teor de gás (DUFFY <i>et al.</i> , 1994).....	32
Figura 13	Curva granulométrica do solo estudado.....	34
Figura 14	Curva de compactação do solo.....	35
Figura 15	Resultados dos ensaios de compressão triaxial sem aplicação de pressão de ar.....	44
Figura 16	Resultados dos ensaios de compressão triaxial para tensão confinante de 200 kPa.....	45
Figura 17	Resultados dos ensaios de compressão triaxial para tensão confinante de 300 kPa.....	46
Figura 18	Resultados dos ensaios de compressão triaxial para tensão confinante de 400 kPa.....	47
Figura 19	Resultados dos ensaios de compressão triaxial para tensão confinante de 500 kPa.....	48
Figura 20	Valores máximos de resistência em função da pressão de ar, separados para diferentes valores de tensão confinante.....	51
Figura 21	Valores máximos de resistência em função da tensão confinante para os diversos valores de pressão de ar.....	52
Figura 22	Envoltória $(p-u_a) \times q$ para tensão confinante de 200 kPa.....	54
Figura 23	Envoltória $(p-u_a) \times q$ para tensão confinante de 300 kPa.....	54
Figura 24	Envoltória $(p-u_a) \times q$ para tensão confinante de 400 kPa.....	55
Figura 25	Envoltória $(p-u_a) \times q$ para tensão confinante de 500 kPa.....	55
Figura 26	Coesão em função da tensão confinante.....	56
Figura 27	Ângulo de atrito em função da tensão confinante.....	57
Figura 28	Envoltória $(p-u_a) \times q$ para todos os ensaios.....	58
Figura 29	Relação tensão confinante \times coesão a partir dos valores ajustados para um único valor de ângulo de atrito.....	59
Figura 30	Envoltória $(p-u_a) \times q$ para pressão de ar igual a zero.....	60
Figura 31	Envoltória $(p-u_a) \times q$ para pressão de ar igual a 100 kPa.....	60
Figura 32	Envoltória $(p-u_a) \times q$ para pressão de ar igual a 200 kPa.....	61
Figura 33	Coesão em função da pressão de ar.....	62

Figura 34	Ângulo de atrito em função da pressão de ar.....	62
Figura 35	Relação pressão de ar <i>versus</i> coesão a partir dos valores ajustados para um único valor de ângulo de atrito.....	63
Figura 36	Relação $(u_a - u_w) \times q$ para os diferentes valores de tensão confinante.	64
Figura 37	Relação $(u_a - u_w) \times q$ para os diferentes valores de $(\sigma_3 - u_a)$	65
Figura 38	Deformação volumétrica em função da tensão confinante para diferentes valores de pressão de ar.....	66
Figura 39	Deformação volumétrica no valor máximo de resistência em função da pressão de ar para diferentes valores de tensão confinante.....	67
Figura 40	Deformação axial em relação ao aumento da pressão de ar para uma tensão confinante de 300 kPa.....	69
Figura 41	Deformações axial e radial em relação ao aumento da pressão de ar para uma tensão confinante de 300 kPa.....	70
Figura 42	Envoltória para tensão confinante de 300 kPa e trajetória de tensões dos ensaios 54 e 55.....	71
Figura 43	Deformação axial em relação ao aumento da pressão de ar para uma tensão confinante de 500 kPa.....	72
Figura 44	Envoltória para tensão confinante de 500 kPa e trajetória de tensões do ensaio 57.....	73
Figura 45	Deformação axial em relação ao aumento da pressão de ar para uma tensão confinante de 300 kPa.....	74
Figura 46	Envoltória para tensão confinante de 300 kPa e trajetória de tensões do ensaio 62.....	75
Figura 47	Deformação axial em relação ao aumento da pressão de ar para uma tensão confinante de 500 kPa.....	76
Figura 48	Envoltória para tensão confinante de 500 kPa e trajetória de tensões do ensaio 64.....	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Típica distribuição de porcentagens de gases num aterro sanitário durante os primeiros 48 meses.....	8
Tabela 2	Possíveis combinações das variáveis de estado de tensões para um solo não saturado.....	11
Tabela 3	Resultados dos ensaios tipo triaxial com carga estática.....	21
Tabela 4	Resultados dos ensaios do tipo triaxial com carregamento cíclico..	26
Tabela 5	Características dos corpos de prova e dos ensaios.....	39
Tabela 6	Características dos corpos de prova e dos ensaios para verificação da deformabilidade.....	41
Tabela 7	Resultados dos ensaios de compressão triaxial.....	50
Tabela 8	Coefficientes das equações para diferença de tensões principais máxima em função da pressão de ar, para diferentes valores de tensão confinante. $(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx} = a - b.u_a$	52
Tabela 9	Dados obtidos através da envoltória $(p-u_a)$ x q para os diferentes valores de tensão confinante.....	56
Tabela 10	Valores de coesão em função de σ_3 para $\phi = 32,7^\circ$	58
Tabela 11	Dados obtidos através da envoltória $(p-u_a)$ x q para diferentes valores de pressão de ar.....	61
Tabela 12	Valores de coesão em função de u_a para $\phi = 32,7^\circ$	63

LISTA DE SÍMBOLOS

a	=	intercepto no eixo da resistência ao cisalhamento
c	=	coesão
c'	=	coesão efetiva
C_u	=	resistência ao cisalhamento não drenada
D_r	=	compacidade relativa
e	=	índice de vazios
e_w	=	índice de vazios da água (vazios preenchidos com água)
e_g	=	índice de vazios com gás (vazios preenchidos com gás)
f	=	fração do volume de bolhas de gás
G_u	=	módulo de cisalhamento não drenado
G_{sat}	=	módulo de resistência saturada
IP	=	índice de plasticidade
K'	=	módulo de compressibilidade drenada da matriz de solo
K_d	=	módulo de compressibilidade drenada
K_u	=	módulo de compressibilidade não drenada
p	=	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
q	=	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
LL	=	limite de liquidez
R	=	índice de tensão cisalhante cíclica
R^2	=	coeficiente de correlação da regressão
s	=	resistência ao cisalhamento do solo
Sr	=	grau de saturação
u_w	=	pressão neutra da água (pressão na fase líquida do fluido dos vazios do solo)

$u_a =$	pressão neutra do ar (pressão na fase gasosa do fluido dos vazios do solo)
$u_g =$	pressão de gás
$\alpha =$	inclinação da envoltória de resistência
$\varepsilon_v =$	deformação específica volumétrica
$\phi =$	ângulo de atrito interno
$\phi' =$	ângulo de atrito interno efetivo
$\phi^b =$	ângulo de atrito interno relativo a variações no Termo $(u_a - u_w)$, quando $(\sigma - u_a)$ é mantido constante
$\eta =$	quantidade de gás dissolvido nos poros de água dividido pela máxima quantidade de gás que pode ser dissolvido na água nas mesmas condições, expresso em porcentagem
$\rho =$	massa específica
$\rho_d =$	massa específica seca
$\rho_s =$	massa específica dos sólidos
$\sigma =$	tensão total
$\sigma' =$	tensão efetiva
$\sigma'' =$	tensão operativa
$\sigma'_c =$	pressão de consolidação inicial
$\sigma_v =$	tensão total vertical
$\sigma_1 =$	tensão principal maior
$\sigma_3 =$	tensão principal menor
$\tau_{cyc} =$	tensão cisalhante cíclica

RESUMO

SILVEIRA, R. M. S. (1998). Influência do aumento da pressão de ar na resistência não drenada de um solo. São Carlos, 1998. 85p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Avalia-se o comportamento mecânico, principalmente as questões relacionadas à resistência ao cisalhamento, de um solo não saturado quando do incremento de pressão de ar, em condições não drenadas. Busca-se com isso reproduzir o que pode ocorrer numa camada estanque de aterro sanitário, pela geração de gases durante os processos de digestão. Para tanto, ensaios de compressão triaxial, do tipo não drenado, foram realizados em corpos de prova de solo compactado nos quais, procura-se estudar de que forma o aumento da pressão de gás interfere nos parâmetros de resistência e na deformação do solo. Concluiu-se, como esperado, que a resistência decresce com o aumento da pressão de ar, havendo variação tanto do intercepto de coesão, quanto do ângulo de atrito. Por outro lado, corpos de prova carregados com um determinado nível de tensões, mantidas constantes, não se deformaram significativamente quando do incremento gradual da pressão de ar, talvez devido à rigidez dos corpos de prova, compactados no ramo seco da curva de compactação, porém, quando a pressão de ar atingiu determinados níveis, ocorreu a ruptura brusca do solo.

Palavras-chave: resistência não drenada; pressão de ar; solo não saturado; deformação; solo compactado; ensaios de laboratório; aterro sanitário.

ABSTRACT

SILVEIRA, R. M. S. (1998). The influence of air pressure on undrained shearing strength of a compacted sandy soil. São Carlos, 1998. 85p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The behavior of a non saturated compacted soil is studied considering the influence of air pressure on undrained shearing strength and the influence of increasing air pressure on soil deformation. Tests were thought to reproduce conditions that can be found in sanitary landfill by the gases generated during digestion process. From undrained triaxial compression tests, where air pressure was raised after consolidation, it was found, as expected, that shear strength decreases as air pressure is increased. Shear strength was related to net normal stress according to linear relationship for each value of confining pressure and both shear strength angle and cohesion intercept were found to vary with confining pressure. Samples loaded to a certain stress level didn't deform appreciably when air pressure was gradually increased, perhaps because of stiffness of sample compacted below of optimum water content, but, when air pressure reached a certain value, the sample abruptly failed.

Keywords: undrained shearing strength; air pressure; unsaturated soil; deformation; compacted soil; laboratory tests; sanitary landfill.

1. INTRODUÇÃO

Na teoria da mecânica dos solos saturados as equações da resistência ao cisalhamento e alteração de volume são escritas em termos de uma variável de tensão controlando o comportamento da estrutura do solo. Esta variável de tensão, $(\sigma - u_w)$, é chamada de tensão efetiva do solo onde σ = tensão total e u_w = pressão neutra da água.

Segundo FREDLUND & MORGENSTERN (1977) o comportamento da resistência ao cisalhamento e da alteração de volume de um solo não saturado pode ser melhor descrito em termos de duas variáveis independentes de tensão, $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$. O termo $(u_a - u_w)$ refere-se à sucção matricial onde u_a é a pressão neutra do ar.

A fim de manter uma situação de equilíbrio no solo, o termo $(\sigma - u_a)$ não deve ser nulo, ou seja, a tensão total, σ , deve manter-se com um valor maior que a pressão neutra do ar, u_a .

Um aumento da pressão de gás ocorre frequentemente em aterros sanitários, onde existe uma intensa geração de gases pela decomposição da matéria orgânica. Estes gases quando confinados, isto é, impossibilitados de dissiparem devido à inexistência ou ineficiência de sistemas de drenagem, levam a um acréscimo da pressão de gás e conseqüente decréscimo da variável $(\sigma - u_a)$, causando alterações no comportamento mecânico do solo e originando uma possível situação de instabilidade.

Segundo OWEIS (1993) e MASSACCI *et al.* (1993), um dos fatores que influenciam a estabilidade dos aterros sanitários são as pressões de gás no interior do maciço. De acordo com BENVENUTO *et al.* (1994), a estabilidade de maciços sanitários, além de depender das resistências dos resíduos, dependem dos sistemas de drenagem de chorume e dos drenos para saída de gases, pois esses são os responsáveis pela geração de pressões internas, que são fatores instabilizantes do maciço.

A grande maioria dos estudos relacionando resistência do solo à presença de gases, refere-se a solos que estão no fundo do mar, os quais apresentam gases em forma de bolhas. Estes gases são normalmente metano, nitrogênio ou dióxido de carbono produzidos pela decomposição da matéria orgânica.

WHEELER (1988) desenvolveu estudos para determinação da resistência ao cisalhamento em solos com bolhas de gás. Foram realizados ensaios não drenados do tipo triaxial em amostras de solo reconstituídas com grandes bolhas de metano. Os resultados indicaram que a resistência não drenada pode aumentar ou diminuir pela presença de bolhas de gás, dependendo de valores da pressão de consolidação e da pressão neutra inicial.

RAD *et al.* (1994) desenvolveram estudos dos efeitos do gás na resistência das areias. Foram realizados ensaios laboratoriais triaxiais com carregamentos cíclicos e estáticos para verificação da resistência não drenada. Os resultados dos ensaios indicaram que a presença de gás pode influenciar fortemente a resistência não drenada das areias. A extensão dos efeitos é, entre outras coisas, função do tipo de gás, da quantidade de gás e do nível de pressão.

Outra situação análoga que envolve um comprometimento da estabilidade devido a um aumento da pressão do fluido intersticial, diz respeito à instabilidade de taludes causada pelo aumento de pressão neutra no caso do rebaixamento rápido do lençol freático em reservatórios de barragens ou nas margens fluviais após uma

enchente. Para GUIDICINI & NIEBLE (1993), rebaixamento rápido refere-se a um abaixamento de água numa razão de pelo menos 1 m por dia. Com o rebaixamento rápido do nível de água, a descida da superfície piezométrica não acompanhará a do nível de água livre e, ao fim do processo, esta superfície estará acima do pé do talude, interceptando a superfície potencial de escorregamento num ponto acima da linha do terreno. Consequentemente, haverá um aumento considerável na pressão de água, a pressão efetiva atuante será menor, diminuindo assim as forças resistentes ao escorregamento.

Segundo LAMBE & WHITMAN (1979) os efeitos de um rebaixamento rápido do nível de água podem ser divididos em dois tipos. Pode ocorrer que o tempo de adensamento seja muito maior do que o tempo de rebaixamento ou, ao contrário, que o tempo de adensamento seja menor que o tempo de rebaixamento. No primeiro caso a pressão neutra imediatamente após o rebaixamento será igual a pressão neutra antes do rebaixamento mais a variação da pressão neutra devido a uma alteração na carga da água contra o talude. Ocorrerá um ajuste no adensamento mas a pressão neutra permanecerá alta até o excesso de água do talude drenar completamente. É então, alcançado um novo equilíbrio, correspondente ao baixo nível de água contra o talude. Em solos com alta permeabilidade tais como, areias grossas e pedregulhos, o tempo de adensamento geralmente será menor que o tempo de rebaixamento. Solos com drenagem lenta são os que representam uma situação mais crítica quanto à estabilidade de taludes, pois ocorre a situação em que o tempo de adensamento é muito maior que o tempo de rebaixamento.

Para o presente trabalho, ensaios de compressão triaxial não drenado foram realizados em solo para simulação da situação de aumento de pressão de gás em condições confinadas. Efetuou-se um total de trinta e sete ensaios em corpos de prova de areia argilosa, compactados com umidade e volume predeterminados, de modo a obter-se um corpo de prova poroso e com um teor de umidade abaixo do ótimo.

Dos trinta e sete ensaios realizados, vinte e nove foram usados para a determinação e análise principalmente da resistência ao cisalhamento. Os demais foram utilizados para estudo da deformação do solo nas condições de aumento gradativo de pressão de ar em condições não drenadas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Estão reunidos nesta revisão bibliográfica trabalhos referentes a aterros sanitários, bem como, trabalhos relacionados com o comportamento mecânico dos solos não saturados e ainda, trabalhos que tratam do aumento de pressão de gás em solos do fundo dos oceanos.

Vários pesquisadores desenvolveram estudos em solos do fundo do oceano onde ocorre uma situação similar ao caso dos aterros sanitários. Bolhas de gás e consequente aumento de pressão neutra do gás ocorrem pela decomposição da matéria orgânica abundante neste tipo de terreno. Estes estudos foram desenvolvidos para análise do aproveitamento destas áreas para construções de plataformas de petróleo.

2.1. ATERROS SANITÁRIOS

Dentre as atividades mais comuns de disposição e tratamento dos resíduos sólidos, consideradas adequadas sob o ponto de vista sanitário e ecológico, pode-se citar: a compostagem, a incineração e o aterro sanitário (CARVALHO, 1996).

O aterro sanitário além de ser o método mais antigo para disposição de rejeitos, é o mais econômico e por isso, o mais difundido em todo o mundo (SCHALCH, 1990).

A técnica de execução de um aterro sanitário consiste na compactação do resíduo em células com altura variando de 2 a 4 m e inclinação do talude de aproximadamente 1:3. O resíduo deverá ser compactado e após recoberto por uma camada de solo de 15 a 30 cm, formando-se assim as células do aterro que, sobrepostas irão formar a estrutura final do aterro.

Após a conclusão dos trabalhos de disposição no aterro, deve ser executada uma camada final de recobrimento de argila compactada, de no mínimo 60 cm, Figura 1.

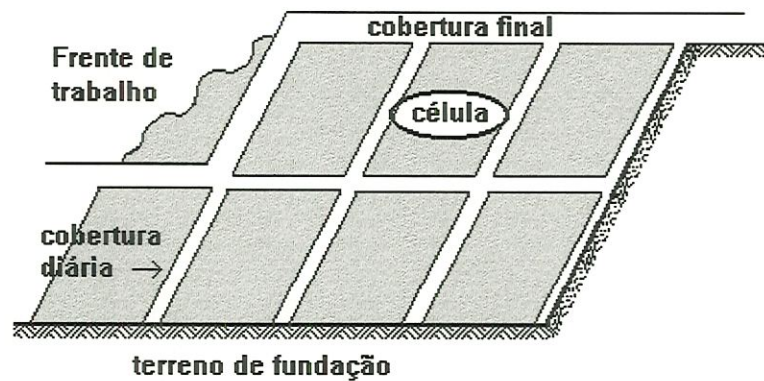


Figura 1. Aterro sanitário. Fonte: TCHOBANOGLIOUS (1993).

Na camada de fundo dos aterros são usados *liners*, que, pela capacidade de estanqueidade, são recursos utilizados para reter a percolação de um líquido, de forma que ele não atinja as águas naturais.

Os aterros sanitários sofrem processos de transformações químicas e biológicas decorrentes da decomposição da matéria orgânica presente nos resíduos sólidos, da qual resulta a produção de chorume e gás.

Para dissipação do gás gerado, alguns aterros possuem um sistema de drenagem constituído por um conjunto de drenos verticais distanciados de 50 a 100 m uns dos outros e drenos horizontais para facilitar a operação.

2.1.1. GASES EM ATERROS SANITÁRIOS

Os gases encontrados em aterros sanitários incluem ar, amônia, dióxido de carbono, monóxido de carbono, metano, nitrogênio e oxigênio. Dióxido de carbono e metano são os principais gases produzidos da decomposição anaeróbia dos rejeitos orgânicos sólidos. Dados típicos da porcentagem da distribuição dos gases encontrados num aterro sanitário são mostrados na Tabela 1. Conforme TCHOBANOGLOUS (1993), a porcentagem inicial alta de dióxido de carbono é o resultado da decomposição anaeróbia. A decomposição aeróbia continua ocorrendo até que o oxigênio do ar inicialmente presente no aterro compactado seja exaurido. Em seguida, a decomposição continuará de forma anaeróbia. Após aproximadamente 18 meses a composição do gás permanece razoavelmente constante. Se o aterro não possui drenos para saída de gás, provavelmente a porcentagem de metano aumentará ainda por um longo período de tempo, isto porque o dióxido de carbono se dissipará dentro da camada abaixo do aterro.

Segundo TCHOBANOGLOUS (1993), em aterros com drenos de escape funcionando eficazmente, o gás metano não deveria representar problema. Por sua vez, o dióxido de carbono é problemático por sua densidade (1,98 g/l). O dióxido de carbono é aproximadamente 1,5 vezes mais denso que o ar e 2,8 vezes mais denso que o metano, deste modo, tende a mover-se para o fundo do aterro. Como resultado a concentração de dióxido de carbono na parte inferior de um aterro pode ser alta durante vários anos.

Tabela 1. Típica distribuição de porcentagens de gases num aterro sanitário durante os primeiros 48 meses.

Intervalo de tempo após a conclusão da célula (meses)	Porcentagem média por volume		
	Nitrogênio (N ₂)	Dióxido de carbono (CO ₂)	Metano (CH ₄)
0-3	5.2	88	5
3-6	3.8	76	21
6-12	0.4	65	29
12-18	1.1	52	40
18-24	0.4	53	47
24-30	0.2	52	48
30-36	1.3	46	51
36-42	0.9	50	47
42-48	0.4	51	48

Fonte: Merz & Stone¹ *apud* TCHOBANOGLOUS (1993).

A quantidade de gás produzido nos aterros depende de uma série de fatores. O controle de infiltração de água é o principal fator que influencia todos os outros parâmetros que afetam diretamente a atividade microbológica. A Figura 2 identifica estes fatores.

Para dissipação dos gases gerados é necessário um sistema coletor que dissipe, queime ou capture estes gases para um possível aproveitamento como combustível.

¹MERZ, R.C. & STONE, R. "Special Studies of a Sanitary Landfill", U.S. Department of Health, Education, and Welfare, Washington, D.C., 1970.

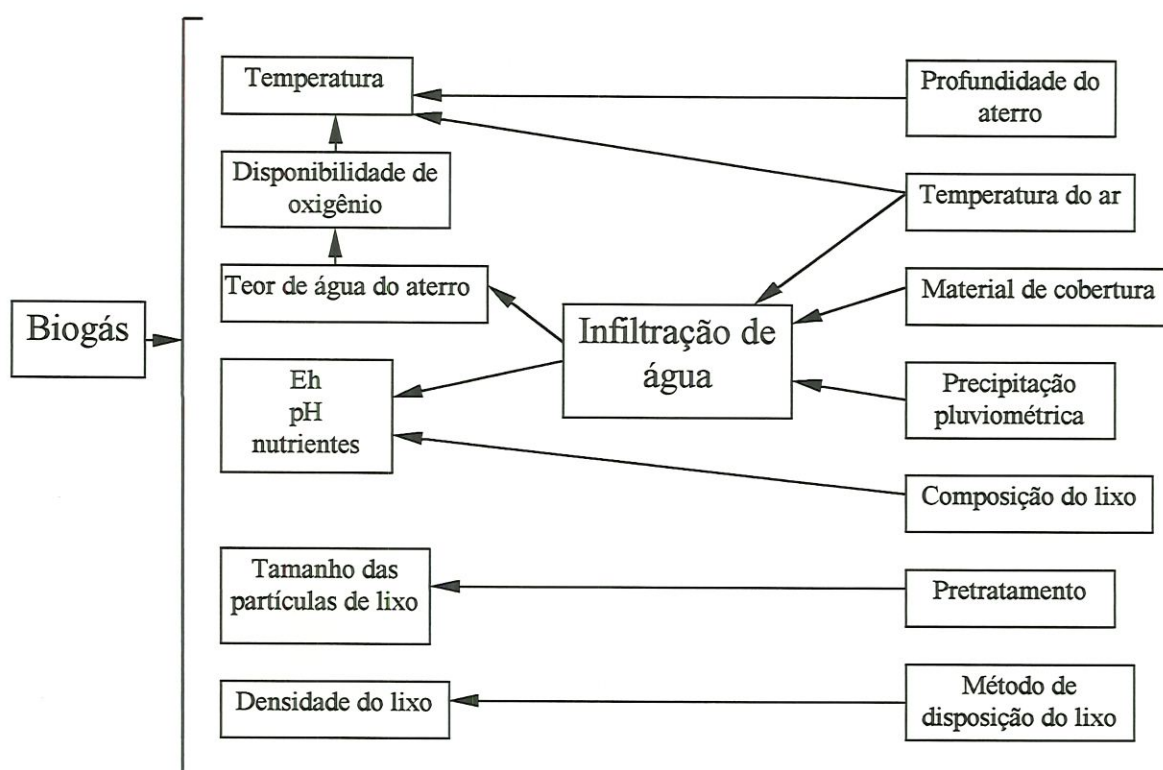


Figura 2. Fatores que afetam a produção de gás em aterros sanitários. Fonte: REES (1980)

Nos trabalhos desenvolvidos no aterro sanitário Bandeirantes em São Paulo, CEPOLLINA *et al.* (1994) concluíram que existem bolsões de gás na massa de lixo, provavelmente formados por emaranhados de plástico. CARVALHO (1996) observou ainda que as camadas de recobrimento diário interferem na permeabilidade vertical dos aterros, podendo ocasionar a formação de bolhas de gás.

CEPOLLINA *et al.* (1994) observaram também uma ineficiente drenagem de gases no aterro. Concluíram eles que, um deslizamento no sub-aterro AS-1, teve como causa principal os elevados níveis de pressões internas de chorume e gás. Ressalta-se a gravidade do problema pelo fato de os aterros sanitários apresentarem alturas cada vez maiores. Devido a crescente produção de lixo associada à exiguidade

de áreas disponíveis para a disposição de resíduos, alguns aterros já superaram a altura de 100 m.

GÜLER & AVCI (1995) citam que o escorregamento de um talude num aterro sanitário em Istambul, na Turquia, pode estar ligado ao fato de, neste aterro, não ter sido instalado sistemas de drenagem de chorume e gás.

2.2. SOLOS NÃO SATURADOS

Um elemento de solo saturado pode ser entendido como um sistema bifásico, formado por água e partículas minerais. Por sua vez, solos não saturados normalmente vinham sendo estudado como um sistema de três fases. Mais recentemente, a interface ar-água tem sido admitida como uma quarta fase independente (FREDLUND & MORGENSTERN, 1977)

FREDLUND & MORGENSTERN (1977) e FREDLUND (1979) entendem que este elemento de solo com quatro fases, quando sujeito a gradientes de tensões, duas destas fases atingem um novo equilíbrio (as partículas sólidas e a interface água-ar) e as outras duas fluem (água e ar).

O comportamento mecânico de um solo não saturado pode ser descrito pelo estado de tensões atuantes no solo que, por sua vez, consiste de certas combinações de variáveis de tensão que podem ser denominadas de variáveis de estado de tensões.

Segundo FREDLUND & RAHARDJO (1993), existem três combinações possíveis de variáveis de tensões, apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Possíveis combinações das variáveis de estado de tensões para um solo não saturado.

Pressão de referência	Variáveis do estado de tensões
Ar, u_a	$(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$
Água, u_w	$(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$
Total, σ	$(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$

A combinação $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ apresenta-se como a mais eficiente para o uso na prática (FREDLUND, 1979). Esta combinação mostra-se vantajosa porque os efeitos de uma alteração na tensão normal total podem ser separados dos efeitos causados por uma variação na pressão neutra da água (FREDLUND & RAHARDJO, 1993), ou seja, quando a pressão da água se altera, apenas uma variável do estado de tensões é afetada (RÖHM, 1992), e também porque, a pressão neutra do ar normalmente é zero.

FREDLUND & MORGENSTERN (1977) fizeram ensaios para comprovar a validade da teoria das variáveis do estado de tensões, denominados *null tests*. Nestes ensaios, variáveis do estado de tensões são preestabelecidas e as componentes σ , u_a e u_w variam em mesmas quantidades a fim de manter constante os valores destas variáveis. Assim sendo, as componentes das variáveis do estado de tensões aumentam ou diminuem igualmente enquanto alterações no volume do solo são controladas.

Se a proposta das variáveis do estado de tensões é válida, não deverá ocorrer variação de volume da amostra e o grau de saturação, S_r , deve permanecer constante durante o ensaio.

Os resultados mostraram que praticamente não houve alteração de volume na totalidade das amostras. As variáveis do estado de tensões foram então consideradas adequadas para descrever o comportamento mecânico dos solos não saturados (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

Segundo FREDLUND & RAHARDJO (1993), existem condições limites do estado de tensões que ocorrem quando uma das variáveis de estado de tensões, σ , u_a ou u_w , vem a ser zero. Além disso, existe uma hierarquia com relação à magnitude das componentes de tensão individual num solo não saturado:

$$\sigma > u_a > u_w$$

Esta hierarquia deve manter-se para garantir condições de equilíbrio estável. Por exemplo, se a pressão do ar, u_a , é elevada a um valor maior do que a tensão total, σ , poderá ocorrer uma “explosão” do corpo de prova. Em outras palavras, se a diferença de tensões ($\sigma - u_a$) for igual a zero, uma condição limite do estado de tensões é alcançada.

Outra condição limite do estado de tensão ocorre quando a sucção matricial ($u_a - u_w$) for igual a zero. Se a pressão da água é aumentada a um valor maior que a pressão do ar, o grau de saturação do solo aproxima-se a 100%.

FREDLUND & MORGENSTERN (1977) propuseram uma expressão para a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados em termos de duas variáveis independentes de estado de tensão, ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$).

A equação da resistência ao cisalhamento é expressa então como:

$$s = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (1)$$

onde:

c' = parâmetro de coesão efetiva,

ϕ' = ângulo de atrito interno relativo a variações no termo ($\sigma - u_a$), quando ($u_a - u_w$) é mantido constante,

ϕ^b = ângulo de atrito interno relativo a variações no termo ($u_a - u_w$), quando ($\sigma - u_a$) é mantido constante.

Verifica-se então que, para um solo não saturado, a equação da resistência ao cisalhamento adquire uma forma tridimensional, sendo os círculos de tensão correspondentes à condição de ruptura representados em um diagrama com as variáveis de estado de tensão nos eixos do plano horizontal e a resistência ao cisalhamento no eixo das ordenadas. Portanto a curva envoltória de Mohr-Coulomb obtida para os solos saturados, transforma-se em uma superfície.

Os solos não saturados podem apresentar uma das três formas seguintes:

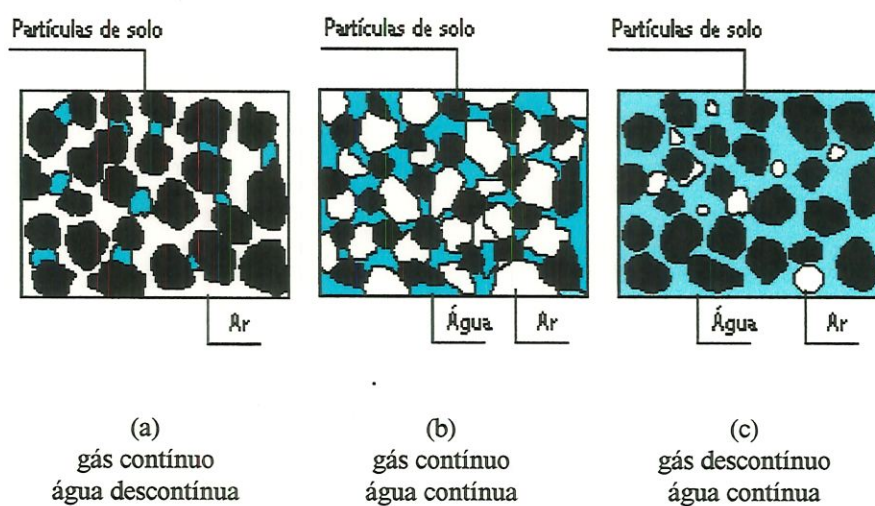


Figura 3. Estruturas do solo não saturado.

WROTH & HOULSBY (1985) observaram que os três diferentes tipos de solo não saturado mostrados na Figura 3 possuem comportamentos muito diferentes.

No primeiro caso, (a), claramente a pressão do gás mostra-se importante, e a maior contribuição para a tensão efetiva será da pressão neutra da água.

O caso (b) é mais complexo, com pressões de gás e água sendo consideradas importantes. A tensão efetiva terá uma importante contribuição também da tensão superficial originada da interface ar-água.

No caso (c), a pressão neutra da água é importante e a tensão efetiva pode ser expressa como para os casos de solos saturados, desde que, as bolhas de gás sejam menores que a dimensão média das partículas. O principal efeito ao diminuir o grau de saturação do solo neste caso é que a fase fluida torna-se mais compressível. Se as bolhas de gás são consideravelmente maiores que as partículas, então, as pressões do gás e da água são consideradas importantes.

Segundo SANTOS NETO & ALMEIDA (1993), para o estudo da compressibilidade dos solos não saturados é fundamental entender a condição do ar nos vazios. Quando o ar está em forma contínua, o fluxo é controlado pela permeabilidade do ar nos vazios o que faz com que as deformações ocorram rapidamente. Quando o ar está ocluso, a permeabilidade da água é que controla o fluxo nos vazios.

Segundo MATYAS & RADHAKRISHNA (1968), o conceito de duas variáveis de tensão independentes, $(\sigma - u_g)$ e $(u_g - u_w)$, sendo u_g a pressão de gás, tem sido aplicado com sucesso em solos onde o gás e a água são contínuos, porém, quando uma das fases apresenta-se de forma descontínua, esta teoria não pode ser usada.

WHEELER (1986) desenvolveu estudos nos casos em que a água apresenta-se de modo contínuo e o gás descontínuo. Barden & Sides², citados por WHEELER (1986), expõem que o gás ocorre em pequenas bolhas se o grau de saturação está acima de um valor crítico. Sparks³, também citado por WHEELER(1986), sugere que o valor crítico de saturação é aproximadamente 0,85, no entanto, este valor provavelmente varia significativamente com o tipo de solo.

²BARDEN, L. & SIDES, G.R. (1970). "Engineering behaviour and structure of compacted clay". J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs 96, SM4, 1171-1200.

³SPARKS, A.D.W. (1963). "Theoretical considerations of stress equations for partly saturated soils". Proc. 3rd African Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Salisbury, Rhodesia 1, 215-218.

2.3. GASES EM SOLO

A maioria dos estudos relacionados a gases no solo referem-se a solos do fundo do mar, os quais apresentam gás em forma de bolhas. Este gás é normalmente metano, nitrogênio ou dióxido de carbono produzidos pela decomposição da matéria orgânica.

Conforme ANDERSON & HAMPTON (1980), nos solos marinhos não saturados as bolhas de gás normalmente são muito maiores do que as partículas de solo

O modelo criado por WHEELER (1988a) para simplificar o entendimento da estrutura em estudo, foi de uma estrutura composta por bolhas de gás isoladas dentro de uma matriz de solo saturado, conforme a Figura 4(a). Na Figura 4(b), aparece esquematizado um volume unitário de partícula de solo com a distribuição dos volumes e as relações com os parâmetros e (índice de vazios) e S_r (grau de saturação).

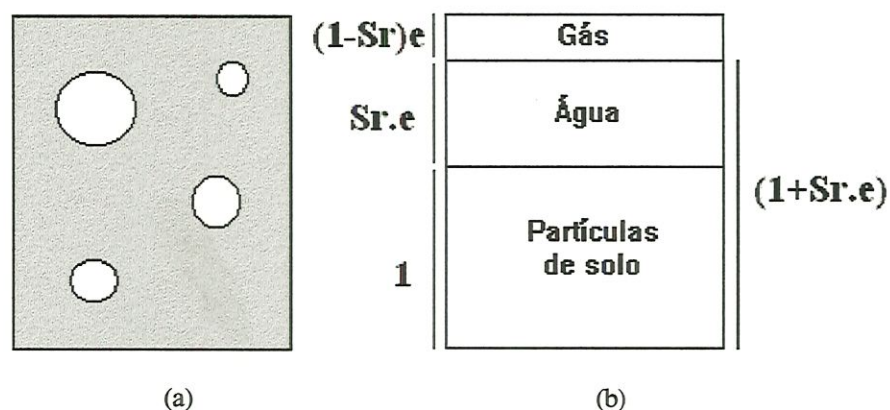


Figura 4. Modelo para solo com bolhas de gás. Fonte: WHEELER (1988a)

NAGESWARAN (1983) concluiu que a presença de bolhas de gás provoca significantes efeitos nas propriedades dos solos. Pela alta compressibilidade das bolhas, obviamente o comportamento quanto a alteração de volume é afetado. COLEMAN & PRIOR (1978) e PRIOR & SUHAYDA (1979), conforme WHEELER (1988a) sugerem que a presença de gás não dissolvido pode ser parcialmente responsável pelo escorregamento de terra em taludes com ângulos baixos na área do Delta do Mississippi, devido a um decréscimo na resistência ao cisalhamento nestas áreas.

O gás dissolvido na água ocupa aberturas existentes entre as moléculas de água. Segundo Rodesbuch and Buswell⁴ *apud* FREDLUND & RAHARDJO (1993), as moléculas de água formam uma estrutura de grade com aberturas denominadas de “gaiolas”, como ilustrado na Figura 5. As “gaiolas” possuem um volume de aproximadamente 2% do volume total de água.

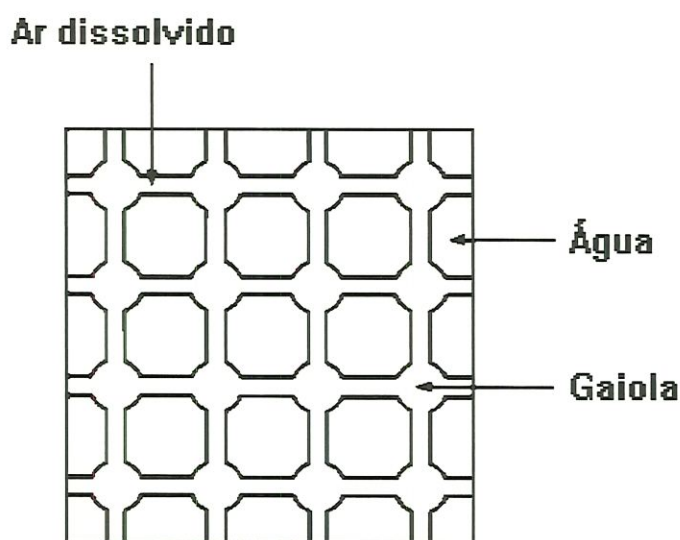


Figura 5. Visualização do ar dissolvido na água. Fonte: FREDLUND & RAHARDJO (1993).

Segundo RAD *et al.* (1994b), o gás no solo pode existir em solução na água ou na forma livre. Três diferentes modos de ocorrência de gás são verificados

dependendo da relação entre a pressão de gás, a tensão no terreno e a resistência do solo. Deste modo, gás livre pode ocorrer:

- Em bolhas que se formam dentro de cavidades formadas pela reestruturação da matriz de solo ao redor, principalmente em argila muito mole (NAGESWARAN, 1983);
- Dentro de micro ou macro fraturas em argila rija (Forsberg *et al.*)⁵;
- Em bolhas oclusas ou interconectadas que se formam como uma substituição da água sem qualquer efeito na matriz de solo, principalmente em areia (Rad *et al.*)⁶.

2.3.1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Os estudos de WHEELER (1988b) apresentaram medidas da resistência ao cisalhamento não drenada de uma série de ensaios do tipo triaxial com amostras de solo reconstituídas com grandes bolhas de metano. Os resultados indicam que a resistência não drenada pode aumentar ou diminuir pela presença de bolhas de gás, dependendo de valores da pressão de consolidação e da pressão neutra inicial.

Os ensaios foram conduzidos em câmaras de ensaio triaxial modificadas para permitir a medida na alteração do volume das amostras devido a compressão das bolhas de gás.

A variação de volume na amostra foi medida pelo acompanhamento dos efeitos sobre o fluido das células ao redor da câmara. Se houver uma compressão na

⁴ RODEBUSH, W.H.; BUSWELL, A.M.; "Properties of water substances", Highway Res. Board Special Report, nº 40, 1958.

⁵ FORSBERG, K.F., RAD, N.S., LUNNE, T. (1989). "Effect of gas on soil behavior". Literature survey: modes of gas occurrence and migrations, and effect of gas on soil behavior". NGI Rep. N°521590-2, Norwegian Geotech. Inst., Oslo, Norway.

⁶ RAD, N.S., FORSBERG, C.F., LUNNE, T. (1988). "Effect of gas on soil behavior; modes of occurrence and general literature survey". NGI Rep. N°521590-2, Norwegian Geotech. Inst., Oslo, Norway.

amostra, ocorrerá um fluxo de água para dentro da célula, o qual é medido com uma bureta.

A Figura 6 mostra a resistência ao cisalhamento não drenada C_u versus o grau de saturação no começo do cisalhamento para cada uma das diferentes combinações de pressão de consolidação e contrapressão. Os valores de C_u foram normalizados através da divisão pela resistência ao cisalhamento não drenada do solo saturado, C_{usat} .

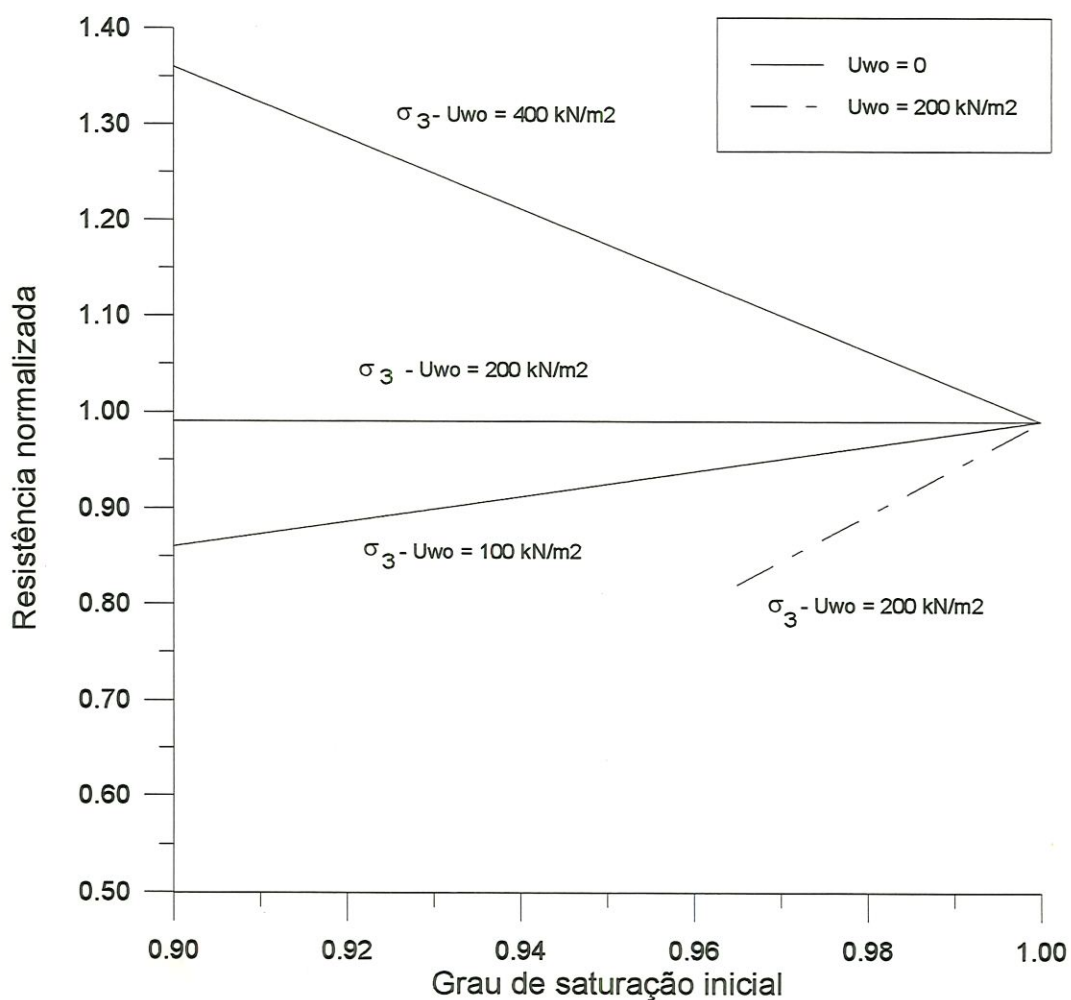


Figura 6. Resistência ao cisalhamento não drenada versus grau de saturação no início do cisalhamento para diferentes combinações de pressão de consolidação e contrapressão. Fonte:

WHEELER (1988b).

WHEELER (1988b) concluiu que apesar das quatro curvas apresentarem tendências bem diferentes, fica evidente que o efeito de bolhas de gás na resistência ao cisalhamento não drenado é grandemente influenciada pela pressão de consolidação e pela contrapressão.

Ainda no que diz respeito à resistência ao cisalhamento não drenado WHEELER (1988b) entendeu como sendo impossível a derivação de uma expressão exata por causa da interação dos processos de contração e inundação da bolha. Apesar disto é possível calcular os valores dos limites inferior e superior.

Considerando o modelo proposto por WHEELER (1988a) de uma matriz de solo saturado perfeitamente plástica contendo cavidades, WHEELER (1988b) observou que as cavidades contraem se a diferença de tensões ($p-u_g$) for positiva e crescem se ($p-u_g$) for negativo, sendo p a tensão total média e u_g a pressão de gás nas bolhas.

WHEELER (1988b) expõe ainda que, durante o cisalhamento não drenado de um solo normalmente consolidado, a pressão da água u_w , usualmente aumenta significativamente. Ao mesmo tempo, a pressão de gás aumenta somente um pouco, porque o gás é altamente compressível. Isto significa que a diferença de pressões (u_g-u_w) vem a ser negativa durante o cisalhamento. Se (u_g-u_w) alcança a condição limite descrita por WHEELER (1988b) ocorrerá uma inundação. A inundação da bolha obviamente afeta o valor da tensão desviadora na ruptura, q_f .

RAD *et al.* (1994b) desenvolveram estudos dos efeitos do gás na resistência das areias. Foram realizados ensaios triaxiais com carregamentos cíclicos e estáticos para verificação da resistência não drenada. Os resultados dos ensaios indicam que a presença de gás pode influenciar fortemente a resistência não drenada das areias. A extensão dos efeitos é entre outras coisas, função do tipo de gás, da quantidade de gás e do nível de pressão.

Nos ensaios desenvolvidos por RAD *et al.* (1994b) para determinação da resistência ao cisalhamento de areias com carregamento estático, foram feitas análises considerando três aspectos diferentes, tipo de gás, quantidade de gás e valor da pressão neutra inicial.

Inicialmente foram realizados ensaios drenados e não drenados para servirem de referência aos demais ensaios, em amostras saturadas com água deaerada ($S_r=100\%$; $r_f=0\%$). RAD *et al.* (1994b) definiram grau de saturação ar-água, η , como a quantidade de gás dissolvido nos poros de água dividido pela máxima quantidade de gás que pode ser dissolvido na água nas mesmas condições, expresso em porcentagem. As características e os resultados de todos os ensaios estão apresentados na Tabela 3.

Para análise dos efeitos do tipo de gás, foram usadas amostras saturadas com água e metano ou dióxido de carbono ($S_r=100\%$, $r_f=100\%$). Ambas as amostras, independente do tipo de gás, apresentaram variação de volume e de pressão neutra durante os ensaios. As amostras apresentaram deformação volumétrica devido à exsolução do gás (baseada na lei de Henry), e subsequente expansão do gás (baseada na lei de Boyle-Marriotte) embora os ensaios fossem totalmente não drenados.

A lei de Henry que governa a dissolução de gás na água, segundo RAD *et al.* (1994a), estabelece que a máxima quantidade de gás que pode ser dissolvida num volume de água é uma função do coeficiente de solubilidade e da pressão parcial do gás.

A lei de Boyle por sua vez, regula o volume de gases livres e estabelece que, em temperaturas constantes, o produto da pressão e do volume de ar é constante.

A possibilidade de expansão volumétrica, e deste modo, drenagem interna parcial, e uma menor redução da pressão neutra, foi considerado o motivo da redução na resistência ao cisalhamento das amostras de areia com gás comparadas com as

Tabela 3 Resultados dos ensaios tipo triaxial com carga estática.

Nº ensaio	tipo de ensaio	Dr %	σ'_c kPa	pressão neutra kPa	Sr %	tipo de gás	η %	Pico				Residual $\varepsilon_a=15\%$		
								ε_a %	ε_{vol} %	u kPa	τ_p kPa	ε_{vol} %	u kPa	τ_r kPa
2	DT	82	350	196	100	-	0	4.9	-2.4	-	685	-5.8	-	443
13	DT	86	50	785	100	-	0	2.9	-2.5	-	119	-7.8	-	74
14	DT	42	350	294	100	-	0	5.2	-0.7	-	486	-2.5	-	421
15	DT	43	50	294	100	-	0	2.8	-1.1	-	77	-3.7	-	59
4	UT	86	50	441	100	CO ₂	100	7.6	4.9	-156	388	-6.8	-187	291
6	UT	84	50	1910	100	-	0	9.0	-	-1969	3261	-	-	-
7	UT	42	50	1910	100	-	0	21.1	-	-1203	1386	-	-1040	1292
8	UT	85	350	1620	100	-	0	7.0	-	-1683	3305	-	-	-
9	UT	86	50	1863	100	CO ₂	100	10.4	-4.8	-616	1109	-6.0	-723	1038
10	UT	43	350	1620	100	-	0	18.8	-	-1127	1688	-	-1010	1625
12	UT	86	50	1863	100	CH ₄	100	10.2	-2.5	-1468	2485	-3.7	-1573	2017
16	UT	86	50	294	90	CH ₄	100	8.3	-5.5	-209	475	-7.7	-238	379
19	UT	86	50	294	100	CH ₄	100	5.6	-	-294	673	-	-309	530

Obs: DT = ensaio drenado
UT = ensaio não drenado

Fonte: RAD *et al.* (1994).

amostras dos ensaios de referência nas mesmas condições, porém sem gás. O gás mais solúvel (CO_2 em relação ao CH_4), apresenta uma capacidade de exsolução maior e uma subsequente expansão volumétrica, uma redução da pressão neutra menor, e deste modo, uma resistência ao cisalhamento não drenada menor. Os resultados dos ensaios para verificação dos efeitos do tipo de gás no comportamento das areias estão apresentados na Figura 7.

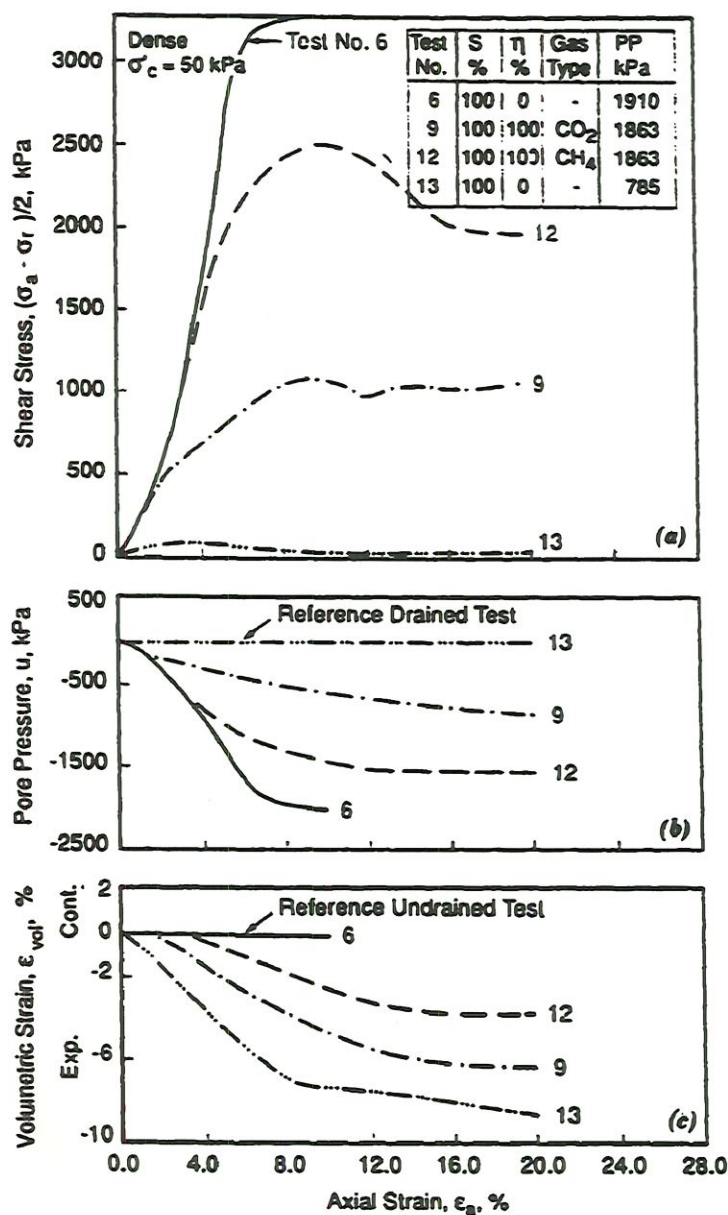


Figura 7. Efeito do tipo de gás (CH_4 ou CO_2 em solução) no comportamento da areia densa em ensaio triaxial consolidado não drenado. Fonte: RAD *et al.* (1994b)

Quanto aos efeitos da quantidade de gás, RAD *et al.* (1994b) analisaram amostras saturadas ($S_r=100\%$; $\eta_f=100\%$), bem como amostras com gás livre ($S_r=90\%$, $\eta_f=100\%$). A amostra com gás livre apresentou um pico de resistência mais baixa do que a amostra com gás em solução, porém, quanto a resistência residual são similares, Figura 8. Para RAD *et al.* (1994b) isto deve-se ao fato de que a redução da pressão neutra é inicialmente maior para a amostra com gás em solução do que a com gás livre. No desenvolvimento do ensaio porém, bolhas de gás são formadas na amostra do gás em solução. Como resultado a pressão neutra e conseqüentemente a resistência das duas amostras apresentam-se muito parecidas.

Em relação aos efeitos do nível de pressão neutra inicial os resultados demonstraram claramente que a pressão neutra na qual uma amostra de areia com gás é saturada tem uma grande influência na sua resistência sob um carregamento em condições não drenadas. A amostra com a pressão neutra inicial menor, determina uma amostra menos resistente. RAD *et al.* (1994b) concordam que isto parece razoável pois de acordo com a lei de Boyle-Marriotte, um gás ideal sujeito a uma determinada redução de pressão apresenta diferentes variações de volume dependendo da pressão inicial. Uma pressão inicial mais baixa apresenta uma maior alteração de volume para uma dada redução de pressão. A amostra saturada com a menor pressão neutra inicial deve apresentar uma maior expansão volumétrica durante o ensaio. Assim sendo, a pressão neutra reduz pouco e a amostra tem um comportamento menos resistente. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Figura 9.

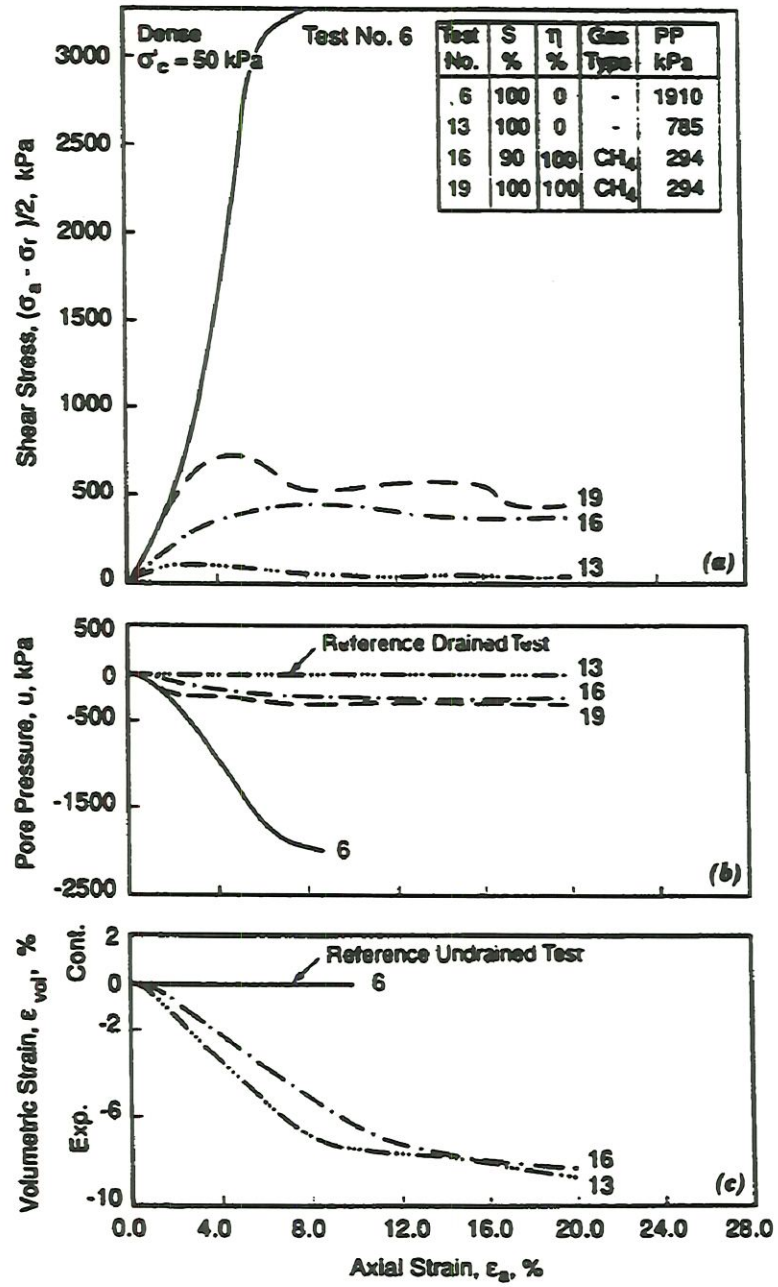


Figura 8. Efeito do gás metano em solução e na forma livre no comportamento da areia densa em ensaio triaxial consolidado não drenado. Fonte: RAD *et al.* (1994b)

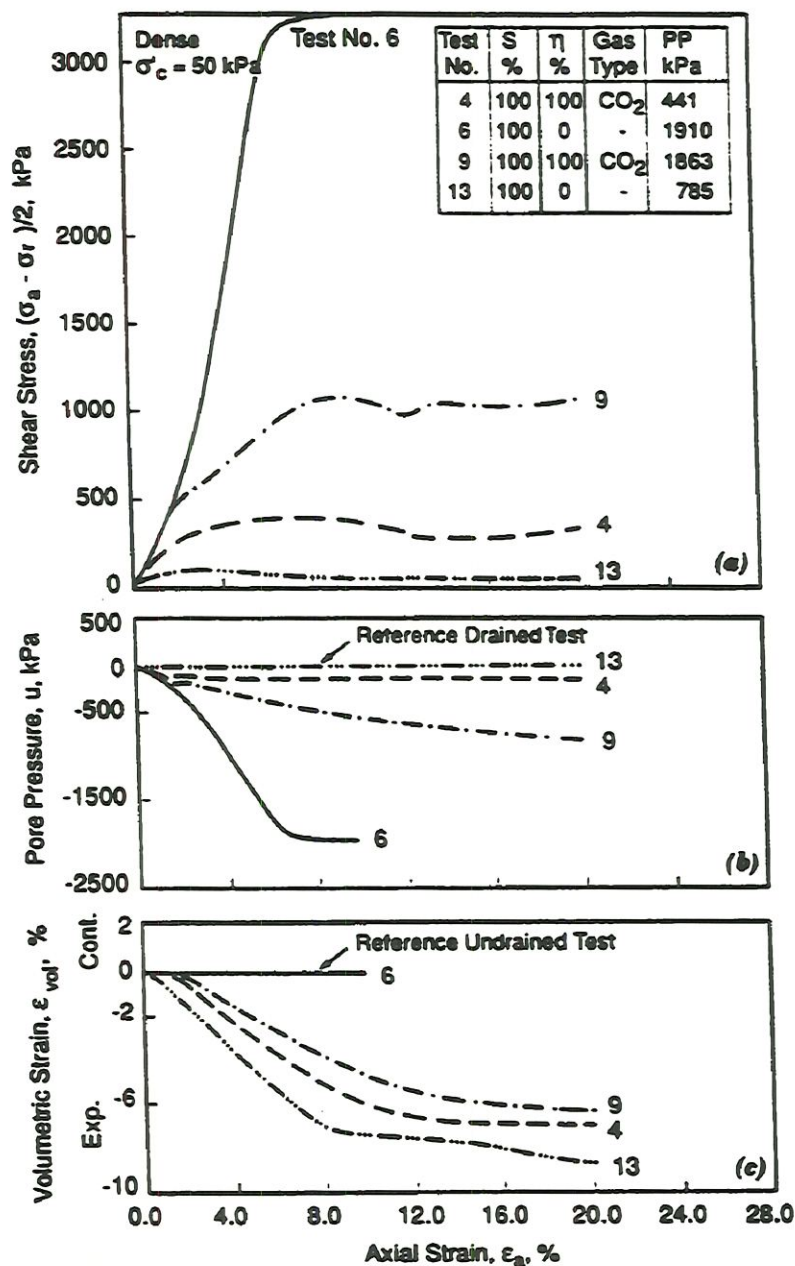


Figura 9. Efeito do nível de pressão neutra inicial no comportamento da areia densa em ensaio triaxial consolidado não drenado. Fonte: RAD *et al.* (1994b)

RAD *et al.* (1994b) realizaram ainda ensaios com carregamento cíclico. Foram ensaiadas amostras de areias densa e fofa, algumas saturadas com água e com gás metano, outras com gás livre e algumas ainda saturadas com água deaerada.

As características dos corpos de prova ensaiados e dos ensaios, bem como os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4. O termo R relacionado na tabela refere-se ao índice de tensão cisalhante cíclica, que vem a ser definido como tensão cisalhante cíclica, τ_{cyc} , dividida pela pressão de consolidação inicial, σ'_c .

Tabela 4. Resultados dos ensaios do tipo triaxial com carregamento cíclico.

Nº ensaio	D_r (%)	σ'_c (kPa)	pressão neutra (kPa)	S_r (%)	tipo de gás	η (%)	τ_{cic} (kPa)	R
20	86.2	50	1863	100	-	-	34.4	0.69
21	85.9	50	1863	100	CH ₄	100	35.0	0.70
25	44.7	350	1863	100	-	-	51.6	0.15
26	43.9	350	1863	100	CH ₄	100	51.4	0.15
27	87.0	50	1863	66	CH ₄	100	34.9	0.70
28	87.0	50	1863	83	CH ₄	100	34.9	0.70
29	87.0	50	1863	94	CH ₄	100	35.1	0.70

Fonte: RAD *et al.* (1994b)

Duas amostras de areia fofa e cinco de areia densa foram sujeitas a um carregamento cíclico. Foi aplicado um carregamento axial com uma frequência de 1 ciclo por segundo. Valores de tensão cisalhante cíclica de 51,5 e 35 kPa foram usadas nos ensaios de areia fofa e densa, respectivamente. Os corpos de prova foram isotropicamente consolidados com uma tensão efetiva de 350 kPa nas amostras de areia fofa e 50 kPa nas amostras de areia densa. Duas das amostras (uma densa e uma fofa) foram saturadas com metano e água ($S_r=100\%$; $\eta=100\%$), três das amostras densas continham bolhas de gás livre ($S_r=66, 83$ e 93% ; $\eta=100\%$), e as amostras restantes foram saturadas com água deaerada ($S_r=100\%$; $\eta=0\%$).

Os resultados dos ensaios cíclicos realizados por RAD *et al.* (1994b) indicaram que o gás na forma oclusa ou interconectada pode afetar o comportamento de areia densa dilatante, Figura 10. Para as condições de ensaio usadas durante esta investigação (tipo de gás, pressão neutra inicial, densidade relativa, pressão de consolidação e trajetória de tensões), o modo de ruptura variou de alta amplitude de deformação axial cíclica no caso das amostras saturadas para uma alta deformação axial média no caso de amostras com bolhas de gás livre interconectadas.

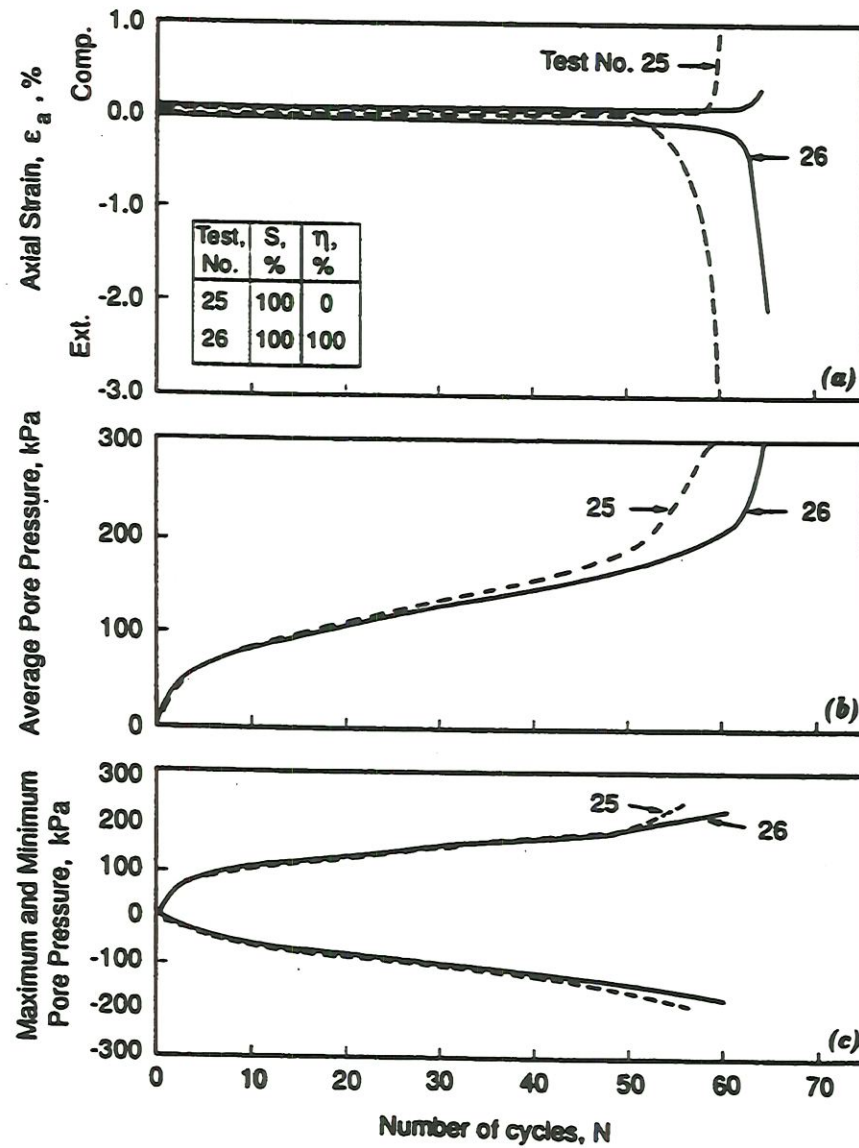


Figura 10. Efeito do gás em solução no comportamento cíclico da areia fofa. (metano; pressão neutra = 1863 kPa; $\tau_{cyc} = 51.5$ kPa). Fonte: RAD *et al.* (1994b).

O comportamento da areia fofa com carregamento cíclico foi muito pouco afetada pela presença de gás em solução na água, em comparação com os efeitos da presença de gás na areia densa.

2.3.2. DEFORMABILIDADE

Para estudos da consolidação WHEELER (1990) realizou ensaios com edômetro conforme técnica desenvolvida inicialmente por THOMAS (1987) para amostras contendo bolhas de gás metano.

Amostras foram preparadas usando a técnica de zeólita descrita por NAGESWARAN (1983) e citada por WHEELER (1990), através da qual é produzida uma distribuição controlada de bolhas de metano. SANTOS NETO (1994) observaram que a zeólita é uma substância química que tem a característica de retirar a água dos vazios deixando em seu lugar um gás escolhido previamente. Esta técnica permite que se obtenham amostras com graus de saturação maiores que 75% e com bolhas de gás envolvidas por uma matriz saturada.

O ensaio de consolidação foi realizado num edômetro especialmente projetado que permite separar medidas de volumes de água e gás drenadas do corpo de prova. A tensão vertical total foi aplicada através de um pistão acionado hidráulicamente atuando na face da base de uma amostra de 108 mm de diâmetro. A drenagem da pressão neutra da água e do gás ocorreu na face do topo, onde gás e água foram separados pela coleta do gás na extremidade superior de uma câmara em forma de cone acima do filtro poroso.

A Figura 11 apresenta o resultado do ensaio com edômetro e o padrão do comportamento do solo observado no ensaio.

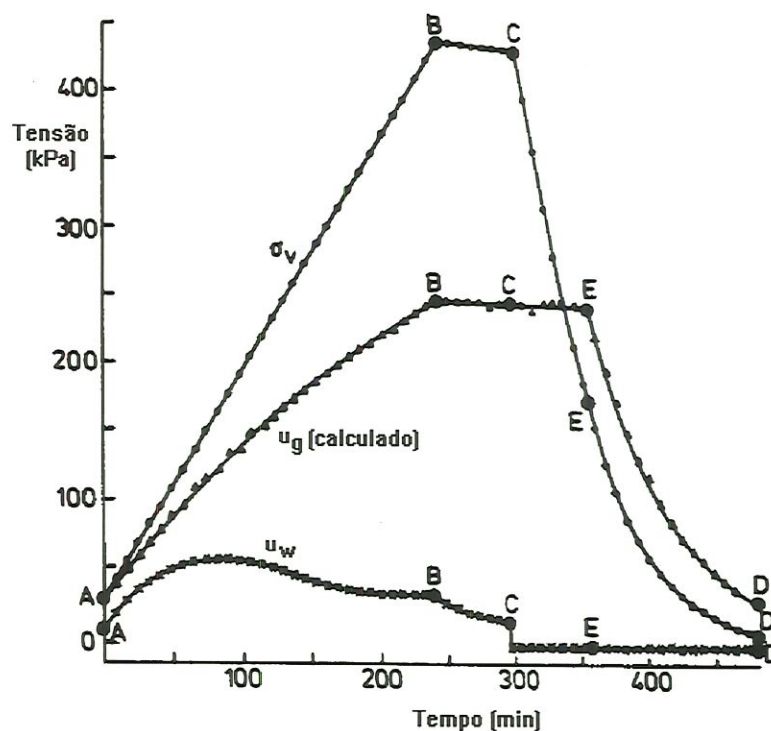


Figura 11. Resultado dos ensaios com edômetro. Fonte: WHEELER *et al.* (1990)

Durante as primeiras 4 horas (*AB* na Figura 11), a tensão total vertical σ_v foi aumentada linearmente com o tempo, do valor inicial de 25 kPa para o valor máximo de 435 kPa. A tensão total foi mantida constante por aproximadamente 1 hora (*BC*), seguida de uma redução gradual até σ_v igual a zero (*CD*). Durante este último estágio a redução de σ_v foi controlada para manter a pressão neutra da água na face não drenada constante em -10 kPa.

As medidas de volume das amostras e da água drenada do corpo de prova foram usadas para calcular o volume de gás não dissolvido dentro da amostra de solo em todos os estágios dos ensaios. A variação da pressão de gás, u_g , foi calculada das alterações medidas no volume de gás, usando a lei de Boyle e lei de Henry.

O mais adequada seria expressar a tensão total da amostra de solo em termos de tensão média p , em vez da tensão vertical σ_v , porque os limites de contração e expansão referem-se à diferença de tensões $p-u_g$.

Como conclusão WHEELER *et al.* (1990) sugerem que durante um carregamento monotônico, o índice de vazios com gás e_g é dependente da tensão total vertical σ_v . O índice de vazios com água, e_w , aparece como uma função da tensão operativa σ'' , definida como a diferença entre a tensão total e a pressão neutra da água, $\sigma'' = \sigma - u_w$.

2.3.2.1. PARÂMETROS DE ELASTICIDADE

DUFFY *et al.* (1994) desenvolveram trabalhos para determinação do módulo de cisalhamento em caolim contendo bolhas de gás. Um programa de ensaios laboratoriais foi realizado com amostras de caolim reconstituídas com bolhas de metano. Foram determinadas medidas do módulo de cisalhamento não drenado, G_u , numa série de ensaios de coluna ressonante modificada do tipo *Drnevich*, e posteriormente comparadas com os resultados obtidos através da expressão do G_u proposta por WHEELER & GARDNER (1989).

A partir da análise das equações propostas por HILL (1965), WHEELER & GARDNER (1989) propuseram uma expressão para o módulo cisalhante, de um solo de granulometria fina contendo bolhas de gás, considerando o modelo anteriormente definido de bolhas esféricas dentro de uma matriz saturada tida como um material elástico linear (Figura 4). Sendo a compressibilidade da matriz saturada e a rigidez do gás dentro da bolha ignorados, a expressão teórica para G_u é:

$$G_u = \frac{3G_{sat}(1-2f)}{3-f} \quad (2)$$

Onde G_{sat} = módulo cisalhante de uma amostra saturada com a mesma tensão operativa (tensão total menos a pressão neutra da água) e f = fração do volume de bolhas de gás (proporção do volume total de solo ocupado por bolhas). SILLS *et al.* (1991) atribuíram o termo “tensão operativa” para a diferença entre tensão total e pressão neutra da água num solo contendo bolhas de gás, porque o termo convencional “tensão efetiva” não deve ser aplicado pois, para um solo com gás, não é possível relacionar todos os aspectos do comportamento do solo a diferença entre a tensão total e a pressão neutra da água. A fração de volume de bolhas f pode ser expressa em termos do índice de vazios, e , e grau de saturação, S_r .

$$f = \frac{(1 - S_r)e}{1 + e} \quad (3)$$

Para baixos valores de f , a equação (2) pode ser simplificada em :

$$G_u = \frac{G_{sat}(3 - 5f)}{3} \quad (4)$$

Os resultados das pesquisas revelaram que, para qualquer valor de tensão operativa e qualquer magnitude de deformação, o valor do módulo de cisalhamento G_u , decresce com o aumento do teor de gás. Conforme apresentado na Figura 12, os resultados dos ensaios de coluna ressonante mostraram que a redução no módulo de cisalhamento causada pela presença de bolhas de gás foi bem maior do que a prevista pela expressão da teoria elástica.

Esta situação foi entendida como sendo causada pela formação de zonas de plastificação ao redor de cada bolha de gás. Explicação esta que concorda com as conclusões de WHEELER *et al.* (1990), que analisaram a formação de zonas de plastificação em bolhas de gás durante compressão isotrópica como um problema de contração da cavidade.

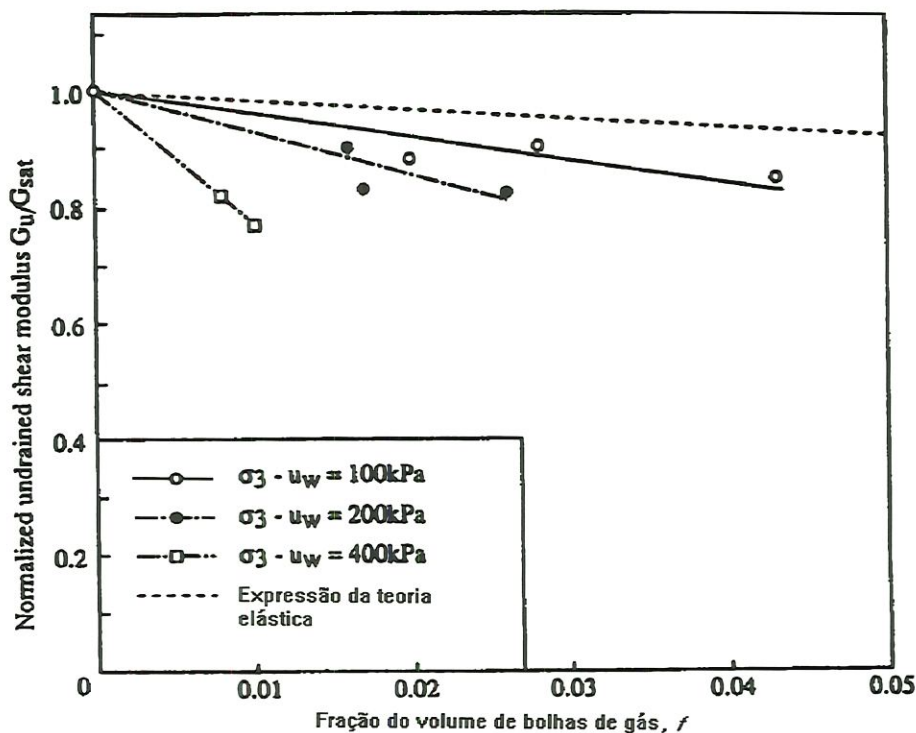


Figura 12. Variação do módulo de cisalhamento normalizado dos ensaios coluna ressonante com teor de gás. DUFFY *et al.* (1994)

As conclusões obtidas por DUFFY *et al.* (1994) sugerem que uma redução no módulo de cisalhamento de até 50% pode ser causado por bolhas de gás relativamente pequenas (tais como 2% do volume total de solo), se a tensão operativa aplicada for suficientemente grande para produzir zonas de plastificação ao redor da cavidade da bolha durante a consolidação inicial. Tais reduções no módulo de cisalhamento produziram grandes aumentos no recalque imediato de uma fundação ou num deslocamento sob carregamento dinâmico.

Com relação ao módulo de compressibilidade WHEELER & GARDNER(1989), mostraram que, o módulo de compressibilidade não drenado, K_u , é reduzido drasticamente pela presença de bolhas de gás. Por sua vez, o módulo de compressibilidade drenado, K_d , é dependente principalmente do valor de f e do

módulo de compressibilidade drenado da matriz de solo saturada K' (com uma pequena dependência do módulo de cisalhamento da matriz de solo G'). K_d decresce aproximadamente de forma linear com f , e é somente em torno de 10% menor do que o valor saturado K' quando $f=0,05$.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

O solo utilizado para confecção dos corpos de prova usados nos ensaios é um solo típico da região da cidade de São Carlos, interior do Estado de São Paulo, mais especificamente, proveniente do bairro de Santa Felícia. Trata-se de uma areia argilosa com as seguintes características: LL de 37%, IP de 14% e massa específica dos sólidos (ρ_s) igual a $2,72 \text{ g/cm}^3$. No ensaio de compactação (Proctor Normal) obteve-se a massa específica seca (ρ_d) máxima de $1,79 \text{ g/cm}^3$ para uma umidade ótima de 15,2%. As Figuras 13 e 14 apresentam, respectivamente, a curva granulométrica e a curva de compactação do solo ensaiado.

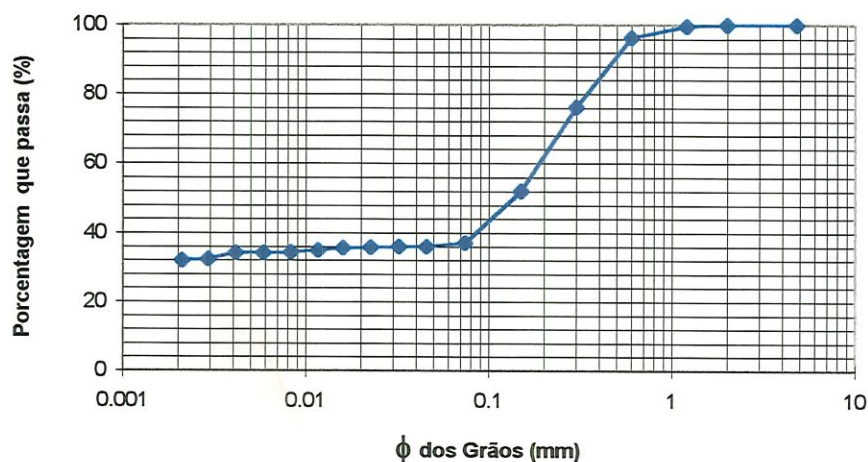


Figura 13. Curva granulométrica do solo estudado.

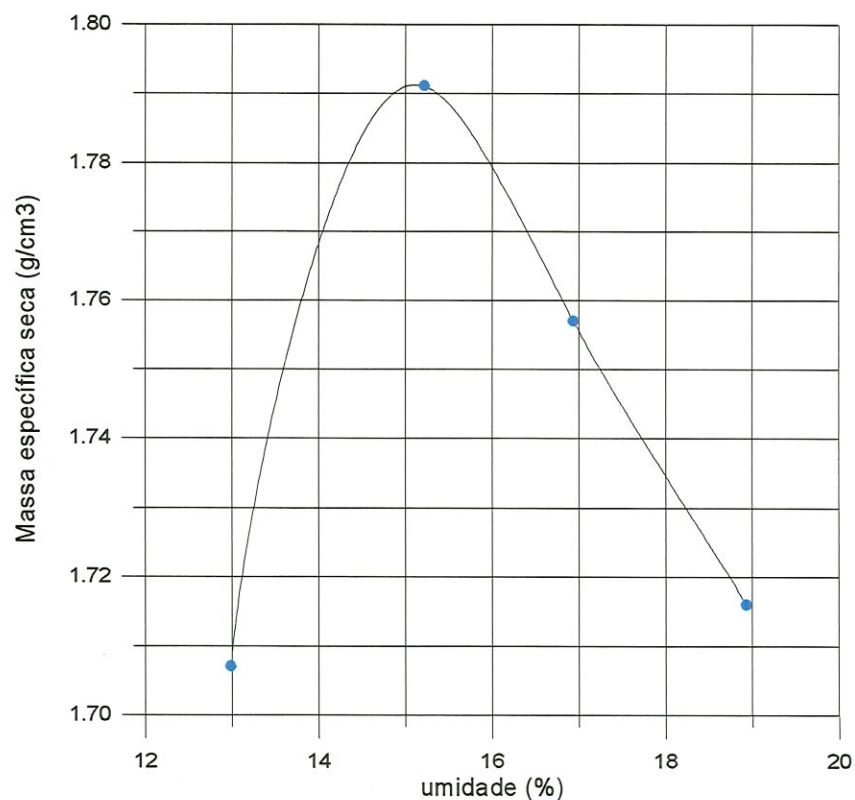


Figura 14. Curva de compactação do solo.

As seguintes normas foram utilizadas conforme o tipo de ensaio:

Preparação das amostras de solo	→	NBR - 6457/86
Análise granulométrica conjunta	→	NBR - 7181/84
Determinação do limite de liquidez	→	NBR - 6459/84
Determinação do limite de plasticidade	→	NBR - 7180/84
Determinação da massa específica	→	NBR - 6508/84
Ensaio de compactação	→	NBR - 7182/86

3.1.1. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

Geologicamente, a região de São Carlos - SP está assentada sobre as rochas do Grupo São Bento, constituídas essencialmente pelos derrames de efusivas basálticas (Formação Serra Geral), arenitos das Formações Botucatu e Pirambóia e arenitos, argilitos e siltitos da Formação Itaqueri (Grupo Bauru).

Recobrimo todos estes litotipos encontra-se uma camada de sedimentos cenozóicos arenosos. Segundo COLLARES (1997) a ação do intemperismo sob condições climáticas de região tropical provocaram um processo de laterização destes sedimentos e lixiviação dos finos. Estes materiais apresentam alta porosidade, presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio e de minerais estáveis como o quartzo e argilas do grupo das caulinitas.

A espessura da camada superficial de sedimento cenozóico varia de 4 a 10 metros, sendo limitado, inferiormente, por uma linha de seixos. Possui característica típica de material laterizado, com baixo teor de umidade natural. Segundo VILAR (1979), o sedimento cenozóico, em condições naturais é arenoso, muito poroso, com peso específico baixo, facilmente erodível, apresentando características colapsíveis quando inundado.

3.2. ENSAIOS TRIAXIAIS

Os ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento do solo foram do tipo triaxial, mais especificamente, ensaio de compressão triaxial não drenado e não adensado (*UU*). Na definição da envoltória de resistência ao cisalhamento do solo considerou-se a diferença de tensões principais máxima obtida em função da deformação axial. Os ensaios foram conduzidos com uma velocidade de 0,06

mm/min, com exceção dos ensaios 1 a 3 que tiveram uma velocidade de 1,14 mm/min, numa câmara adaptada para algumas particularidades da situação em questão.

Pretendeu-se verificar, em condições não drenadas, a resistência do solo mediante um incremento de pressão de ar. Para isto, fez-se necessário a preparação de uma entrada de ar comprimido na câmara, bem como, para medida da pressão neutra, a instalação de uma pedra porosa com alta resistência de entrada de ar, com capacidade superior ao valor máximo de pressão de ar aplicado.

Após montado cada um dos ensaios, foi aplicada uma pressão de ar no corpo de prova. Feito isto, deixou-se um tempo médio de aproximadamente 50 horas para uma melhor distribuição do ar e homogeneização da amostra, para finalmente, efetivar-se a etapa de cisalhamento propriamente dita pela aplicação de uma tensão axial vertical.

O tempo médio de 50 horas, aproximadamente dois dias, foi estipulado com base na observação da estabilização do volume do corpo de prova após este tempo, a partir da aplicação da pressão de ar.

Os corpos de prova foram compactados em seis camadas com um grau de compactação de 85% e um teor umidade de 12%, ou seja, 3,2% abaixo da ótima. Quanto às dimensões, os corpos de prova foram compactados com uma altura de 10cm e diâmetro de 5cm, com as seguintes características: massa específica de 1,71 g/cm³, massa específica seca de 1,53 g/cm³, índice de vazios igual a 0,78, e grau de saturação de 41,9%.

As tensões confinantes aplicadas variaram de 50 a 500 kPa e pressões de ar de até 400 kPa, resultando em valores de $(\sigma_3 - u_a)$ entre 50 e 400 kPa

A Tabela 5 apresenta as características dos corpos de prova e de cada um dos ensaios realizados para verificação da resistência.

3.3. ENSAIOS TRIAXIAIS ESPECIAIS PARA DETERMINAÇÃO DA DEFORMAÇÃO

Foram realizados também ensaios de compressão triaxial para verificação do comportamento no que diz respeito à deformação do solo com incrementos graduais de pressão de ar.

Para estes ensaios foi utilizada uma câmara com possibilidade de aplicação de diferentes trajetórias de tensões, do tipo *Bishop - Wesley*, acoplada a três atuadores de pressão com sistema de servo-controle, fabricada pela empresa *GDS Instruments Limited*. Para alguns dos ensaios foi utilizado um sistema de instrumentação interna dos corpos de prova. A instrumentação interna é feita através de medidores de deslocamento radial e axial. Nos demais, foram determinados os valores de deformação axial através dos valores lidos para o volume da base.

Os ensaios foram montados de modo convencional com aplicação de uma tensão confinante e uma tensão axial correspondente à metade da carga de ruptura; após um período para estabilização da deformação do corpo de prova provocada pelo carregamento inicial, iniciou-se a aplicação de pressões de ar em incrementos de 50 kPa. Os intervalos de tempo entre cada aplicação da pressão de ar foram aleatórios. Estes intervalos foram ajustados pelo tempo necessário para uma devida estabilização da deformação do corpo de prova após a aplicação de cada um dos incrementos de pressão de ar.

Em alguns ensaios, tendo sido aplicado até 250 kPa de pressão de ar para uma tensão confinante de 300 kPa, e não tendo ocorrido a ruptura, o ensaio foi reiniciado, com o descarregamento das tensões axial e confinante e um novo carregamento com a mesma tensão confinante e uma tensão axial de aproximadamente três quartos da

Tabela 5. Características dos corpos de prova e dos ensaios de compressão triaxial para verificação da resistência.

Nº Ensaio	altura (cm)	diâmetro (cm)	massa (g)	volume (cm ³)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	índice de vazios	grau de saturação (%)	umidade (%)	grau de compactação (%)	tensão confinante (kPa)	pressão de ar (kPa)	$\sigma_3 - u_a$ (kPa)	tempo de distrib. do ar (h)
1	10.02	5.13	353.3	210.8	1.68	1.50	2.72	0.82	39.75	11.94	83.53	50		50	
2	10.06	5.13	352.8	207.9	1.70	1.52	2.72	0.79	40.74	11.89	84.66	100		100	
3	10.05	5.14	352.5	208.5	1.69	1.51	2.72	0.80	40.20	11.82	84.37	300		300	
4	10.05	5.11	352.7	206.1	1.71	1.53	2.72	0.77	40.94	11.66	85.54	300	100	200	16.0
6	9.98	5.12	353.1	205.5	1.72	1.54	2.72	0.77	41.50	11.72	85.87	300	100	200	41.5
7	10.09	5.11	352.1	206.9	1.70	1.52	2.72	0.78	40.05	11.52	85.20	300	200	100	43.5
8	9.94	5.11	353.1	203.9	1.73	1.55	2.72	0.76	42.87	11.94	86.39	300	200	100	69.5
9	9.96	5.12	353.4	205.1	1.72	1.54	2.72	0.76	42.30	11.91	85.97	500	200	300	46.0
10	9.93	5.11	353.7	203.7	1.74	1.55	2.72	0.75	43.26	11.95	86.66	400	200	200	46.5
11	9.86	5.11	353.6	202.2	1.75	1.56	2.72	0.74	43.88	11.94	87.23	200	100	100	43.0
12	10.00	5.12	353.3	205.9	1.72	1.54	2.72	0.77	41.42	11.73	85.76	400	100	300	64.0
13	9.95	5.11	338.7	204.1	1.66	1.48	2.72	0.84	40.17	12.43	82.43	500	300	200	65.5
14	9.93	5.11	338.8	203.7	1.66	1.48	2.72	0.84	40.37	12.43	82.63	500	100	400	45.0
15	9.94	5.11	337.6	203.9	1.66	1.48	2.72	0.84	39.48	12.23	82.39	400	300	100	65.0
16	9.97	5.12	356.3	205.3	1.74	1.54	2.72	0.76	44.65	12.52	86.13	500	400	100	43.0
17	10.00	5.12	355.8	205.9	1.73	1.54	2.72	0.77	44.25	12.53	85.75	400	200	200	63.5
19	10.00	5.12	353.9	205.9	1.72	1.54	2.72	0.77	41.97	11.88	85.78	400	100	300	64.5
20	9.99	5.11	353.8	204.9	1.73	1.54	2.72	0.76	42.46	11.89	86.18	500	200	300	42.0
21	10.05	5.11	353.7	206.1	1.72	1.53	2.72	0.77	41.73	11.85	85.66	500	300	200	64.0
22	10.01	5.12	355.3	206.1	1.72	1.54	2.72	0.77	43.08	12.18	85.81	200	100	100	42.5
23	10.03	5.11	354.9	205.7	1.73	1.54	2.72	0.77	43.04	12.14	85.89	500	100	400	61.0
24	10.01	5.11	354.6	205.3	1.73	1.54	2.72	0.76	43.11	12.13	86.00	400	300	100	41.5
25	10.02	5.12	354.2	206.3	1.72	1.53	2.72	0.77	42.28	12.03	85.57	200	50	150	45.0
26	10.04	5.11	354.2	205.9	1.72	1.54	2.72	0.77	42.27	11.96	85.79	200	150	50	42.0
27	10.00	5.12	354.4	205.9	1.72	1.54	2.72	0.77	42.40	11.98	85.82	300	150	150	65.0
28	10.02	5.11	353.9	205.5	1.72	1.54	2.72	0.77	42.43	11.98	85.87	500	400	100	41.5
29	9.99	5.12	353.8	205.7	1.72	1.54	2.72	0.77	42.32	11.98	85.78	200	150	50	160.0
30	10.03	5.11	354.0	205.7	1.72	1.54	2.72	0.76	41.68	11.73	86.00	300	150	150	85.0
31	10.00	5.11	353.8	205.1	1.73	1.54	2.72	0.76	41.85	11.69	86.25	200	50	150	41.0

tensão máxima de cisalhamento. Com este novo carregamento levou-se o ensaio até a ruptura, novamente com aplicação gradual de pressão de ar.

Na tabela 6 estão as características dos ensaios e dos corpos de prova utilizados para verificação da deformação.

Tabela 6. Características dos corpos de prova e dos ensaios para verificação da deformação.

Nº Ensaio	altura (cm)	diâmetro (cm)	massa (g)	volume (cm ³)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	índice de vazios	grau de saturação (%)	umidade (%)	grau de compactação (%)	tensão confinante (kPa)	σ_1 - 1º carreg. (kPa)	σ_1 - 2º carreg. (kPa)
52	10.10	5.12	354.5	207.9	1.70	1.52	2.72	0.77	41.39	11.96	84.99	300	-	-
54	10.00	5.12	353.9	205.9	1.72	1.54	2.72	0.77	41.64	11.75	85.88	300	670	860
55	10.00	5.10	353.4	204.3	1.73	1.55	2.72	0.76	42.09	11.69	86.47	300	670	860
56	10.00	5.11	353.2	205.1	1.72	1.54	2.72	0.76	41.50	11.63	86.15	500	1150	-
57	10.00	5.12	354.6	205.9	1.72	1.54	2.72	0.77	42.97	12.18	85.71	500	1150	-
62	10.00	5.11	349.4	205.1	1.70	1.53	2.72	0.78	40.63	11.69	85.17	300	565	700
63	10.00	5.11	351.6	205.1	1.71	1.54	2.72	0.77	41.21	11.68	85.71	300	610	-
64	10.00	5.12	350.7	205.9	1.70	1.52	2.72	0.78	40.67	11.71	85.15	500	1000	-

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

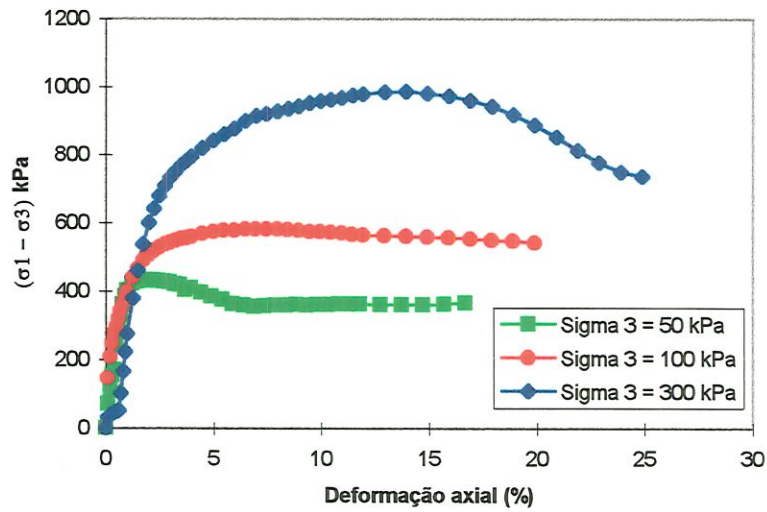
Neste capítulo são analisados e discutidos os resultados dos ensaios de compressão triaxial não drenados, realizados com diferentes valores de tensão confinante e pressão de ar.

Inicialmente são apresentadas as curvas tensão-deformação e deformação volumétrica-deformação axial dos ensaios sem aplicação de pressão de ar. Em seguida estão as curvas tensão-deformação e as curvas deformação volumétrica *versus* deformação axial, agrupadas pelos diversos valores de tensão confinante, destacando-se, em cada figura, as diferenças quanto ao valor de pressão de ar. Os principais dados de resultados dos ensaios aparecem resumidamente na Tabela 7. São apresentadas também as análises dos resultados obtidos da curva tensão-deformação para cada um dos casos estudados através das envoltórias $(p-u_a) \times q$. Outra análise é feita com os gráficos onde estão relacionados $(u_a-u_w) \times q$ para cada um dos diferentes valores de tensão confinante. Posteriormente são analisadas as deformações volumétricas em função da tensão confinante e da pressão de ar.

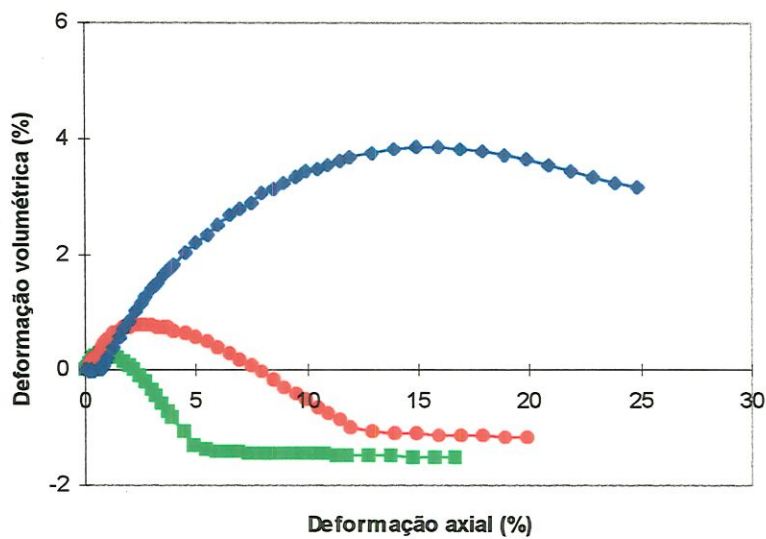
Ainda neste capítulo é feita uma análise do comportamento do solo quanto às deformações, em ensaios de compressão triaxial, provocadas por incremento gradual da pressão de ar em situação não drenada. São apresentadas as curvas pressão de ar *versus* deformação para alguns ensaios nestas condições. Finalmente, são apresentadas as trajetórias de tensões para os ensaios com aplicação gradual de pressão de ar e, a comparação com as envoltórias para os respectivos valores de tensão confinante.

4.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

A Figura 15 apresenta as curvas tensão-deformação e deformação volumétrica *versus* deformação axial dos ensaios de compressão triaxial sem aplicação de ar. A partir destes ensaios foi definida a envoltória não drenada do solo em condições naturais.



(a)

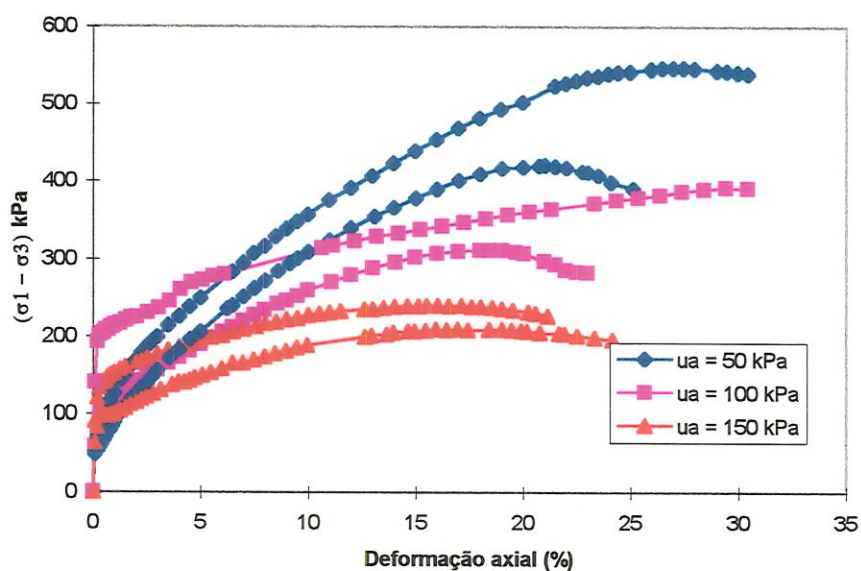


(b)

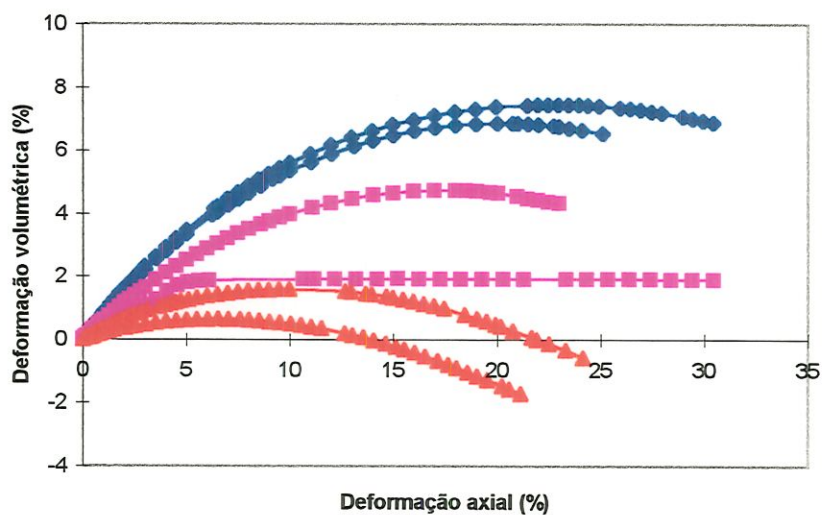
Figura 15. Resultados dos ensaios de compressão triaxial sem aplicação de pressão de ar.

Nas Figuras 16 a 19 estão os resultados dos ensaios de compressão triaxial na forma de curvas tensão-deformação e deformação volumétrica *versus* deformação

axial. Estão representados todos os ensaios, agrupados pelos diferentes valores de tensão confinante.

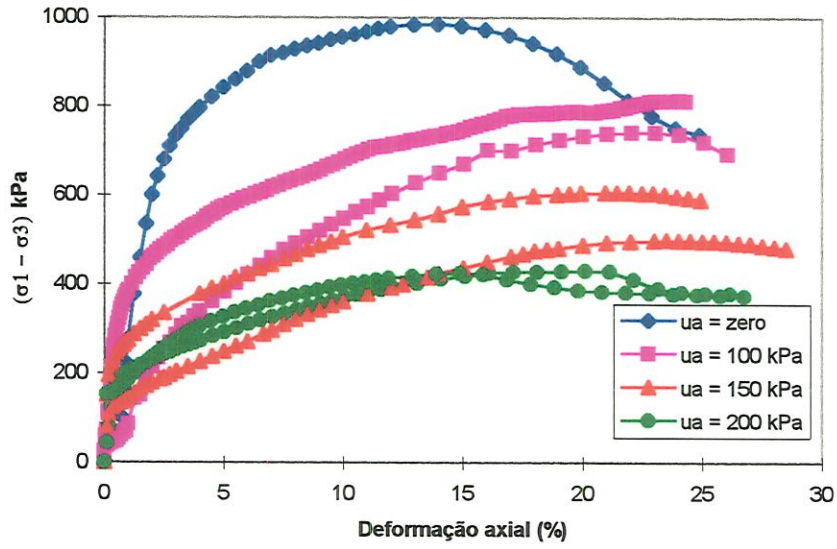


(a)

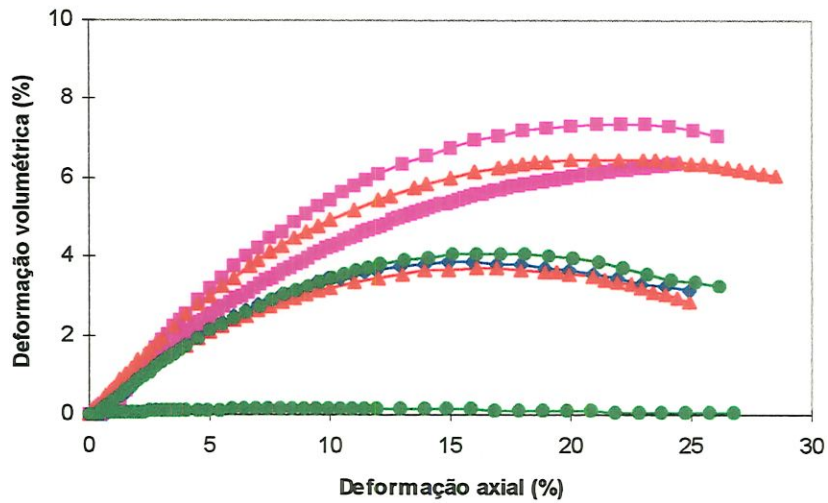


(b)

Figura 16: Resultados dos ensaios de compressão triaxial para tensão confinante de 200 kPa. (a) curvas tensão-deformação; (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial.

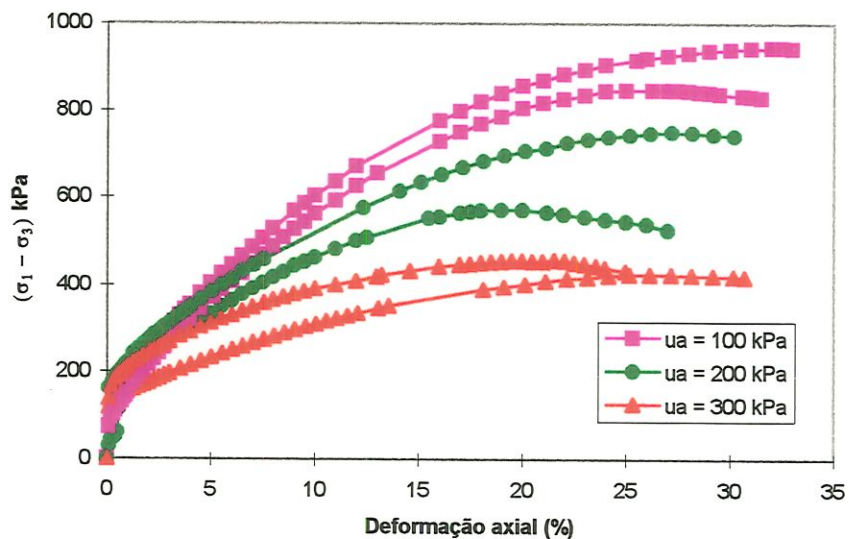


(a)

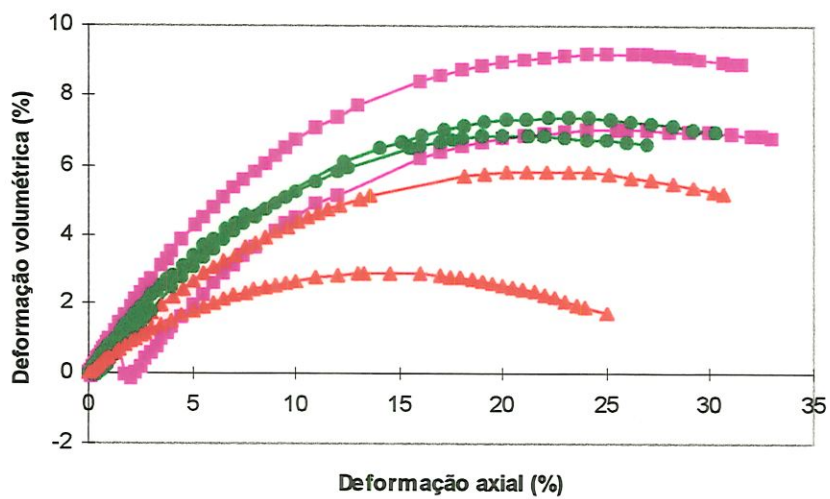


(b)

Figura 17: Resultados dos ensaios de compressão triaxial para tensão confinante de 300 kPa. (a) curvas tensão-deformação; (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial.

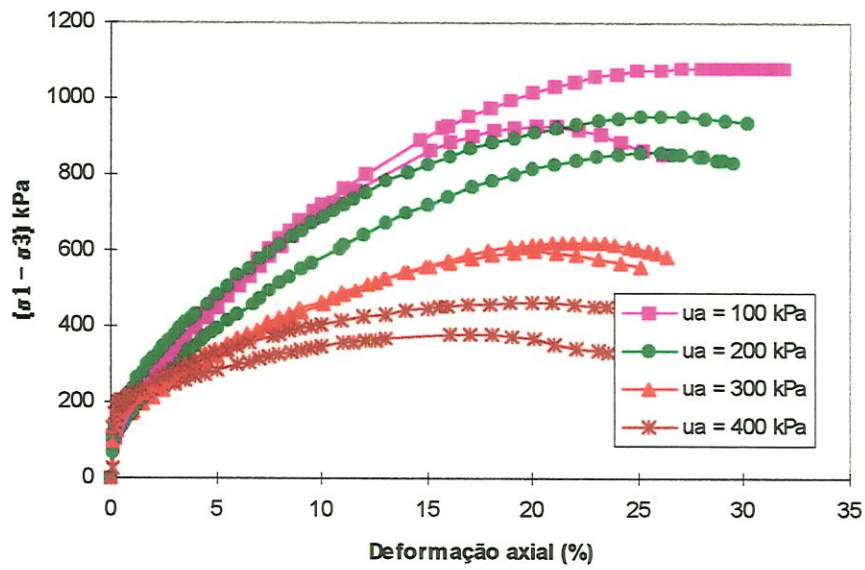


(a)

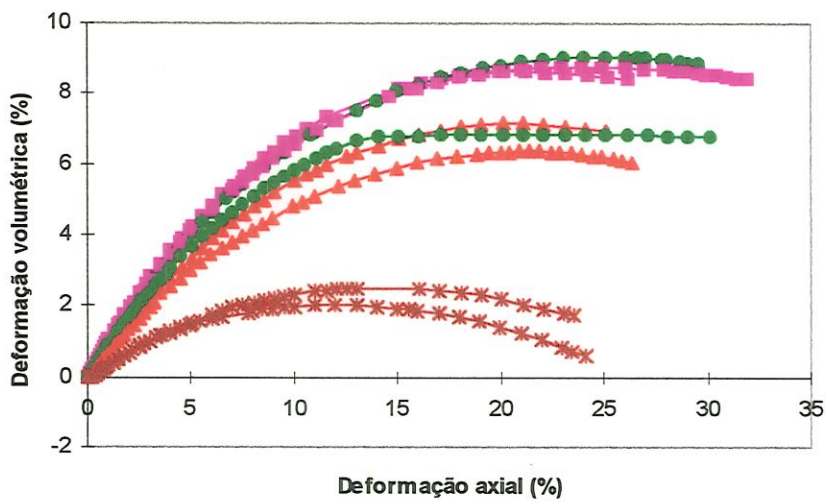


(b)

Figura 18: Resultados dos ensaios de compressão triaxial para tensão confinante de 400 kPa. (a) curvas tensão-deformação; (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial.



(a)



(b)

Figura 19: Resultados dos ensaios de compressão triaxial para tensão confinante de 500 kPa. (a) curvas tensão-deformação; (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial.

Uma análise inicial das curvas tensão-deformação nos leva a observar um comportamento uniforme para todas as curvas representadas. Nota-se um trecho inicial em que o corpo de prova mostra-se rígido e em seguida um aumento mais acentuado das deformações com o acréscimo de tensões. As tensões crescem até um valor máximo quando então permanecem praticamente constantes, sem apresentar, na maioria dos casos, um pico de resistência.

A Tabela 7 apresenta uma síntese dos resultados obtidos nos vinte e nove ensaios realizados. Nos três primeiros ensaios não foram feitas as leituras de pressão neutra. Nos ensaios em que não foi aplicado pressão de ar, admitiu-se zero o valor desta pressão.

A Figura 20 agrupa os valores da diferença de tensões principais máxima em função das pressões de ar e para mesmos valores de tensão confinante. Através da análise da Figura, fica evidente que a resistência é inversamente proporcional ao valor da pressão de ar, ou seja, corpos de prova com valores mais altos de pressão de ar são os que apresentam o menor valor de resistência. Estes resultados concordam com o que estava sendo esperado pois, com o aumento da pressão de ar, diminui a diferença ($\sigma - u_a$), ou seja, há uma diminuição no valor da tensão que efetivamente está atuando no corpo de prova.

Os resultados obtidos concordam também com os resultados apresentados por RAD *et al.* (1994), nos quais foi observado que, quanto maior a quantidade de gás, menores os valores da resistência. Nestes trabalhos foram analisados os efeitos de gases na resistência das areias. Amostras com dióxido de carbono e metano foram preparadas e submetidas a ensaios triaxiais. No que diz respeito à influência da quantidade de gás nos corpos de prova, foram analisadas amostras em duas situações diferentes, com gás dissolvido na água e com gás livre. No primeiro caso tinha-se uma quantidade tal de gases que este se apresentava dissolvido na água e, no segundo caso, pela maior quantidade, o gás se apresentava de forma livre. Os resultados mostraram um pico de resistência menor para as amostras com gás livre. Apesar de

Tabela 7 Resultados dos ensaios de compressão triaxial.

Nº Ensaio	σ_3 (kPa)	u_a (kPa)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ (kPa)	ϵ_v (%)	u_w (kPa)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	$(p - u_a)$ (kPa)	q (kPa)
1	50	*0	50	432	0.10	-	-	266.0	216.0
2	100	*0	100	582	0.19	-	-	391.0	291.0
3	300	*0	300	986	3.82	-	-	793.0	493.0
4	300	100	200	813	6.32	-27.0	127.0	606.5	406.5
6	300	100	200	741	7.36	-5.2	105.2	570.5	370.5
7	300	200	100	424	0.14	0.5	199.5	312.0	212.0
8	300	200	100	430	3.96	10.6	189.4	315.0	215.0
9	500	200	300	953	6.81	10.3	189.7	776.5	476.5
10	400	200	200	750	7.21	6.8	193.2	575.0	375.0
11	200	100	100	392	1.89	3.8	96.2	296.0	196.0
12	400	100	300	944	6.86	11.6	88.4	772.0	472.0
13	500	300	200	597	7.15	84.7	215.3	498.5	298.5
14	500	100	400	925	8.65	2.0	98.0	862.5	462.5
15	400	300	100	425	5.58	71.7	228.3	312.5	212.5
16	500	400	100	377	2.46	59.6	340.4	288.5	188.5
17	400	200	200	572	6.83	34.3	165.7	486.0	286.0
19	400	100	300	847	9.18	26.0	74.0	723.5	423.5
20	500	200	300	856	9.04	26.0	174.0	728.0	428.0
21	500	300	200	622	6.35	89.3	210.7	511.0	311.0
22	200	100	100	311	4.73	3.8	96.2	255.5	155.5
23	500	100	400	1080	8.66	19.7	80.3	940.0	540.0
24	400	300	100	456	2.34	6.4	293.6	328.0	228.0
25	200	50	150	547	7.22	3.4	46.6	423.5	273.5
26	200	150	50	209	0.78	-10.4	160.4	154.5	104.5
27	300	150	150	499	6.43	4.5	145.5	399.5	249.5
28	500	400	100	463	1.55	21.4	378.6	331.5	231.5
29	200	150	50	240	-0.44	28.3	121.7	170.0	120.0
30	300	150	150	606	3.48	-3.0	153.0	453.0	303.0
31	200	50	150	421	6.86	1.1	48.9	360.5	210.5

* valores assumidos.



que, nos resultados apresentados por esses autores, a resistência residual não apresentou diferença para as duas situações, com gás livre e com gás dissolvido.

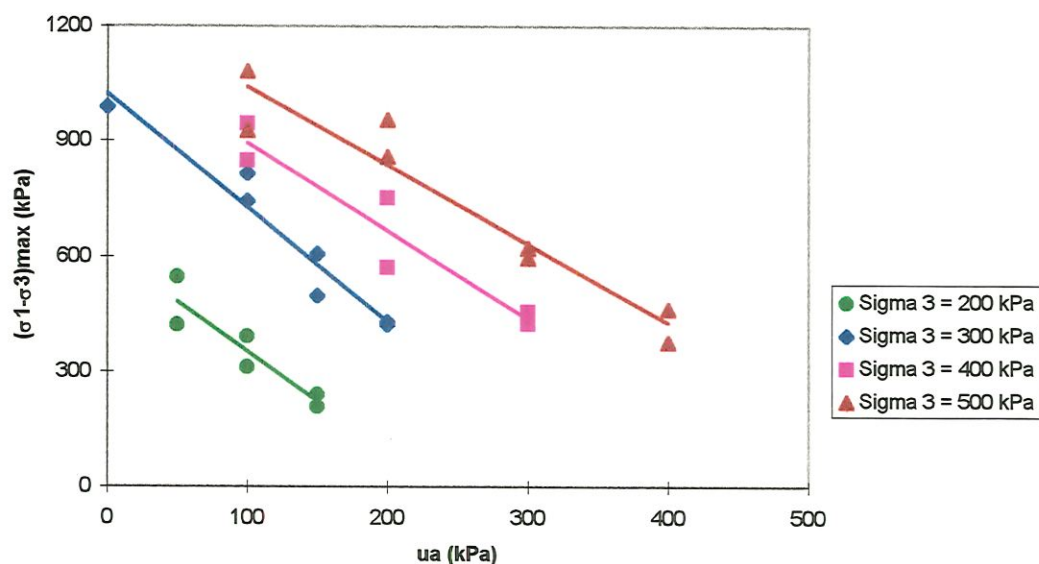


Figura 20. Valores máximos de resistência em função da pressão de ar, separados para diferentes valores de tensão confinante.

Outra observação que pode ser feita a partir da Figura 20, diz respeito ao valor máximo de resistência considerando-se uma mesma pressão de ar. Para as pressões de ar de 100 ou 200 kPa, onde concentram-se o maior número de ensaios, percebe-se, como esperado, que quanto maior a tensão confinante, maior o valor da resistência.

A Tabela 8 mostra as equações de correlação linear entre a pressão de ar e os valores máximos da diferença de tensões principais, para cada tensão confinante.

Tabela 8. Coeficientes das equações para diferença de tensões principais máxima em função da pressão de ar, para diferentes valores de tensão confinante. $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} = a - b \cdot u_a$.

σ_3 (kPa)	a	b	R^2
200	613	2,60	0,85
300	1022	2,95	0,94
400	1121	2,28	0,91
500	1245	2,04	0,92

Na Figura 21 os resultados dos ensaios quanto à resistência estão agrupados pelos diferentes valores de pressão de ar.

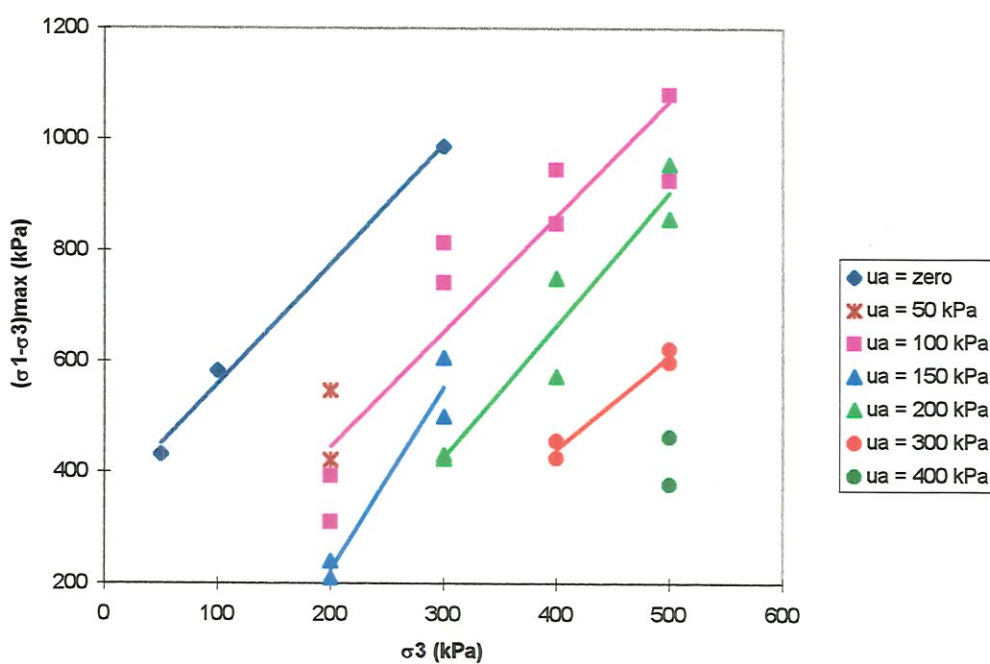


Figura 21. Valores máximos de resistência em função da tensão confinante para os diversos valores de pressão de ar.

Como se imaginava a priori, para um mesmo valor de pressão de ar, quanto maior a tensão confinante, maior a resistência e, considerando-se um mesmo valor para a tensão confinante, observa-se que, quanto maior a pressão de ar, menor a resistência.

A partir de uma análise estatística dos valores da resistência em função da tensão confinante e da pressão de ar, obteve-se um coeficiente de correlação da regressão múltipla (R^2) igual a 0,88. Obteve-se também uma equação para diferença de tensões principais máxima em função destes dois fatores:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}} = 241 + 2,19 \sigma_3 - 2,36 u_a \quad (kPa) \quad R^2 = 0,88$$

4.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS ATRAVÉS DAS ENVOLTÓRIAS $(p - u_a) \times q$

As figuras 22 a 25 representam as envoltórias de resistência $(p - u_a) \times q$, onde $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ e $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$. Estão representados todos os ensaios separados pelos valores de tensão confinante.

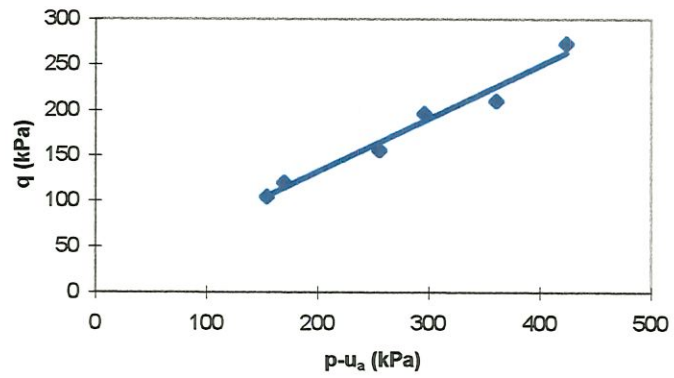


Figura 22. Envoltória (p-u_a) x q para tensão confinante de 200 kPa.

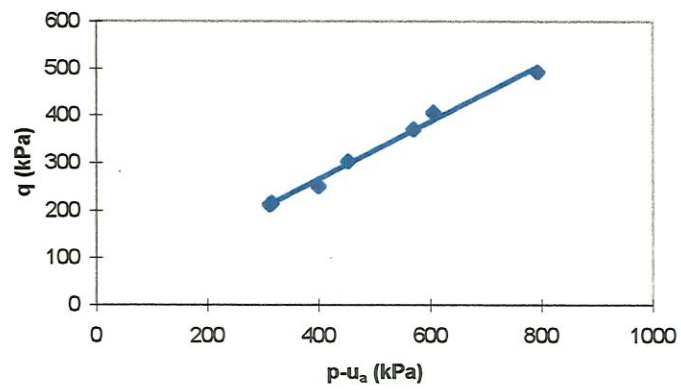


Figura 23. Envoltória (p-u_a) x q para tensão confinante de 300 kPa.

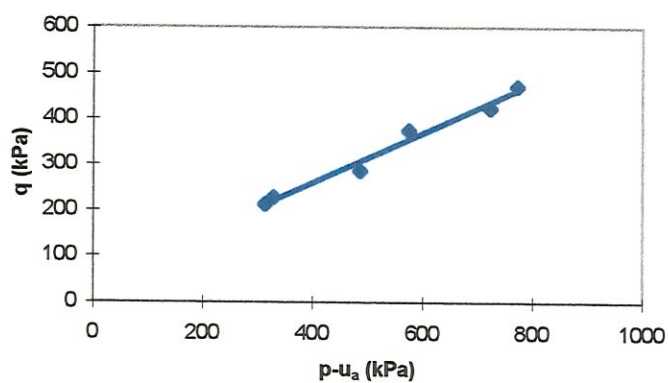


Figura 24. Envoltória $(p-u_a) \times q$ para tensão confinante de 400 kPa.

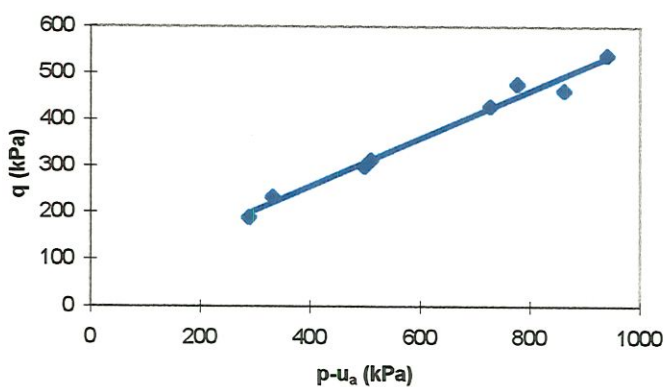


Figura 25. Envoltória $(p-u_a) \times q$ para tensão confinante de 500 kPa.

As envoltórias em questão são equações do tipo $q = a + (p-u_a) \operatorname{tg} \alpha$. A partir dos valores de a e α determinou-se a coesão, c , e o ângulo de atrito, ϕ , para cada uma das situações de confinamento através das relações $\phi = \operatorname{arc\,sen}(\operatorname{tg} \alpha)$ e $c = a / \cos \phi$.

A Tabela 9 apresenta os valores dos termos a e α das envoltórias, o coeficiente de correlação da regressão (R^2), os valores da coesão (c) e do ângulo de atrito (ϕ) para cada uma das situações de confinamento dos ensaios.

Tabela 9. Dados obtidos através da envoltória ($p-u_a$) x q para os diferentes valores de tensão confinante.

σ_3 (kPa)	$tg \alpha$	a	R^2	c (kPa)	ϕ (°)
200	0,59	14,1	0,97	17,4	36,0
300	0,60	23,2	0,99	29,1	37,2
400	0,54	42,3	0,98	50,4	33,0
500	0,51	49,0	0,98	57,2	31,0

Os valores de coesão e de ângulo de atrito assim obtidos foram colocados em função de σ_3 nas Figuras 26 e 27, respectivamente.

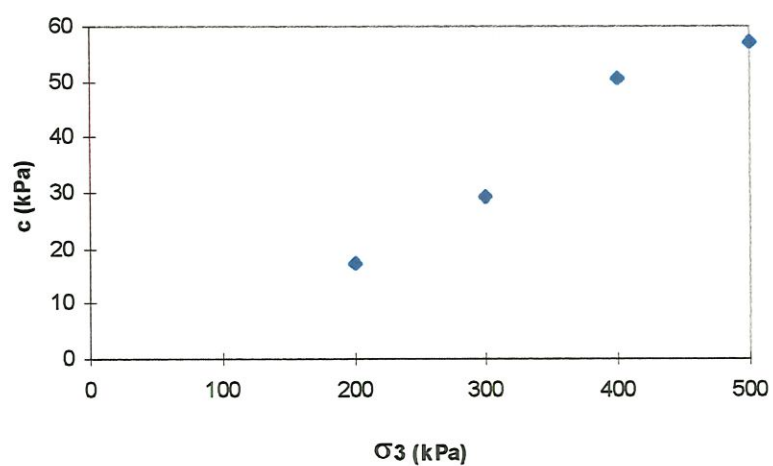


Figura 26 . Coesão em função da tensão confinante.

Na Figura 26 percebe-se que, à medida que aumenta o valor da tensão confinante aumenta o valor da coesão. A Figura 27 mostra, com exceção para o caso de tensão confinante 300 kPa, uma tendência de diminuição do ângulo de atrito com o aumento da tensão confinante.

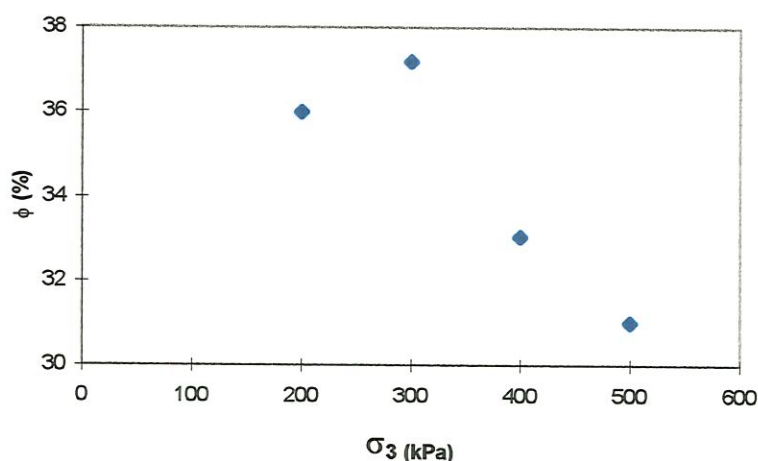


Figura 27 . Ângulo de atrito em função da tensão confinante.

Na Figura 28 estão os resultados de todos os ensaios ajustados numa única envoltória com um coeficiente de correlação de 0,97.

$$q = 41,63 + (p-u_a) \operatorname{tg} 28,4^\circ \quad (\text{kPa}) \quad R^2 = 0,97$$

A partir desta equação obtém-se um ângulo de atrito de 32,7°. Este ângulo de atrito foi utilizado para uma nova análise dos resultados, semelhante ao procedimento de FREDLUND & RAHARDJO (1993), empregado para medir a influência da sucção sobre a resistência. No presente caso fixou-se este ângulo de atrito, ou seja,

admitiu-se que ele não variou nos diferentes ensaios e ajustaram-se novas envoltórias para cada tensão confinante com o intuito de verificar como poderia variar a coesão.

Os procedimentos para obtenção dos valores de coesão ajustados foram os seguintes: a partir do ângulo de inclinação da reta, α , efetuou-se uma regressão linear com os resultados de ensaio e obteve-se o valor onde a envoltória corta o eixo q , isto é, o valor de c . Os valores obtidos para a coesão para cada uma das tensões confinantes aparecem na Tabela 10 e a relação do valor da coesão em função do σ_3 está representado na Figura 29.

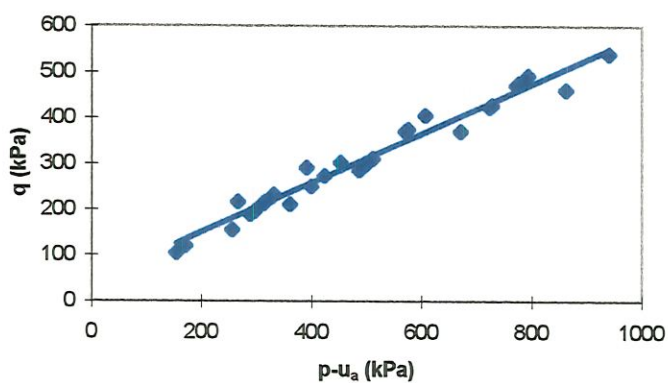


Figura 28. Envoltória ($p-u_a$) x q para todos os ensaios.

Tabela 10. Valores de coesão em função de σ_3 para $\phi = 32,7^\circ$.

σ_3 (kPa)	c (kPa)
200	27,7
300	57,3
400	45,8
500	35,6

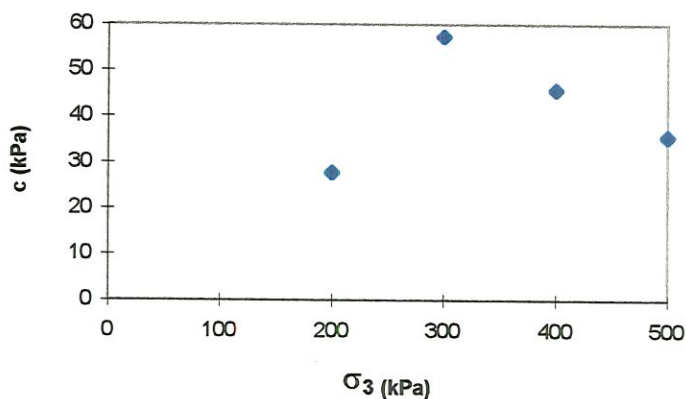


Figura 29. Relação tensão confinante *versus* coesão a partir dos valores ajustados para um único valor de ângulo de atrito.

Na Figura 29 onde estão representados os valores da coesão a partir do ajuste para um único valor de ângulo de atrito observa-se que, do aumento de tensão confinante de 200 para 300 kPa, houve, como na situação da Figura 26, um aumento no valor da coesão, porém, a partir do valor de 300 kPa, ocorreu um pequeno decréscimo no valor da coesão à medida que aumentou o valor da tensão de confinamento.

Nas figuras 30 a 32 estão as envoltórias de resistência separadas pelos diferentes valores de pressão de ar.

Para os casos com pressão de ar de 150 e 300 kPa não foram traçadas as envoltórias pois existiram somente duas situações de ensaio para cada um dos casos. Resultando dois pontos em cada situação não fica representada a dispersão que normalmente ocorre nos ensaios e tem-se, portanto, uma envoltória que tende a afastar-se da real.

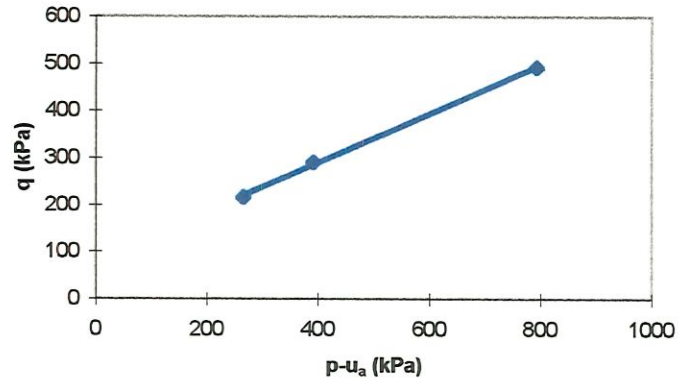


Figura 30. Envoltória $(p-u_a)$ x q para pressão de ar igual a zero.

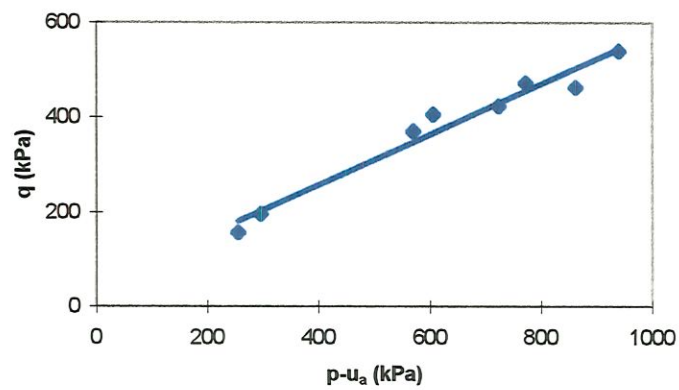


Figura 31. Envoltória $(p-u_a)$ x q para pressão de ar igual a 100 kPa.

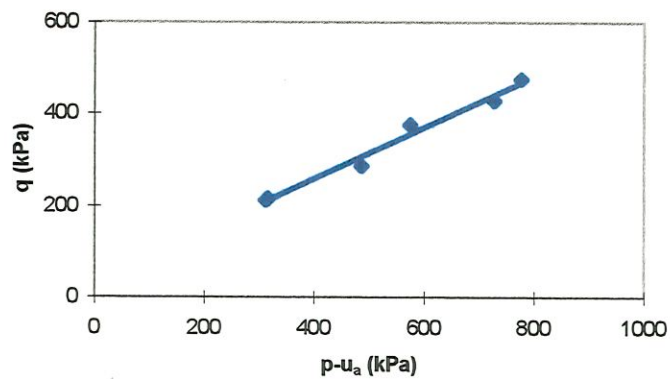


Figura 32. Envoltória ($p-u_a$) x q para pressão de ar igual a 200 kPa.

Com os dados obtidos das equações das envoltórias determinaram-se valores de coesão e ângulo de atrito para cada um dos valores de pressão de ar aplicada nos ensaios. A Tabela 11 apresenta os valores determinados conforme procedimento executado anteriormente para o caso de diferentes tensões confinantes.

Tabela 11. Dados obtidos através da envoltória ($p-u_a$) x q para diferentes valores de pressão de ar.

u_a (kPa)	$tg \alpha$	a	R^2	c (kPa)	ϕ ($^\circ$)
0	0,52	81,8	0,99	95,7	31,3
100	0,53	44,1	0,96	52,1	32,1
200	0,56	36,2	0,98	43,6	33,8

Na Figuras 33 e 34 estão as representações gráficas dos valores de coesão e ângulo de atrito da Tabela 11, em função da pressão de ar.

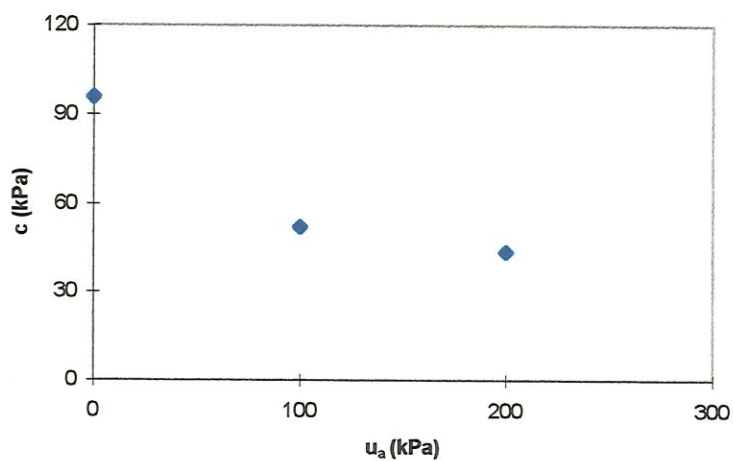


Figura 33. Coesão em função da pressão de ar.

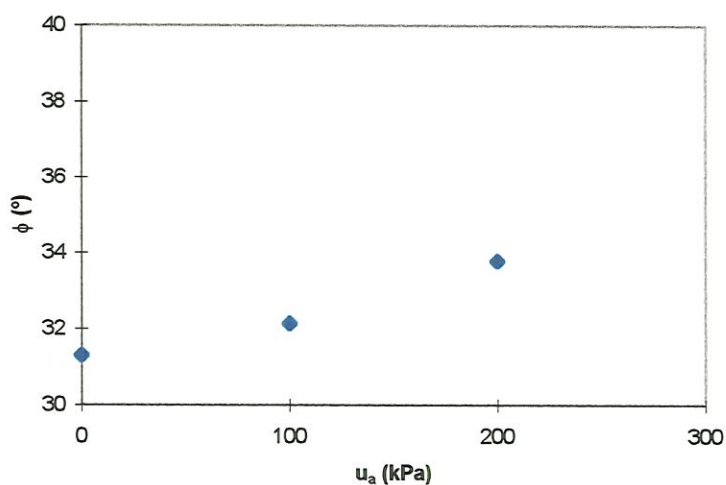


Figura 34. Ângulo de atrito em função da pressão de ar.

A Figura 34 mostra que o ângulo de atrito aumenta muito pouco, permanecendo praticamente constante, com o aumento do valor da pressão de ar.

A Tabela 12 e a Figura 35 apresentam os resultados dos mesmos procedimentos feitos anteriormente, nos quais os valores de coesão foram

determinados a partir de um ajuste considerando-se um único valor de ângulo de atrito para as diferentes situações de ensaio quanto aos valores de pressão de ar.

Tabela 12. Valores de coesão em função de u_a para $\phi = 32,7^\circ$.

u_a (kPa)	c (kPa)
0	64,3
100	41,0
200	45,4

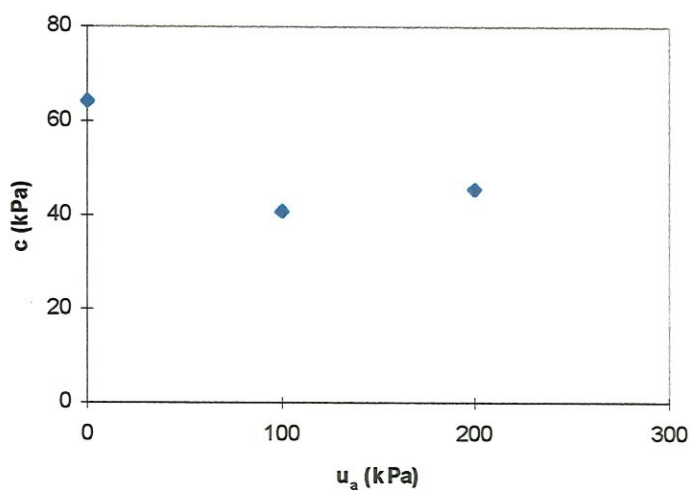


Figura 35. Relação pressão de ar *versus* coesão a partir dos valores ajustados para um único valor de ângulo de atrito.

Pela análise das Figuras 33 e 35 observa-se que existe uma tendência a diminuir o valor da coesão à medida que aumenta a pressão de ar nos dois casos, tanto para os pontos originais de ensaio como para os pontos ajustados em função do ângulo de atrito.

4.3. ANÁLISE DA RELAÇÃO $(u_a - u_w) \times q$

A Figura 36 mostra a relação $(u_a - u_w) \times q$. Seria de esperar-se q aumentando com a sucção, porém, ao contrário disto, o valor da resistência diminui com o aumento da sucção.

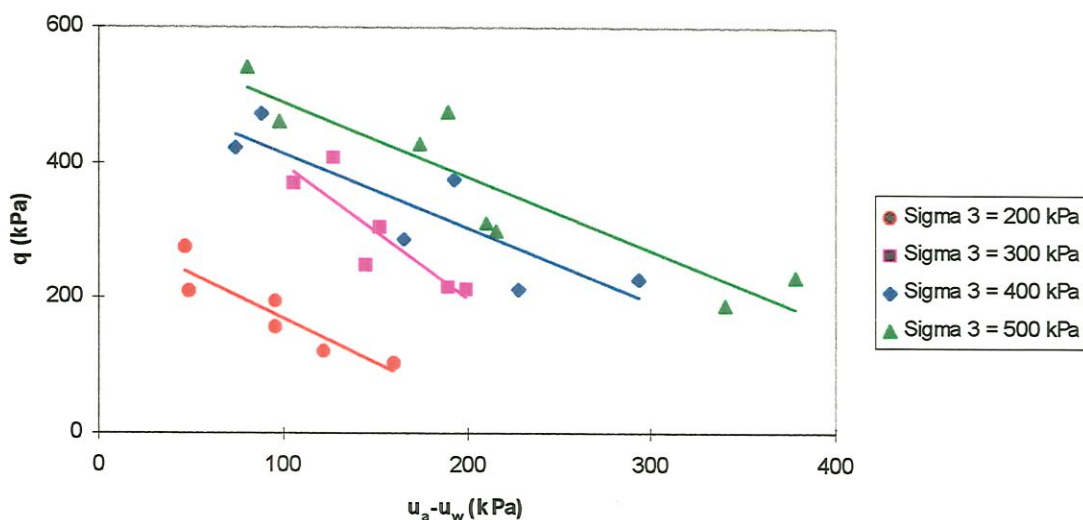


Figura 36. Relação $(u_a - u_w) \times q$ para os diferentes valores de tensão confinante.

Na Figura 37 onde os ensaios estão separados para diferentes valores de $(\sigma_3 - u_a)$, novamente deveria ter ocorrido um acréscimo na resistência com o aumento do valor da sucção, porém, nota-se que, a resistência aumentou muito pouco em três dos quatro casos, permanecendo praticamente constante para todos os valores de sucção.

Este comportamento aparentemente discrepante pode estar associado a problemas relacionados à leitura de pressão na água. A sucção matricial do corpo de prova, medida através da técnica do papel filtro conforme MARINHO (1994), resultou em 1464 kPa. Sendo a sucção matricial inicial do corpo de prova relativamente alta, quando colocado em contato com a pedra porosa, prontamente pode ocorrer cavitação na água do sistema de medida, de modo que as pressões lidas não correspondem à realidade. Em todos os corpos de prova as pressões neutras situaram-se em torno de zero, independentemente das pressões de ar e das confinantes utilizadas, o que reforça este argumento. Assim, na verdade, os resultados apresentados nas Figuras 36 e 37 devem refletir a influência da pressão de ar em q .

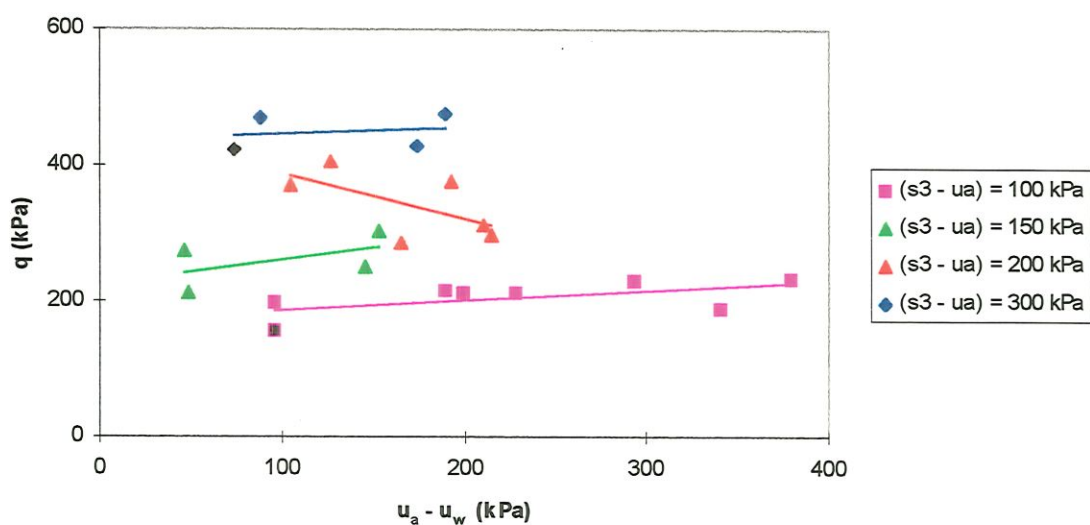


Figura 37. Relação $(u_a - u_w) \times q$ para os diferentes valores de $(\sigma_3 - u_a)$.

4.4. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA

Para análise da deformação volumétrica foram feitos gráficos da deformação em função da tensão confinante agrupadas para os diversos valores de pressão de ar, Figura 38, e também da deformação em relação a pressão de ar destacando-se os diversos valores de tensão confinante, Figura 39.

Os valores de deformação volumétrica apresentados referem-se ao valor da deformação no momento em que ocorreu o valor máximo de resistência. As curvas de deformação volumétrica estão aqui representadas como sendo positivos os valores referentes à contração do corpo de prova.

Nos gráficos das Figuras 38 e 39, alguns pontos foram desconsiderados pois, para alguns ensaios, as leituras de deformação volumétrica apresentaram valores discrepantes em relação ao conjuntos de resultados, o que sugere um provável erro nas medidas.

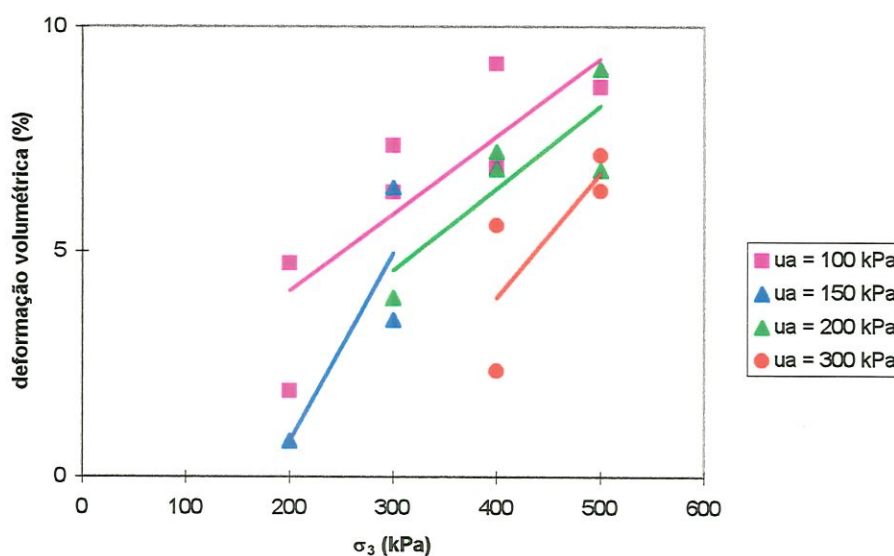


Figura 38. Deformação volumétrica em função da tensão confinante para diferentes valores de pressão de ar.

Pela análise da Figura 38 verifica-se que, para um mesmo valor de pressão de ar, com o aumento da tensão confinante, ocorre uma maior deformação volumétrica.

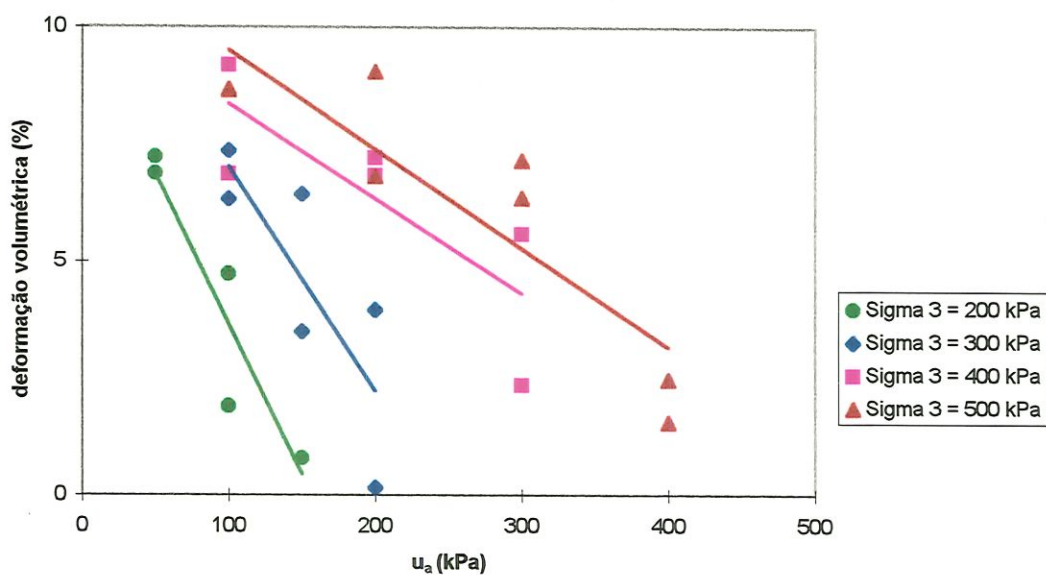


Figura 39. Deformação volumétrica no valor máximo de resistência em função da pressão de ar para diferentes valores de tensão confinante.

Na Figura 39 aparece claramente que, quanto maior a pressão de ar aplicada ao corpo de prova, considerando uma mesma tensão confinante, menor será a deformação volumétrica.

4.5. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO

Neste item são analisados os ensaios de compressão triaxial, executados para o estudo da deformação do solo com um aumento gradual de pressão de ar em condições não drenadas.

São apresentados os gráficos onde aparecem as deformações em relação à pressão de ar e, as trajetórias de tensões sobrepostas às envoltórias para os valores de tensão confinante de 300 e 500 kPa.

A Figura 40 representa as deformações provocadas pelo acréscimo de pressão de ar para o ensaio 54. Foi utilizado um único corpo de prova ensaiado em duas etapas. Na primeira etapa, após a aplicação do confinamento, aumentou-se a tensão axial até 670 kPa, cerca de 50% da tensão máxima verificada em outros corpos de prova ensaiados em condições semelhantes. No segundo estágio aplicou-se uma carga axial de 860 kPa, aproximadamente três quartos da tensão máxima. A deformação foi calculada a partir das leituras dos transdutores de deslocamento axial.

No ensaio 54, bem como nos outros ensaios para determinação da deformação, o intervalo de tempo entre cada aplicação de pressão de ar, variou conforme a necessidade de tempo para estabilização da deformação do corpo de prova. Inicialmente, após a aplicação das tensões confinante e axial, deixou-se de um dia para outro, num tempo médio de 20 horas. A partir do primeiro incremento de pressão de ar, deixou-se uma média de 2 horas entre cada aplicação de pressão. Finalmente, após a aplicação da pressão de ar que gerou a ruptura, na maioria dos ensaios, em menos de uma hora o corpo de prova apresentava grandes deformações que já caracterizavam o rompimento.

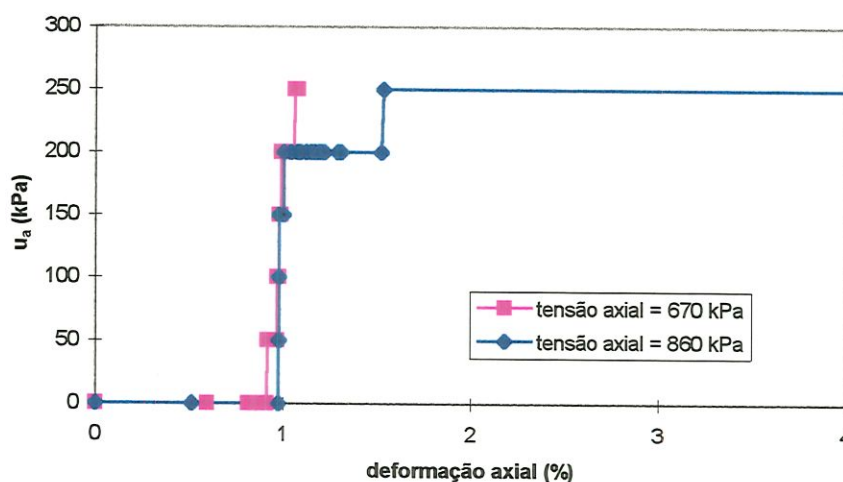


Figura 40. Deformação axial em relação ao aumento da pressão de ar para uma tensão confinante de 300 kPa.

Nota-se pela Figura 40 que, para os dois valores de carregamento, ocorre uma deformação inicial de aproximadamente 1% devido às tensões confinante e axial. Após a estabilização da deformação do corpo de prova sofrida pelo carregamento inicial, foram aumentadas gradativamente as pressões de ar e medidas as deformações ocorridas. No primeiro carregamento atingiu-se uma pressão de ar de 250 kPa sem haver uma deformação considerável. No segundo carregamento, com tensão axial de 860 kPa, para o valor de pressão de ar de 200 kPa houve uma deformação relativamente grande se comparada aos outros estágios, e, ao ser aplicado 250 kPa de pressão de ar, o corpo de prova rompeu de imediato.

Na Figura 41 estão representados os valores lidos dos deslocamentos dos transdutores de deformação axial e radial para o ensaio 55. Da mesma forma como no ensaio 54, o corpo de prova foi carregado inicialmente com uma tensão confinante de 300 kPa e uma tensão axial de 670 kPa, não havendo ruptura até o estágio onde a

pressão de ar estava em 250 kPa. O corpo de prova foi descarregado e carregado novamente com uma tensão de confinamento de 300 e uma tensão axial de 860 kPa.

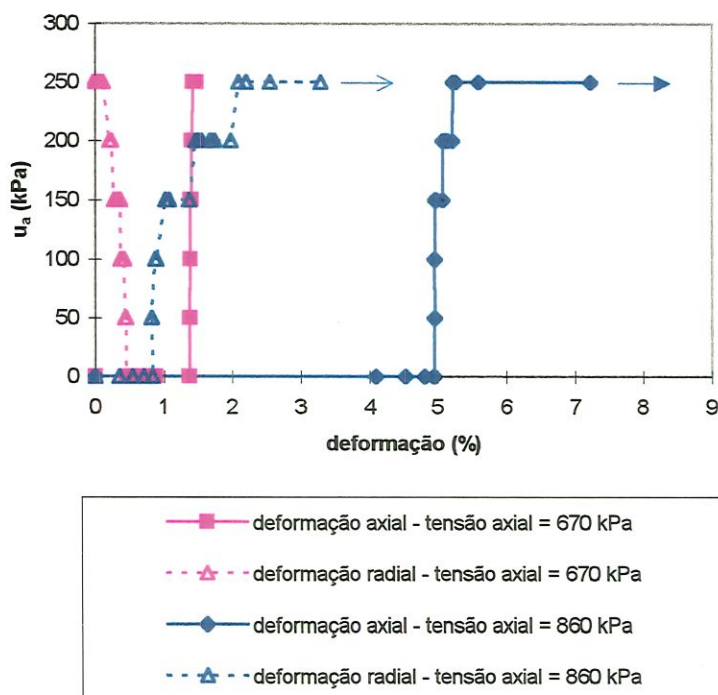


Figura 41. Deformações axial e radial em relação ao aumento da pressão de ar para uma tensão confinante de 300 kPa.

Assim como no ensaio 54, observa-se na Figura 41 que neste ensaio, no primeiro estágio de carregamento, a deformação axial foi desprezível. No segundo estágio, praticamente não ocorreu deformação até o valor de 200 kPa de pressão de ar. Ao ser aplicada a pressão de 250 kPa de ar, houve, como no ensaio 54, um rompimento brusco do corpo de prova.

Valores maiores de deformação não foram medidos pois estavam além da capacidade de medida dos transdutores internos.

Na Figura 42 estão as trajetórias de tensões dos ensaios 54 e 55 para os dois carregamentos, 670 e 860 kPa. As trajetórias são idênticas para os dois ensaios pois, foram aplicados carregamentos iguais e incrementos de pressão de ar também iguais.

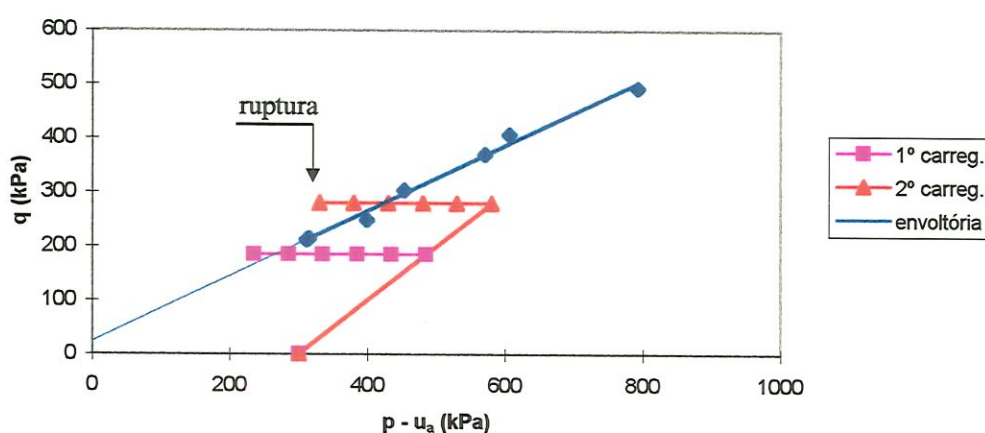


Figura 42. Envoltória para tensão confinante de 300 kPa e trajetória de tensões dos ensaios 54 e 55.

No ensaio 57, foi possível medir somente o deslocamento radial. As medidas do deslocamento axial não foram feitas pois os transdutores de deformação axial atingiram os seus limites logo no começo do ensaio em função da tensão confinante ser de 500 kPa e não mais de 300 kPa como nos ensaios anteriores.

A Figura 43 apresenta as deformações verificadas no ensaio 57 onde foi aplicada uma tensão confinante de 500 kPa e uma tensão axial de 1150 kPa, supostamente a metade da tensão de ruptura. A pressão de ar foi aplicada gradualmente em incrementos de 50 kPa até o valor de 250 kPa quando ocorreu o

cisalhamento. Na Figura 43 aparece também o intervalo de tempo em horas gasto em cada um dos diferentes estágios de pressão de ar.

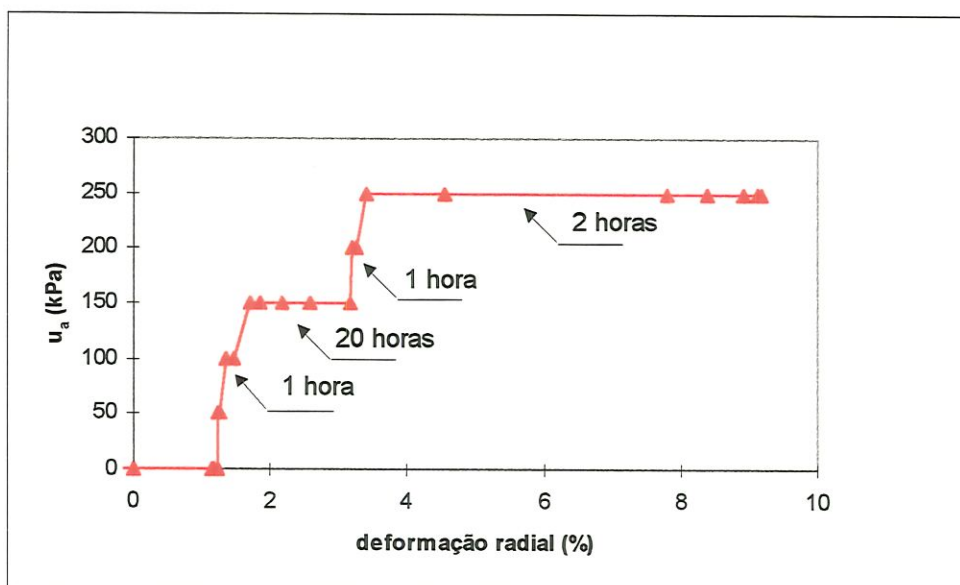


Figura 43. Deformação axial em relação ao aumento da pressão de ar para uma tensão confinante de 500 kPa.

Pela Figura 43 percebe-se que houve, como nos ensaios anteriores, uma deformação devido ao carregamento inicial e, na continuidade do ensaio, verifica-se uma deformação de aproximadamente 1,5% quando a pressão de ar é de 150 kPa. Com 200 kPa de pressão de ar praticamente não houve deformação e, com 250 kPa, o corpo de prova rompeu.

No estágio onde a pressão de ar estava em 150 kPa verifica-se uma deformação maior em relação aos outros estágios de pressão de ar. Supõe-se que, devido ao longo período de tempo que o ensaio permaneceu nesta situação, houve um relaxamento do corpo de prova. Enquanto que nos outros estágios de pressão de ar, houve um intervalo de tempo de aproximadamente uma hora, para o estágio de 150 kPa o corpo de prova permaneceu de um dia para o outro, aproximadamente 20

horas. Imagina-se que a deformação verificada neste estágio deve-se ao carregamento inicial.

A Figura 44 mostra a trajetória de tensões até o momento da ruptura para o ensaio 57, que recebeu uma tensão confinante de 500 kPa e uma tensão axial de 1150 kPa.

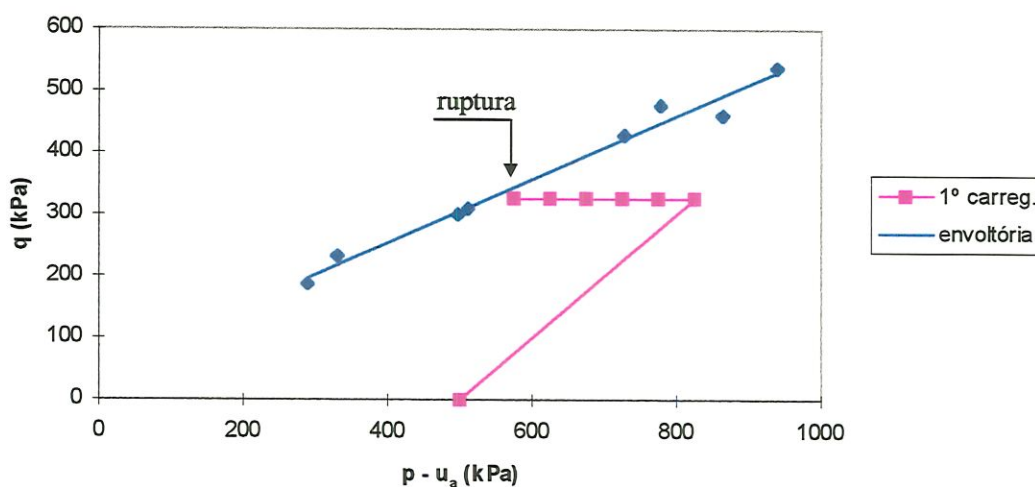


Figura 44. Envoltória para tensão confinante de 500 kPa e trajetória de tensões do ensaio 57.

A partir do ensaio 62, as medidas de deformação foram obtidas pelo valor lido nos atuadores e não mais nos medidores internos de deslocamento. O valor da deformação axial foi calculado a partir das medidas do volume da água que entra pela base.

Os valores de deformação obtidos através das leituras do volume da base foram maiores que aqueles obtidos pelas medidas dos deslocamentos dos medidores internos. Supõe-se que, no segundo caso as medidas são mais precisas, pois, através das medidas do volume da base, mede-se também todas as outras deformações sofridas pelo equipamento.

A Figura 45 apresenta os resultados do ensaio 62, no qual foi aplicado uma tensão confinante de 300 kPa e foram realizados dois estágios de carregamentos com diferentes valores para tensão axial, 565 kPa e 700 kPa respectivamente no primeiro e segundo estágios.

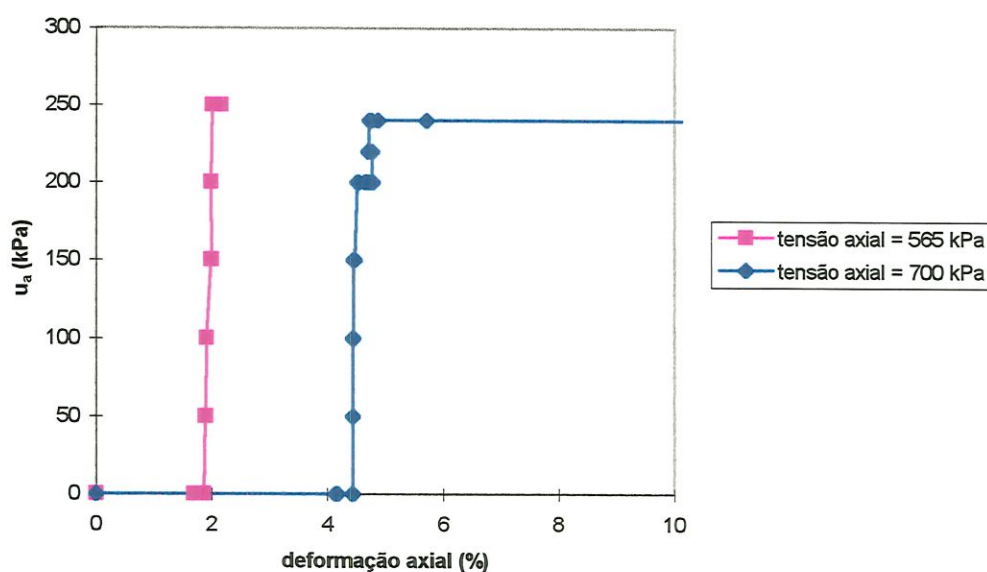


Figura 45. Deformação axial em relação ao aumento da pressão de ar para uma tensão confinante de 300 kPa.

Observa-se nesta Figura o mesmo comportamento que nos ensaios anteriores. O material apresenta um comportamento rígido, não mostrando deformações ao longo do ensaio e rompendo bruscamente, no segundo estágio de carregamento, ao receber uma pressão de ar no valor de 240 kPa, ou seja, 80% do valor da tensão de confinamento.

Este comportamento de material rígido dos corpos de prova deve-se ao fato de eles terem sido moldados com uma umidade baixa, apresentando com isso, deformação pequena no decorrer do ensaio seguida de ruptura brusca.

Nos ensaios onde houve duas situações de carregamento tentou-se aplicar uma tensão axial de metade da diferença de tensões principais máxima no primeiro carregamento e três quartos desta mesma tensão máxima no segundo carregamento. No entanto, não foi possível obter os valores requeridos por problemas no equipamento utilizado. Tendo sido informado um determinado valor para a tensão axial, o equipamento carregava até valores próximos, nem sempre atingindo o valor solicitado. Com isso, ensaios que deveriam ter os mesmos valores de carregamentos, acabaram tendo pequenas diferenças.

Na Figura 46 aparecem as trajetórias de tensões para os dois carregamentos, 565 e 700 kPa, e a envoltória para os ensaios com tensão confinante de 300 kPa.

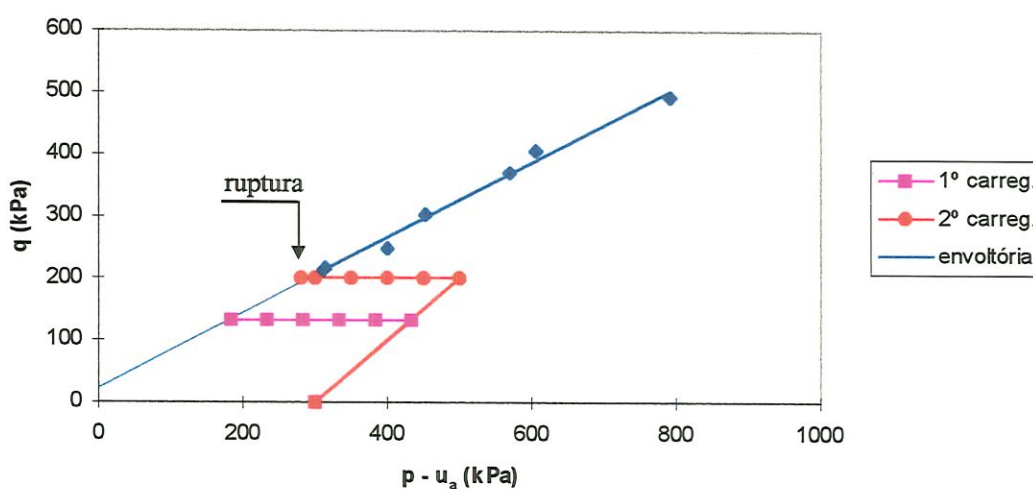


Figura 46. Envoltória para tensão confinante de 300 kPa e trajetória de tensões do ensaio 62.

Nos ensaios 54, 55 e 62, com tensão confinante de 300 kPa, no primeiro carregamento, a trajetória tende a interceptar a envoltória sem que tenha havido ruptura e sem deformações apreciáveis. Apenas no segundo carregamento, quando a envoltória é tocada ou ultrapassada ocorre a ruptura brusca. A não ruptura no

primeiro carregamento pode estar relacionada à variação experimental que normalmente se verifica entre diferentes corpos de prova, ou seja, é possível que os corpos de prova ensaiados tivessem resistência ligeiramente superior que a envoltória ajustada.

No ensaio 64, com tensão confinante de 500 kPa, Figura 47, observou-se, nos estágios iniciais de incremento de pressão de ar, inferiores a 300 kPa, um ligeiro aumento da deformação axial, da ordem de 2%, e ao ser aplicado uma pressão de ar de 400 kPa, o corpo de prova rompeu.

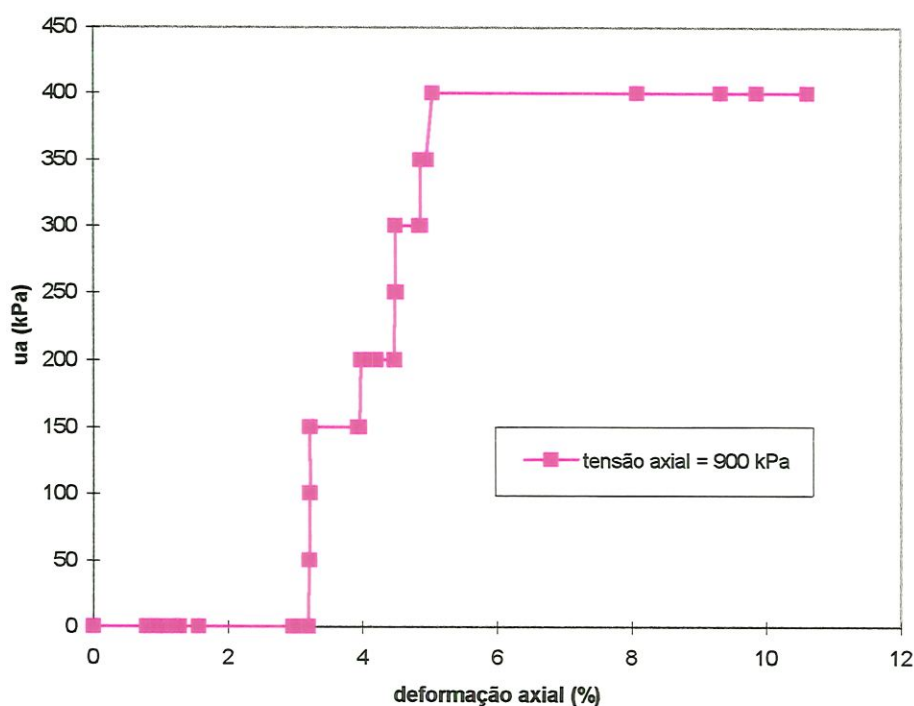


Figura 47. Deformação axial em relação ao aumento da pressão de ar para uma tensão confinante de 500 kPa.

Neste ensaio, verifica-se ainda, que a ruptura ocorreu quando a pressão de ar atingiu 80% da tensão de confinamento. Diferentemente do ocorrido com o ensaio 62, a ruptura ocorreu para uma tensão axial de 50% da tensão máxima.

A Figura 48 apresenta a trajetória de tensões para o ensaio 64, com tensões confinante e axial de 500 e 900 kPa, respectivamente.

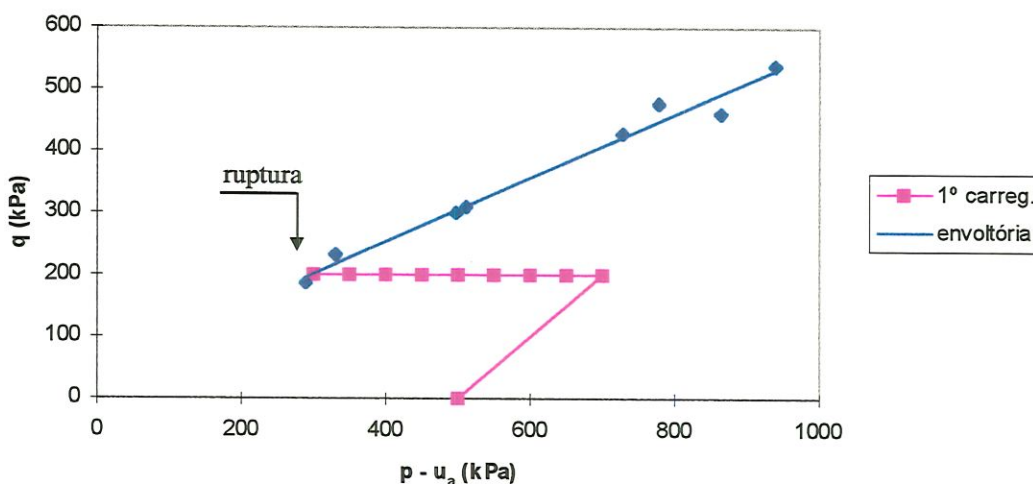


Figura 48. Envoltória para tensão confinante de 500 kPa e trajetória de tensões do ensaio 64.

A Figura 48 mostra que, da mesma forma que o ensaio 57, no ensaio 64, com tensão confinante de 500 kPa, houve ruptura do corpo de prova praticamente no ponto em que a trajetória de tensões toca a envoltória.

O corte de energia elétrica e a limitação de medida dos transdutores internos de deslocamento foram os dois problemas principais enfrentados durante a realização destes ensaios em que se procurava avaliar a influência da pressão de ar na deformação do material. Apesar disso, os resultados mostrados, ainda que reduzidos e não permitindo uma análise quantitativa mais ampla, têm interesse no sentido de permitir uma avaliação qualitativa de tendências.

5. CONCLUSÃO

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial não drenados, com diferentes valores de pressão de ar, realizados com um solo arenoso, compactado com um teor de umidade 3,2% inferior à umidade ótima revelaram, como era esperado, que a resistência decresceu com o aumento da pressão de ar. A relação entre resistência e pressão de ar pôde ser ajustada, satisfatoriamente, por retas, para valores de igual tensão confinante, da mesma forma que a relação entre resistência e tensão confinante para uma mesma pressão de ar.

Envoltórias obtidas considerando tensão confinante constante mostraram que o intercepto de coesão cresceu, enquanto o ângulo de atrito diminuiu à medida que as tensões confinantes aumentaram.

Considerando-se as envoltórias definidas para um mesmo valor de pressão de ar, verificou-se que, com o aumento da pressão de ar a coesão diminuiu e o ângulo de atrito permaneceu praticamente constante.

Para a deformação volumétrica durante o cisalhamento observou-se que, para corpos de prova com mesmas pressões de ar, quanto maior a tensão confinante, maior a deformação. Considerando-se ainda, ensaios com um mesmo valor de tensão confinante, obteve-se que, quanto maior a pressão de ar aplicada ao corpo de prova, menor o valor da deformação volumétrica.

Nos ensaios triaxiais especiais para verificação da deformação verificou-se que, o corpo de prova submetido a um aumento gradual do valor da pressão de ar, apresentou um comportamento rígido, ou seja, praticamente não apresentou deformação no decorrer do ensaio, rompendo bruscamente no final. Este comportamento rígido talvez deva-se ao fato de o corpo de prova ter sido compactado com uma umidade no ramo seco da curva de compactação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDERSON, A.L.; HAMPTON, L.D. (1980). Acoustics of gas-bearing sediments. *J. Acoust. Soc. Am.*, v.67, n.6, p.1865-1903.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 6459 - Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 6508 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,9mm - Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 7180 - Solo - Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 7181 - Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). *NBR 6457 - Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). *NBR 7182 - Solo - Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

- BENVENUTO, C.; CRUZ, P.T.; MIRANDA, I.C.S.B. (1994). A metodologia geotécnica aplicada à disposição dos resíduos sólidos. In: SEMINÁRIO SOBRE GEOTECNIA DE ATERROS PARA DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS. GEOAMBIENTAL'94. RIO DE JANEIRO, p.1.22-1.48. ✓
- CARVALHO, M.F. (1996). *Aterros sanitários - aspectos geotécnicos*. São Carlos, EESC-USP. (Revisão bibliográfica). ✓
- CEPOLLINA, M.; KAIMOTO, L.S.A.; LUDEMANN, S.M. (1994). Investigação de condicionantes geotécnicos de maciços sanitários. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., Foz do Iguaçu. *Anais*. São Paulo, ABMS. v.3, p.979-986. ✓
- COLLARES, A.C.Z.B. (1997). *A influência de características químicas do fluido de saturação no colapso dos solos*. São Carlos, 97p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo.
- COLEMAN, J.M.; PRIOR, D.B. (1978). Submarine landslides in the Mississippi River Delta. IN: OFFSHORE TECHNICAL CONFERENCE, 10., HOUSTON. *PROCEEDINGS*. v. 2, p.1067-1074.
- DUFFY, S.M.; WHEELER, S.J.; BENNELL, J.D. (1994). Shear modulus of kaolin containing methane bubbles. *Journal of Geotechnical Engineering* (ASCE), v.120, n.5, p.781-796.
- FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* (ASCE) v.103, n.5, p:447-466. ✓
- FREDLUND, D.G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v.16, p.121-139. ✓

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York, Wiley. ✓

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C.M. (1993). *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. São Paulo, E. Blücher. ✓

GÜLER, E.; AVCI, C.B. (1995). Evaluation of the incident at the Ümraniye landfill, Istanbul and proposed remedial investigations. In: Symposium on GEOTECHNICS RELATED TO THE ENVIRONMENT. GREEN'93, Bolton, UK, 1993. *Waste disposal by landfill*. Rotterdam, Balkema, p.637-642.

HILL, R. (1965). A self-consistent mechanics of composite materials. *J. Mech. Phys. Solids*, v.13 , p.213-222.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1979). *Soil Mechanics*. New York, Wiley.

MARINHO, F.A.M. (1994). Medição de sucção com o método do papel filtro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., Foz do Iguaçu. *Anais*. São Paulo, ABMS. v.2, p.515-522.

MASSACCI, G.; MOTZO, G.M.; PILIA, M.; COSSU, R. (1993). Analysis and monitoring of geotechnical parameters in sanitary landfill. In: INTERNATIONAL LANDFILL SIMPOSIUM., 4. SARDINIA 93., Margherita di Pula, Cagliari, Italy. *Proceedings*. p.1356-1369. ✓

MATYAS, E.L.; RADHAKRISHNA, H. S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, v.18, n.4, p.432-448.

NAGESWARAN, S. (1983). *Effect of gas bubbles on the sea-bed behaviour*. Tese (Doutorado) - Oxford University. ✓

- OWEIS, I.S. (1993). *Stability of landfill geotechnical practice for waste disposal*. London, David & Daniel. p.244-268. ✓
- PRIOR, D.B.; SUHAYDA, J.N. (1979). Application of infinite slope analysis to subaqueous sediment instability, Mississippi Delta. *Engineering. Geology*, v.14, p.1-10.
- RAD, N.S.; VIANNA, A.J.D.; BERRE, T. (1994). Gas in soils I : Detection and η -profiling. *Journal of Geotechnical Engineering*, (ASCE), v.120, n.4, p.697-715. ✓
- RAD, N.S.; VIANNA, A.J.D.; BERRE, T. (1994). Gas in soils. II : Effect of gas on undrained static and cyclic strength of sand. *Journal of Geotechnical Engineering* (ASCE), v.120, n.4, p.716-736. ✓
- REES, J.F. (1980). The fate of carbon in the landfill disposal of organic matter. *Journal of Chemical Technology and Biotechnology*,. v.30, p.161-175.
- RÖHM, S.A. (1992). *Resistência ao cisalhamento de um solo arenoso laterizado não saturado da região de São Carlos-SP*. São Carlos, 274p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo. ✓
- SANTOS NETO, P.M.; ALMEIDA, M.S.S. (1993). Cálculo de recalques por adensamento em solos não saturados com bolhas de ar oclusas. *Solos e Rochas*, v.16, n.4, p.235-243.
- SANTOS NETO, P.M. (1994). Coeficientes de poro pressão em solos não saturados. IN: SEMINÁRIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2., Recife. *Anais*. Recife, UFPE. p.31-36. ✓

- SCHALCH, V.; LEITE, W.C.A.; GOMES, L.P. (1990). *Curso sobre gerenciamento de resíduos sólidos*. Goiânia, ABES. ✓
- SILLS, G.C.; WHEELER, S.J.; THOMAS, S.D.; GARDNER, T.N. (1991). Behaviour of offshore soils containing gas bubbles. *Géotechnique*, v.41, n.2, p.227-241.
- TCHOBANOGLIOUS, G.; THEISEN, H.; VIGIL, S. (1993). *Integrated solid waste management engineering principles and management issues*. New York, McGraw-Hill. ✓
- THOMAS, S.D. (1987). *The consolidation behaviour of gassy soil*. Tese (Doutorado) - University of Oxford. ✓
- WHEELER, S.J. (1986). *The stress-strain behavior of soils containing gas bubbles*. Tese (Doutorado) - University of Oxford.
- WHEELER, S.J. (1988). A conceptual model for soils containing large gas bubbles. *Géotechnique*, v.38, n.3, p.389-397. ✓
- WHEELER, S.J. (1988). The undrained shear strength of soils containing large gas bubbles. *Géotechnique*, v.38, n.3, p.399-413. ✓
- WHEELER, S.J.; GARDNER, T.N. (1989). Elastic moduli of soils containing large gas bubbles. *Géotechnique*, v.39, n.2, p.333-342.
- WHEELER, S.J.; SHAM, W.K.; THOMAS, S.D. (1990). Gas pressure in unsaturated offshore soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v.27, n.1, p.79-89. ✓
- WROTH, C.P.; HOULSBY, G.T. (1985). Soil mechanics: property characterization and analysis procedures. IN: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL ✓

MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., San Francisco.
Proceedings. Rotterdam, Balkema. v. 1, p.1-55.

VILAR, O.M. (1979). *Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos*. São Carlos, 110p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo.