

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE CONTENÇÕES ATRAVÉS DE
MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

MARIA FATIMA MIRANDA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY
RIBEIRO - UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
ABRIL - 2005

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE CONTENÇÕES ATRAVÉS DE MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

MARIA FATIMA MIRANDA

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro,
como parte das exigências para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Paulo César de Almeida Maia

Co-orientador: Prof. Fernando Saboya Albuquerque Júnior

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

ABRIL- 2005

ESTUDO COMPARATIVO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÕES ATRAVÉS DE MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

MARIA FATIMA MIRANDA

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro,
como parte das exigências para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 08 de abril de 2005.

Comissão Examinadora:

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão (Ph.D., Eng. Civil) - PUC

Prof. Sérgio Tibana (D.Sc., Eng. Civil) - UENF

Prof. Fernando Saboya Albuquerque Júnior (D.Sc., Eng. Civil) - UENF
Co-orientador

Prof. Paulo César de Almeida Maia (D. Sc., Eng. Civil) - UENF
Orientador

“Há homens que lutam um dia e são bons. Há outros que lutam um ano e são melhores. Há os que lutam muitos anos e são muito bons. Mas há os que lutam a vida inteira, esses são os imprescindíveis”.

Bertol Brecht

Ao meu pai

Manoel Miranda

*“Teus pensamentos e vontade são a
chave de teus atos e atitudes”.*

*“Embora ninguém possa voltar atrás
e fazer um novo começo, qualquer
um pode começar agora e fazer um
novo fim”.*

Chico Xavier

Aos meus filhos e minha mãe

Roberta Miranda, Marcio Miranda e Marina Coelho Miranda

Ao meu companheiro

Cláudio Andrade Lima

AGRADECIMENTOS

Nestes agradecimentos estão pessoas que deveriam fazer parte de uma lista de co-autores deste trabalho, pois foi através delas que este foi possível de se concretizar. Aqui marco o meu muito obrigado, e gratidão eterna.

Em primeiro lugar estão meus pais, pela vida, pelos ensinamentos, pela correção de atitudes e sentimentos e ao meu irmão José Carlos Miranda.

Agradeço às pessoas a quem dedico este trabalho que, durante o tempo que durou este exercício, provaram que o amor sobrevive a todas as tormentas e que a vida pode e deve ser exercida com grande alegria.

Ao professor Paulo César de Almeida Maia, pela orientação deste trabalho, pela transmissão de conhecimentos e amizade.

Ao professor Fernando Saboya, por ter me dado a oportunidade de um novo começo.

À professora, que se tornou amiga, Glória Alves, pelo exemplo e amizade.

A todos os professores do LECIV que sempre me apoiaram neste trabalho, em especial aos professores Aldo Duran, Josué Alves Barroso e Sérgio Tibana.

Aos técnicos de laboratório André Manhães, Milton Pereira e Vanúzia dos Santos e funcionárias Bianca Barreto e Olívia Gusmão pela ajuda e empenho.

No campo das novas amizades feitas durante o mestrado, fica o registro aos amigos Aline Nogueira, Fernanda Rangel e Vanessa Cunha que foram companheiros de jornada diária, aos amigos de Pós-Graduação Dênia Fábria, Elaine Freitas, Izabel Ramos e Mário Barroso pelo carinho.

Agradeço em especial aos amigos Bianca Cristina Lopes, Moisés Duarte e Rodrigo Barros pela disponibilidade e ajuda prestada.

Aos meus filhos de coração Maria Claudia Lima e Pedro Augusto Lima.

Aos amigos adquiridos no decorrer do curso, pelo agradável convívio, companheirismo e troca de conhecimentos.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para realização deste trabalho.

À Prefeitura de São Fidélis, pela disponibilização de mão de obra de apoio.

À CAPES, pela contribuição através da disponibilização de artigos via internet.

À UENF-FAPERJ, pela concessão da bolsa de estudo.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	IV
LISTA DE TABELAS.....	VIII
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES.....	XI
RESUMO.....	XIV
ABSTRACT.....	XV
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Motivação e objetivos do trabalho.....	1
1.3 Escopo da dissertação.....	2
2. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	4
2.1 Introdução.....	4
2.2 Procedimentos para estabilização de taludes.....	4
2.3 Escolha do tipo de estabilização.....	6
2.4 Dimensionamento de estruturas de contenções.....	6
2.4.1 Parâmetros geotécnicos.....	6
2.4.1.1 Tipos de parâmetros geotécnicos.....	7
2.4.1.2 Fatores de variação dos parâmetros geotécnicos.....	7
2.4.1.3 Tamanho das amostras.....	8
2.4.1.4 Métodos de determinação dos parâmetros.....	8
2.4.1.5 Valores típicos de parâmetros geotécnicos.....	9
2.4.1.6 Análise de sensibilidade dos parâmetros.....	9
2.4.2 Análise de estabilidade.....	12
2.4.2.1 Métodos determinísticos.....	12
2.4.2.2 Métodos probabilísticos.....	14
2.5 Considerações finais.....	15
3. PROBABILIDADE, ESTATÍSTICA E CONFIABILIDADE APLICADAS ÀS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	17
3.1 Introdução.....	17
3.2 Análise estatística de dados.....	18
3.3 Distribuição de amostragem.....	20
3.4 Análise probabilística.....	20
3.4.1 Momentos de uma distribuição de probabilidade.....	21
3.5 Distribuição de probabilidade dos parâmetros geotécnicos.....	22
3.5.1 Distribuição normal.....	22
3.5.2 Distribuição log-normal.....	23
3.6 Intervalos de confiança amostral.....	24
3.7 Fontes de incertezas na determinação de parâmetros do solo.....	26
3.7.1 Erros sistemáticos.....	27

3.7.2	Dispersão de dados.....	27
3.8	Obtenção de dados para análises probabilísticas.....	28
3.8.1	Peso específico.....	28
3.8.2	Parâmetros de resistência efetivos.....	29
3.9	Aspectos conceituais da análise de confiabilidade e probabilidade de ruptura.....	30
3.9.1	Quantificação da confiabilidade.....	31
3.9.2	Probabilidade de ruptura.....	31
3.9.3	Análise de risco.....	32
3.9.4	Formulações para o índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.....	33
3.9.4.1	<i>Distribuição normal do FS</i>	34
3.9.4.2	<i>Distribuição log-normal do FS</i>	35
3.10	Métodos probabilísticos.....	36
3.10.1	Método de Simulação de Monte Carlo.....	36
3.10.2	Método do Segundo Momento de Primeira Ordem.....	37
3.10.3	Método das Estimativas Pontuais.....	38
3.11	Valores da probabilidade de ruptura e do índice de confiabilidade.....	40
3.12	Considerações finais.....	41
4.	CASO DE ESTUDO.....	44
4.1	Introdução.....	44
4.2	Localização geográfica.....	45
4.3	Meio físico.....	45
4.3.1	Morfologia.....	46
4.3.2	Pedologia.....	46
4.3.3	Vegetação.....	46
4.3.4	Clima.....	47
4.4	Levantamento topográfico planialtimétrico da área de estudo.....	47
4.5	Caracterização física.....	49
4.5.1	Resultado dos ensaios de caracterização física.....	49
4.6	Compactação.....	54
4.6.1	Resultado do ensaio de compactação.....	54
4.7	Talude de estudo.....	55
4.8	Geometria do muro proposto.....	55
4.9	Considerações finais.....	56
5.	PROGRAMA EXPERIMENTAL E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	57
5.1	Introdução.....	57
5.2	Prospecções de campo e amostragem.....	58
5.3	Procedimentos de ensaios e características dos corpos de prova.....	60
5.3.1	Compressão triaxial.....	60
5.3.2	Cisalhamento direto.....	63
5.3.3	Compressão oedométrica.....	65
5.4	Resultado dos ensaios.....	67
5.4.1	Compressão triaxial.....	67
5.4.2	Cisalhamento direto.....	71
5.4.3	Compressão oedométrica.....	74
5.5	Confiabilidade dos parâmetros de resistência.....	75
5.6	Considerações finais.....	77

6. ESTABILIDADE DO MURO DE CONTENÇÃO.....	78
6.1 Introdução.....	78
6.2 Descrição do programa.....	78
6.3 Parâmetros do projeto.....	81
6.4 Geometria do muro de contenção.....	83
6.5 Análise de sensibilidade.....	84
6.6 Probabilidade de ruptura.....	91
6.7 Avaliação da probabilidade de ruptura.....	92
6.8 Considerações finais.....	97
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	99
7.1 Conclusões..	99
7.2 Sugestões.....	101
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	102
ANEXO I.....	i
ANEXO II.....	iii
ANEXO III.....	ix
ANEXO IV.....	xxvi
ANEXO V.....	xxxix
ANEXO VI.....	xlii
APÊNDICE I.....	xlvi

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	- Exemplo de um histograma de uma variável aleatória.....	18
Figura 3.2	- Gráfico de uma distribuição normal.....	22
Figura 3.3	- Gráfico com região de rejeição $\alpha/2$	25
Figura 3.4	- Representação da distribuição probabilística de FS	32
Figura 3.5	- Relação entre β e P_r para distribuição normal de FS	35
Figura 4.1	- Área de estudo.....	44
Figura 4.2	- Localização do Município de São Fidélis no Estado do Rio de Janeiro.....	45
Figura 4.3	- Vista a jusante da área de estudo com ausência de vegetação.....	47
Figura 4.4	- Levantamento topográfico planialtimétrico e localização da área de estudo.....	48
Figura 4.5	- Modelo tridimensional do relevo da área de estudo.....	48
Figura 4.6	- Variação da fração granulométrica com a profundidade a partir de ensaios de granulometria.....	51
Figura 4.7	- Variação dos limites de consistência com a profundidade.....	52
Figura 4.8	- Variação da densidade real dos grãos com a profundidade.....	52
Figura 4.9	- Variação da atividade coloidal com a profundidade.....	53
Figura 4.10	- Variação do peso específico seco com a umidade em ensaio de compactação na energia Proctor Normal.....	54
Figura 4.11	- Seção crítica da área de estudo e o perfil geológico.....	55
Figura 4.12	- Geometria do muro proposto.....	56
Figura 5.1	- Localização no talude do local de retirada das amostras.....	58
Figura 5.2	- Moldagem de corpos de provas no campo e condicionamento das amostras.....	59
Figura 5.3	- Bloco de solo indeformado coletado no campo.....	60
Figura 5.4	- Prensa Ronald Top, o sistema de aplicação de pressão é por ar-comprimado da Wykeham-Farrance.....	62
Figura 5.5	- Prensa Wykeham-Farrance adaptada para o ensaio de cisalhamento direto com reversão.....	65
Figura 5.6	- Prensa Wykeham-Farrance utilizada no ensaio de compressão oedométrica.....	66
Figura 5.7	- Envoltórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo argilo arenoso...	68
Figura 5.8	- Envoltórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo areia fina siltosa.....	68
Figura 5.9	- Envoltórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo silte areno argiloso.....	69
Figura 5.10	- Envoltórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo argilo arenoso, ensaios de cisalhamento direto.....	71
Figura 5.11	- Envoltórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo areia fina siltosa, ensaios de cisalhamento direto.....	72
Figura 5.12	- Envoltórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo silte areno argiloso, ensaios de cisalhamento direto.....	72
Figura 6.1	- Geometria do muro de contenção considerada na análise.....	79
Figura 6.2	- Parâmetros geotécnicos do maciço e diferente tipo de solos considerados nas análises realizadas.....	80
Figura 6.3	- Consideração do nível d'água no maciço.....	80

Figura 6.4	- Exemplo da variação do empuxo ativo com o ângulo de inclinações da possível cunha de ruptura com a horizontal ρ	81
Figura 6.5	- Geometria da estrutura de contenção.....	83
Figura 6.6	- Variação do fator de segurança com a largura da base.....	93
Figura 6.7	- Variação da probabilidade de ruptura com a largura da base...	93
Figura 6.8	- Variação do fator de segurança com a inclinação do corte.....	94
Figura 6.9	- Variação da probabilidade de ruptura com a inclinação do corte.....	94
Figura 6.10	- Variação do fator de segurança ao deslizamento com desvio padrão da adesão na base.....	95
Figura 6.11	- Variação da probabilidade de ruptura ao deslizamento com o desvio padrão da adesão na base.....	96
Figura II.1	- Distribuição granulométrica para o solo entre 0,0 e 1,25 metros (1ª amostra deformada).....	iii
Figura II.2	- Distribuição granulométrica para o solo entre 1,25 e 2,75 metros (2ª amostra deformada).....	iv
Figura II.3	- Distribuição granulométrica para o solo entre 2,75 e 3,50 metros (3ª amostra deformada).....	iv
Figura II.4	- Distribuição granulométrica para o solo entre 3,50 e 4,50 metros (4ª amostra deformada).....	v
Figura II.5	- Distribuição granulométrica para o solo entre 4,50 e 5,25 metros (5ª amostra deformada).....	v
Figura II.6	- Distribuição granulométrica para o solo entre 5,25 e 5,75 metros (6ª amostra deformada).....	vi
Figura II.7	- Distribuição granulométrica para o solo entre 5,75 e 6,50 metros (7ª amostra deformada).....	vi
Figura II.8	- Distribuição granulométrica para o solo entre 6,50 e 7,15 metros (8ª amostra deformada).....	vii
Figura II.9	- Distribuição granulométrica para o solo entre 7,15 e 8,65 metros (9ª amostra deformada).....	vii
Figura II.10	- Distribuição granulométrica do retroaterro (mistura compactada).....	viii
Figura III.1	- Variação da tensão desviadora e deformação volumétrica vs. deformação axial do primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CID do solo argilo arenoso.....	ix
Figura III.2	- Variação da tensão desviadora e deformação volumétrica vs. deformação axial do segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CID do solo argilo arenoso.....	x
Figura III.3	- Variação da tensão desviadora e deformação volumétrica vs. deformação axial do terceiro grupo de ensaios de compressão triaxial CID do solo argilo arenoso.....	xi
Figura III.4	- Trajetória de tensões totais e efetivas para o primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CID no solo argilo arenoso.....	xii
Figura III.5	- Trajetória de tensões totais e efetivas para o segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CID no solo argilo arenoso.....	xii
Figura III.6	- Trajetória de tensões totais e efetivas para o terceiro grupo de ensaios de compressão triaxial CID no solo argilo arenoso.....	xiii

Figura III.7	- Variação da tensão desviadora e poropressão vs. deformação axial do primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU do solo areno siltoso.....	xiv
Figura III.8	- Variação da tensão desviadora e poropressão vs. deformação axial do segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU do solo areno siltoso.....	xv
Figura III.9	- Variação da tensão desviadora e poropressão vs. deformação axial do terceiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU do solo areno siltoso.....	xvi
Figura III.10	- Trajetória de tensões totais para o primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.....	xvii
Figura III.11	- Trajetória de tensões efetivas para o primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.....	xvii
Figura III.12	- Trajetória de tensões totais para o segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.....	xviii
Figura III.13	- Trajetória de tensões efetivas para o segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.....	xviii
Figura III.14	- Trajetória de tensões totais para o terceiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.....	xix
Figura III.15	- Trajetória de tensões efetivas para o terceiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.....	xix
Figura III.16	- Variação da tensão desviadora e deformação volumétrica vs. deformação axial do primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU do solo silte areno argiloso.....	xx
Figura III.17	- Trajetória de tensões totais e efetivas para o primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo silte areno argiloso.....	xxi
Figura III.18	- Variação da tensão desviadora e poropressão vs. deformação axial do segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU do solo silte areno argiloso.....	xxii
Figura III.19	- Trajetória de tensões totais para o segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo silte areno argiloso.....	xxiii
Figura III.20	- Trajetória de tensões efetivas para o segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo silte areno argiloso.....	xxiii
Figura III.21	- Variação da tensão desviadora e poropressão vs. deformação axial do grupo de ensaios de compressão triaxial CIU do solo compactado.....	xxiv
Figura III.22	- Trajetória de tensões totais para o grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo compactado.....	xxv
Figura III.23	- Trajetória de tensões efetivas para o grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo compactado.....	xxv
Figura IV.1	- Curvas de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do primeiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo argilo arenoso.....	xxvi
Figura IV.2	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do segundo grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo argilo arenoso.....	xxvii
Figura IV.3	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do terceiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo argilo arenoso.....	xxviii

	deslocamento horizontal do terceiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo argilo arenoso.....	
Figura IV.4	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do primeiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo areno siltoso.....	xxix
Figura IV.5	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do segundo grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo areno siltoso.....	xxx
Figura IV.6	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do terceiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo areno siltoso.....	xxxi
Figura IV.7	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do primeiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo silte areno argiloso.....	xxxii
Figura IV.8	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do segundo grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo silte areno argiloso.....	xxxiii
Figura IV.9	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do terceiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo silte areno argiloso.....	xxxiv
Figura IV.10	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do quarto grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo silte areno argiloso.....	xxxv
Figura IV.11	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do primeiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo compactado.....	xxxvi
Figura IV.12	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do segundo grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo silte compactado.....	xxxvii
Figura IV.13	- Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do terceiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo silte compactado.....	xxxviii
Figura V.1	- Ensaios de compressão oedométrica do solo argilo arenoso.....	xxxix
Figura V.2	- Ensaios de compressão oedométrica do solo argilo areno siltoso.....	xl
Figura V.3	- Ensaios de compressão oedométrica do solo silte areno argiloso.....	xli

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	- Tipos de obras de estabilização de encosta (adaptado de FIDEM, 2003).....	5
Tabela 2.2	- Aplicabilidade e uso de ensaios <i>in situ</i> (adaptado de Lunne <i>et al.</i> , 1997).....	10
Tabela 2.3	- Valores típicos de coeficientes de variação em solos (Lee <i>et al.</i> , 1983).....	11
Tabela 2.4	- Planejamento fatorial 2^2 para estudo dos efeitos de um teste (adaptado de Neto <i>et al.</i> , 1995).....	11
Tabela 2.5	- Exemplo de adoção de probabilidade de colapso em função das suas conseqüências (adaptado de Teixeira e Virgili, 1984)..	15
Tabela 3.1	- Representação esquemática dos valores dos parâmetros do solo nas análises determinísticas pelo Método das Estimativas Pontuais.....	40
Tabela 3.2	- Valores de P_r e β reportados na literatura (*) informações não fornecidas (Guedes, 1997).....	42
Tabela 3.3	- Valores de P_r para conseqüência (adaptado Cole, 1980).....	42
Tabela 4.1	- Ensaios de caracterização física dos solos.....	49
Tabela 4.2	- Frações granulométricas para ensaios com defloculante.....	50
Tabela 4.3	- Frações granulométricas para ensaios sem defloculante.....	50
Tabela 4.4	- Limites de consistência dos materiais.....	51
Tabela 4.5	- Valores de γ_{nat} e γ_{sat} para os diferentes materiais.....	53
Tabela 5.1	- Resumo dos ensaios de compressão triaxial.....	60
Tabela 5.2	- Características dos corpos de prova dos ensaios triaxiais.....	61
Tabela 5.3	- Resumo dos ensaios de cisalhamento direto.....	63
Tabela 5.4	- Características dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto.....	64
Tabela 5.5	- Características dos corpos de prova dos ensaios de compressão oedométrica.....	66
Tabela 5.6	- Valores de a' , α' , c' e ϕ' para combinações de tensões.....	70
Tabela 5.7	- Valores de a' , α' , c' e ϕ' segundo as expressões de Lima (1991).....	70
Tabela 5.8	- Valores de c' e ϕ' para combinações de tensões.....	73
Tabela 5.9	- Valores de c' e ϕ' segundo as expressões de Neter <i>et al.</i> (1982).....	73
Tabela 5.10	- Valores do coeficiente de adensamento.....	74
Tabela 5.11	- Valores do coeficiente de variação volumétrica.....	74
Tabela 5.12	- Valores do coeficiente de permeabilidade.....	74
Tabela 5.13	- Valores dos coeficientes de compressão e o grau de sobreconsolidação.....	75
Tabela 5.14	- Intervalo de confiança nos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto.....	76
Tabela 5.15	- Quantidade de ensaios para intervalo de confiança igual a 95%.....	76
Tabela 6.1	- Matriz de valores com combinações do desvio padrão de cada parâmetro do projeto.....	82
Tabela 6.2	- Variação da sensibilidade das características dos solos e	85

	muro a partir dos resultados dos ensaios de compressão triaxial.....	
Tabela 6.3	- Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto característicos dos materiais a partir dos resultados dos ensaios de compressão triaxial.....	86
Tabela 6.4	- Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto da geometria do muro a partir dos resultados dos ensaios de compressão triaxial.....	86
Tabela 6.5	- Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto da geometria do maciço a partir dos resultados dos ensaios de compressão triaxial.....	87
Tabela 6.6	- Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto na estabilidade da estrutura de contenção.....	88
Tabela 6.7	- Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto na estabilidade da estrutura de contenção com parâmetros de resistência determinados a partir dos ensaios de cisalhamento direto.....	89
Tabela 6.8	- Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto na estabilidade da estrutura de contenção com parâmetros de resistência determinados a partir dos ensaios triaxiais segundo Lima (1991).....	89
Tabela 6.9	- Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto na estabilidade da estrutura de contenção segundo o método do Segundo Momento de Primeira Ordem com acréscimos de 10% em relação à média.....	90
Tabela 6.10	- Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto na estabilidade da estrutura de contenção segundo o método do Segundo Momento de Primeira Ordem com acréscimos iguais ao desvio padrão em relação à média.....	90
Tabela 6.11	- Valores das probabilidades de ruptura segundo o método das Estimativas Pontuais.....	91
Tabela 6.12	- Valores das probabilidades de ruptura pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem.....	92
Tabela I.1	- Valores de $\tau = t_{\alpha} / \sqrt{n}$, em função de n e α	i
Tabela I.2	- Distribuição normal de Fator de Segurança FS	ii
Tabela VI.1	- Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura ao tombamento pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos de 10% no valor médio dos parâmetros.....	xliii
Tabela VI.2	- Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura ao tombamento pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos iguais ao desvio padrão no valor médio dos parâmetros.....	xliii
Tabela VI.3	- Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura ao deslizamento pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos de 10% no valor médio dos parâmetros.....	xliv
Tabela VI.4	- Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura ao deslizamento pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos iguais ao desvio	xliv

	padrão no valor médio dos parâmetros.....	
Tabela VI.5	- Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura da fundação pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos de 10% no valor médio dos parâmetros.....	xliv
Tabela VI.6	- Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura da fundação pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos iguais ao desvio padrão no valor médio dos parâmetros.....	xliv
Tabela A.I.1	- Distribuição acumulada normal.....	xlvi
Tabela A.I.2	- Pontos percentuais $t_{\alpha, \nu}$ da distribuição.....	xlvii

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

a'	- Intercepto da reta de regressão linear dos pontos p' e q' obtido no ensaio triaxial.
A	- Subconjunto de S .
α	- Índice de significância.
α'	- Inclinação da reta de regressão linear dos pontos p e q obtido no ensaio triaxial.
α	- Inclinação do corte do terreno natural com a horizontal.
b	- Largura da crista muro de contenção.
B	- Largura da base do muro de contenção.
B	- Parâmetro B de Skempton.
β	- Índice de confiabilidade.
β_m	- Inclinação do terreno natural a montante com o muro.
β_j	- Inclinação do terreno natural a jusante com o muro.
c	- Coesão.
c'	- Coesão efetiva.
C	- Confiabilidade pessoal implícita na análise.
ca	- Adesão da base do muro com o solo de fundação.
C_c	- Índice de compressão virgem.
CD	- Cisalhamento Direto.
CO	- Compressão Oedométrica.
cov	- Coeficiente de variação da amostra.
CT	- Compressão Triaxial.
C_r	- Índice de recompressão.
c_v	- Coeficiente de consolidação.
D_r	- Densidade relativa.
Δ	- Acurácia.
Δ_r	- Erro máximo cometido na estimativa da média.
δ_d	- Ângulo de atrito de interface muro e retroaterro.
δFS_i	- Variação do fator de segurança.
δX_i	- Variação de um parâmetro geotécnico.
e	- Índice de vazios.
e_o	- Índice de vazios inicial.
e_1, e_2, e_3	- Espessuras das camadas do maciço.
E	- Módulo de Young.
ε	- Deformação
E_i	- Esforços instabilizadores.
E_r	- Esforços resistentes.
$E(a)$	- Valor médio de a .
$E(k)$	- Valor médio de k .
$E(X)$	- Valor médio de X .
$E(\tan \alpha)$	- Valor médio da tangente de α .
EP	- Estimativas pontuais.
E_s	- Módulo de tensão-deformação.
f	- Altura da ficha a jusante.
$f(r)$	- Frequência relativa.
$F(x)$	- Função de distribuição.

$f(x)$	- Função densidade de probabilidade.
FS	- Fator de segurança.
FS_{++}	- Fator de segurança considerando os valores dos dois parâmetros do solo acrescidos de seus desvios padrão. A definição dos outros fatores de segurança é análoga.
$\overline{FS}$	- Valor médio do fator de segurança.
ϕ	- Ângulo de atrito.
ϕ'	- Ângulo de atrito efetivo.
$\Phi(\beta)$	- Valor obtido através da distribuição acumulada normal padronizada.
G	- Módulo de deformação cisalhante.
G_o	- Módulo cisalhante a pequenas deformações.
G_s	- Densidade real dos grãos.
γ	- Peso específico aparente.
$\overline{\gamma}$	- Valor médio do peso específico
γ_i	- Variáveis do peso específico.
γ_{nat}	- Peso específico natural.
γ_{sat}	- Peso específico saturado.
H_m	- Altura do muro a montante.
h_j	- Altura da base do muro a jusante.
IP	- Índice de plasticidade.
k	- Coeficiente de permeabilidade.
k	- Variável auxiliar igual à lognormal do FS.
LL	- Limite de liquidez.
LP	- Limite de plasticidade.
$Ln(FS)$	- Lognormal do FS.
Mr	- Momento resistente.
Ms	- Momento solicitante.
m_v	- Coeficiente de variação volumétrica.
μ	- Média da população.
n	- Número de elementos da amostra.
n	- Porosidade.
N	- Número de elementos da população.
N_r	- Número de rupturas observadas.
ν	- Coeficiente de Poisson.
OCR	- Razão de sobre-adensamento.
p e q	- Semi-soma e a semi-diferença entre as tensões principais maior e menor.
p_{++}	- Probabilidade de ocorrência simultânea dos valores das duas variáveis acrescidos de seus desvios padrão. A definição das outras probabilidades é análoga.
P_i	- Teorema do limite inferior.
P_r	- Probabilidade de ruptura.
P_s	- Teorema do limite superior.
q	- Sobrecarga no terreno a jusante.
r	- Ordem do momento probabilístico.
ρ	- Ângulo de inclinação da cunha de ruptura do talude com a horizontal.
s	- Desvio padrão amostral.
S	- Espaço amostral.
s^2	- Variância amostral.
SM	- Segundo momento de primeira ordem.

S_u	- Resistência ao cisalhamento não drenada.
σ	- Desvio padrão da população.
σ_h	- Tensão normal horizontal.
σ_n	- Tensão normal.
σ_v	- Tensão normal vertical.
σ_3	- Menor tensão normal.
σ^2	- Variância da população.
σ_{FS}	- Desvio padrão do fator de segurança.
t_α	- Valor da função da distribuição de Student para um índice de significância α e $(n-1)$ graus de liberdade.
τ	- Tensão cisalhante.
τ_{est}	- É igual ao valor de τ obtido a partir da reta dos mínimos quadrados para cada valor de σ .
u	- Poro pressão <i>in situ</i> .
V	- Volume total da amostra.
V_m	- Volume de um elemento da amostra.
$V(c)$	- Variância da coesão.
$V(\gamma)$	- Variância do peso específico.
$V(k)$	- Variância de k .
$V(\tan\phi)$	- Variância da tangente do ângulo de atrito.
$V[\tau]$	- Exprime a dispersão da variável dependente τ em relação à média da regressão.
$V[X]$	- Variância da variável X .
V_{CALC}	- Variância calculada.
V_{EST}	- Variância estimada.
w	- Teor de umidade.
w_o	- Umidade natural inicial.
X	- Variável aleatória, parâmetro geotécnico.
X_i	- Valor de um parâmetro geotécnico.
$\bar{x}$	- Média amostral.
$\bar{X}_i$	- Valor médio de um parâmetro.
y_{++}	- Valor da função y considerando os valores de duas variáveis acrescidos de seus desvios padrão. A definição de y para as outras parcelas é análoga.
Z	- Variável padronizada para $N(0,1)$.

RESUMO

Este trabalho apresenta uma breve discussão sobre as metodologias de dimensionamento de estruturas de contenções através de métodos determinísticos e probabilísticos. Faz-se uma discussão dos conceitos fundamentais da estatística para o dimensionamento de estrutura de contenção através de métodos probabilísticos. Faz-se um estudo da estabilização de um talude localizado na Cidade de São Fidélis-RJ, que se encontra em condições críticas de estabilidade. Para isto desenvolve-se um extenso programa experimental envolvendo levantamento de campo e ensaios de laboratório. A avaliação da estabilidade da estrutura de contenção é feita através de análise por equilíbrio limite variando-se as propriedades do solo segundo a distribuição estatística dos resultados experimentais de laboratório. São apresentados e discutidos os resultados do programa experimental avaliando-se o intervalo de confiança dos parâmetros geotécnicos de projeto. Foi utilizado um programa de computador capaz de calcular a estabilidade de estruturas de contenção considerando a variação das propriedades de projeto. É apresentada uma comparação entre dois diferentes métodos para determinação da sensibilidade da estabilidade da estrutura de contenção devido à variação dos parâmetros de projeto. Uma metodologia de otimização é aplicada para a determinação das possíveis combinações dos parâmetros de projeto a fim de se determinar a sensibilidade da contenção à variação dos parâmetros. Faz-se, também, a determinação da probabilidade de ruptura da estrutura de contenção e uma análise buscando a redução da probabilidade de ruptura do muro variando-se os principais parâmetros de projeto. Os resultados indicam a possibilidade da avaliação da estabilidade de uma estrutura de contenção além da identificação dos principais parâmetros de projeto que interferem na estabilidade do muro. Os resultados mostram também o potencial de otimização de projeto das estruturas de contenção através de métodos probabilísticos.

ABSTRACT

This work shows a brief discussion on methodologies for design retaining structures by means both deterministic and probabilistic approaches, where basic concepts are considered.

The studied case is related to a natural slope located in Municipal District of São Fidelis-RJ that seems to be in critical conditions regarding its stability. A comprehensive experimental program involving field and laboratorial testing was carried out.

Results are discussed taking into account statistical approach, precisely the confidence interval of the parameters used in the analysis.

A computer program was used to evaluate the stability of the retaining structure considering the variation of the design parameters, particularly geotechnical and geometric properties of the soil and wall, repectively.

A comparison amongst two different methods was done in order to identify the sensibility or influence of these parameters to the final result of the safety factor. Moreover, an optimization approach is used aiming to minimize the failure probability due to the variation in design parameters.

Results point out the possibility the identification of the main parameters influencing the stability of the structure.

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Normalmente, observam-se variações nas propriedades dos solos naturais de ponto a ponto. Estas variações podem ser notadas através da grande dispersão dos parâmetros dos materiais determinados em ensaios de campo ou laboratório.

A consideração das variações destas características em análises de obras geotécnicas não é fato corriqueiro. Normalmente, as obras geotécnicas são avaliadas por métodos determinísticos, onde o comportamento da obra é definido através do fator de segurança. Neste caso, o comportamento da obra é considerado independente das variações dos parâmetros de projeto.

Conseqüentemente, nestes tipos de análises é freqüente se observar diferenças entre o desempenho real das obras e a previsão de projeto. Em decorrência disso, a definição de parâmetros a serem utilizados em projetos geotécnicos, que sejam representativos dos materiais que compõem o maciço, nem sempre é uma tarefa simples, especialmente quando estes parâmetros dizem respeito à resistência dos materiais.

A análise probabilística, aplicada à geotecnia, quantifica as incertezas inerentes ao fator de segurança determinístico, através do índice de confiabilidade, β . Este índice exprime o quanto o fator de segurança é confiável e, além disso, fornece também outro parâmetro para a quantificação da segurança, a probabilidade de ruptura P_r . Os valores de β e P_r levam em conta as incertezas relativas aos parâmetros característicos da obra.

1.2 Motivação e objetivos do trabalho

A necessidade de uma análise sistemática para a identificação dos parâmetros de projeto de uma estrutura de contenção despertou o interesse no desenvolvimento de uma pesquisa para a avaliação probabilística de estruturas de contenção.

Neste sentido, este trabalho tem como objetivo principal uma avaliação da estabilidade de uma estrutura de contenção considerando as variações dos

parâmetros de projeto, foi utilizado um programa de computador para análises probabilística da estrutura de contenção considerada. A análise é feita com base em informações obtidas de um talude localizado na região urbana do Município de São Fidélis-RJ. Destaca-se que o talude estudado encontra-se em condições críticas de estabilidade.

Paralelamente, a pesquisa buscou definir um programa experimental para determinação dos parâmetros geotécnicos dos solos do talude considerado.

1.3 Escopo da dissertação

O trabalho foi dividido em sete capítulos, sendo que neste capítulo apresenta-se uma introdução, a motivação e os objetivos do trabalho, além do escopo da dissertação.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão dos procedimentos para estabilização de taludes com os tipos de estruturas de contenções, uma descrição dos parâmetros geotécnicos e as análises de estabilidade de uma contenção.

O Capítulo 3 mostra conceitos básicos de probabilidade e estatística utilizados ao longo do trabalho e uma discussão sobre as metodologias de dimensionamento de estruturas de contenções através de métodos probabilísticos.

Uma descrição da área de estudo é mostrada no Capítulo 4.

No Capítulo 5 é apresentado o programa experimental de campo e de laboratório para determinação das características dos materiais constituintes do talude estudado e suas variações. O programa é constituído de ensaios para caracterização física e geomecânica dos solos. Apresenta-se o intervalo de confiança para os parâmetros do solo obtidos nos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto e a quantidade de ensaios necessária para se obter um intervalo de confiança igual a 95% para cada parâmetro dos solos.

O Capítulo 6 descreve o programa de computador utilizado para a análise probabilística da estrutura de contenção considerada. A estabilidade da estrutura de contenção é feita através de análise por equilíbrio limite, variando-se as propriedades do solo segundo a distribuição estatística dos resultados experimentais de laboratório. Uma metodologia de otimização é aplicada para a determinação das possíveis combinações dos parâmetros de projeto, a fim de se determinar a sensibilidade da contenção à variação dos parâmetros de projeto. Os resultados

mostram o grau de influência na variação dos parâmetros de projeto na estabilidade da estrutura analisada. Os resultados indicam, também, o potencial de otimização de estruturas de contenção considerando-se metodologias probabilísticas de projeto.

No Capítulo 7 são apresentadas as principais conclusões deste trabalho e as principais sugestões para trabalhos futuros.

Após o Capítulo 7 são apresentadas as Referências Bibliográficas citadas no texto.

O trabalho compõe-se, ainda de seis anexos e um apêndice.

O Anexo I apresenta uma tabela de normalização da distribuição acumulada normal e uma tabela com valores da probabilidade de ruptura P_r em função de β .

No Anexo II são apresentadas as curvas granulométricas.

Os Anexos III, IV e V apresentam os ensaios de compressão triaxial, cisalhamento direto e compressão oedométrica, respectivamente.

O Anexo VI apresenta as memórias de cálculo utilizada no método do Segundo Momento de Primeira Ordem.

O Apêndice I apresenta uma tabela de distribuição acumulada normal e uma tabela de pontos percentuais $t_{\alpha, \nu}$ da distribuição normal.

Capítulo 2 – CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

2.1 Introdução

Em um projeto de estabilização dos movimentos de maciços natural ou construído pelo homem, podem-se empregar diversos tipos de soluções. Normalmente, as soluções empregadas utilizam técnicas combinadas de retaludamento, de proteção superficial com materiais naturais e artificiais, de drenagem, além de estrutura de contenção quando necessário. Deve-se destacar que o emprego de estruturas de contenção é considerada, em muitos casos, a solução técnica mais adequada para a estabilização de movimentos de maciços. Neste sentido, será apresentada a seguir uma breve revisão sobre obras de estabilização, processos de dimensionamento e análises de estabilidades empregadas normalmente na engenharia geotécnica. Discutem-se também alguns aspectos relativos à determinação e variabilidade dos parâmetros de projeto na análise de estabilidade de uma estrutura de contenção.

2.2 Procedimentos para estabilização de taludes

As principais técnicas empregadas nas intervenções para estabilização de taludes são agregadas em dois grandes grupos:

- obras sem estrutura de contenção;
- obras com estrutura de contenção.

A Tabela 2.1. apresenta as técnicas de contenções normalmente empregadas na engenharia civil, segundo FIDEM (2003), para cada uma das técnicas de intervenção.

Tabela 2. 1 - Tipos de obras de estabilização de encosta (adaptado de FIDEM, 2003).

Grupos	Subgrupos		Tipos de obras
Obras sem estrutura de contenção	Retaludamento	Cortes	Taludes contínuo e escalonado
		Aterro compactado	Carga de fase de talude (<i>muro de terra</i>)
	Proteção superficial	Materiais naturais	Gramíneas
			Gramma natural
			Vegetação arbórea (<i>mata</i>)
			Selagem de fendas com solo argiloso
		Materiais artificiais	Canaleta de borda, de pé e de descida
			Cimentado
			Geocélula e solo compactado
			Concreto projetado
Obras com estrutura de contenção	Estabilização de blocos	Retenção	Pano de pedra ou lajota
			Alvenaria armada
		Remoção	Asfalto ou polietileno
			Lonas sintéticas (<i>pvc e outros materiais</i>)
	Muro de arrimo	Retenção	Tela metálica e tirante
			Desmonte
		Solo cimento	Solo-cimento ensacado (<i>sacos de fibra têxtil ou geossintética</i>)
			Pedra seca (<i>sem rejunte</i>)
		Pedra rachão	Alvenaria de pedra (<i>com rejunte</i>)
			Concreto armado
		Concreto	Concreto ciclópico
	Outras soluções de contenção	Gabião	Gabião-caixa
		Bloco de concreto articulado	Bloco de concreto articulado (<i>pré-moldado encaixado sem rejunte</i>)
		Solo-pneu	Solo-pneu
		Cortina atirantada	Concreto e tirantes
		Solo grampeado	Concreto projetado e grampos
		Micro-ancoragem	Placa e montante de concreto, ancoragem metálica
		Solo compactado e reforçado	Geossintético
			Paramento de pré-moldado

2.3 Escolha do tipo de estabilização

São vários os fatores a serem considerados no dimensionamento de uma estrutura para estabilização de movimentos de maciços. Dentre estes, pode-se relacionar alguns considerados os mais importantes na escolha do tipo de estabilização (FIDEM, 2003):

- condições da fundação;
- tipo de solo do aterro;
- disponibilidade de espaço e acessos;
- sobrecarga;
- altura do talude;
- materiais disponíveis;
- qualificação da mão-de-obra;
- características dos solos de retroaterro e de fundação;
- presença de construção;
- possibilidade ou não da instalação de ancoragens sub-horizontais;
- situações do perfil projetado em relação ao existente;
- meio ambiente;
- relocações.

2.4 Dimensionamento de estruturas de contenções

Particularmente para o caso das técnicas de estabilização com estruturas de contenção, o processo de dimensionamento para essas estruturas consiste basicamente das seguintes etapas: obtenção dos parâmetros geotécnicos, verificação da estabilidade interna da região e a verificação da estabilidade global, como relatado por Bowles (1988).

2.4.1 Parâmetros geotécnicos

Para a análise da estabilidade de uma contenção é importante conhecer as características dos materiais constituintes do maciço e da estrutura de contenção, além das condições do projeto. No entanto, é comum a observação de diversos

materiais envolvidos na estabilidade de uma estrutura de contenção. Este fato associado às dificuldades experimentais para determinação do grande número de parâmetros envolvidos na análise de estabilidade, evidencia a impossibilidade de uma avaliação precisa da estabilidade de uma estrutura de contenção. Alternativamente, uma avaliação quantitativa pode conduzir a um valor relativo, que auxilia na compreensão do comportamento e da sensibilidade de um talude face às mudanças de parâmetros considerados críticos. Este tipo de análise é conhecido como:

2.4.1.1 Tipos de parâmetros geotécnicos

Os principais parâmetros geotécnicos de interesse na engenharia geotécnica, citado por Bowles (1988), são:

- parâmetros de resistência e deformabilidade: coeficiente de Poisson ν ; ângulo de atrito ϕ e coesão c .
- parâmetros de compressibilidade: índice de compressão C_c e índice de recompressão C_r .
- características físicas: peso específico γ , densidade real dos grãos G_s ; porosidade n ; índice de vazios e ; teor de umidade natural w_n ; limite de liquidez LL e limite de plasticidade LP .
- parâmetro de permeabilidade: coeficiente de permeabilidade k .

2.4.1.2 Fatores de variação dos parâmetros geotécnicos

Rico e Castillo (1984) sugerem que os parâmetros geotécnicos podem variar segundo fatores inerentes ao maciço ou inerentes à determinação experimental. Dentre os diversos fatores pode-se destacar:

- condições inerentes ao maciço: ocorrência geomecânica não detectada durante a prospecção; variação do nível d'água; tipo de solo; relevo; profundidade das escavações ou altura do aterro; histórico de tensões experimentado pelo solo; anisotropia ou heterogeneidade; interferências antrópicas (terraplenagens, obras, redes de esgoto e água, edificações);

- condições inerentes à determinação experimental: reprodução das condições de campo em laboratório; procedimento de ensaio; amolgamento; condições de drenagem; trajetória de tensões; tipo e velocidade de cisalhamento.

2.4.1.3 Tamanho das amostras

Conforme descrito por Montgomery & Runger (2003), o número mínimo de elementos que deve possuir uma amostra para a obtenção dos valores médios e dispersões dos parâmetros do solo, é determinado pelos seguintes fatores:

- acurácia requerida para o dimensionamento;
- uniformidade do material;
- homogeneidade das camadas;
- recursos financeiros e tempo para a exploração geotécnica e testes de laboratório;
- confiabilidade dos trabalhos.

Estes fatores básicos valem para qualquer material e ramo da engenharia. No caso geotécnico deve-se também considerar que, no processo de obtenção das amostras, a umidade natural, a estrutura e o estado de tensões do solo podem ser alterados devido a vários fatores. Dentre eles destacam-se o transporte e armazenamento das amostras, a metodologia da sondagem utilizada para retirar a amostra, a profundidade da camada de amostragem e o nível de água. Isto causa mudanças difíceis de serem quantificadas nas características físicas, de resistência e de deformabilidade do solo. Além disso, os resultados também refletem o fator tempo, que pode contribuir para a alteração das medições.

Estas circunstâncias mostram a necessidade da elaboração de uma amostragem correta do ponto de vista estatístico e tecnológico e ensaios adequados às condições geotécnicas.

2.4.1.4 Métodos de determinação dos parâmetros

Os parâmetros geotécnicos podem ser obtidos através de ensaios de laboratório e ensaios de campo, resumidos a seguir:

- prospecção de campo: um resumo das técnicas de ensaios de campo e suas aplicações, tais como as técnicas adotadas na prática internacional, é apresentada na Tabela 2.2. A observação das informações contidas na Tabela 2.2 indica que a escolha do tipo de ensaio deve ser compatível com as características do subsolo e as propriedades a serem medidas (Schnaid, 2000);
- prospecção de laboratório: segundo Lambe e Whitman (1969), os ensaios de laboratórios podem ser classificados em indiretos e diretos. Dentre os ensaios normalmente utilizados na prática geotécnica, os ensaios indiretos são os índices de estado, granulometria, limites de Atterberg, permeabilidade e proctor normal e os ensaios diretos são os de compressão triaxial, cisalhamento direto e o de compressão oedométrica.

2.4.1.5 Valores típicos de parâmetros geotécnicos

Através de análises estatísticas realizadas por vários pesquisadores, em diferentes tipos de solos valores típicos de coeficientes de variação de diversos parâmetros do solo, estão mostrados na Tabela 2.3.

2.4.1.6 Análise de sensibilidade dos parâmetros

A análise de sensibilidade é utilizada para se identificar qual é a influência de um parâmetro sobre os demais, na estabilidade da obra. Isto é feito com o objetivo de concentrar a investigação nos parâmetros mais importantes.

Para o estudo do efeito de qualquer parâmetro sobre o cálculo de uma estrutura de contenção faz-se a variação do parâmetro e observa-se o resultado. Isso implica no uso de um planejamento fatorial, necessitando inicialmente especificar os níveis em que cada fator será estudado, isto é, os valores das variáveis que serão empregados nas análises.

Um planejamento fatorial em que todas as variáveis são estudadas em apenas dois níveis é, portanto, o mais simples de todos. Neste caso, havendo k parâmetros ou variáveis do problema, o planejamento de dois níveis irá requerer a realização de $2 \times 2 \times \dots \times 2 = 2^k$ testes.

Tabela 2.2 - Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ* (adaptado de Lunne *et al.*, 1997).

Grupo	Equipamento	Identificação de parâmetros												
		Tipo solo	Perfil	u	ϕ'	S_u	D_r	m_v	c_v	k	G_o	σ_h	OCR	$\sigma-\epsilon$
Penetrômetro	Dinâmico	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânico	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétrico (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	-
	Sísmico (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT) Standard	B	A	-	B	B	C	B	-	-	B	B	B	-
	Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	A	C	C	C
	Auto-perfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	-	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	-	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	-	-	C	B	B
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmico	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Parâmetros geotécnicos:

 u - poro pressão *in situ* ϕ' - ângulo de atrito efetivo S_u - resistência ao cisalhamento não drenada D_r - densidade relativa m_v - coeficiente de variação volumétrica c_v - coeficiente de consolidação k - coeficiente de permeabilidade G_o - módulo cisalhante a pequenas deformações σ_h - tensão horizontal

OCR - razão de sobre-adensamento

 $\sigma-\epsilon$ - relação tensão-deformação

Tabela 2.3 - Valores típicos de coeficientes de variação em solos (Lee *et al.*, 1983).

Parâmetros do solo (x)		Coeficiente de Variação (%)	
		Faixa usual	Valor recomendado
Peso específico aparente	γ	1 a 10	3
Índice de vazios	e	13 a 42	25
Teor de umidade	w	6 a 63	15
Limite de liquidez	LL	2 a 48	10
Limite de plasticidade	LP	9 a 29	15
Índice de plasticidade	IP	7 a 79	50
Índice de compressão	C_c	18 a 73	30
Módulo de Young	E	2 a 42	30
Coeficiente de permeabilidade	k	200 a 300	300
Coeficiente de consolidação	c_v	25 a 100	50
Resistência ao cisalhamento não drenada	S_u	20 a 50	30
Ângulo de atrito efetivo	ϕ' (Areias)	5 a 15	10
Ângulo de atrito efetivo	ϕ' (Argilas)	12 a 56	30

Nos planejamentos de dois níveis costuma-se identificar o nível superior e inferior com os sinais (positivo) e (negativo), respectivamente. A atribuição desses sinais também pode ser feita para os níveis dos fatores qualitativos. A Tabela 2.4 apresenta um planejamento fatorial 2^2 . Na Tabela 2.4 o sinal negativo indica o uso do valor médio do parâmetro subtraído do desvio padrão e o sinal positivo indica o uso do valor médio do parâmetro adicionado do desvio padrão.

Tabela 2.4 - Planejamento fatorial 2^2 para estudo dos efeitos de um teste (adaptado de Neto *et al.*, 1995).

Teste	Parâmetros		Resultado Teste
	A	B	
1	-	-	X_1
2	+	-	X_2
3	-	+	X_3
4	+	+	X_4
Média +	$\bar{A}_+ = (X_2 + X_4)/2$	$\bar{B}_+ = (X_3 + X_4)/2$	----
Média -	$\bar{A}_- = (X_1 + X_3)/2$	$\bar{B}_- = (X_1 + X_2)/2$	----
Efeito	$\bar{A}_+ - \bar{A}_-$	$\bar{B}_+ - \bar{B}_-$	----

2.4.2 Análise de estabilidade

A estabilidade de uma estrutura de contenção pode ser analisada através de métodos determinísticos e probabilísticos.

2.4.2.1 Métodos determinísticos

De acordo com Fontelle e Vieira (2001) os métodos determinísticos são utilizados freqüentemente para a quantificação da segurança de obras de engenharia. Esta quantificação é dada através do Fator de Segurança, que é um valor numérico que estabelece a relação entre a resistência disponível e a resistência mobilizada do solo. Os métodos de análise determinística podem ser:

- Análise limite: baseia-se no uso dos teoremas de limite inferior e superior da teoria da plasticidade. O teorema do limite inferior P_i considera as condições de contorno em tensões, utilizando as equações de equilíbrio para solução do problema e não violando o critério de ruptura adotado. O teorema do limite superior P_s satisfaz as condições de contorno em deslocamentos, utilizando as equações de compatibilidade para solução do problema. No teorema do limite superior o trabalho externo e a dissipação de energia interna são ambos iguais ou maiores que a carga limite verdadeira. Neste teorema existe a necessidade da definição prévia do modo de ruptura;
- Método tensão-deformação: neste método devem ser satisfeitas as equações de equilíbrio, de compatibilidade do problema e as relações entre tensão, deformação e resistência. As condições de contorno são em termos de deslocamentos e/ou tensões e as soluções utilizam técnicas numéricas, sendo o método dos elementos finitos o mais comum. Os campos de maior aplicação são nos estudos paramétricos, retro análise e informações sobre desenvolvimento de mecanismos de ruptura;
- Análise por equilíbrio limite: é a mais difundida atualmente, especialmente pela sua simplicidade. Isto se justifica considerando-se que a análise da estrutura não deve ser mais complexa que o nível de conhecimento do problema. No entanto, este método de análise ignora a relação tensão/deformação do maciço, o que pode resultar em diferenças entre a previsão de projeto e o comportamento

real da estrutura. A análise por equilíbrio limite baseia-se na teoria da plasticidade e tem como hipótese fundamental existir uma linha de escorregamento ou superfície de ruptura de forma definida seja ela plana, circular, espiral-logarítmica ou mista. Acima dessa linha está a porção instável do maciço incluindo a contenção, que se movimenta como corpo rígido sob a ação da gravidade. O material disposto ao longo da linha de escorregamento respeita um critério de ruptura, sendo o mais utilizado o de Mohr-Coulomb. Admite-se que os esforços instabilizadores E_i são exatamente balanceados pelos esforços resistentes E_r . Portanto, a condição limite corresponde a um fator de segurança FS igual a um. Tradicionalmente tem-se considerado nos projetos de engenharia a relação $E_r = FS.E_i$, assumindo valor tanto maior quanto maiores as incertezas na avaliação de E_r e E_i .

O projeto de uma contenção, como acontece com qualquer outro tipo de estrutura, consiste essencialmente na repetição sucessiva de dois passos, como relatado por Bowles (1988), na determinação ou estimativa das dimensões e na verificação da estabilidade aos esforços atuantes.

As estruturas de contenções podem ruir de três formas, ao deslizamento, ao tombamento e pela fundação. As instabilidades podem ocorrer separadamente ou conjuntamente, de acordo com a geometria e as condições do solo, como mencionado por Guidicini e Nieble (1983).

A verificação da estabilidade ao deslizamento geralmente é a mais crítica, despreza-se o empuxo passivo na frente do muro, pois esta região pode vir a ser escavada no futuro. Na verificação ao tombamento, o fator de segurança é calculado considerando-se os momentos em relação ao pé do muro. Os problemas maiores que podem advir pela tendência ao tombamento resultam da possibilidade de a parte anterior da base do muro destacar-se do solo, vindo a diminuir a estabilidade geral. A verificação na capacidade de carga de fundação que é um outro aspecto a considerar na estabilidade de um muro de contenção. Deve-se verificar a capacidade de carga do solo da fundação e compará-la com as tensões aplicadas, devendo resultar um fator de segurança satisfatório. É importante também a verificação dos recalques admissíveis.

2.4.2.2 Métodos probabilísticos

Segundo Guedes (1997) os métodos probabilísticos, aplicados a geotecnia, quantificam as incertezas inerentes ao fator de segurança determinístico, através do índice de confiabilidade, β . Este índice exprime o quanto o fator de segurança é confiável e, além disso, fornece também outro parâmetro para a quantificação da segurança a probabilidade de ruptura P_r . Os valores de β e P_r levam em conta basicamente as incertezas relativas aos parâmetros do solo, à geometria e às cargas atuantes.

A quantificação da confiabilidade de uma obra é sempre relativa, pois existem infinitas fontes de incertezas em uma análise determinística e apenas algumas delas são possíveis de serem consideradas nas análises probabilísticas. Devido a isso, torna-se necessário o julgamento subjetivo do engenheiro, pois o índice de confiabilidade não é um valor absoluto e, desta forma, é necessário o estabelecimento da faixa admissível para β . Evidentemente, quanto maior for o número de incertezas considerado, mais perto o resultado final da análise estará da realidade.

Whitman (1984) observou que a frequência de rupturas em casos reais excede a frequência prevista pelas análises de confiabilidade, pois estas levam em conta somente as incertezas relativas à geometria, às cargas e aos parâmetros do solo. Assim sendo, as análises de confiabilidade desprezam aspectos fundamentais, como as formas de ruptura e erros humanos ocorridos no processo de construção. Todavia, estas análises devem ser executadas, pois o engenheiro precisa assegurar-se de que ao menos os fatores que ele pode controlar não serão as causas da ruptura. Deve-se ressaltar que os resultados da análise serão tão bons quanto forem os dados de entrada. Portanto, o último passo da análise deverá ser a interpretação dos resultados e a verificação da validade.

Os métodos probabilísticos permitem a incorporação racional ao projeto da variabilidade dos parâmetros do solo. Isto viabiliza a otimização do projeto, permitindo que o engenheiro decida a probabilidade de ruptura admissível para o projeto.

Os métodos probabilísticos se aplicam aos casos onde se tenha um conhecimento empírico a respeito do comportamento do solo, ou seja, quando se dispõe de ensaios de laboratório ou campo. Quando, além deste conhecimento,

existem experiências práticas com o solo local, a análise probabilística torna-se menos necessária. Por outro lado, se não houver ao menos resultados de ensaios, ela é inviável.

Desta forma, o desempenho da obra analisada ficará definido sob enfoque probabilístico, sendo expresso como a probabilidade de ruptura do mesmo, como exemplificado na Tabela 2.5 para o caso da estabilidade de taludes.

Segundo Christian *et al.* (1992), muitos engenheiros possuem grande dificuldade em entender as implicações de eventos com largas conseqüências e pequena probabilidade de ocorrência.

Tabela 2.5 - Exemplo de adoção de probabilidade de colapso de talude de mineração em função das suas conseqüências (adaptado de Teixeira e Virgili, 1984).

Categoria do talude	Conseqüências da ruptura	Exemplos	Valores aceitáveis				
			Fator de segurança mínimo	P_r	β	P_r	β
1	pouco grave	Bancadas individuais. Taludes pequenos, temporários, não adjacentes a estradas de acesso.	1,1	1:10	1,28	1:5	0,84
2	medianamente grave	Qualquer talude de natureza permanente ou semipermanente.	1,6	1:100	2,33	1:10	1,28
3	muito grave	Taludes médios ou altos, adjacentes a estradas de acesso importantes ou a instalações permanentes da mina.	2,0	1:300	2,73	1:20	1,64

2.5 Considerações finais

Constitui requisito prévio para qualquer obra de Engenharia, o conhecimento da formação geológica do local, estudo das rochas, solos, minerais que o compõem, bem como a influência da presença d'água sobre ou sob a superfície da crosta. Tais estudos são indispensáveis para alcançar a "boa engenharia", isto é, aquela que garante a necessária condição de segurança e, também, de economia.

A escolha do tipo de obra e serviço que melhor se adeque à estabilização de taludes depende de diversos fatores. Dentre esses se destacam as características geotécnicas dos materiais constituintes do talude. Além disto, devem-se considerar os recursos humanos e de materiais disponíveis no local.

Basicamente o que se busca com a execução de uma contenção é suportar, com nível de segurança adequado, a ação de empuxos gerados pelo maciço de solo, cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação ou aterro. Conseqüentemente, espera-se que os parâmetros que influenciam diretamente no valor do empuxo de terra devem influenciar significativamente na estabilidade da estrutura de contenção.

Capítulo 3 - PROBABILIDADE, ESTATÍSTICA E CONFIABILIDADE APLICADAS ÀS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

3.1 Introdução

No dimensionamento de estruturas de contenções as incertezas provenientes dos procedimentos utilizados na quantificação dos parâmetros do solo afetam sistemática ou aleatoriamente a previsão determinística da estabilidade.

As grandes dificuldades de reprodução das condições de campo em laboratório, a perturbação do solo devido à instalação de instrumentos de prospecção, as ocorrências geomecânicas não detectadas durante a campanha de prospecção e a variabilidade inerente ao maciço são alguns fatores responsáveis pela ocorrência de erros e incertezas na determinação dos parâmetros do solo. As diversas incertezas podem ser divididas basicamente em dois grupos: as inerentes aos procedimentos experimentais e as inerentes a variabilidade natural dos parâmetros geotécnicos, como relatado por Genevois (1991).

Conforme Soares *et al.* (1997) o estudo da influência destas incertezas sobre os cálculos determinísticos, desenvolveu-se durante as últimas décadas com base nas teorias de probabilidade e estatística. Estas teorias fornecem uma medição do risco de insucesso apresentado pelo projeto através da análise de confiabilidade.

O emprego de métodos probabilísticos em análises de estabilidade de estruturas de contenção não deve ser visualizado, no entanto, como simples tentativa de substituição do valor de segurança calculado da forma determinística por um correspondente valor de probabilidade de ruptura.

O que parece ser racional é utilizar um enfoque como complemento do outro, acredita-se que ambos os procedimentos devam ser analisados em conjunto, dando maior capacidade ao engenheiro geotécnico de ampliar seu senso crítico a respeito de determinado problema de estabilidade de taludes.

Apresenta-se a seguir, um resumo dos conceitos básicos de probabilidade e estatística, ligados à análise probabilística da estabilidade de estruturas de contenções e necessários para a compreensão dos aspectos conceituais de análise de confiabilidade.

As elaborações dos itens 3.2 a 3.6 foram baseadas nos livros de Hines e Montgomery (1990) e Montgomery e Runger (2003).

3.2 Análise estatística de dados

A análise estatística caracteriza um fenômeno aleatório de interesse e não prevê o comportamento deste fenômeno, como é o caso da análise probabilística. A estatística nos dá a noção de variabilidade.

O conjunto de todos os resultados possíveis da experiência aleatória é dito de espaço amostral S .

Qualquer subconjunto do espaço amostral é definido como amostra, enquanto que o conjunto de todas as observações realizadas é denominado de população.

A partir da amostra, obtêm-se as informações sobre a população, pois geralmente esta tem um número muito grande ou infinito de elementos, tornando inviável sua análise direta.

O tratamento do espaço amostral pode ser realizado a partir de análise gráfica ou aritmética. A análise gráfica da amostra compreende a classificação da variável aleatória, segundo a sua freqüência de valores assumidos e a montagem de um gráfico, freqüência vs. valor da variável aleatória, denominado histograma (Figura 3.1).

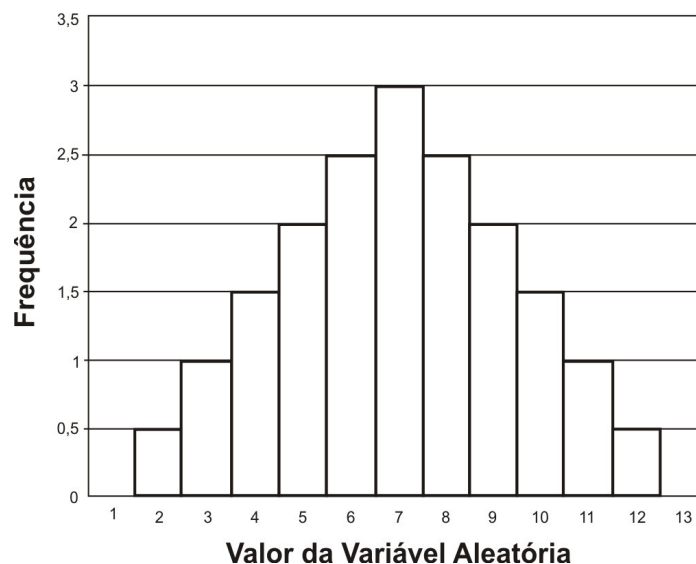


Figura 3.1 - Exemplo de um histograma de uma variável aleatória.

A análise aritmética da amostra é realizada através da determinação de parâmetros estatísticos que visam caracterizar a distribuição de probabilidade. A análise aritmética, descrita a seguir, é a de maior aplicabilidade neste trabalho.

Na análise aritmética, supondo que em uma amostra de n elementos são observados os dados $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$, dois tipos de medidas numéricas são importantes:

- Medidas de localização ou tendência central que caracterizam a localização do centro da amostra, média amostral $\bar{x}$ (Equação 3.1);

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad [3.1]$$

- Medidas de dispersão caracterizam a dispersão de dados, variância amostral s^2 , com valores sempre maiores ou iguais a zero (Equação 3.2); desvio padrão amostral s , definido como a raiz quadrada da variância amostral (Equação 3.3); coeficiente de variação amostral cov , utilizado quando se compara a variabilidade de amostras com magnitudes ou unidades muito diferentes (Equação 3.4).

$$s^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \quad [3.2]$$

$$s = \sqrt{s^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad [3.3]$$

$$cov = \frac{s}{\bar{x}} \quad [3.4]$$

Função densidade de probabilidade $f(x)$ é uma função de um parâmetro geotécnico X , que permite calcular a probabilidade de todos os seus valores (equações 3.5a a 3.5c).

$$f(x) \geq 0, \forall x \in S \quad [3.5a]$$

$$\int_S f(x).dx = 1 \quad [3.5b]$$

$$\forall A \subseteq S, P(A) = P(X \in A) = \int_A f(x).dx \quad [3.5c]$$

3.3 Distribuição de amostragem

Uma população representa a totalidade dos elementos dos quais se deseja conhecer o comportamento de uma característica de interesse, por exemplo, de um parâmetro geotécnico.

É fundamental para a utilização da ferramenta estatística que a amostra de solo seja representativa, isto é, que todos os elementos da população tenham a mesma probabilidade de serem selecionados para fazer parte dela. Em geotecnia, isto pode ser assegurado na escolha da localização dos elementos da amostra. Isto só é possível selecionando-se elementos com reposição, o que não ocorre na prática geotécnica, ou se a população for infinita. Neste caso, a amostragem sem reposição tende a se aproximar da amostragem com reposição.

Desta forma, em geotecnia, a independência entre os elementos da amostra só é obtida se a população, que no caso é representada pelo maciço de solo, for infinita. Esta condição implica na necessidade de que o número de elementos da amostra, n , seja muito menor que o da população, N , que pode ser estimado pela Equação 3.6.

$$N = \frac{V}{V_m} \quad [3.6]$$

onde, V é o volume total do bloco de solo e V_m é o volume de um elemento da amostra correspondente ao corpo de prova a ser ensaiado.

3.4 Análise probabilística

Para as estruturas de contenções entende-se por análise probabilística o estudo sobre a previsão comportamental da estabilidade da estrutura.

3.4.1 Momentos de uma distribuição de probabilidade

Os momentos são quantidades que dão uma idéia de tendência central, dispersão e assimetria de uma densidade de probabilidade. O 1º momento de um parâmetro geotécnico X corresponde à média μ ou valor esperado $E(X)$ (Equação 3.7). A média de um parâmetro geotécnico representa uma medida de tendência central da distribuição de probabilidade deste parâmetro.

$$\mu = E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot f(x) dx \quad [3.7]$$

O 2º momento de um parâmetro geotécnico X corresponde à variância σ^2 (Equação 3.8). A variância é o segundo momento em torno da média. Ela mede a dispersão da distribuição de probabilidade.

$$\sigma^2 = V[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu)^2 \cdot f(x) dx \quad [3.8]$$

A partir da definição da variância, o desvio padrão σ da densidade de probabilidade pode ser definido como sendo a raiz quadrada positiva da variância (Equação 3.9).

$$\sigma[X] = \sqrt{V[X]} \quad [3.9]$$

Um pequeno valor do desvio padrão indica que existe pouca dispersão em torno da média. O oposto ocorre no caso do desvio padrão ser grande. A média e a variância são casos particulares dos momentos de uma distribuição de probabilidade. Os momentos caracterizam a distribuição, não apenas no que se refere à sua centralidade e dispersão, mas também com relação a outras características, como a simetria ou assimetria da densidade de probabilidade. O terceiro e quarto momentos de uma distribuição referem-se à sua assimetria e curtose, respectivamente.

3.5 Distribuição de probabilidade dos parâmetros geotécnicos

Segundo Kottegoda e Rosso (1997) variável aleatória, é aquela que apresenta valores imprevisíveis, incertos ou indeterminados. Sendo assim, uma variável aleatória assume valores não previsíveis, x , que constituem seu espaço amostral. Considera-se que X é uma variável aleatória discreta se possui um espaço amostral contável e contínua se seu espaço amostral não é contável. Neste trabalho as variáveis aleatórias serão descritas como parâmetros geotécnicos.

Várias distribuições estão disponíveis em publicações existentes na literatura, como a distribuição normal, log-normal, binomial, geométrica, Poisson, exponencial, gama, hiperbólicas, beta e outras. Apresentaremos os dois tipos de distribuição das probabilidades dos parâmetros mais utilizados em geotecnia.

3.5.1 Distribuição normal

A distribuição normal é uma das mais usuais da teoria da probabilidade, também conhecida como distribuição de Gauss, ela tem forma de sino e possui dois parâmetros, μ e σ^2 (equações 3.7 e 3.9, respectivamente).

A notação acima indica que a variável aleatória X possui uma distribuição normal com média μ e variância σ^2 .

Na Figura 3.2 é apresentado o gráfico de uma distribuição normal. O valor máximo de $f(x)$ ocorre quando $x = \mu$ e, para uma mesma média, a curva tende a se alargar e achatar com o aumento da variância σ^2 .

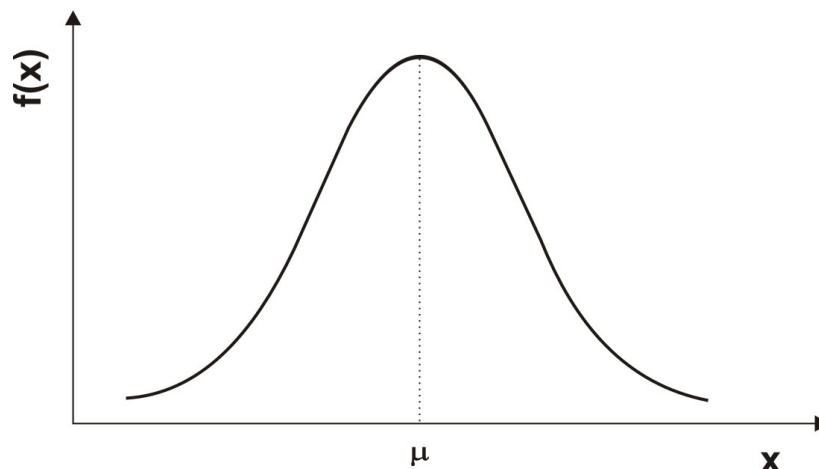


Figura 3.2 - Gráfico de uma distribuição normal.

A função de distribuição de uma normal é dada pela Equação 3.10.

$$f(x, \mu, \sigma^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad [3.10]$$

Devido ao fato da Equação 3.10 não poder ser integrada de uma forma fechada entre um intervalo qualquer, as probabilidades relacionadas a distribuição normal são obtidas a partir de integração numérica, sendo os resultados dispostos em forma de tabelas especiais padronizadas para uma densidade normal com média $\mu = 0$ e desvio padrão $\sigma = 1$ (Apêndice I, Tabela A.I.1).

Substituindo na Equação 3.10 os valores de μ e σ utilizados para padronização (equações 3.7 e 3.9), respectivamente, a probabilidade de um parâmetro geotécnico x ser menor ou igual a Z é dada pela Equação 3.11.

$$F(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^Z e^{-\frac{1}{2}z^2} dz \quad [3.11]$$

onde, Z é uma variável normal padronizada definida pela Equação 3.12.

$$Z = \frac{\bar{X} - \mu}{\sqrt{\sigma^2 / n}} \quad [3.12]$$

3.5.2 Distribuição log-normal

A distribuição log-normal é utilizada em situações onde a variável de interesse apresenta assimetria à esquerda ou para variáveis que fisicamente não possuem valores inferiores a zero. A densidade log-normal ocorre quando o logaritmo de uma variável aleatória for normalmente distribuído com parâmetros μ e σ .

A função de distribuição de probabilidade para $y = \ln x$ é dada pela Equação 3.13.

$$f(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma x \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2\sigma^2} [\ln(x) - \mu]^2} \quad [3.13]$$

onde, σ é o desvio padrão em que $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$ e restrito a $\sigma > 0$; x é a variável aleatória restrita a $x > 0$; e μ é a média restrita a $-\infty < \mu < +\infty$.

3.6 Intervalos de confiança amostral

Tomando-se várias amostras de uma população normalmente distribuídas, estas possuem valores médios diferentes. A variável aleatória amostral $\bar{X}$, neste caso também é normalmente distribuída, desde que o número de elementos das amostras seja suficientemente grande, $n \geq 30$. Neste caso, os limites máximo e mínimo da média da população são dados pela Equação 3.14.

$$\mu_{\max, \min} = \bar{x} \pm Z \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} \cdot \sqrt{1 - \frac{n}{N}} \quad [3.14]$$

onde, $\mu_{\max, \min}$ são os limites inferior e superior que definem o limite da população; $\bar{x}$ é a média amostral; Z é variável padronizada para $N(0,1)$, cujos valores encontram-se no Apêndice I, Tabela I.2 e s é o desvio padrão amostral.

Conforme Guedes (1997), na prática, em geotecnia, N pode ser considerado infinito em relação a n , enquanto que n geralmente não é suficientemente grande para permitir que se assuma $\bar{x}$ como normalmente distribuído, $n < 30$. Deste modo a Equação 3.14 pode ser modificada utilizando-se a distribuição de Student, pela teoria das pequenas amostras (Equação 3.15).

$$\mu_{\max, \min} = \bar{x} \pm t_{\alpha} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} \quad [3.15]$$

onde, $\mu_{\max, \min}$ são definidos pelo intervalo de confiança $100(1-\alpha)\%$; t_{α} é o valor da função da distribuição de Student para um índice de significância α e $(n-1)$ graus de liberdade.

O erro α define a dimensão da região crítica ou região de rejeição (Figura 3.3). Nesta Figura a área sob a curva da função de probabilidade correspondente à região crítica corresponde à área igual a α . Deste modo, o nível máximo tolerável para o erro α é decidido de acordo com as necessidades e recursos do projeto.

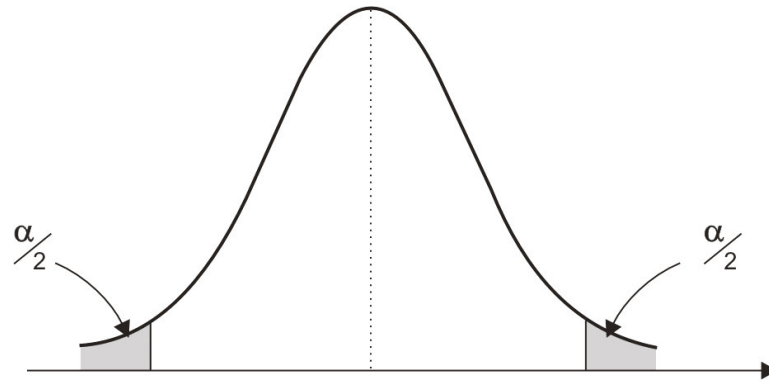


Figura 3.3 - Gráfico com região de rejeição $\alpha/2$.

Através do exposto acima se podem determinar o número mínimo de amostras n a fim de se obter a média e variância dos parâmetros do solo.

Foi adotada para cálculo do número mínimo de amostras a Equação 3.15, referente a amostras menores do que 30.

A partir da Equação 3.15, obtém-se a Equação 3.16.

$$\frac{\mu - \bar{x}}{s} = \frac{t_{\alpha}}{\sqrt{n}} \quad [3.16]$$

Sendo Δ a acurácia exigida no projeto, é necessário que seja satisfeita a condição $(\mu - \bar{x}) < \Delta$, sendo assim obtém-se a Equação 3.18.

$$\tau = \frac{t_{\alpha}}{\sqrt{n}} < \frac{\Delta}{s} \quad [3.17]$$

A escolha dos valores de Δ e α pode ser decidida pelo engenheiro de acordo com as necessidades e recursos do projeto.

Segundo Lumb (1967), os valores de $\Delta = 0,10 \cdot \bar{x}$ e $\alpha = 0,05$ são razoáveis para serem utilizados na prática. Ele demonstrou que, para a determinação da resistência de argilas, com coeficientes de variação conhecidos, são necessários 30 ensaios. Rétháti (1988), também considerando $\Delta = 0,10 \cdot \bar{x}$ e $\alpha = 0,05$, observou variações do número mínimo de elementos amostrais necessário n com o parâmetro de interesse e com o tipo de solo.

A estimativa do desvio padrão amostral s pode ser feita através da realização de alguns testes, de 8 a 10, e utilizar seu desvio padrão como estimativa ou adotar valores fornecidos na literatura para o parâmetro do solo. A primeira alternativa tem a vantagem de ser mais específica para a área investigada, permitindo que se leve em conta fatores como heterogeneidade das camadas, tecnologia de amostragem e métodos de ensaio. A segunda alternativa oferece maior praticidade, porém baseia-se em casos gerais.

O valor de n pode ser determinado diretamente através da normalização da Tabela A.I.2 do Apêndice I. Na normalização obtêm-se valores de $\tau = t_\alpha / \sqrt{n}$ em função de n e α .

Dividindo-se o numerador e o denominador do termo Δ/s por $\bar{x}$, obtêm-se outra forma para a Equação 3.17.

$$\frac{t_\alpha}{\sqrt{n}} < \frac{\Delta_r}{\text{cov}} \quad [3.18]$$

onde, $\Delta_r = \Delta / \bar{x}$ é definido pelo erro máximo cometido na estimativa da média e $\text{cov} = s / \bar{x}$ é o coeficiente de variação.

A Equação 3.18 é mais utilizada em geotecnia, pois o coeficiente de variação é menos influenciado pela média que o desvio padrão. Além disso, valores de coeficiente de variação são registrados com maior frequência na literatura.

Pode-se observar que n é dependente de fatores como a qualidade da exploração e dos testes de laboratório, assim como da localização geográfica da investigação. Estes fatores podem gerar diferenças significativas no valor do coeficiente de variação.

A Tabela I.1 do Anexo I pode em alguns casos fornecer valores de n muito elevados, que não poderão ser adotados na prática devido a falta de recursos ou tempo disponíveis.

3.7 Fontes de incertezas na determinação de parâmetros do solo

Conforme Guedes (1997), o tratamento estatístico do conjunto de medidas realizadas para a determinação de um parâmetro pode quantificar suas incertezas e chegar a valores de intervalos de confiança.

Estas medidas são definidas como sendo o valor verdadeiro do parâmetro acrescido de um erro cometido na observação. Em geotecnia, as incertezas relativas à determinação dos parâmetros dividem-se basicamente em dois grupos: erros sistemáticos e dispersão de dados.

3.7.1 Erros sistemáticos

Os erros sistemáticos influem diretamente na acurácia dos resultados de ensaio, ou seja, os valores médios experimentais podem ser sistematicamente superiores ou inferiores aos reais, necessitando de fatores corretivos. Os erros sistemáticos podem ser minimizados através de recalibrações periódicas dos instrumentos, melhor seleção destes, qualificação de equipes e maior quantidade de ensaios. Os erros sistemáticos são divididos em erros estatísticos e erros tendenciosos.

Os erros estatísticos ocorrem devido a um número insuficiente de ensaios ou medições. Quanto menor o número de ensaios, maior é a probabilidade de se produzir estimativas dos parâmetros distantes de seus valores reais. A parcela da variância do parâmetro devido a um número insuficiente de dados é dada pela Equação 3.19.

$$V_{EST} = \frac{V_{CALC}}{n} \quad [3.19]$$

onde, V_{EST} é a variância estimada e V_{CALC} é a variância calculada.

Os erros tendenciosos são devido a uma alteração persistente do comportamento real nos ensaios. As causas mais comuns são a imperfeições no processo de amostragem, as diferenças entre as trajetórias de tensões nos ensaios e na obra geotécnica, a pouca representatividade da amostra nos ensaios para simular o comportamento da massa de solo na obra geotécnica e as falhas humanas (Hines e Montgomery, 1990).

3.7.2 Dispersão de dados

Este grupo de incertezas influi diretamente na precisão dos resultados de ensaio, causando diferenças em torno do valor médio do parâmetro medido. Estas diferenças tendem a se compensar, porém, aumentam a dispersão dos resultados. A

dispersão de dados pode ser dividida em erros de ensaio e heterogeneidade natural do solo.

Os erros de ensaio são as variações aleatórias no valor do parâmetro medido, causada por fatores como a falta de precisão nas calibrações, medições e interferências de ordem externa, como a ocorrência de vibrações. Estes erros podem ser reduzidos através da escolha correta da instrumentação, realização de múltiplas leituras com tratamento estatístico de dados e qualificação de equipes e equipamentos.

Mesmo os solos classificados como homogêneos possuem heterogeneidade natural e apresentam parâmetros variando de um ponto para outro devido ao processo de formação, composição mineral e história de tensões, entre outros fatores. Esta variabilidade, assim como os erros aleatórios, contribuem para a dispersão dos dados.

3.8 Obtenção de dados para análises probabilísticas

Para uma análise probabilística, os dados necessários são a média e a variância dos parâmetros do solo selecionados. Estes dados são obtidos a partir do conjunto de medições realizadas. A seguir será descrito o procedimento de obtenção dos valores médios e variâncias do peso específico e dos parâmetros de resistência efetivos de solos.

O peso específico γ é um parâmetro independente, enquanto que a coesão c' e o ângulo de atrito ϕ' são dependentes entre si. As variáveis c' e ϕ' correspondem respectivamente ao intercepto e à inclinação da envoltória obtida a partir de um conjunto de ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais, sendo determinadas simultaneamente. Desta forma, são empregados tratamentos estatísticos diferentes nos dois casos.

3.8.1 Peso específico

A determinação do valor médio e da variância do parâmetro geotécnico, peso específico γ , segue a metodologia tradicional da estatística descrita no item 3.2.1, (equações 3.20 e 3.21).

$$\bar{\gamma} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_i \quad [3.20]$$

$$V(\gamma) = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\gamma_i - \bar{\gamma})^2 \quad [3.21]$$

onde, n é definido pelo número de valores de que se dispõe e γ é definido por cada um dos valores.

3.8.2 Parâmetros de resistência efetivos

A coesão e a tangente do ângulo de atrito efetivo são parâmetros geotécnicos dependentes. O valor médio e a variância são obtidos normalmente a partir de ensaios de cisalhamento direto ou de ensaios triaxiais.

No caso de ensaios de cisalhamento direto, os valores médios de c' e $\tan \phi'$ são os parâmetros da reta de regressão linear dos pares (σ, τ) obtidos nos N ensaios disponíveis, sendo σ a tensão normal aplicada na amostra e τ a tensão cisalhante final alcançada.

As variâncias $V(c')$ e $V(\tan \phi')$ para qualquer pressão vertical de adensamento σ_i , são dadas por (Neter *et al.*, 1982), (equações 3.22 a 3.24):

$$V(c) = V(\tau) \cdot \left[\frac{1}{N} + \frac{E(\sigma)^2}{\sum (\sigma_i - E(\sigma))^2} \right] \quad [3.22]$$

$$V(\tan \phi) = \frac{V(\tau)}{\sum (\sigma_i - E(\sigma))^2} \quad [3.23]$$

$$V(\tau) = \frac{\sum (\tau_i - \tau_{est})^2}{N - 2} \quad [3.24]$$

onde, $E(\sigma)$ é definido pela média dos valores de σ_i (Equação 3.1) ; τ_{est} é igual ao valor de τ obtido a partir da reta dos mínimos quadrados para cada valor de σ e $V(\tau)$ exprime a dispersão da variável dependente τ em relação à média da regressão.

Este valor corresponde ao quadrado do “erro padrão de estimativa”, e é fornecido automaticamente por planilhas eletrônicas, comercialmente disponíveis (Lótus, Excel, Quattro, etc...) quando se faz uma correlação linear.

No caso de ensaios triaxiais, a representação por pontos é feita no espaço p - q , onde p e q são respectivamente a semi-soma e a semidiferença entre as tensões principais maior e menor, Lambe e Whitman (1979). A reta de regressão linear dos

pontos (p, q) obtidos nos ensaios é definida pelo intercepto a e inclinação α . Analogamente aos ensaios de cisalhamento direto, estes valores são os próprios valores médios $E(a)$ e $E(\tan \alpha)$. As variâncias $V(a)$ e $V(\tan \alpha)$ são obtidas das equações 3.22 e 3.23 trocando-se σ e τ por p e q , respectivamente. Para a determinação de $V(c)$ e $V(\tan \phi)$ deve-se retornar ao espaço σ e τ através das seguintes relações, descritas detalhadamente por Lima (1991), (equações 3.25 a 3.28).

$$E(c) = \frac{E(a)}{(1 - E(\tan \alpha)^2)^{1/2}} \quad [3.25]$$

$$E(\tan \phi) = \frac{E(\tan \alpha)}{(1 - E(\tan \alpha)^2)^{1/2}} \quad [3.26]$$

$$V(c) = \frac{1}{(1 - E(\tan \alpha)^2)} \left[\frac{(a \cdot E(\tan \alpha))^2}{(1 - E(\tan \alpha)^2)} V(\tan \alpha) + V(a) \right] \quad [3.27]$$

$$V(\tan \phi) = \frac{V(\tan \alpha)}{(1 - E(\tan \alpha)^2)^3} \quad [3.28]$$

3.9 Aspectos conceituais da análise de confiabilidade e probabilidade de ruptura

Nas análises determinísticas convencionais, o cálculo do fator de segurança contra a ruptura de taludes e outras obras geotécnicas envolve dados que, na maioria das vezes, não são obtidos de forma precisa, devido à própria heterogeneidade natural dos solos.

A análise probabilística é aplicada em geotecnia, com o objetivo de quantificar algumas incertezas inerentes ao fator de segurança determinístico, através do índice de confiabilidade β que exprime o quanto este fator é confiável e da probabilidade de ruptura P_r .

Os índices β e P_r consideram apenas aquelas incertezas possíveis de serem levadas em conta nas análises probabilísticas, como as relativas aos valores dos parâmetros do solo, a geometria do problema e as cargas atuantes. Porém, existem infinitas fontes de incertezas em uma análise determinística que não podem ser

quantificadas. Desta forma, eles são índices relativos e sua qualidade será proporcional ao número de incertezas consideradas.

Não existem valores mínimos fixados para estes índices e sua seleção deve basear-se na importância da obra em questão, sob o ponto de vista financeiro e de perdas humanas. O índice de confiabilidade e a probabilidade de ruptura são obtidos a partir de desenvolvimentos matemáticos, relacionando esforços resistentes, esforços atuantes e suas variabilidades. Para a quantificação destas variabilidades, que é fundamental nas análises probabilísticas, foram desenvolvidos métodos probabilísticos.

3.9.1 Quantificação da confiabilidade

Segundo Dell'Avanzi (1995), podemos classificar as análises de confiabilidade de interesse para a engenharia geotécnica em análise de confiabilidade global e análises de confiabilidade relativa. As análises de confiabilidade global são realizadas ao longo do tempo e têm por objetivo o estudo do risco de um sistema composto por componentes múltiplos, com diferentes critérios de insucessos. Nesta análise utilizam-se as árvores de eventos, que dispõem em fluxograma todas as etapas construtivas e respectivas probabilidades de sucesso.

Um estudo de confiabilidade global considera o talude como um sistema composto por um conjunto de todas as possíveis superfícies de ruptura dispostas em série. Desta forma, a ruptura de qualquer superfície potencial de escorregamento implica na ruptura do talude como um todo. Por outro lado, um estudo de confiabilidade relativa considera o fator de segurança da superfície de ruptura mais crítica como sendo o valor médio de sua distribuição de probabilidade e quantifica a confiabilidade através de parâmetros desta distribuição.

A análise de confiabilidade será considerada neste trabalho em seu sentido relativo, Li e Lumb (1987), Morlá-Catalán e Cornell (1976) e Oka e Wu (1990).

3.9.2 Probabilidade de ruptura

Segundo Guedes (1997), a avaliação probabilística da estabilidade de taludes é feita considerando-se o fator de segurança FS como uma função de variáveis aleatórias independentes X_i que representam os parâmetros do solo. As

características da distribuição de probabilidade FS devem então ser estimadas. Deste modo, pode-se obter a probabilidade de ruptura do talude, considerada como sendo a área sob a curva da distribuição limitada por $FS \leq 1,0$, como mostra a Figura 3.4(a). Para que isso ocorra, as variáveis envolvidas devem ser representadas por curvas de distribuição normal, que é a distribuição mais comum, inclusive no tratamento dos parâmetros geotécnicos, o que já foi constatado por vários autores, como Priest e Brown (1983).

Observa-se que a probabilidade de ruptura diminui com o aumento da média da distribuição de FS , Figura 3.4(b), ou com a diminuição de sua variância, Figura 3.4(c).

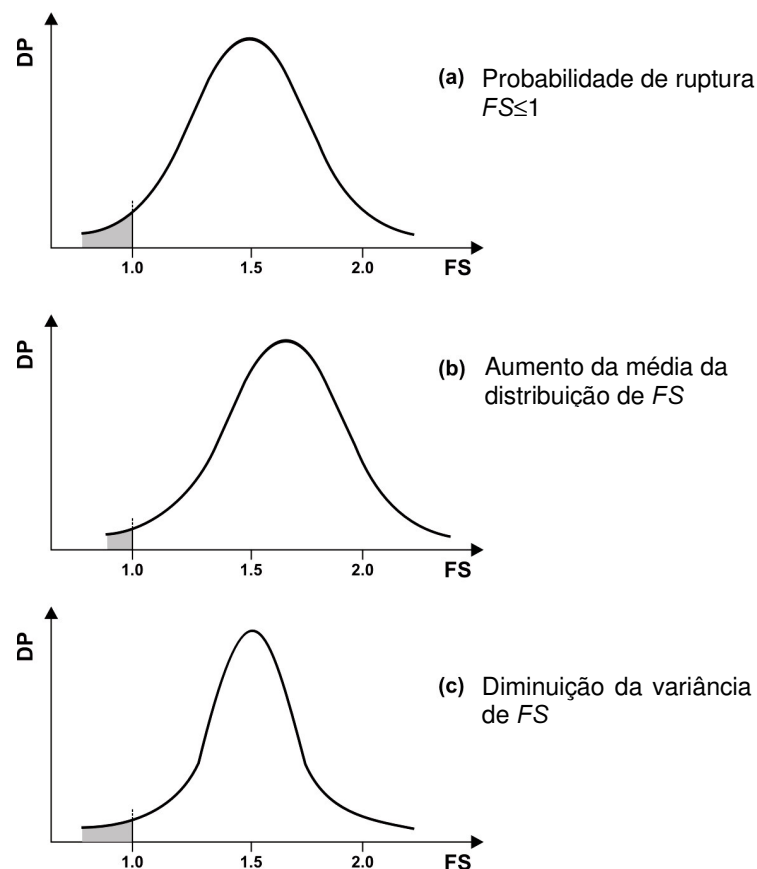


Figura 3.4 - Representação da distribuição probabilística de FS .

3.9.3 Análise de risco

O risco, relativo ao potencial geológico de ruptura de uma encosta ou uma contenção, pode ser definido como o produto entre o potencial de ocorrência da ruptura e as conseqüências geradas (Cerri, 1993). O objetivo da análise de risco é

inferir sobre a probabilidade de sucesso ou insucesso de um empreendimento e sua consequência, cuja segurança é, em geral, expressa em termos da sua probabilidade de ruptura. Moreira (1989) descreveu duas formas de interpretação para a probabilidade de ruptura, a primeira probabilidade estatística e a segunda probabilidade de decisão.

Na probabilidade estatística a interpretação consiste na aplicação do conceito de frequência relativa. A probabilidade de ocorrência do evento, no caso a ruptura de uma obra, é obtida a partir de experiências prévias. Observando-se N obras semelhantes, a frequência relativa de ocorrer a ruptura é dada pela Equação 3.29.

$$f(r) = \frac{N_r}{N} \quad [3.29]$$

onde, N_r é definido pelo número de rupturas observadas e N pelo número total de observações realizadas.

A probabilidade de decisão representa o grau de confiabilidade individual numa análise, considerando a relação da Equação 3.30.

$$C = 1 - P_r \quad [3.30]$$

onde, C é definido pela confiabilidade pessoal implícita na análise.

A confiabilidade pode ser entendida como sendo a qualidade da segurança diretamente ligada ao procedimento adotado. Esta qualidade é quantificada através de análises de cunho probabilístico em conjunto com a experiência profissional e sentimento do projetista.

3.9.4 Formulações para o índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura

As formulações para o índice de confiabilidade β , descritas a seguir, baseia-se nas hipóteses do fator de segurança ser variáveis aleatórias com distribuições normais ou log-normais, pois estas formas de distribuição têm sido as mais utilizadas na prática.

3.9.4.1 Distribuição normal do FS

Whitman (1984) apresentou os conceitos de fator de segurança normalizada e índice de confiabilidade, β , com o objetivo de normalizar os cálculos na avaliação de taludes.

$$P_r = 1 - \Phi(\beta) \quad [3.31]$$

onde, $\Phi(\beta)$ é obtido através da distribuição normal padronizada, Tabela I.1 no Apêndice I.

As primeiras medições de confiabilidade foram obtidas através de um índice definido pela Equação 3.32 (Hines e Montgomery, 1990).

$$\beta = \frac{\overline{FS}}{\sigma_{FS}} \quad [3.32]$$

onde, $\overline{FS}$ é definido pela média do fator de segurança e σ_{FS} pelo desvio padrão do fator de segurança.

Morlá-Catalán e Cornell (1976) considerando o fator de segurança como normalmente distribuído, chegaram à seguinte formulação para β (Equação 3.33).

$$\beta = \frac{\overline{FS} - 1.0}{\sigma_{FS}} \quad [3.33]$$

Os valores da probabilidade de ruptura P_r em função de β apresentam-se na Tabela A1.2 no Anexo 1 para distribuição normal de FS.

Estes valores também podem ser determinados por rotina em programa de computador, por exemplo, a função DIST.NORMP(β), retorna diretamente o valor da probabilidade (Duncan, 2000).

Esses valores podem ser apresentados em ábacos (Figura 3.5), conforme literatura encontrada (Sandroni e Sayão, 1992) e (Christian *et al.*, 1992).

Dell'Avanzi (1995) apresentou e comparou diversas formulações para β encontradas na literatura técnica, concluindo que a Equação 3.33, utilizada por diversos autores, apresenta uma maior facilidade de utilização devido à não necessidade do conhecimento da função densidade de probabilidade da variável

aleatória FS . Porém é necessário que a média e desvio padrão descreva de maneira adequada o comportamento de FS .

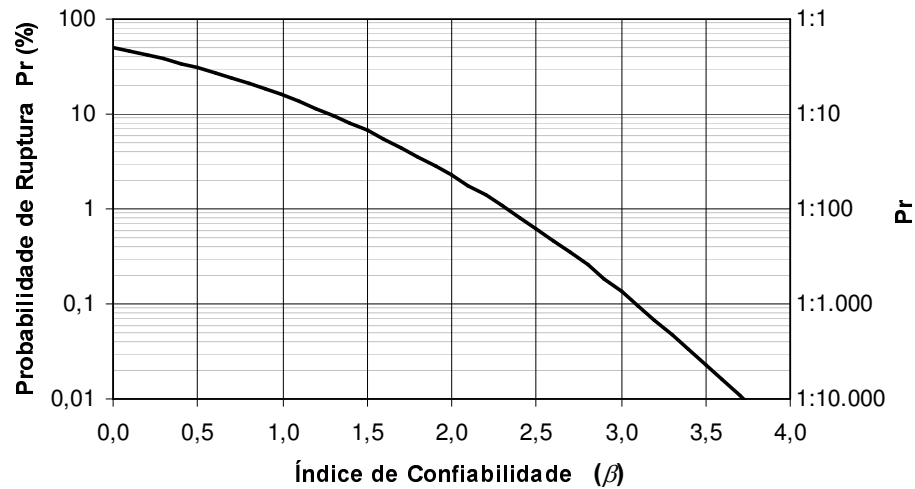


Figura 3.5 - Relação entre β e P_r para distribuição normal de FS .

Sandroni e Sayão (1992) sugeriram, que nem sempre a superfície de ruptura crítica, FS mínimo, é aquela que corresponde ao menor β . Fazendo um estudo a respeito, Dell'Avanzi (1995) constatou que, para o caso estudado, as superfícies de ruptura de FS mínimo e β mínimo podem ser consideradas coincidentes para efeitos práticos.

3.9.4.2 Distribuição log-normal do FS

Considerando-se uma distribuição lognormal para o fator de segurança, a probabilidade de ruptura é obtida a partir de uma variável auxiliar, k , que possui distribuição normal, conforme apresentado por Lima (1991).

$$k = Ln(FS) \quad [3.34]$$

$$\beta = \frac{E(k)}{\sqrt{V(k)}} \quad [3.35]$$

onde, $E(k)$ define o valor médio de k e $V(k)$ é definido pela variância de k .

Para o cálculo de probabilidade de ruptura, serão utilizadas as equações 3.31 e 3.33, nos casos de distribuição normal, ou as equações 3.31 e 3.35 no caso de distribuição lognormal do fator de segurança.

3.10 Métodos probabilísticos

A quantificação da confiabilidade está diretamente relacionada ao conhecimento do desvio padrão do fator de segurança. Estes valores são obtidos através de métodos probabilísticos.

Os métodos do Segundo Momento de Primeira Ordem, *SM*, e o das Estimativas Pontuais, *EP*, são ditos indiretos ou aproximados pelo segundo momento, pois assumem uma distribuição, normal ou lognormal, para o fator de segurança e seu desvio padrão é obtido a partir das médias e desvios padrão das variáveis e parâmetros geotécnicos. Desta forma só são considerados os dois primeiros momentos probabilísticos das funções de distribuição que são a média e a variância, respectivamente.

A Simulação de Monte Carlo é um método direto, pois através dele se chega a um conjunto de valores de fator de segurança, que é tratado como uma amostra e, a partir daí, estima-se diretamente sua distribuição probabilística.

O método do Segundo Momento de Primeira Ordem foi descrito detalhadamente por Dell'Avanzi (1995) e os métodos das Estimativas Pontuais e Simulação de Monte Carlo foram descritos por Lima (1991).

Os dados de entrada comuns aos três métodos são: os valores médios $\overline{X}_i$ e variâncias $V(X_i)$ dos parâmetros do solo; as características geométricas do talude e os valores estimados dos demais parâmetros do solo necessários a análise determinística.

3.10.1 Método de Simulação de Monte Carlo

Consiste na geração aleatória de um determinado número, *N*, de valores para os parâmetros do solo.

Com estes valores são realizadas *N* análises determinísticas e selecionados os menores fatores de segurança encontrados em cada uma delas. Este conjunto de

fatores de segurança é tratado como amostra de uma população e, desta forma, o valor médio e desvio padrão do fator de segurança são obtidos por inferência.

Deste modo, são geradas amostras das distribuições dos parâmetros, que por sua vez geram uma amostra da distribuição do fator de segurança através das N análises determinísticas, pois o fator de segurança é função destes parâmetros.

A Simulação de Monte Carlo é uma técnica de amostragem e, por esta razão, seus resultados estão sujeitos a erros. À medida que o número de elementos da mostra de FS aumenta, os erros vão diminuindo e a solução se torna exata quando este número tende ao infinito. Por isso, em geral, a Simulação de Monte Carlo exige um número muito grande de análises determinísticas para chegar a uma solução adequada. A forma de distribuição dos parâmetros do solo é um dado necessário para a geração aleatória dos seus N valores.

3.10.2 Método do Segundo Momento de Primeira Ordem

Consiste na expansão em série de Taylor da função $FS=FS(X_1, X_2, \dots, X_n)$, onde o vetor x representa os parâmetros do solo. A partir das equações 3.36 e 3.37, são obtidas as seguintes equações 3.38 e 3.39.

$$\bar{x} = [\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n] \quad [3.36]$$

$$V[y] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial y}{\partial x_i} \right)^2 V(x_i) \quad [3.37]$$

$$E(FS) = \overline{FS} = f(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_n) \quad [3.38]$$

$$V(FS) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial FS}{\partial X_i} \right)^2 V(X_i) \quad [3.39]$$

Pela Equação 3.39 observa-se a necessidade de obtenção das derivadas parciais da função de FS em relação aos parâmetros X_i , o que pode restringir a utilização do método. Como solução para este problema, Christian *et al.* (1992) e Sandroni e Sayão (1992) utilizaram o método das diferenças divididas, ascendentes ou descendentes, como aproximação matemática para os valores das derivadas

parciais. O método consiste na variação separadamente de cada parâmetro X_i e observação da respectiva variação do valor da função de FS . A aproximação da derivada parcial de cada parâmetro é obtida através da razão entre a variação observada da função de FS e a variação estipulada para cada parâmetro, como mostra a equação abaixo:

$$\frac{\delta FS}{\delta X_i} = \frac{FS(\bar{X}_i + \delta X_i) - FS(\bar{X}_i)}{\delta X_i} \quad [3.40]$$

A variação dos parâmetros deve ser suficientemente pequena de modo que a razão $\delta FS / \delta X_i$ seja considerada constante, ou seja, independente do valor de δX_i . Dell'Avanzi (1995) concluiu que para variações dos parâmetros em torno de 10% do seu valor médio, acréscimo ou decréscimo, esta condição é satisfeita.

Este método possibilita através da Equação 3.41 a quantificação da contribuição relativa em percentagem, de cada parâmetro para a variância do fator de segurança e, desta forma, podem-se escolher aqueles que merecem maior atenção no projeto.

$$Contribuição = \frac{V[X_i]}{V[FS]} \cdot 100 \quad [3.41]$$

3.10.3 Método das Estimativas Pontuais

Consiste na estimativa pontual dos momentos probabilísticos de uma função de variáveis através do método de Rosenblueth (1975).

A função geradora de momentos Equação 3.42 da distribuição do fator de segurança é obtida através da subdivisão do processo determinístico em 2^n análises, onde n é o número de parâmetros X_i do solo. Os valores dos parâmetros acrescidos ou reduzidos de seus desvios padrão são combinados de todas as formas possíveis nestas análises.

$$E(y^r) = P_{++}y_{++} + P_{+-}y_{+-} + P_{-+}y_{-+} + P_{--}y_{--} \quad [3.42]$$

onde, r define a ordem do momento probabilístico de interesse; p_{++} define a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores das duas variáveis acrescidos

de seus desvios padrão. A definição das outras probabilidades é análoga e y_{++} define o valor da função y considerando os valores de duas variáveis acrescidos de seus desvios padrão. A definição de y para as outras parcelas é análoga.

A partir da Equação 3.42, no caso do fator de segurança ser função de dois parâmetros independentes e com distribuições simétricas, $n = 2$, a função geradora de momentos é dada pela Equação 3.43.

$$E[FS^r] = \frac{FS_{++}^r + FS_{+-}^r + FS_{-+}^r + FS_{--}^r}{4} \quad [3.43]$$

onde, FS_{++} define o fator de segurança considerando os valores dos dois parâmetros do solo acrescidos de seus desvios padrão. A definição dos outros fatores de segurança é análoga.

Observando a Equação 3.43, obtêm-se as equações 3.44 e 3.45.

$$\text{Para } r = 1 \quad E(FS) = \overline{FS} = \frac{FS_{++} + FS_{+-} + FS_{-+} + FS_{--}}{4} \quad [3.44]$$

$$\text{Para } r = 2 \quad E(FS^2) = \frac{FS_{++}^2 + FS_{+-}^2 + FS_{-+}^2 + FS_{--}^2}{4} \quad [3.45]$$

A partir das equações 3.44 e 3.45 se obtém a variância da distribuição de FS , definida pela Equação 3.46.

$$V(FS) = E[FS^2] - \{E[FS]\}^2 \quad [3.46]$$

O procedimento para a implementação do método das Estimativas Pontuais consiste na execução de 2^n análises determinísticas. Os n parâmetros assumem nas análises valores correspondentes a todas as permutações possíveis de suas respectivas médias acrescidas ou reduzidas dos desvios padrão.

Considerando-se dois parâmetros geotécnicos X_1 e X_2 : para $n = 2$, serão necessárias 4 análises determinísticas ($2^2 = 4$), executadas conforme a Tabela 3.1.

O cálculo do valor médio e variância do fator de segurança são feito considerando que os n parâmetros geotécnicos possuem distribuições simétricas e as probabilidades de ocorrência das combinações de valores são iguais para

qualquer parâmetro n . Deste modo a forma geral das equações 3.44 e 3.45 são expressas pelas equações 3.47 e 3.48, respectivamente.

$$E(FS) = \overline{FS} = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} FS_i \quad [3.47]$$

$$E(FS^2) = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} FS_i^2 \quad [3.48]$$

onde, FS_i é definido pelos valores obtidos para FS nas 2^n análises determinísticas.

Tabela 3.1 - Representação esquemática dos valores dos parâmetros do solo nas análises determinísticas pelo Método das Estimativas Pontuais.

Análise	Parâmetro X_1	Prâmetro X_2	Fator de Segurança (FS_i)
1	$\overline{X}_1 + \sigma_{x_1}$	$\overline{X}_2 + \sigma_{x_2}$	FS_{++}
2	$\overline{X}_1 + \sigma_{x_1}$	$\overline{X}_2 - \sigma_{x_2}$	FS_{+-}
3	$\overline{X}_1 - \sigma_{x_1}$	$\overline{X}_2 + \sigma_{x_2}$	FS_{-+}
4	$\overline{X}_1 - \sigma_{x_1}$	$\overline{X}_2 - \sigma_{x_2}$	FS_{--}

onde, $\overline{X}_1, \overline{X}_2$ são definidos pelas médias das distribuições dos parâmetros de X_1 e X_2 respectivamente e $\sigma_{x_1}, \sigma_{x_2}$ pelo desvio padrão das distribuições dos parâmetros X_1 e X_2 respectivamente.

A variância do fator de segurança é obtida através das equações 3.46, 3.47 e 3.48.

A estimativa da probabilidade de ruptura é obtida pela Equação 3.31, utilizando o índice de confiabilidade da Equação 3.33 para distribuições normais ou da Equação 3.35 para distribuições lognormais do fator de segurança.

3.11 Valores da probabilidade de ruptura e do índice de confiabilidade

A definição dos valores admissíveis mínimo do índice de confiabilidade β ou máximo da probabilidade de ruptura deve ser função da importância do projeto do ponto de vista de perdas humanas e financeiras e das incertezas envolvidas. Quanto maiores forem estas incertezas, maior deverá ser o valor de β ou menor o valor de

P_r selecionados para o projeto. Para manter-se um mesmo índice de confiabilidade ou probabilidade de ruptura, o aumento da variância dos parâmetros do solo exige um aumento do fator de segurança médio de projeto.

A seleção dos valores de P_r e β é difícil, pois o risco é associado a perdas humanas, além das perdas materiais. Uma maneira utilizada é a comparação entre risco quantificado com o risco aceitável. Este pode ser obtido através da comparação entre riscos observados em eventos naturais tais como os furacões, as enchentes e outros eventos, incluindo alguns produzidos pelo homem.

Whitman (1984), baseado em dados históricos, apresentou os gráficos P_r (anual) vs. fatalidade decorrente de diversos eventos naturais e P_r (anual) vs. consequências de ruptura para estruturas de engenharia civil. Estes gráficos auxiliam a determinação do risco aceitável. Whitman (1984) considerou coeficientes de variação de 0,1 e 0,3 como usuais para a resistência cisalhante em análises drenadas e não drenadas de estabilidade de taludes, respectivamente, e β igual a 2 como um valor razoável para obras geotécnicas.

Sandroni e Sayão (1992) sugeriram β igual a 2 como valor mínimo de projeto, no caso de taludes de mineração.

O valor de β pode ser fixado a partir de seus valores em obras semelhantes, cujo desempenho seja satisfatório. Porém, existem poucos resultados de análises de confiabilidade disponíveis na literatura. Alguns desses resultados são apresentados na Tabela 3.2.

Cole (1980) sugere valores para P_r apresentados na Tabela 3.3. Estes valores podem ser entendidos como o grau de prejuízo assumido como aceitável em um projeto e podem servir de comparação e referência para os valores de probabilidade calculados a partir do método probabilístico que melhor se ajusta ao problema em estudo.

3.12 Considerações finais

As incertezas provenientes dos procedimentos utilizados na quantificação dos parâmetros do solo afetam sistemática ou aleatoriamente a previsão determinística. O estudo da influência destas incertezas sobre os cálculos determinísticos, desenvolveu-se durante as últimas décadas. A partir da década de 80, conceitos de

Tabela 3.2 - Valores de P_r e β reportados na literatura (*) informações não fornecidas (Guedes, 1997).

Caso/situação	Fonte	Método Probabilístico	Método determinístico	$E(FS)$	β	$P_r(\%)$
Barragem de Santa Branca antes do reforço (NA máximo)	Dell'Avanzi (1995)	SM	Janbu	1.303	2,03	1:47
			Bishop	1.452	2,77	1:435
			Spencer	1.503	3,09	1:1000
			Sarma	1.571	3,12	1:1111
Barragem de Santa Branca após o reforço (NA máximo)	Dell'Avanzi (1995)	SM	Janbu	1.610	3,94	1:33333
			Bishop	1.803	4,84	<1:50000
			Sarma	1.943	4,60	<1:50000
Barragem de Santa Branca antes do reforço (NA máximo)	Lima (1991)	EP	Bishop	1.499	3,06	1:900
		MC	Bishop	1.514	3,47	1:3333
Barragem de Santa Branca antes do reforço (NA rebaixado)	Lima (1991)	EP	Bishop	1.782	5,09	<1:50000
Mina do Cauê (Itabira-MG) aba sul freática mais alta (ruptura)	Sandroni et al. (1992)	SM	*	1.131	0,65	1:4
Mina do Cauê (Itabira-MG) aba sul freática mais baixa (ruptura)	Sandroni et al. (1992)	SM	*	1.266	1,28	1:10
Barragem James Bay (Quebec) estágio único (h=12m)	Christian et al. (1992)	SM	*	1.453	2,66	1:250
Barragem James Bay (Quebec) multiestágio (h=23m)	Christian et al. (1992)	SM	*	1.427	3,69	1:10000

 Tabela 3.3 - Valores de P_r para consequência (adaptado Cole, 1980).

P_r (Total)	Consequência	P_r (Projeto)
> 1:2	Grandes prejuízos e/ ou desastres	> 1:10
1:2 a 1:100	Grandes reparos necessários	1:10 a 1:1000
1:100 a 1:10000	Pequenos reparos necessários	1:1000 a 1:100000
< 1:10000	Inconveniente	< 1:100000

estatística, probabilidade e confiabilidade foram gradativamente inseridos no meio geotécnico. Deste modo, ainda existe a necessidade do desenvolvimento de estudos voltados para a avaliação probabilística de obras de engenharia. Isto vai permitir a melhor quantificação da confiabilidade ou da probabilidade de ruptura das obras.

Nota-se do levantamento bibliográfico feito na área de probabilidade, estatística e confiabilidade que existem diferentes metodologias para avaliação probabilística de obras de engenharia. A complexidade da metodologia utilizada aumenta com a quantidade de dados e de cálculos para solução do problema.

Especialmente na área de estruturas de contenções não foram observados trabalhos técnicos que consideram a complexidade do maciço de solo. Normalmente se utiliza para o cálculo do empuxo de terra solução simplificada de cálculo.

Capítulo 4 - CASO DE ESTUDO

4.1 Introdução

O crescimento desordenado das cidades brasileiras tem gerado uma ocupação irracional das áreas de encostas, aumentando significativamente os problemas de deslizamento de terra. Estes deslizamentos de terra estão associados à falta de um planejamento adequado que considere as particularidades do meio físico, as condições sociais e econômicas da área urbana.

A Figura 4.1 ilustra a condição e localização inadequada de moradia na área de estudo. Na região existem vários taludes sem obras de contenção. Associado a isto, as condições precárias de infra-estrutura da área aumentam os riscos de escorregamentos com conseqüentes perdas de vidas humanas e materiais.

Foi feita uma caracterização física através de ensaios de análise granulométrica, limites de consistência e densidade dos grãos, com o objetivo principal de orientar a coleta de amostras indeformadas para realização da caracterização geomecânica do talude estudado.

Um ensaio de compactação também foi realizado com objetivo de se obter as características físicas do solo para reaterro de montante do muro de arrimo.



Figura 4.1 - Área de estudo.

4.2 Localização geográfica

A área em estudo localiza-se no bairro Jonas de Almeida e Silva no Município de São Fidélis - RJ.

Este Município possui uma área total de 1.035,6 km² correspondente a 10,6% da área da Região Norte Fluminense (Figura 4.2). O município está posicionado na Latitude 21° 38' 46" e Longitude de 41° 44' 49", limitando-se ao Norte com o Município de Cambuci, ao Sul com Santa Maria Madalena, a Leste com Campos dos Goytacazes, Cardoso Moreira e Italva e a Oeste com Itaocara e São Sebastião do Alto (Silva e Cunha, 2001).

O maior rio que corta o município é o Paraíba do Sul.

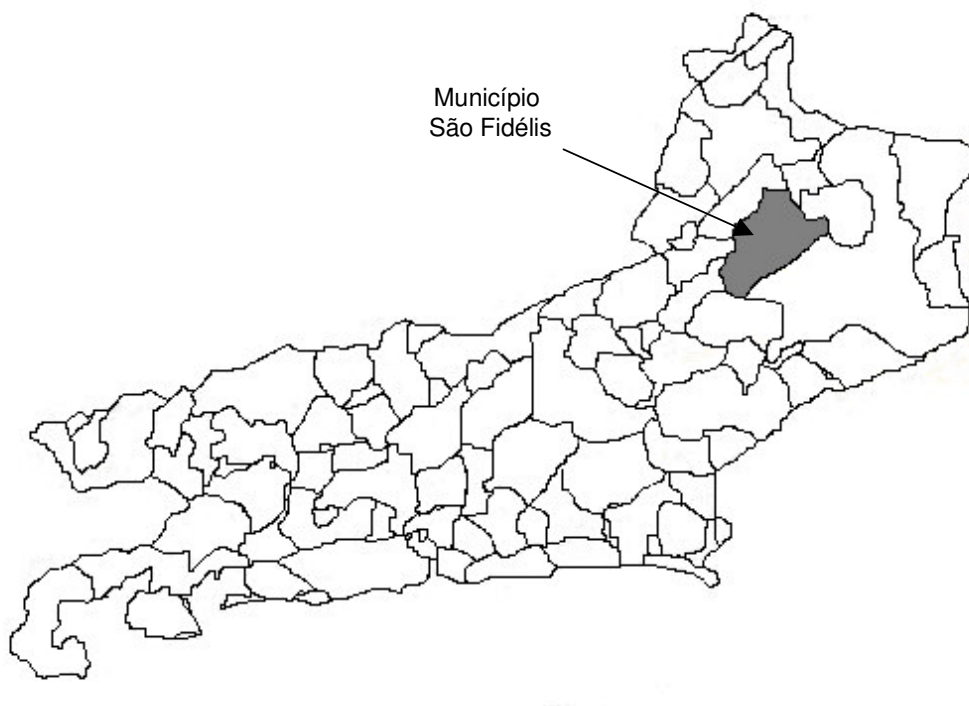


Figura 4.2 - Localização do Município de São Fidélis no Estado do Rio de Janeiro.

4.3 Meio físico

Apresentam-se a seguir as características gerais da morfologia, pedologia, vegetação e o clima do Município de São Fidélis.

4.3.1 Morfologia

O Município de São Fidélis possui um relevo bastante acidentado. Possui poucas planícies, localizado na encosta da Serra do Mar que faz parte do Planalto Atlântico. A morfologia é bastante acidentada ao Sul, onde estão as mais importantes manifestações montanhosas, destacando-se as serras de Itacolomi, da Bandeira ou do Macaco, de São José, do Rio Preto, do Mocotó, da Salina, da Moribeca, dentre outras (DRM, 2000).

4.3.2 Pedologia

De acordo com o Projeto Carta Geológica do Estado do Rio de Janeiro, em escala 1:50.000, realizado pelo Departamento de Recursos Minerais - DRM-RJ, em 1982, o talude escolhido para este estudo encontra-se na Unidade São Fidélis na carta Dores de Macabu (DRM, 1982).

Os solos encontrados na região de estudo são os latosólicos podzólicos vermelho ou alaranjado e os solos hidromórficos. Em sua maior parte o solo é podzólico vermelho escuro, com acentuada suscetibilidade à erosão.

A pedologia apresenta na maioria dos casos o gnaiss como rocha matriz, sendo relacionado usualmente o quartzo diorito. Também são encontrados como rochas matrizes, os gnaisses charnoquitico, conditos e alcaligranito.

4.3.3 Vegetação

O DRM (2000) apresenta o mapa de uso e cobertura do solo para o Estado do Rio de Janeiro em escala 1:500.000, onde se encontra individualizada para o Município de São Fidélis uma cobertura vegetal formada em torno de 10% de matas nativas, 77% com pastagens, 8% com culturas anuais e 5% praticamente sem cobertura.

As características principais da vegetação são as florestas e campos limpos. As florestas são densas, com grande diversidade de espécies situadas principalmente nas áreas serranas. Os campos limpos localizam-se nas áreas mais

baixas. Estes não são nativos, são espécies vegetais rasteiras como consequência das atividades agrícolas e pecuárias (Silva e Cunha, 2001).

A vegetação original na área de estudo encontra-se profundamente modificada pela ação antrópica, através do crescimento desordenado da população.

A vegetação a jusante do talude é inexistente. A montante, a vegetação é rasteira com algumas árvores de pequeno porte (Figura 4.3).



Figura 4.3 - Vista a jusante da área de estudo com ausência de vegetação.

4.3.4 Clima

O clima da região é tropical quente e úmido, com estação chuvosa nos meses de primavera e verão, e estação seca nos meses de outono e inverno. Nos últimos anos, percebe-se não apenas em São Fidélis, mas em toda a região, um aumento contínuo da temperatura provocada por duas práticas muito comuns entre os trabalhadores rurais e madeireiros, o desmatamento e as constantes queimadas (São Fidélis, 2005).

4.4 Levantamento topográfico planialtimétrico da área de estudo

A Figura 4.4 mostra o levantamento topográfico planialtimétrico e a planta de situação urbana na área de estudo. A Figura 4.5 mostra um modelo tridimensional

da área de estudo. Nota-se das figuras 4.4 e 4.5 que o talude estudado possui altura variando de 0 a 12m e altura média da ordem de 8m.

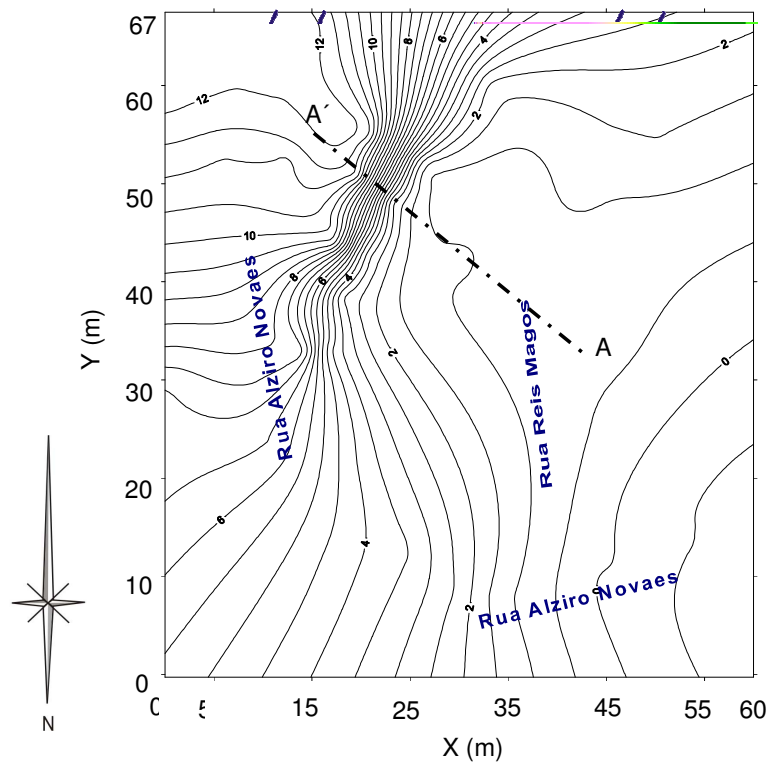


Figura 4.4 - Levantamento topográfico planialtimétrico e localização da área de estudo.

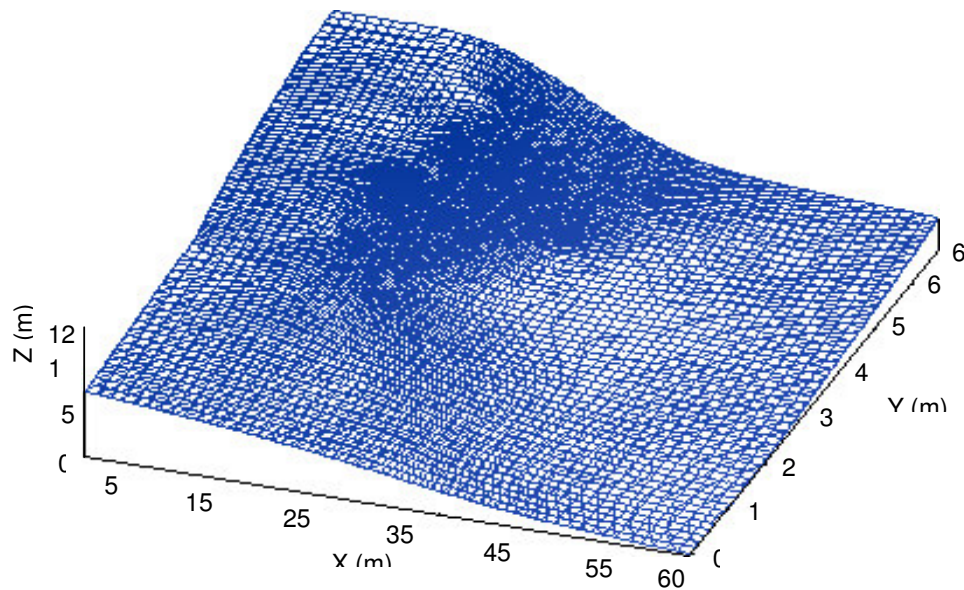


Figura 4.5 - Modelo tridimensional do relevo da área de estudo.

4.5. Caracterização física

Em uma investigação preliminar foram retiradas amostras deformadas para análise tátil-visual e execução de ensaios de caracterização física dos solos. As amostras deformadas foram retiradas ao longo de um perfil vertical na seção mais crítica do talude estudado.

Para a caracterização física das amostras deformadas coletadas no campo, realizaram-se ensaios de granulometria, limites de consistência e densidade dos grãos. A quantidade de ensaios é apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Ensaios de caracterização física dos solos.

Ensaio		Quantidade
Análise Granulométrica	com defloculante	9
	sem defloculante	9
Limites de Consistência	passado na peneira #40	9
	passado na peneira #10	9
Densidade dos Grãos		9

Os ensaios de caracterização física seguiram as recomendações prescritas nas normas NBR 6457/86 (ABNT, 1986a), NBR 7181/84 (ABNT, 1984a), NBR 7180/84 (ABNT, 1984b) e NBR 6459/84 (ABNT, 1984c). Destaca-se que na análise granulométrica, foi realizado, também, ensaios de sedimentação sem o uso de defloculante. Na determinação dos limites de consistência utilizaram-se, ainda, ensaios com os materiais que passam na peneira #10. Estes procedimentos foram utilizados para permitir a avaliação das características físicas dos solos no estado natural no campo.

4.5.1 Resultado dos ensaios de caracterização física

São apresentados a seguir os resultados dos ensaios descritos no programa experimental.

As curvas granulométricas obtidas nos ensaios de granulometria para as diferentes profundidades são apresentadas no Anexo II.

As tabelas 4.2 e 4.3 apresentam os resumos das frações granulométricas obtidas nos ensaios de granulometria com e sem defloculante, respectivamente.

Tabela 4.2 - Frações granulométricas para ensaios com defloculante.

Profundidade	Pedregulho(%)			Areia(%)			Silte (%)	Argila (%)	Classificação (USCS)
	Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
1,25	-	-	0,5	6,2	10,4	11,7	16,3	54,9	CL
2,75	-	0,2	0,9	11,4	17,2	25,3	35,7	9,2	CL
3,50	1,6	1,0	1,7	10,4	19,1	26,9	29,0	10,3	CL
4,50	-	-	3,0	4,9	13,9	27,9	29,6	20,7	CL
5,25	-	0,4	7,0	10,2	10,1	16,7	30,2	25,4	CL
5,75	-	2,2	2,5	7,5	9,6	16,6	33,1	28,4	CL
6,50	-	0,2	4,5	6,5	7,9	14,1	41,7	25,2	CL
7,15	-	-	0,4	1,1	3,9	11,2	61,4	22,0	CH
8,65	-	-	2,9	12,2	12,4	14,9	47,2	10,5	CL
Retroaterro	-	-	2,0	11,2	14,5	13,2	34,6	24,4	CL

Tabela 4.3 - Frações granulométricas para ensaios sem defloculante.

Profundidade	Pedregulho(%)			Areia(%)			Silte (%)	Argila (%)	Classificação (USCS)
	Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
1,25	-	-	0,5	8,1	14,9	28,3	48,2	-	CL
2,75	-	0,2	0,9	14,3	21,3	35,1	28,1	-	CL
3,50	1,6	1,0	1,7	11,2	20,2	34,0	30,4	-	CL
4,50	-	-	3,0	5,2	17,8	30,1	43,8	-	CL
5,25	-	0,4	7,0	11,3	13,3	20,9	47,1	-	CL
5,75	-	2,2	2,5	7,6	10,7	20,2	56,8	-	CL
6,50	-	0,2	4,5	6,8	10,9	26,1	51,5	-	CL
7,15	-	-	0,4	1,1	4,9	20,2	73,3	-	CH
8,65	-	-	2,9	13,0	14,2	19,7	50,2	-	CL

As figuras 4.6 (a) e (b) ilustram a variação das frações granulométricas com a profundidade para os ensaios de granulometria com e sem defloculante. A Figura 4.6 (c) mostra também o perfil determinado através da análise granulométrica. Observa-se na Figura 4.6 (b), pouca presença de partículas com fração argila. Isto indica que o solo natural deverá mostrar comportamento de solos areno siltosos.

A Tabela 4.4 mostra os limites de consistência dos materiais. Foram determinados os limites de consistência para as frações passantes na peneira #40 e na peneira #10 com o objetivo de avaliar as características físicas dos solos na condição natural de campo.

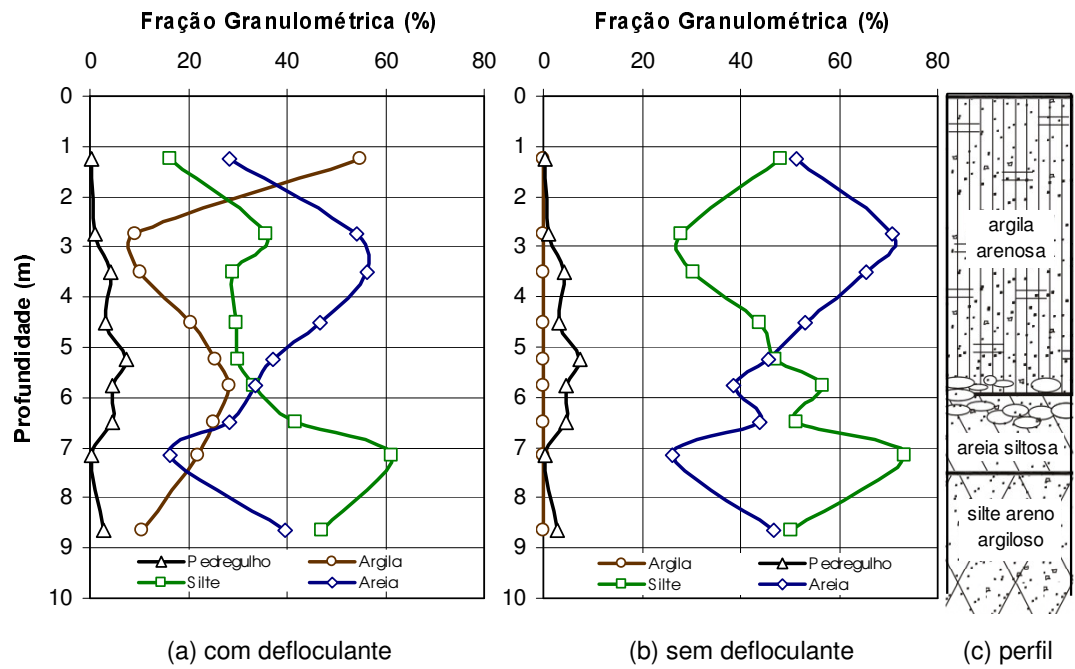


Figura 4.6 - Variação da fração granulométrica com a profundidade a partir de ensaios de granulometria.

Tabela 4.4 - Limites de consistência dos materiais.

Profundidade	Gs (g/cm ³)	Material que passa na peneira #10			Material que passa na peneira #40			At. Col.
		LL	LP	IP	LL	LP	IP	
1,25	2,68	34,7	20,8	13,9	39,9	25,7	14,2	0,26
2,75	2,80	28,6	17,6	10,9	30,5	22,4	8,1	0,88
3,5	2,72	28,2	21,6	6,6	30,0	22,9	7,1	0,79
4,5	2,73	30,6	22,6	8,0	31,4	25,9	5,5	0,39
5,25	2,72	30,9	19,9	11,0	34,4	22,4	12,0	0,32
5,75	2,74	33,1	21,2	11,9	35,3	22,0	13,3	0,29
6,5	2,75	33,4	21,0	12,4	37,0	24,7	12,2	0,32
7,15	2,81	51,4	24,4	27,0	53,9	29,8	24,0	0,37
8,65	2,66	41,9	24,3	17,6	49,5	30,2	19,3	0,78
Retroaterro	2,73	-----	-----	-----	43,8	24,1	19,7	0,33

Gs... densidade real dos grãos
IP.....índice de plasticidade
LP ... limite de plasticidade
At. Col.... atividade coloidal
LL ... limite de liquidez

As figuras 4.7 (a) e (b) ilustram a variação dos limites de consistência com a profundidade. A Figura 4.7 (c) mostra o perfil do terreno. Nota-se que de maneira geral não existe influência significativa do procedimento de ensaios na determinação da variação dos limites de Atterberg com a profundidade.

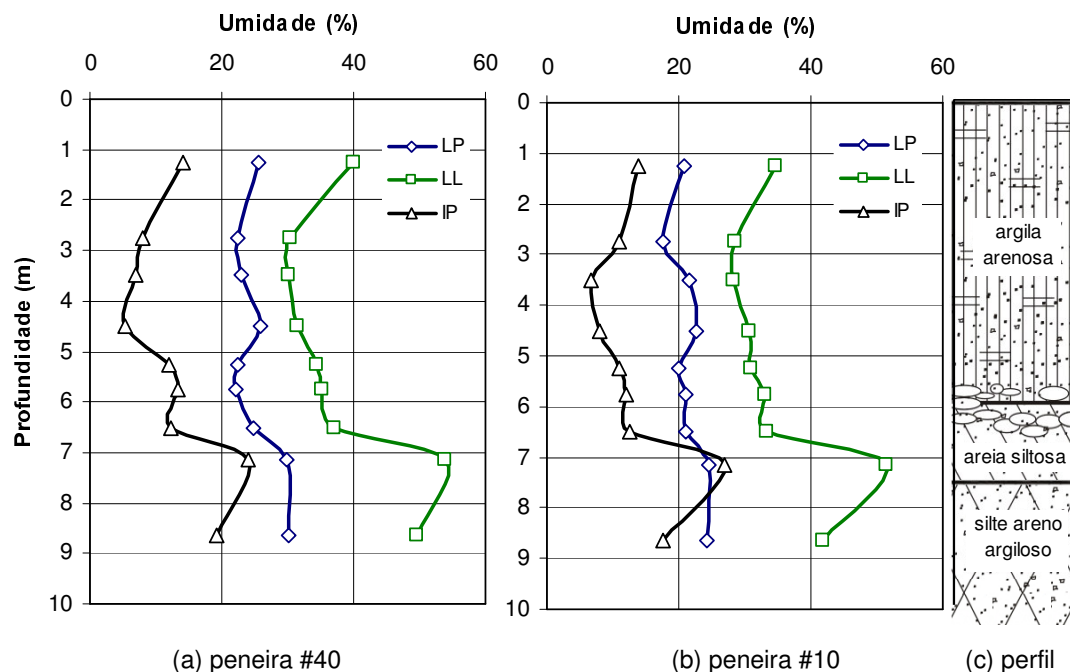


Figura 4.7 - Variação dos limites de consistência com a profundidade.

A Figura 4.8 ilustra a variação da densidade real dos grãos com a profundidade. Desta Figura nota-se um acréscimo da densidade real dos grãos nas camadas de solo mais arenosas ou siltosas.

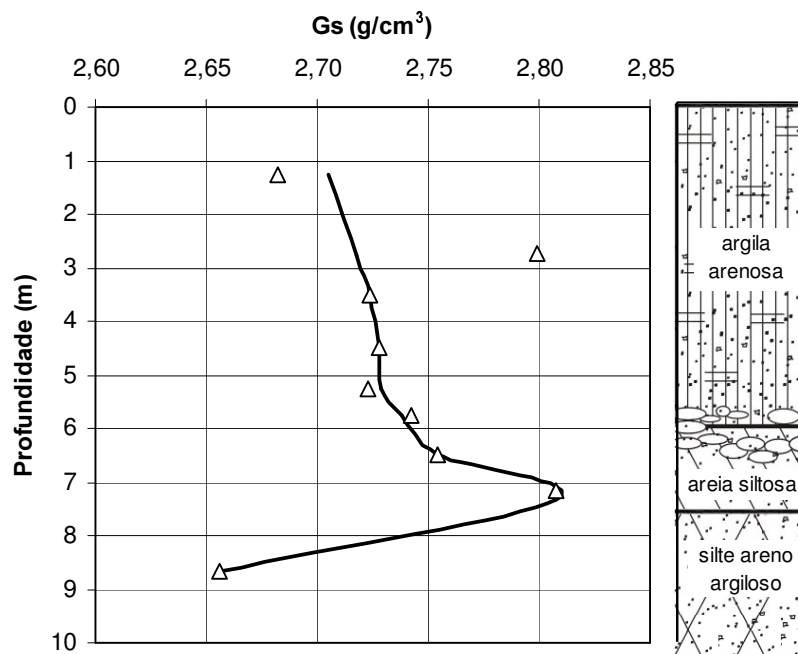


Figura 4.8 - Variação da densidade real dos grãos com a profundidade.

A Figura 4.9 ilustra a variação da atividade coloidal com a profundidade. A atividade coloidal indica a influência dos finos argilosos no comportamento do solo. Observa-se desta Figura uma maior atividade coloidal para as camadas de solo menos argilosas.

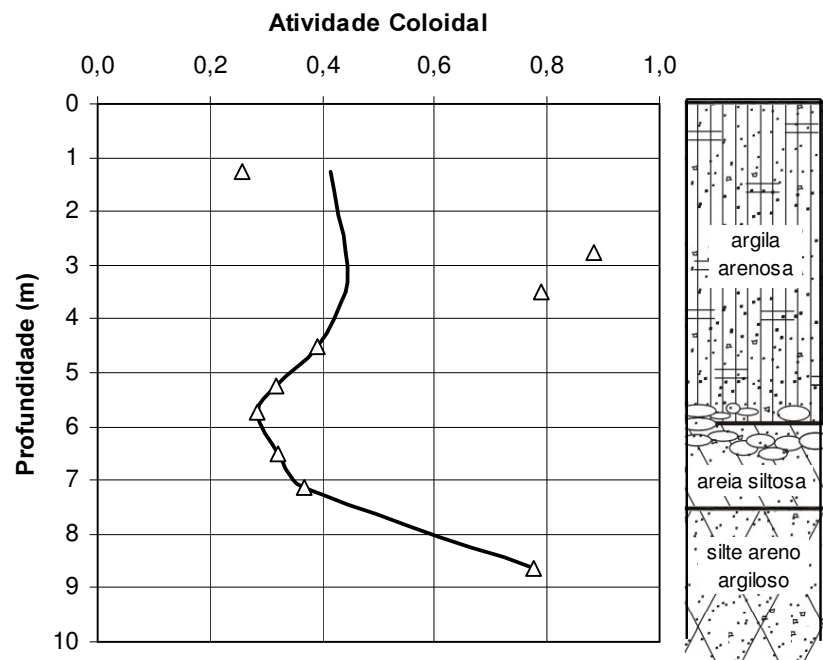


Figura 4.9 - Variação da atividade coloidal com a profundidade.

A Tabela 4.5 apresenta os valores médios dos pesos específico natural e saturado e os desvios para os diferentes materiais. Pode-se observar que o peso específico natural diminuiu com a profundidade, juntamente com seus desvios.

Tabela 4.5 - Valores de γ_{nat} e γ_{sat} para os diferentes materiais.

Solo	γ_{nat} (kN/m^3)			γ_{sat} (kN/m^3)		
	Média	Variância	Desvio padrão	Média	Variância	Desvio padrão
Argila arenosa ($< 5,9m$)	15,68	1,56	1,25	22,68	4,09	2,02
Areia siltosa ($5,9$ a $7,5m$)	15,64	1,58	1,26	22,28	2,02	1,42
Silte areno argiloso ($> 7,5m$)	15,20	0,22	0,46	22,57	3,73	1,93
Retroaterro	17,65	1,06	1,03	24,31	1,33	1,15

γ_{nat} ... peso específico natural

γ_{sat} ... peso específico saturado

4.6 Compactação

Foi realizado um ensaio completo de compactação, utilizando uma mistura dos solos: argila arenosa, areia fina siltosa e silte areno argiloso. Este ensaio foi realizado com objetivo de se obter as características físicas do solo para reaterro de montante do muro de arrimo. O procedimento de ensaio adotado seguiu as prescrições da norma NBR 7182/86 (ABNT 1986b) com energia do ensaio Proctor Normal.

4.6.1 Resultado do ensaio de compactação

A Figura 4.10 mostra a curva de compactação obtida para uma mistura dos solos do talude. A partir da condição ótima de umidade foram preparadas amostras de solo compactado para moldagem de corpos de prova para realização da caracterização mecânica do material.

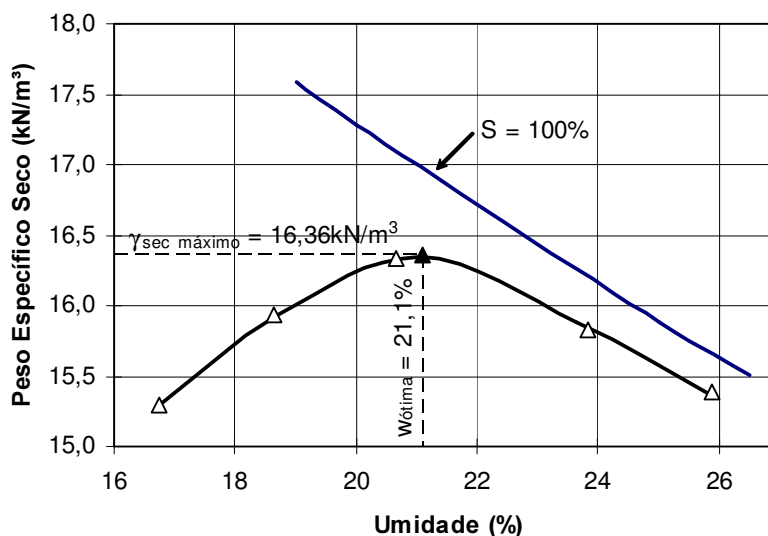


Figura 4.10 – Variação do peso específico seco com a umidade em ensaio de compactação na energia Proctor Normal.

4.7 Talude de estudo

A Figura 4.11 apresenta um perfil do talude analisado. Este perfil foi definido na região mais crítica da área de estudo, correspondente à seção AA' da Figura 4.4. O maciço neste local é formado por um solo residual com uma cobertura de colúvio e linha de seixo contendo três camadas representativas de solo.

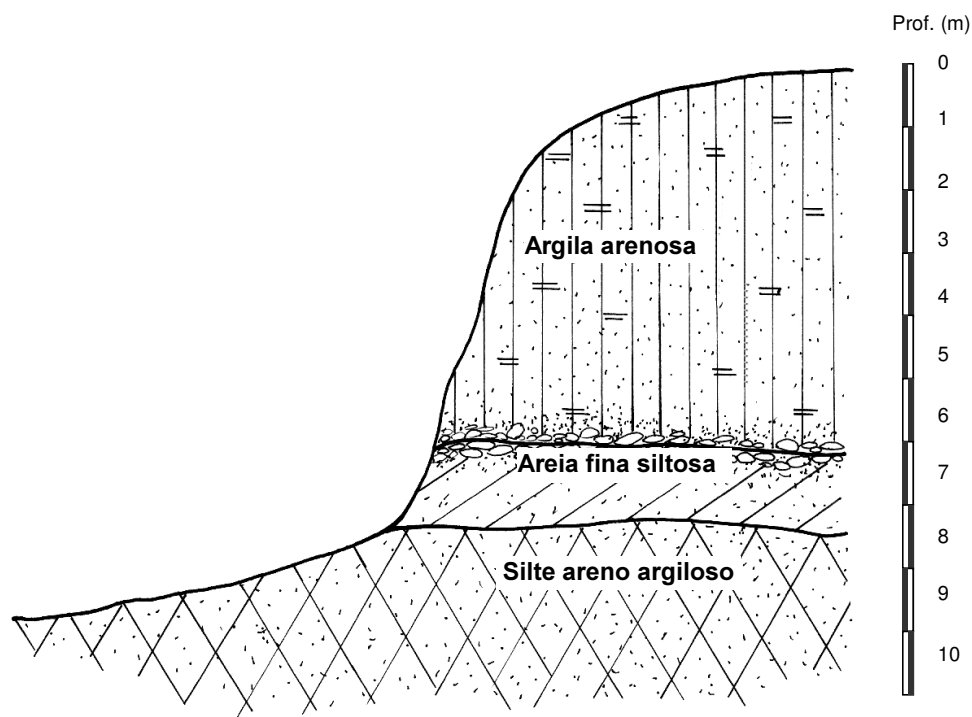


Figura 4.11 - Seção crítica da área de estudo e o perfil geológico.

4.8 Geometria do muro proposto

Para a estabilização do talude estudado foi considerado um muro de peso de seção trapezoidal mostrado na, Figura 4.12. A superfície do terreno foi considerada horizontal e plana. A sobrecarga e a presença d'água no maciço de montante foram desconsideradas. As interfaces entre as camadas de solo são horizontais e planas. O corte no terreno natural é plano.

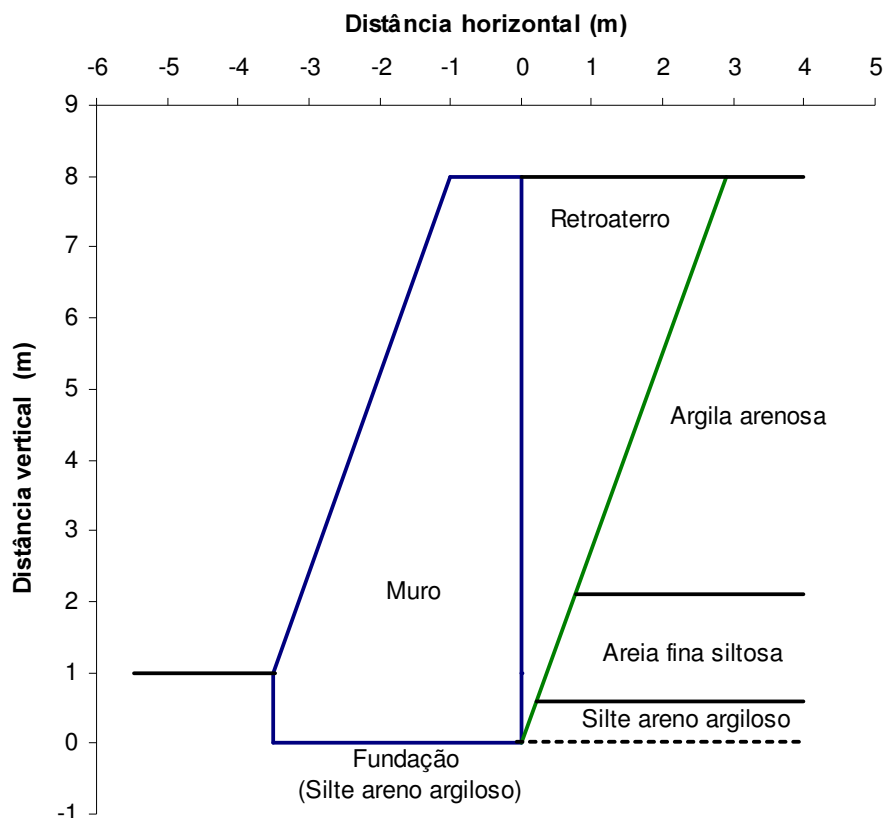


Figura 4.12 - Geometria do muro proposto.

4.9 Considerações finais

Destaca-se que o levantamento preliminar da área foi um importante instrumento para identificação da área de estudo e definição do programa experimental.

Considerando as condições críticas de estabilidade do talude e que área de estudo está localizada em região urbana com expressiva densidade populacional, é fundamental um estudo de alternativas para a estabilização do talude.

Capítulo 5 – PROGRAMA EXPERIMENTAL E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Introdução

Os parâmetros dos solos, determinados nos ensaios de laboratório são considerados representativos da condição do maciço natural no campo. No entanto, faz-se necessária a determinação das variações dos parâmetros dos solos a fim de se estabelecer a confiabilidade e probabilidade de ruptura de estruturas de contenções.

Neste sentido foi definido um programa experimental de campo e de laboratório para determinação das características dos materiais constituintes do talude estudado e suas variações. O programa é constituído de ensaios para caracterização geomecânica dos solos.

A caracterização geomecânica teve como objetivo a determinação dos parâmetros de resistência dos materiais. Adicionalmente foram realizados ensaios de compressão oedométrica para determinação das características de compressibilidade, tensões de pré-adensamento e permeabilidade dos solos. Estes parâmetros são auxiliares na identificação dos solos do talude.

A definição da quantidade de ensaios no programa experimental visou à determinação da variabilidade dos parâmetros necessários para o caso de estudo. O programa experimental foi dividido em quatro fases:

- reconhecimento da área com um levantamento preliminar dos tipos de solos, através de uma identificação tátil-visual e coleta de amostras deformadas;
- no laboratório as amostras foram submetidas à caracterização física completa e posteriormente foram agrupadas segundo a similaridade das distribuições granulométricas. A partir deste agrupamento foram identificadas três camadas representativas para realização dos ensaios de resistência;
- coleta de amostras indeformadas nas três camadas representativas do perfil;
- realização dos ensaios de caracterização geomecânicos dos solos em laboratório.

5.2 Prospecções de campo e amostragem

A prospecção de campo constituiu-se a priori no reconhecimento da área e na realização de uma avaliação preliminar dos tipos de solos encontrados no talude. Após a identificação dos diferentes tipos de solos do talude, foram selecionadas três camadas para coleta de amostras indeformadas, Figura 5.1.



Figura 5.1 - Localização no talude de retirada das amostras.

As amostras indeformadas foram destinadas para a determinação das características mecânicas dos materiais. As amostras foram retiradas com a utilização de moldes de PVC ou metal inoxidáveis diretamente no talude no campo ou em bloco no laboratório. A Figura 5.2 ilustra o procedimento de moldagem dos corpos de prova para compressão triaxial, cisalhamento direto, compressão oedométrica e o procedimento para o condicionamento de um corpo de prova cilíndrico realizados no campo. Este mesmo procedimento foi adotado para moldagem dos corpos de prova no laboratório a partir do bloco de solo indeformado

coletado no campo (Figura 5.3) retirado da camada de areia fina siltosa. Após a moldagem, os copos de prova foram levados para câmara úmida localizada no Laboratório de Geotecnia da UENF.



(a) Moldagem com amostrador cilíndrico de PVC para ensaios de compressão triaxial.



(b) Moldagem com amostrador quadrado de alumínio para ensaios de cisalhamento direto.



(c) Moldagem com amostrador cilíndrico de aço para ensaios de compressão oedométrica.



(d) Condicionamento com filme PVC e parafina.

Figura 5.2 - Moldagem de corpos de provas no campo e condicionamento das amostras.



(a) Moldagem do bloco no terreno.



(b) Condicionamento com tela e parafina.

Figura 5.3 - Bloco de solo indeformado coletado no campo.

5.3 Procedimentos de ensaios e características dos corpos de prova

A seguir apresentam-se os procedimentos de ensaios adotados no programa experimental e as características dos corpos de prova utilizados nos ensaios de resistência e compressibilidade.

5.3.1 Compressão triaxial

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados em corpos de prova cilíndricos de 7,54 cm de altura e 3,46 cm de diâmetro. A Tabela 5.1 mostra a quantidade e as tensões de confinamento utilizado nos ensaios executados em cada material.

Tabela 5.1 - Resumo dos ensaios de compressão triaxial.

Tipo de ensaio	Camada	Quantidade	Tensão σ_c (kPa)
Consolidado isotropicamente drenado - CID	Argila arenosa	9	50; 75; 85; 100; 150; 170; 220; 260; 300
	Silte areno argiloso	4	85; 170; 220; 260
Consolidado isotropicamente não drenado - CIU	Areia fina siltosa	9	50; 75; 85; 100; 150; 170; 220; 260; 300
	Silte areno argiloso	5	50; 75; 100; 150; 300
	Retroaterro	5	50; 100; 150; 220; 300

A Tabela 5.2 apresenta as características dos corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão triaxial.

Tabela 5.2 - Características dos corpos de prova dos ensaios triaxiais.

Solo	Tipo de ensaio	Tensão σ_3 (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	W_{nat} (%)	e_o	S(%)	B
Argila arenosa	CID	50	16,67	22,57	17,17	0,870	52,0	0,99
	CID	75	15,20	24,22	11,74	0,956	33,0	0,97
	CID	85	16,04	23,60	19,74	0,986	53,0	0,98
	CID	100	16,71	23,40	22,35	0,947	63,0	0,99
	CID	150	16,23	23,66	10,14	0,805	33,0	0,97
	CID	170	16,22	24,73	12,74	0,849	40,0	0,99
	CID	220	16,88	24,39	19,73	0,887	59,0	0,99
	CID	260	16,40	24,14	15,99	0,881	48,0	0,98
	CID	300	15,81	24,10	11,99	0,884	36,0	0,97
Areia fina siltosa	CIU	50	15,45	22,31	19,18	1,168	46,0	0,97
	CIU	75	15,80	23,38	18,58	1,127	49,0	0,97
	CIU	85	16,86	22,69	17,17	0,952	51,0	0,98
	CIU	100	17,77	22,28	19,77	0,894	62,0	0,98
	CIU	150	15,98	22,52	17,77	1,071	47,0	0,97
	CIU	170	15,95	22,84	19,86	1,112	50,0	0,97
	CIU	220	17,48	23,08	19,35	0,918	59,0	0,97
	CIU	260	15,65	22,63	19,43	1,144	48,0	0,97
	CIU	300	16,10	22,62	19,37	1,083	50,0	0,98
Silte areno argiloso	CIU	50	14,43	23,21	17,30	1,162	40,0	0,97
	CIU	75	15,69	24,84	17,30	0,988	47,0	0,97
	CID	85	15,04	24,39	19,11	1,107	46,0	0,99
	CIU	100	14,99	22,96	18,15	1,097	44,0	0,98
	CIU	150	15,54	23,57	21,00	1,072	52,0	0,98
	CID	170	14,57	23,30	18,69	1,166	43,0	0,98
	CID	220	14,98	24,65	18,62	1,106	45,0	0,99
	CID	260	14,95	23,10	18,91	1,116	45,0	0,97
	CIU	300	15,00	23,49	19,85	1,125	47,0	0,98
Retroaterro	CIU	50	19,00	25,73	20,83	0,691	80,0	0,99
	CIU	100	18,56	25,77	17,71	0,687	69,0	0,99
	CIU	150	17,34	24,44	20,04	0,842	63,0	0,99
	CIU	220	18,66	25,51	20,27	0,715	75,0	0,99
	CIU	300	18,34	25,24	20,35	0,746	73,0	0,99

σ_3 ... tensão normal

W_{nat} ...umidade natural inicial

S.....*grau de saturação*

γ_{nat} ... peso específico natural

e_o ... índice de vazios inicial

Gs... densidade real dos grãos

γ_{sat} ... peso específico saturado

B ... parâmetro B de Skempton

Para a execução dos ensaios de compressão triaxial foi utilizada prensa Ronald Top, e sistema de aplicação de pressão por ar-comprimado da Wykeham-Farrance (Figura 5.4).

A extração dos corpos de prova se fez através do corte longitudinal do porta-amostra.

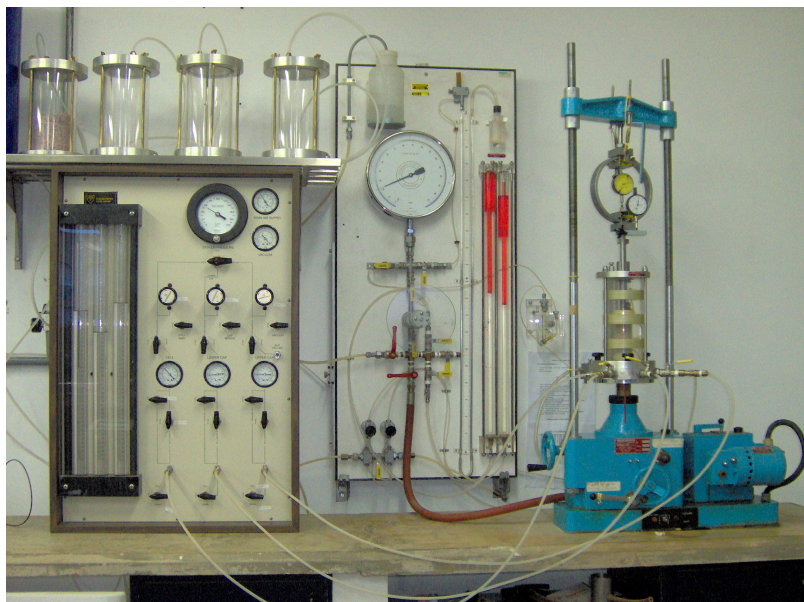


Figura 5.4 - Prensa Ronald Top, o sistema de aplicação de pressão é por ar-comprimado da Wykeham-Farrance.

A saturação foi realizada através da percolação d'água entre estágios sucessivos de aumento da pressão da câmara triaxial, realizada através da aplicação de um gradiente de pressão entre o topo e a base igual a 20kPa. Após percolação de um volume de água igual a duas vezes o volume do corpo de prova fez-se a determinação do parâmetro B de Skempton. O corpo de prova foi considerado saturado quando o valor do parâmetro B era igual ou superior a 0,97.

O adensamento foi feito de forma isotrópica aplicando-se a tensão de confinamento e esperando-se a equalização da poro pressão no interior do corpo de prova.

O cisalhamento foi realizado sob condições de deformação controlada com velocidade de cisalhamento igual a 0,061 mm/minuto. A determinação da velocidade de cisalhamento foi feita segundo Bishop e Henkel (1962).

A medição das pressões foi feita em manômetro com constante igual a 10 kN/m² por divisão. Utilizou-se um *null indicator* instalado imediatamente antes do manômetro para minimizar o efeito da dilatação dos dutos (Head, 1986).

A medição da carga vertical durante o cisalhamento foi feita através de um anel dinamométrico, externo à câmara triaxial, com constante igual a 0,01 mm/divisão.

A deformação axial do corpo de prova durante o cisalhamento foi determinada através da medida do deslocamento vertical com extensômetro com constante igual a 0,002 mm/divisão.

Fez-se a determinação dos teores de umidade do corpo de prova no estado natural inicial e após ensaio.

5.3.2 Cisalhamento direto

Os ensaios foram realizados em corpos de prova prismáticos com seção horizontal quadrada de lado igual a 10,02 cm e altura igual a 2,8 cm. A Tabela 5.3 mostra a quantidade e as tensões verticais iniciais utilizadas nos ensaios executados em cada material.

Tabela 5.3 - Resumo dos ensaios de cisalhamento direto.

Ensaio	Camada	Quantidade	Tensão σ_n (kPa)
Cisalhamento direto	Argila arenosa	9	{ 57,6; 86,3; 115,0; 143,7; 172,3; 201,0; 229,7; 267,9; 344,4
	Areia fina siltosa	9	
	Silte areno argiloso	9	
	Retroaterro	9	

A Tabela 5.4 apresenta as características dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

Para a execução dos ensaios foi utilizada uma prensa Wykeham-Farrance adaptada para o ensaio de cisalhamento direto com reversão (Figura 5.5).

A extração dos corpos de prova foi feita com extrator manual.

A saturação dos corpos de prova foi feita por imersão em água por um período mínimo de 24h. Após a saturação fez-se o adensamento aplicando-se a tensão vertical em um único estágio e esperando-se a estabilização das deformações verticais do corpo de prova.

O cisalhamento dos corpos de prova foi feito sob deformação controlada com velocidade de 0,43 mm/minuto, executada sob condições drenadas.

A medição da deformação vertical e deslocamento horizontal foi feita com extensômetro com constante igual a 0,002 mm/divisão. A medição da carga de

Tabela 5.4 - Características dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto.

Solo	Tensão σ_v (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	W _{nat} (%)	e _o	S(%)
Argila arenosa	57,6	12,60	20,62	13,8	1,335	30,9
	86,3	12,54	21,05	13,5	1,471	27,5
	115,0	15,45	23,55	14,0	1,015	41,3
	143,7	15,11	23,43	12,5	1,034	36,3
	172,3	14,51	22,64	14,9	1,310	34,1
	201,0	15,58	23,23	17,8	1,231	43,4
	229,7	17,19	24,02	22,6	1,084	62,4
	267,9	17,31	24,31	21,0	1,063	59,3
	344,4	15,51	23,17	17,8	1,219	43,8
Areia fina siltosa	57,6	15,07	23,34	13,0	1,217	32,0
	86,3	14,72	23,31	10,5	1,217	26,0
	115,0	15,40	23,68	12,5	1,160	32,3
	143,7	12,55	21,21	11,8	1,645	21,5
	172,3	14,46	22,84	12,6	1,313	28,8
	201,0	14,60	22,96	12,6	1,277	29,7
	229,7	15,30	23,34	14,7	1,199	36,7
	267,9	14,42	22,84	12,1	1,285	28,2
	344,4	14,26	22,57	13,5	1,348	30,0
Silte areno argiloso	57,6	15,66	23,20	18,6	1,219	45,9
	86,3	15,41	22,78	19,7	1,468	40,3
	86,3	15,10	22,30	20,6	1,283	48,1
	115,0	14,38	22,20	17,8	1,439	37,2
	143,7	15,18	22,86	18,1	1,291	42,0
	172,3	15,21	22,83	18,6	1,302	42,9
	201,0	15,14	22,61	20,0	1,336	45,0
	229,7	16,07	23,63	17,9	1,170	45,9
	267,9	15,89	23,01	22,1	1,269	52,4
344,4	15,46	23,25	16,6	1,236	40,4	
Retroaterro	57,6	16,77	23,22	26,7	1,225	65,5
	86,3	18,22	24,33	27,2	1,053	77,4
	115,0	15,76	22,43	26,8	1,367	58,8
	143,7	16,38	22,99	26,1	1,265	61,9
	172,3	17,51	23,80	26,9	1,131	71,3
	201,0	17,59	23,95	26,1	1,109	70,6
	229,7	18,32	24,76	28,4	0,993	73,0
	267,9	17,37	24,06	23,6	1,092	64,8
	344,4	16,54	23,40	23,4	1,109	70,6
σ_v ... tensão vertical		γ_{nat} ... peso específico natural		γ_{sat} ... peso específico saturado		
w _{nat} ... umidade natural inicial		e _o ... índice de vazios inicial		Gs... densidade real dos grãos		
S..... grau de saturação						

cisalhamento foi feita com anel dinamométrico com constante igual a 0,002 mm/divisão.

Fez-se a determinação dos teores de umidade dos corpos de prova no estado natural inicial e após ensaio.



Figura 5.5 - Prensa Wykeham-Farrance adaptada para o ensaio de cisalhamento direto com reversão.

5.3.3 Compressão oedométrica

Os ensaios de compressão oedométrica seguiram as recomendações prescritas na norma MB 3336/90 (ABNT, 1990).

Para a realização dos ensaios foram utilizados corpos de prova cilíndricos com diâmetro igual a 4,99 cm e altura igual a 1.91cm, obedecendo à relação entre a altura e o diâmetro menor que 0,4 (Lambe e Whitman, 1979), visando à diminuição dos efeitos de atrito entre o corpo de prova e as paredes do anel metálico.

A extração dos corpos de prova do amostrador foi feita manualmente.

A Tabela 5.5 apresenta as características dos corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão oedométrica.

Tabela 5.5 - Características dos corpos de prova dos ensaios de compressão oedométrica.

Solo	Tensão Aplicada (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	w _o (%)	e _o	S(%)
Argila arenosa	6,3; 12,5; 25; 50; 100; 200; 400; 800; 400; 100; 25; 6,3	16,06	18,70	17,0	0,990	46,90
		15,62	18,54	15,9	1,027	42,29
		15,69	18,25	20,6	1,098	51,12
Areia fina siltosa	6,3; 12,5; 25; 50; 100; 200; 400; 800; 400; 200; 50; 12,5; 6,3	16,98	19,22	17,7	0,919	53,21
		17,32	19,29	19,1	0,904	58,60
		16,29	18,83	17,9	1,003	49,30
Silte areno argiloso	6,3; 12,5; 25; 50; 100; 200; 400; 800; 1600; 3200; 800; 200; 50; 6,3	14,59	17,83	16,1	1,114	38,40
		15,36	18,23	16,4	1,012	43,07
		15,77	18,27	18,9	1,002	50,09

γ_{nat} ... peso específico natural
 e_o ... índice de vazios inicial
 γ_{sat} ... peso específico saturado
 S grau de saturação
 w_o . umidade natural inicial
 G_s ... densidade real dos grãos

Os ensaios de compressão oedométrica foram realizados em prensa Wykeham-Farrance (Figura 5.6).



Figura 5.6 - Prensa Wykeham-Farrance utilizada no ensaio de compressão oedométrica.

A determinação das deformações axiais do corpo de prova foi feita através da medida do deslocamento vertical com extensômetro com constante igual a 0,01 mm/divisão.

O carregamento foi feito em etapas. Em cada etapa de carregamento fez-se a medida das deformações axiais do corpo de prova durante um período de tempo igual a 24 horas. Após conclusão da fase de carregamento, fez-se o descarregamento, também em etapas. O tempo para estabilização das deformações no descarregamento em cada etapa foi de 8h.

Fez-se a determinação dos teores de umidade dos corpos de prova no estado natural inicial e após ensaio.

5.4 Resultado dos ensaios

São apresentados a seguir os resultados dos ensaios descritos no programa experimental.

5.4.1 Compressão triaxial

No Anexo III são apresentadas as curvas de tensão desviadora vs. deformação axial, deformação volumétrica vs. deformação axial ou poropressão vs. deformação axial obtidas nos ensaios de compressão triaxial. São apresentadas, também no Anexo AIII, as trajetórias de tensões totais e efetivas dos ensaios. Para melhor visualização os resultados são apresentados em três grupos de ensaios. Para cada grupo selecionaram-se três ensaios com níveis de tensão σ_3 : baixo, médio e alto.

As figuras 5.7 a 5.9 apresentam as envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de compressão triaxial. São apresentadas as envoltórias de Mohr-Coulomb interpoladas pelos pontos de ruptura definida pelas curvas tensão desviadora vs. deformação axial. A partir dos valores de a' e α' interpolados foram determinados os valores dos parâmetros efetivos coesão c' e ângulo de atrito ϕ' através das expressões $c' = a' / \cos \alpha'$ e $\tan \phi' = \tan \alpha'$ (Lambe e Whitman, 1979). Vale destacar que c' é definido pela interseção com o eixo das tensões cisalhantes τ de uma envoltória de ruptura linear, com inclinação ϕ' com a horizontal.

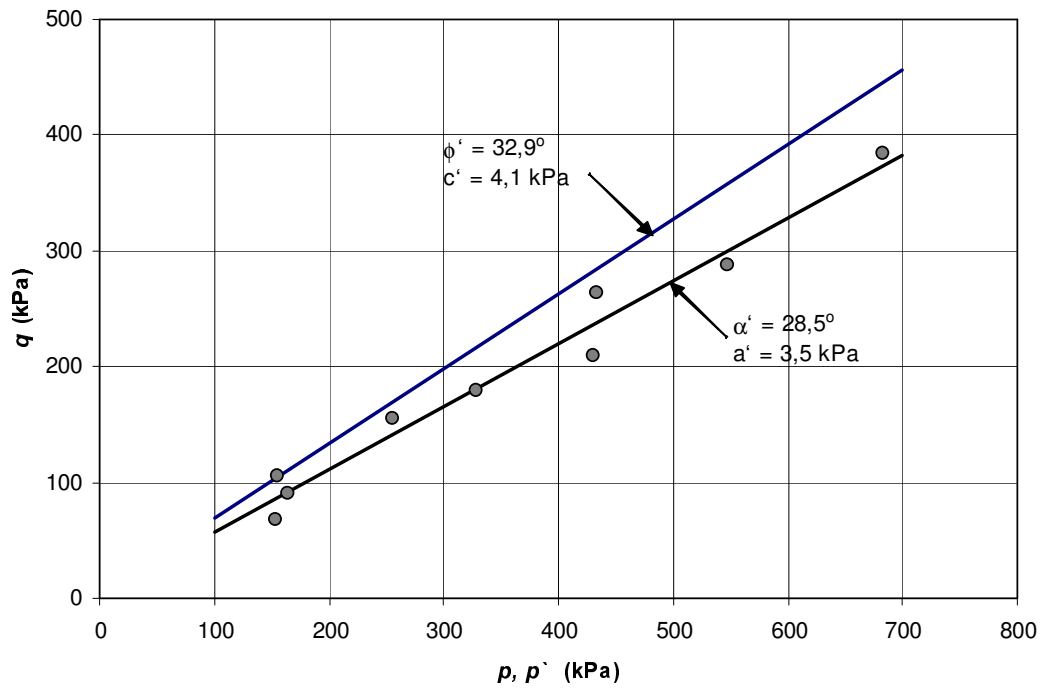


Figura 5.7 - Envoltórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo argilo arenoso.

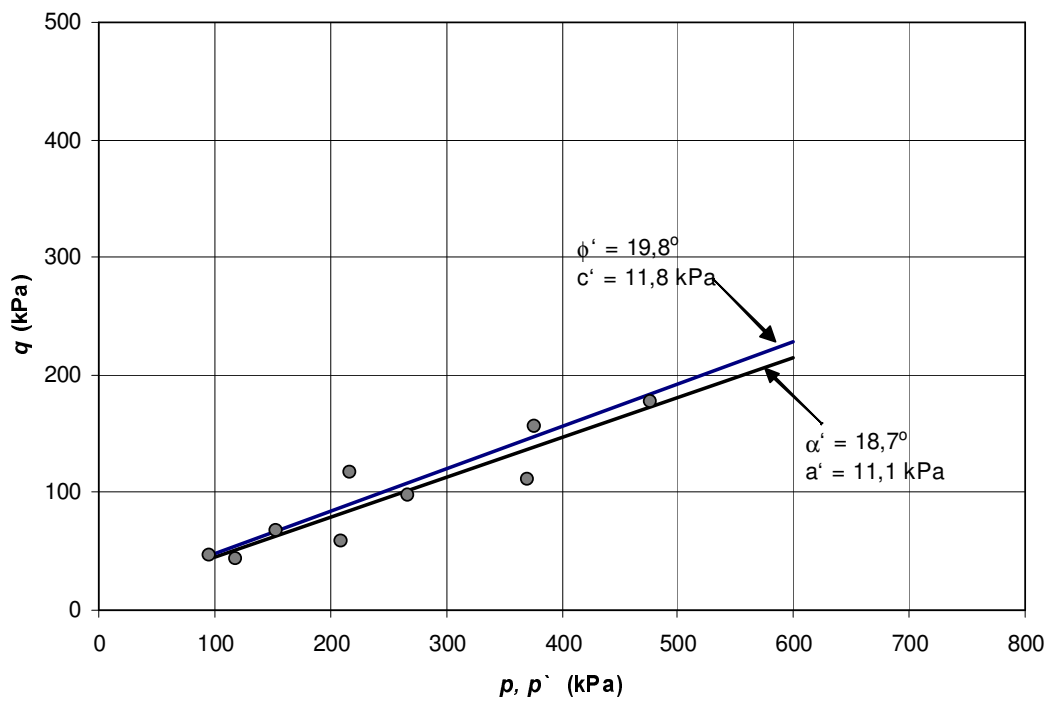


Figura 5.8 - Envoltórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo areia fina siltosa.

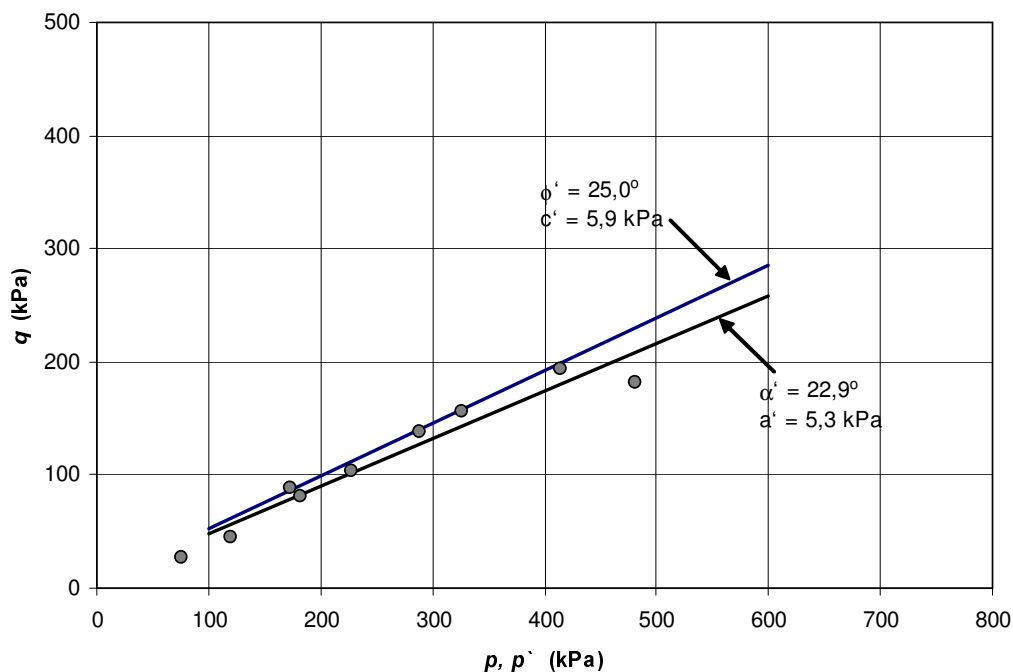


Figura 5.9 - Envoltórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo silte areno argiloso.

Na Tabela 5.6 são apresentados os valores médios dos valores do intercepto da reta de regressão linear a' , da inclinação da reta de regressão linear α' , da coesão efetiva c' e do ângulo de atrito efetivo ϕ' juntamente com seus desvios padrões e variâncias. Estes valores foram obtidos através da geração de envoltórias de ruptura combinando-se aleatoriamente diferentes resultados de ensaio. São adotadas combinações de dois ou três ensaios considerando-se sempre que a diferença entre as tensões σ_3 de cada ensaio é maior que 50 kPa. Este procedimento garante que os valores do intercepto da reta de regressão linear a' , da inclinação da reta de regressão linear α' , da coesão efetiva c' e do ângulo de atrito efetivo ϕ' sejam pouco afetados por erros sistemáticos dos ensaios. Destaca-se que foi imposto na regressão linear dos pontos de ruptura em cada combinação valor mínimo da coesão efetiva c' e do intercepto da reta de regressão linear a' iguais a zero.

A Tabela 5.7 apresenta os valores do intercepto da reta de regressão linear a' , da inclinação da reta de regressão linear α' , da coesão efetiva c' e do ângulo de atrito efetivo ϕ' obtidos através das expressões descritas por Lima (1991), item 3.8.2.

Tabela 5.6 - Valores de a' , α' , c' e ϕ' para combinações de tensões.

Solo	a' (kPa)			α' (graus)		
	Média	Variância	Desvio padrão	Média	Variância	Desvio padrão
Argila arenosa ($< 5,9m$)	9,35	175,0	13,2	27,92	7,31	2,70
Areia fina siltosa ($5,9$ a $7,5m$)	15,99	340,4	18,4	17,90	27,28	5,22
Silte areno argiloso ($>7,5m$)	7,60	216,2	14,7	22,98	13,94	3,73
Retroaterro	6,47	33,5	5,8	30,65	6,26	2,50

Solo	c' (kPa)			ϕ' (graus)		
	Média	Variância	Desvio padrão	Média	Variância	Desvio padrão
Argila arenosa ($< 5,9m$)	10,69	221,60	14,89	32,16	18,65	4,32
Areia fina siltosa ($5,9$ a $7,5m$)	16,55	355,69	18,86	19,12	38,85	6,23
Silte areno argiloso ($>7,5m$)	8,03	233,40	15,28	25,28	22,80	4,77
Retroaterro	7,84	45,98	6,78	36,49	18,30	4,28

a' ... intercepto da reta de regressão linear
 c' ... coesão efetiva
 α' ... inclinação da reta de regressão linear
 ϕ' ... ângulo de atrito efetivo

Tabela 5.7 - Valores de a' , α' , c' e ϕ' segundo as expressões de Lima (1991).

Solo	a' (kPa)			α' (graus)		
	Média	Variância	Desvio padrão	Média	Variância	Desvio padrão
Argila arenosa ($< 5,9m$)	3,48	186,99	13,67	28,48	3,98	1,99
Areia fina siltosa ($5,9$ a $7,5m$)	11,11	225,96	15,03	18,72	9,32	3,05
Silte areno argiloso ($>7,5m$)	5,31	124,23	11,15	22,87	5,04	2,25
Retroaterro	5,90	5,34	2,31	30,97	0,58	0,76

Solo	c' (kPa)			ϕ' (graus)		
	Média	Variância	Desvio padrão	Média	Variância	Desvio padrão
Argila arenosa ($< 5,9m$)	4,14	265,00	16,28	32,86	11,31	3,36
Areia fina siltosa ($5,9$ a $7,5m$)	11,81	255,33	15,98	19,81	13,43	3,66
Silte areno argiloso ($>7,5m$)	5,86	151,14	12,29	24,95	9,07	3,01
Retroaterro	7,38	8,35	2,89	36,88	2,23	1,49

a' ... intercepto da reta de regressão linear
 c' ... coesão efetiva
 α' ... inclinação da reta de regressão linear
 ϕ' ... ângulo de atrito efetivo

5.4.2 Cisalhamento direto

No Anexo IV são apresentadas as curvas de resistência ao cisalhamento vs. deslocamento horizontal e deslocamento vertical vs. deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto.

Nas figuras 5.10 a 5.12 estão representadas as envoltórias de ruptura obtidas através da interpolação dos pontos de ruptura obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

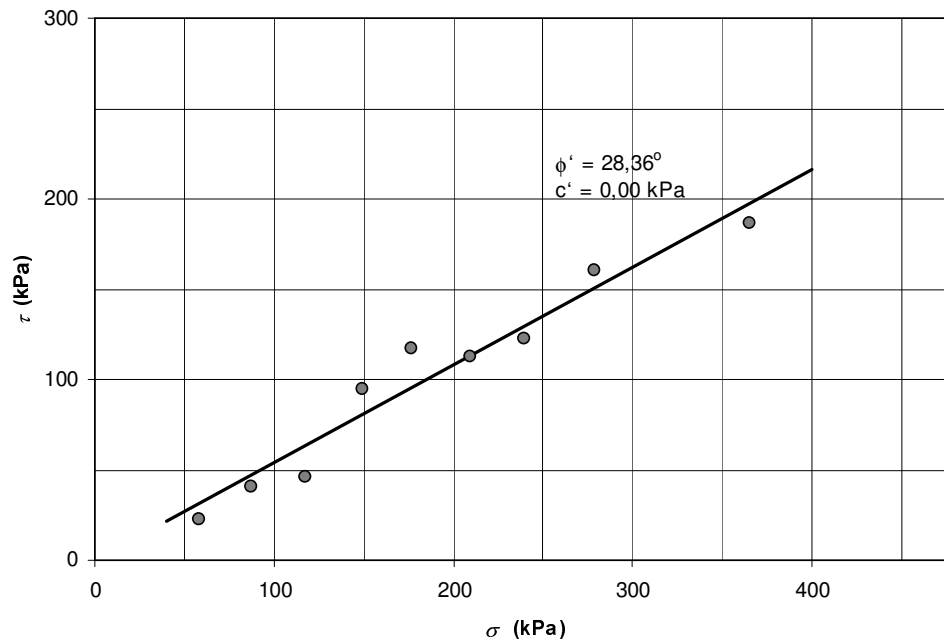


Figura 5.10 - Envoltórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo argilo arenoso, ensaios de cisalhamento direto.

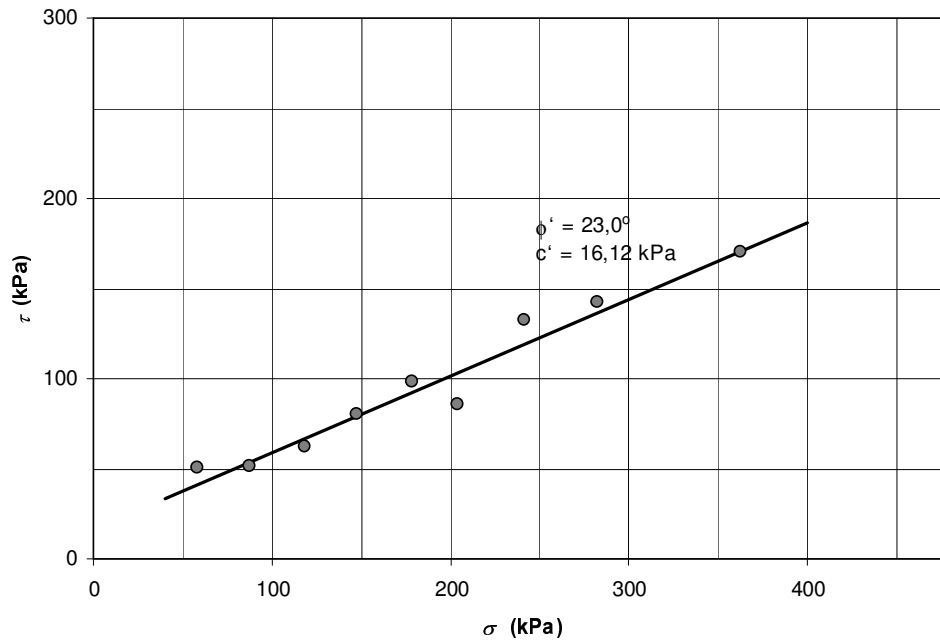


Figura 5.11 - Envolvórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo areia fina siltosa, ensaios de cisalhamento direto.

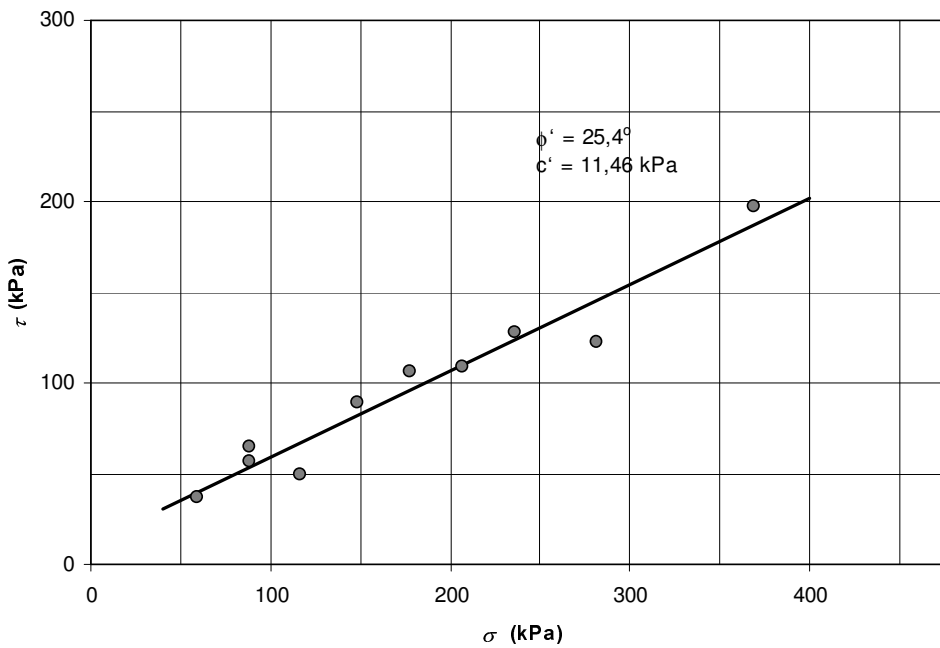


Figura 5.12-Envolvórias de ruptura Mohr-Coulomb do solo silte areno argiloso, ensaios de cisalhamento direto.

5.4.3 Compressão oedométrica

Os resultados dos ensaios de compressão oedométrica são apresentados no Anexo V. Os resultados se constituem das variações do índice de vazios e , do coeficiente de consolidação c_v , do coeficiente de permeabilidade k e do coeficiente de variação volumétrica m_v vs. tensão efetiva σ' .

As tabelas 5.10 a 5.12 apresentam os valores médios e desvio padrão do coeficiente de consolidação c_v , do coeficiente de variação volumétrica m_v e do coeficiente de permeabilidade k para cada tipo do solo, respectivamente.

Tabela 5.10 - Valores do coeficiente de adensamento.

Solo	c_v (cm ² /s)			
	Tensão vertical	$5 \geq \sigma_v > 25 \text{ kPa}$	$25 \geq \sigma_v > 200 \text{ kPa}$	$200 \geq \sigma_v > 800 \text{ kPa}$
Argila arenosa ($< 5,9\text{m}$)	Média	$6,08 \times 10^{-2}$	$4,39 \times 10^{-2}$	$3,08 \times 10^{-2}$
	Desvio padrão	$0,54 \times 10^{-2}$	$0,54 \times 10^{-2}$	$0,50 \times 10^{-2}$
Areia fina siltosa ($5,9 \text{ a } 7,5\text{m}$)	Média	$6,69 \times 10^{-2}$	$5,10 \times 10^{-2}$	$3,49 \times 10^{-2}$
	Desvio padrão	$0,56 \times 10^{-2}$	$0,63 \times 10^{-2}$	$0,60 \times 10^{-2}$
Silte areno argiloso ($> 7,5\text{m}$)	Média	$6,11 \times 10^{-2}$	$4,41 \times 10^{-2}$	$2,76 \times 10^{-2}$
	Desvio padrão	$1,46 \times 10^{-2}$	$0,69 \times 10^{-2}$	$0,94 \times 10^{-2}$

Tabela 5.11 - Valores do coeficiente de variação volumétrica.

Solo	m_v (1/kPa)			
	Tensão vertical	$5 \geq \sigma_v > 25 \text{ kPa}$	$25 \geq \sigma_v > 200 \text{ kPa}$	$200 \geq \sigma_v > 800 \text{ kPa}$
Argila arenosa ($< 5,9\text{m}$)	Média	$5,84 \times 10^{-4}$	$2,41 \times 10^{-4}$	$1,83 \times 10^{-4}$
	Desvio padrão	$2,97 \times 10^{-4}$	$2,27 \times 10^{-4}$	$2,26 \times 10^{-4}$
Areia fina siltosa ($5,9 \text{ a } 7,5\text{m}$)	Média	$3,80 \times 10^{-4}$	$0,93 \times 10^{-4}$	$0,77 \times 10^{-4}$
	Desvio padrão	$1,04 \times 10^{-4}$	$0,37 \times 10^{-4}$	$0,34 \times 10^{-4}$
Silte areno argiloso ($> 7,5\text{m}$)	Média	$1,89 \times 10^{-4}$	$1,09 \times 10^{-4}$	$0,97 \times 10^{-4}$
	Desvio padrão	$0,59 \times 10^{-4}$	$0,33 \times 10^{-4}$	$0,24 \times 10^{-4}$

Tabela 5.12 - Valores do coeficiente de permeabilidade.

Solo	k (cm/s)			
	Tensão vertical	$5 \geq \sigma_v > 25 \text{ kPa}$	$25 \geq \sigma_v > 200 \text{ kPa}$	$200 \geq \sigma_v > 800 \text{ kPa}$
Argila arenosa ($< 5,9\text{m}$)	Média	$3,42 \times 10^{-6}$	$1,64 \times 10^{-6}$	$1,11 \times 10^{-6}$
	Desvio padrão	$1,69 \times 10^{-6}$	$1,68 \times 10^{-6}$	$1,58 \times 10^{-6}$
Areia fina siltosa ($5,9 \text{ a } 7,5\text{m}$)	Média	$1,64 \times 10^{-6}$	$0,47 \times 10^{-6}$	$0,35 \times 10^{-6}$
	Desvio padrão	$0,52 \times 10^{-6}$	$0,21 \times 10^{-6}$	$0,20 \times 10^{-6}$
Silte areno argiloso ($> 7,5\text{m}$)	Média	$0,57 \times 10^{-6}$	$0,36 \times 10^{-6}$	$0,26 \times 10^{-6}$
	Desvio padrão	$0,19 \times 10^{-6}$	$0,07 \times 10^{-6}$	$0,09 \times 10^{-6}$

Dos valores apresentados nas tabelas 5.10 a 5.12 nota-se que os valores médios do coeficiente de consolidação c_v , do coeficiente de variação volumétrica m_v

e do coeficiente de permeabilidade k reduzem para nível de tensão σ_v maior que 200kPa. No entanto o desvio padrão não sofre grandes variações, em geral.

A Tabela 5.13 apresenta os valores médios e desvio padrão do coeficiente de compressão C_c e do grau de sobreconsolidação OCR , para cada tipo do solo.

Tabela 5.13 - Valores dos coeficientes de compressão e o grau de sobreconsolidação.

Solo		C_c (1/log[kPa])	OCR
Argila arenosa ($< 5,9m$)	<i>Média</i>	$2,66 \times 10^{-1}$	1,61
	<i>Desvio padrão</i>	$0,87 \times 10^{-1}$	0,9
Areia fina siltosa (5,9 a 7,5m)	<i>Média</i>	$3,12 \times 10^{-1}$	3,07
	<i>Desvio padrão</i>	$0,50 \times 10^{-1}$	0,6
Silte areno argiloso ($> 7,5m$)	<i>Média</i>	$4,00 \times 10^{-1}$	4,01
	<i>Desvio padrão</i>	$0,17 \times 10^{-1}$	1,1

C_c coeficiente de compressão

OCR ...grau de sobreconsolidação

Podemos observar da Tabela 5.13 que os valores do coeficiente de compressão e o grau de sobreconsolidação aumentam com a profundidade. Isto indica que os materiais estudados devem apresentar comportamento de solo pré-adensado.

5.5 Confiabilidade dos parâmetros de resistência

A Tabela 5.14 apresenta os valores do intervalo de confiança para os parâmetros dos solos determinados através dos ensaios de laboratório que serão utilizados nas análises de estabilidade da estrutura de contenção. O intervalo de confiança é determinado conforme item 3.6. Destaca-se que para o cálculo dos intervalos de confiabilidade foram consideradas as quantidades de ensaios apresentadas nas tabelas 5.1 e 5.3.

Tabela 5.14 – Intervalo de confiança nos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto.

Solo	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Intervalo de confiança (%)			
			Compressão triaxial		Cisalhamento direto	
			c'	ϕ'	c'	ϕ'
Argila arenosa	96,0	99,9	<20	94,0	<20	92,0
Areia fina siltosa	99,9	99,9	<20	59,0	22	84,0
Silte areno argiloso	99,9	99,9	<20	84,0	22	82,0
Retroaterro	99,8	99,9	<20	96,7	<20	99,8
γ_{nat} ... peso específico natural			γ_{sat} ... peso específico saturado			
c' ... coesão efetiva			ϕ' ... ângulo de atrito efetivo			

Dos resultados apresentados na Tabela 5.14 nota-se que o intervalo de confiança dos pesos específico natural e seco γ_{nat} não é afetado pelo tipo de solo. Os intervalos de confiança da coesão efetiva c' e do ângulo de atrito efetivo ϕ' são consideravelmente influenciados pelo tipo de solo. Nota-se, também, que a coesão efetiva c' apresenta baixos valores de intervalo de confiança o que se justifica por sua elevada variância (tabelas 5.6 a 5.9).

A Tabela 5.15 apresenta a quantidade de ensaios necessária para se garantir um intervalo de confiança de 95% sugeridos por Lumb (1967) e Rétháti (1988).

Dos valores apresentados na Tabela 5.15 conclui-se que o número de ensaios necessários para definição confiável do valor da coesão efetiva c' é ∞ , o que torna inviável um programa experimental. E o número de ensaios para definição confiável do ângulo de atrito efetivo ϕ' varia de 4 a 60 ensaios. Conclui-se para os pesos específicos que o número de ensaios pode variar de 3 a 8 ensaios.

Tabela 5.15 – Quantidade de ensaios para intervalo de confiança igual a 95%.

Solo	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Número de ensaios			
			Compressão triaxial		Cisalhamento direto	
			c'	ϕ'	c'	ϕ'
Argila arenosa	8	3	∞	10	∞	11
Areia fina siltosa	3	3	∞	60	∞	16
Silte areno argiloso	3	3	∞	17	∞	18
Retroaterro	4	3	∞	8	∞	4
γ_{nat} ... peso específico natural			γ_{sat} ... peso específico saturado			
c' ... coesão efetiva			ϕ' ... ângulo de atrito efetivo			

5.6 Considerações finais

Um extenso programa experimental foi proposto neste trabalho com o objetivo de se obter dados necessários para a execução de uma análise probabilística de uma estrutura de contenção na área de estudo. Destaca-se que para a determinação das variâncias dos parâmetros de resistência dos solos foi necessária a execução de número elevado de ensaios no mesmo material, em relação à prática da geotecnia.

A metodologia empregada na determinação da variância dos parâmetros de resistência dos materiais influencia significativamente no seu valor.

O número de ensaios necessários para se obter intervalo de confiança normalmente sugerido na bibliografia, 95%, varia significativamente em função do parâmetro analisado. Nota-se que o número de ensaios para determinação dos parâmetros de resistência considerando o intervalo de confiança constante depende do tipo de ensaio utilizado na determinação dos parâmetros.

O intervalo de confiança obtido para a coesão dos solos foi consideravelmente baixo. Isto se justifica pela elevada variância da coesão independentemente do tipo de ensaios utilizado para sua determinação.

Capítulo 6 - ESTABILIDADE DO MURO DE CONTENÇÃO

6.1 Introdução

São apresentados neste capítulo exemplos da determinação da estabilidade de uma estrutura de contenção considerando-se as variações dos parâmetros de projeto: características geométricas do muro de contenção e do maciço e as características dos materiais constituintes do maciço. Para isto, foi necessário o desenvolvimento de um programa capaz de determinar a estabilidade da estrutura de contenção considerando-se as variações dos parâmetros de projeto.

A estrutura de contenção considerada foi um muro de arrimo de seção trapezoidal e constituído de concreto.

São apresentados os resultados de análises de sensibilidade considerando-se todos os parâmetros de projeto a fim de se determinar os parâmetros de maior influência na probabilidade de ruptura em uma estrutura de contenção. As análises foram feitas considerando os valores obtidos nos ensaios de cisalhamento direto (tabelas 5.11 e 5.12) e nos ensaios triaxiais (tabelas 5.13 e 5.14).

Na análise probabilística foi aplicado o método das Estimativas Pontuais descrito no item 3.10.3. Utilizou-se também a estimativa da sensibilidade dos parâmetros de projeto através do método do Segundo Momento de Primeira Ordem descrito no item 3.10.2.

6.2 Descrição do programa

Para a análise probabilística de um muro de arrimo foi necessário o desenvolvimento de um programa capaz de determinar a estabilidade da estrutura de contenção considerando-se variações nos parâmetros de projeto. Neste sentido, foi implementada uma planilha de cálculo utilizando-se o Programa EXCELL (Microsoft, 2005), que permite a determinação dos fatores de segurança contra tombamento, deslizamento pela base e capacidade de carga da fundação para diferentes variações dos parâmetros de projeto. O cálculo dos fatores de segurança é feito pelo método do Equilíbrio Limite do muro representado na Figura 6.1.

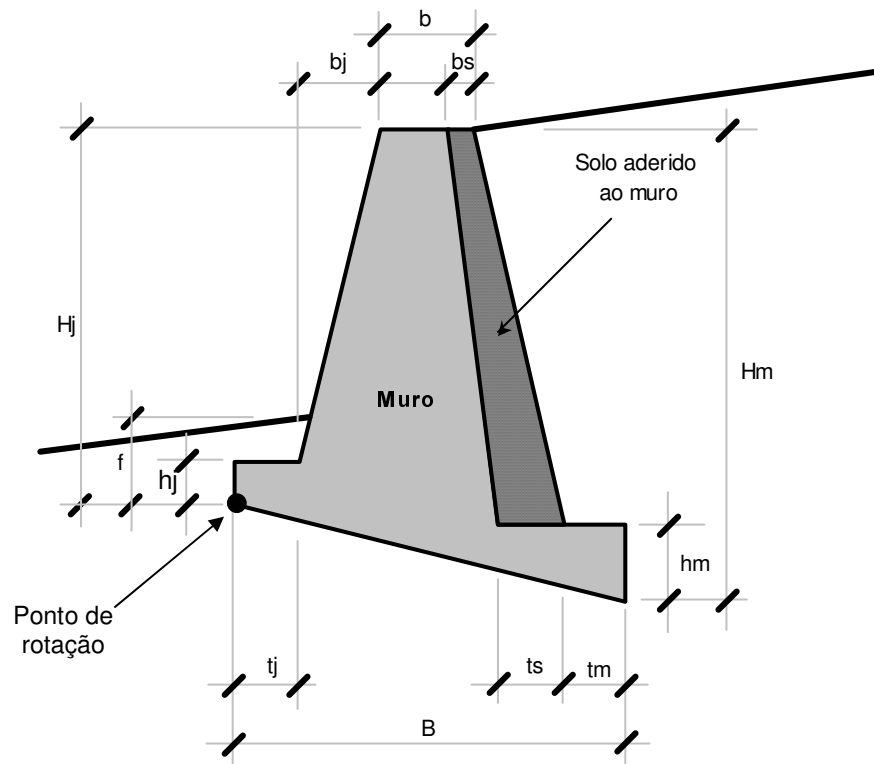


Figura 6.1 - Geometria do muro de contenção considerada na análise.

A Figura 6.1 ilustra os parâmetros geométricos do muro de contenção. No cálculo faz-se o equilíbrio das forças horizontais e verticais e dos momentos que atuam no ponto de rotação (Figura 6.1).

A Figura 6.2 ilustra os parâmetros geométricos do maciço e os diferentes tipos de solos considerados no cálculo. Os solos considerados na análise são caracterizados pelos seguintes parâmetros de projeto: peso específico natural e saturado, coesão, ângulo de atrito, ângulo de atrito entre interfaces, adesão na base e capacidade de carga da fundação.

O programa permite também a consideração do nível de água no maciço de solo como ilustrado na Figura 6.3.

O cálculo do empuxo ativo do solo é feito através do método das cunhas, Bowles (1988). A determinação do empuxo ativo máximo é feito por interpolação dos empuxos calculados para possíveis cunhas de ruptura com diferentes inclinações ρ com a horizontal (Figura 6.4).

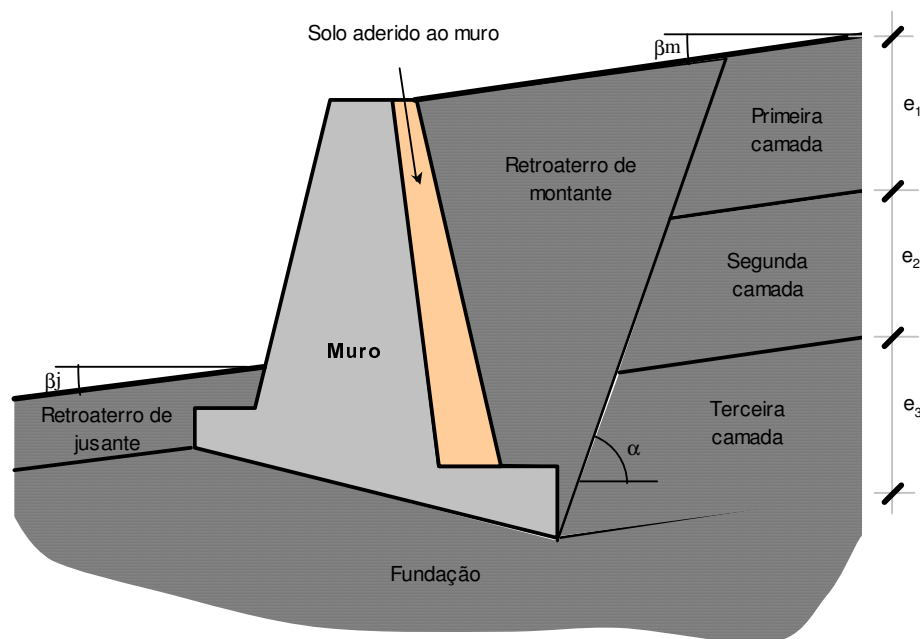


Figura 6.2 – Parâmetros geotécnicos do maciço e diferente tipo de solos considerados nas análises realizadas.

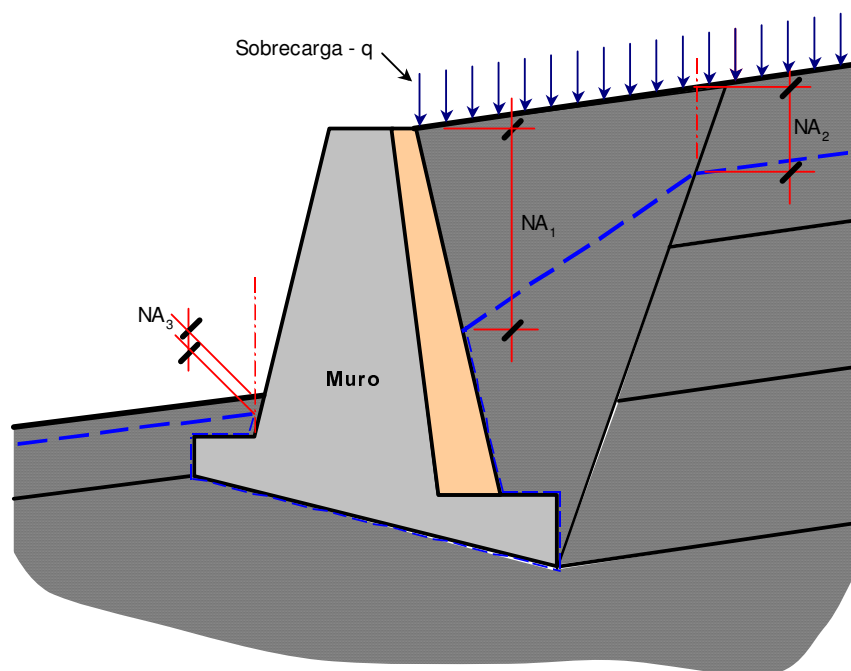


Figura 6.3 – Consideração do nível d'água no maciço.

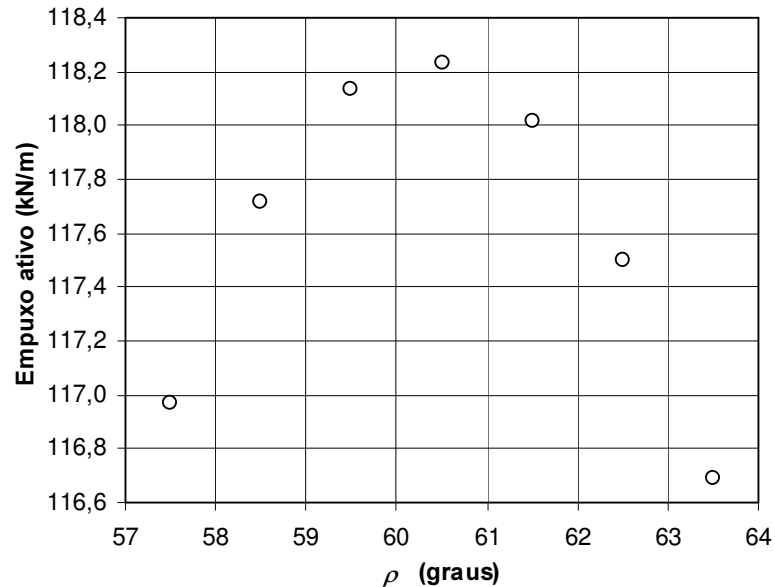


Figura 6.4 – Exemplo da variação do empuxo ativo com o ângulo de inclinação da possível cunha de ruptura com a horizontal ρ .

O cálculo da probabilidade de ruptura do muro de arrimo pode ser feito através do método das Estimativas Pontuais ou pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem. Existe a possibilidade, ainda, da determinação da probabilidade de ruptura através da simulação de Monte Carlo. Neste caso faz-se necessário o conhecimento da distribuição de frequência dos parâmetros de projeto e a utilização de computadores mais potentes. A implementação do método das Estimativas Pontuais é feita através da geração das possíveis combinações entre os valores médios somados e subtraídos do desvio padrão de cada parâmetro de projeto, conforme descrito no item 3.10.3. A Tabela 6.1 mostra uma matriz de valores que representam as combinações possíveis entre cinco parâmetros de projeto.

6.3 Parâmetros do projeto

Foram utilizados os parâmetros obtidos através da geração aleatória de envoltórias de ruptura combinando-se diferentes resultados de ensaio de compressão triaxial e cisalhamento direto, descrito no item 5.4.3 e 5.4.4 (tabelas 5.11 e 5.13). Posteriormente, foram feitas análises considerando-se os parâmetros obtidos nos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto segundo as

metodologias propostas por Lima (1991) e Neter *et. al.* (1982), respectivamente (tabelas 5.12 e 5.14).

Tabela 6.1 – Matriz de valores com combinações do desvio padrão de cada parâmetro do projeto.

Combinação	Parâmetros de projeto				
	B	Hm	c'	ϕ'	α
1	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	+
3	-	-	-	+	-
4	-	-	-	+	+
5	-	-	+	-	-
6	-	-	+	-	+
7	-	-	+	+	-
8	-	-	+	+	+
9	-	+	-	-	-
10	-	+	-	-	+
11	-	+	-	+	-
12	-	+	-	+	+
13	-	+	+	-	-
14	-	+	+	-	+
15	-	+	+	+	-
16	-	+	+	+	+
17	+	-	-	-	-
18	+	-	-	-	+
19	+	-	-	+	-
20	+	-	-	+	+
21	+	-	+	-	-
22	+	-	+	-	+
23	+	-	+	+	-
24	+	-	+	+	+
25	+	+	-	-	-
26	+	+	-	-	+
27	+	+	-	+	-
28	+	+	-	+	+
29	+	+	+	-	-
30	+	+	+	-	+
31	+	+	+	+	-
32	+	+	+	+	+

B ... largura da base do muro
 ϕ' ... ângulo de atrito do solo

Hm ... altura do muro a montante
 α ... inclinação do corte do terreno natural com a horizontal

c' ... intercepto coesivo

6.4 Geometria do muro de contenção

Foi considerado um muro de peso de seção trapezoidal com largura da base B igual a 3,0m, altura H_m igual a 8,0m, altura do rodapé de jusante h_j e ficha f iguais a 1,0 m e largura da crista b igual a 1,0m (Figura 6.5). O material de constituição do muro foi concreto simples, com peso específico natural de $25 \pm 2,5 \text{ kN/m}^3$.

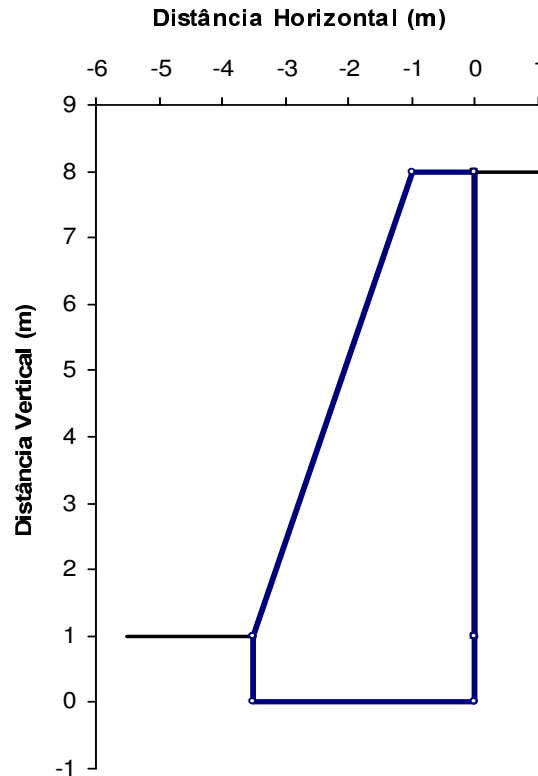


Figura 6.5 - Geometria da estrutura de contenção.

A superfície do terreno foi considerada horizontal e plana. A sobrecarga e a presença d'água no maciço de montante foram desconsideradas na análise. As interfaces entre as camadas de solo são horizontais e planas, a inclinação do corte para execução do muro é plana formando um ângulo α na horizontal de $70 \pm 5^\circ$.

O empuxo passivo na base do talude a jusante não foi considerado. As características dos solos utilizadas na análise são as mesmas determinadas nos ensaios de laboratório sem nenhum fator de minoração.

A adesão entre a base do muro e o solo de fundação c_a foi considerado igual à coesão do solo de fundação. A capacidade de carga da fundação foi admitida igual

a 300 ± 50 kPa, determinado segundo Terzaghi (1943). O ângulo de atrito na interface δ foi considerado igual a $2/3$ do ângulo de atrito interno do solo ϕ' .

Esta geometria e considerando os parâmetros dos solos médios definidos pelos ensaios compressão triaxiais (Tabela 5.11), conferem ao muro um fator de segurança mínimo igual a 1,4.

6.5 Análise de sensibilidade

Foi realizada uma análise de sensibilidade através da metodologia de Estimativas Pontuais selecionando os parâmetros geométricos do muro de contenção e do maciço e os parâmetros característicos dos materiais, descrito no item 3.10.3. Esta análise define quais parâmetros de projeto influenciam mais significativamente na estabilidade do muro de contenção. A identificação dos parâmetros de projeto mais significativos vai permitir o estudo otimizado da avaliação da probabilidade de ruptura do muro. A Tabela 6.2 apresenta os resultados das análises de sensibilidade da estabilidade do muro considerando-se as características dos solos do maciço e do muro segundo o método das Estimativas Pontuais. Destaca-se que a análise foi feita por grupos de parâmetros, devido a limitações no número de parâmetros para cálculo no programa desenvolvido.

A Tabela 6.3 apresenta a avaliação conjunta da sensibilidade dos principais parâmetros característicos dos materiais do maciço e do muro determinados a partir da análise dos resultados apresentados na Tabela 6.2. Os resultados mostram que os principais parâmetros do maciço são os ângulos de atrito efetivos das camadas um, dois e retroaterro ϕ'_1 , ϕ'_2 , ϕ'_4 , as coesões efetivas das camadas um, dois e retroaterro c'_1 , c'_2 , c'_4 e a adesão entre a base do muro e o solo de fundação ca .

Da Tabela 6.3 nota-se que os valores do ângulo de atrito efetivo da camada um ϕ'_1 , a adesão entre a base do muro e o solo de fundação ca e as coesões efetivas das camadas dois e retroaterro c'_2 , c'_4 são as características do maciço que mais influenciam na estabilidade da contenção estudada. Observa-se que a ordem de grandeza da sensibilidade da estrutura depende do tipo de estabilidade analisada e dos parâmetros considerados na análise.

Tabela 6.2 - Variação da sensibilidade das características dos solos e muro a partir dos resultados dos ensaios de compressão triaxial.

Parâmetros de projeto		Sensibilidade (%)		
		Tombamento	Deslizamento	Fundação
Ângulos de atrito interno efetivos e de interface	ϕ' primeira camada	88,3	72,9	87,0
	ϕ' segunda camada	2,5	2,4	3,3
	ϕ' terceira camada	1,7	1,1	1,4
	ϕ' retroaterro	4,7	3,4	4,5
	δ retroaterro	0,1	0,0	1,1
	ϕ' fundação	1,4	1,4	1,4
	δ fundação	1,4	18,8	1,4
	Total	100,0	100,0	100,0
Coesões efetivas e adesão	c' primeira camada	11,4	6,9	13,7
	c' segunda camada	12,4	5,3	10,4
	c' terceira camada	3,7	0,9	1,8
	c' retroaterro	72,5	37,5	74,1
	c' fundação	0,0	0,0	0,0
	ca	0,0	49,4	0,0
	Total	100,0	100,0	100,0
Pesos específicos natural e do muro	γ_{nat} primeira camada	47,0	46,9	46,4
	γ_{nat} segunda camada	43,0	43,0	42,7
	γ_{nat} terceira camada	1,0	1,2	1,6
	γ_{nat} retroaterro	2,0	2,0	1,9
	γ_{nat} fundação	2,0	1,9	1,9
	γ_{muro}	4,0	4,0	4,2
	Total	100,0	100,0	100,0

 c'coesão efetiva ϕ' ângulo de atrito efetivo γ_{nat} peso específico natural ca ... adesão entre a base do muro e o solo de fundação δ ângulo de atrito de interface do muro com o retroaterro e fundação

Tabela 6.3 – Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto característicos dos materiais a partir dos resultados dos ensaios de compressão triaxial.

Parâmetros de projeto	Sensibilidade (%)		
	Tombamento	Deslizamento	Fundação
ϕ' primeira camada	35,1	61,5	49,3
C' retroaterro	8,9	6,4	3,7
ϕ' segunda camada	9,0	3,5	5,8
C' segunda camada	12,0	3,7	11,3
ϕ' retroaterro	11,8	2,8	10,7
C' retroaterro	14,3	7,0	14,2
ca	8,9	15,0	5,1
Total	100,0	100,0	100,0

ccoesão efetiva

ϕ' ... ângulo de atrito efetivo

ca ... adesão entre a base do muro e o solo de fundação

As tabelas 6.4 a 6.5 apresentam os valores das sensibilidades para os parâmetros de projeto relativo às características geométricas do muro e do maciço. Desta tabelas nota-se que a altura do muro a montante H_m , a largura da base do muro B , a largura da crista do muro b , a inclinação do corte do aterro natural com a horizontal α , a espessura das camadas um e dois do terreno e_1 e e_2 são os parâmetros geométricos que mais influenciam na estabilidade da contenção considerada.

Tabela 6.4 – Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto da geometria do muro a partir dos resultados dos ensaios de compressão triaxial.

Parâmetros de projeto	Sensibilidade (%)		
	Tombamento	Deslizamento	Fundação
H_m	38,0	39,5	46,2
B	21,4	10,0	26,9
b	38,6	43,3	26,9
h_j	2,0	7,3	0,0
Total	100,0	100,0	100,0

H_m ... altura do muro a montante
 b ... largura da crista do muro

B ... largura da base do muro
 h_j ... rodapé de jusante do muro

Tabela 6.5 – Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto da geometria do maciço a partir dos resultados dos ensaios de compressão triaxial.

Parâmetros de projeto	Sensibilidade (%)		
	Tombamento	Deslizamento	Fundação
f	0,0	0,0	0,0
α	34,2	49,6	49,6
β_j	0,1	0,0	0,0
β_m	2,3	1,9	1,9
$e_{\text{primeira camada}}$	42,9	30,9	30,9
$e_{\text{segunda camada}}$	20,5	17,6	17,6
Total	100,0	100,0	100,0

f ... altura da ficha

α ... inclinação do corte do terreno natural com a horizontal

β_j ... inclinação do terreno a jusante

β_m ... inclinação do terreno a montante

e ... espessura da camada

Através das análises de sensibilidade realizadas foram selecionados os seguintes parâmetros de projeto para uma análise sistemática da sensibilidade: o ângulo de atrito efetivo da primeira camada ϕ'_1 , a adesão da base do muro ca , a coesão efetiva da segunda camada c'_2 , a coesão efetiva do retroaterro c'_4 , a altura do muro a montante H_m , a largura da base do muro B , a largura da crista do muro b , a inclinação do corte do terreno natural com a horizontal α , a espessura das camadas um e dois do terreno e_1 e e_2 . Os resultados da análise sistemática mostram que os parâmetros o ângulo de atrito efetivo da primeira camada ϕ'_1 , a adesão da base do muro ca , a coesão efetiva do retroaterro c'_4 , a altura do muro a montante H_m , a largura da base do muro B , a inclinação do corte do aterro natural com a horizontal α e a espessura das camadas um do terreno e_1 são os mais sensíveis na estabilidade da estrutura considerada, Tabela 6.6. Dos resultados apresentados na Tabela 6.6, nota-se, também, que a altura do muro a montante H_m , a coesão do solo de retroaterro c'_4 e a adesão na base do muro ca são os parâmetros mais significativos na estabilidade da contenção estudada.

Tabela 6.6 – Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto na estabilidade da estrutura de contenção.

Parâmetros de projeto	Sensibilidade (%)		
	Tombamento	Deslizamento	Fundação
H_m	84,2	70,3	78,6
B	1,5	1,9	4,6
α	2,9	1,2	1,5
$e_{\text{primeira camada}}$	1,6	1,0	1,1
$\phi'_{\text{primeira camada}}$	1,6	2,8	3,6
$c'_{\text{retroaterra}}$	6,9	7,2	9,4
ca	1,3	15,5	1,2
Total	100,0	100,0	100,0

H_m ... altura do muro a montante
 B ... largura da base do muro
 α ... inclinação do corte do terreno natural com a horizontal
 e ... espessura da camada do terreno
 ϕ' ... ângulo de atrito efetivo
 c' ... coesão efetiva
 ca ... adesão entre a base do muro e o solo de fundação

As Tabelas 6.7 e 6.8 apresentam a variação da sensibilidade dos principais parâmetros de resistência, determinados a partir dos ensaios de cisalhamento e a partir dos ensaios triaxiais pela metodologia de Lima (1991). Nota-se que não ocorreu modificação significativa dos valores de sensibilidade. Exceção é o efeito da altura e da adesão na base da contenção na estabilidade contra o deslizamento. Isto se justifica pelo menor desvio padrão em relação à média da adesão na base observada no ensaio de cisalhamento direto (Tabelas 5.13). Destaca-se que o valor da adesão foi considerado igual ao valor da coesão do solo da terceira camada.

Adicionalmente realizou-se uma análise utilizando o método do Segundo Momento de Primeira Ordem. Foram utilizados dois procedimentos. No primeiro, foi considerado um acréscimo de 10% do valor médio nos principais parâmetros de projeto (Tabela 6.9). No segundo procedimento foi considerado um acréscimo igual ao desvio padrão no valor médio dos parâmetros principais de projeto. No Anexo VI são apresentadas as memórias de cálculo de cada um dos procedimentos.

Dos valores apresentados nas tabelas 6.6, 6.9 e 6.10 nota-se que a metodologia adotada para avaliação da sensibilidade dos parâmetros de projeto influencia significativamente nos resultados.

Tabela 6.7 – Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto na estabilidade da estrutura de contenção com parâmetros de resistência determinados a partir dos ensaios de cisalhamento direto.

Parâmetros de projeto	Sensibilidade (%)		
	Tombamento	Deslizamento	Fundação
H_m	85,5	67,3	81,0
B	1,3	1,6	4,7
α	2,4	1,0	1,5
$e_{\text{primeira camada}}$	1,9	1,2	1,7
$\phi'_{\text{primeira camada}}$	1,8	2,4	3,0
$c'_{\text{retroaterra}}$	5,8	4,9	6,9
ca	1,3	21,6	1,2
Total	100,0	100,0	100,0

H_m ... altura do muro a montante
 B ... largura da base do muro
 α ... inclinação do corte do terreno natural com a horizontal
 e ... espessura da camada do terreno
 ϕ' ... ângulo de atrito efetivo
 c' ... coesão efetiva
 ca ... adesão entre a base do muro e o solo de fundação

Tabela 6.8 – Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto na estabilidade da estrutura de contenção com parâmetros de resistência determinados a partir dos ensaios compressão triaxiais segundo Lima (1991).

Parâmetros de projeto	Sensibilidade (%)		
	Tombamento	Deslizamento	Fundação
H_m	86,4	74,8	81,8
B	1,4	2,0	4,8
α	3,3	2,4	2,7
e_1	1,3	0,9	0,9
$\phi'_{\text{primeira camada}}$	1,0	1,5	2,0
$c'_{\text{retroaterra}}$	5,2	5,0	6,5
ca	1,3	13,5	1,3
Total	100,0	100,0	100,0

H_m ... altura do muro a montante
 B ... largura da base do muro
 α ... inclinação do corte do terreno natural com a horizontal
 e ... espessura da camada do terreno
 ϕ' ... ângulo de atrito efetivo
 c' ... coesão efetiva
 ca ... adesão entre a base do muro e o solo de fundação

Além disto, no método do Segundo Momento de Primeira Ordem observa-se que a sensibilidade é significativamente influenciada pelo acréscimo considerado no parâmetro, ou seja, 10% do valor médio ou o desvio padrão (tabelas 6.9 e 6.10). Isto

pode ser justificado pela grande variância que alguns parâmetros possuem, fazendo com que a relação $\delta F_{Si}/\delta X_i$ não seja mais constante.

Tabela 6.9 – Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto na estabilidade da estrutura de contenção segundo o método do Segundo Momento da Primeira Ordem com acréscimos de 10% em relação à média.

Parâmetros de projeto	Sensibilidade (%)		
	Tombamento	Deslizamento	Fundação
H_m	6,5	0,8	3,0
B	12,7	0,5	0,0
α	0,7	0,8	2,5
$e_{\text{primeira camada}}$	1,1	0,3	0,8
$\phi'_{\text{primeira camada}}$	11,9	3,2	9,7
$c'_{\text{retroaterra}}$	67,0	22,1	65,7
ca	0,0	73,6	0,0
Total	100,0	100,0	100,0

H_m ... altura do muro a montante
 B ... largura da base do muro
 α ... inclinação do corte do terreno natural com a horizontal
 e ... espessura da camada do terreno
 ϕ' ... ângulo de atrito efetivo
 c' ... coesão efetiva
 ca ... adesão entre a base do muro e o solo de fundação

Tabela 6.10 – Variação da sensibilidade dos principais parâmetros de projeto na estabilidade da estrutura de contenção segundo o método do Segundo Momento da Primeira Ordem com acréscimos iguais ao desvio padrão em relação à média.

Parâmetros de projeto	Sensibilidade (%)		
	Tombamento	Deslizamento	Fundação
H_m	19,9	1,4	12,6
B	23,2	0,5	0,0
α	0,6	1,2	8,0
$e_{\text{primeira camada}}$	2,7	0,3	2,0
$\phi'_{\text{primeira camada}}$	23,4	3,8	26,1
$c'_{\text{retroaterra}}$	30,7	7,5	51,3
ca	0,0	85,3	0,0
Total	100,0	100,0	100,0

H_m ... altura do muro a montante
 B ... largura da base do muro
 α ... inclinação do corte do terreno natural com a horizontal
 e ... espessura da camada do terreno
 ϕ' ... ângulo de atrito efetivo
 c' ... coesão efetiva
 ca ... adesão entre a base do muro e o solo de fundação

6.6 Probabilidade de ruptura

A Tabela 6.11 apresenta os valores das probabilidades de ruptura ao tombamento, ao deslizamento e de fundação da contenção considerada. A Tabela 6.11 ilustra a variação da probabilidade de ruptura considerando-se os diferentes ensaios e metodologias para determinação dos valores de coesão efetiva c' , o ângulo de atrito efetivo ϕ' e seus desvios padrões. Nota-se que a contenção apresenta grande probabilidade de ruptura ao deslizamento pela base, independentemente da forma de determinação dos parâmetros de resistência dos solos. Verifica-se também que a estabilidade da contenção contra o tombamento é plenamente garantida, independentemente da forma de determinação dos parâmetros de resistência dos solos. No entanto, a probabilidade de ruptura pela fundação da contenção é significativamente influenciada pelo procedimento de ensaio ou método de determinação dos parâmetros de resistência dos solos.

Tabela 6.11 – Valores das probabilidades de ruptura segundo o método das Estimativas Pontuais.

	Compressão Triaxial Combinação Tensões		Compressão Triaxial		Cisalhamento Direto Combinação Tensões		Cisalhamento Direto.	
	P_r	β	P_r	β	P_r	β	P_r	β
Tombamento	1 : 419.400.509	5,86	1 : 318.759.926.912	6,87	1 : 726.465.718	5,95	1 : ∞	>8
Deslizamento	1 : 12	1,38	1 : 13	1,43	1 : 5	0,84	1 : 9	1,22
Fundação	1 : 4.142	3,49	1 : 285.421	4,49	1 : 8.980	3,69	1 : 823.756.519	5,97

A Tabela 6.12 apresenta as probabilidades de ruptura segundo o método do Segundo Momento de Primeira Ordem. Os resultados indicam que a consideração do acréscimo de 10% apresenta valores em ordem de grandeza mais próximos do método da Estimativa Pontual (Tabela 6.11). A estimativa da probabilidade de ruptura considerando acréscimos iguais ao desvio padrão mostra valores consideravelmente elevados.

Tabela 6.12 – Valores das probabilidades de ruptura pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem.

	Acréscimo de 10%		Acréscimo igual ao desvio padrão	
	P_r	β	P_r	β
Tombamento	1 : 1.769.699	4,92	1 : 15612561975	6,77
Deslizamento	1 : 6	0,97	1 : 7	1,07
Fundação	1 : 710	2,99	1 : 190116	4,40

6.7 Avaliação da probabilidade de ruptura

Buscando alternativas para reduzir a probabilidade de ruptura, foram realizadas análises sistemáticas variando-se os desvios padrões dos parâmetros de projeto que mais influenciam na análise. Nesta análise foram considerados os parâmetros de resistência dos solos obtidos através dos ensaios triaxiais ilustrados na Tabela 5.11.

A variação da altura do muro não se constitui uma medida de estabilização. No entanto, foi feita a análise considerando uma pequena redução da altura da contenção, igual a 0,5 metros, o que não mostrou redução significativa das probabilidades de ruptura ou do fator de segurança médio da contenção considerada.

As figuras 6.6 e 6.7 mostram a variação do fator de segurança e da probabilidade de ruptura em relação à largura da base. Observa-se que o fator de segurança médio contra o tombamento é mais influenciado pela variação da dimensão da base da contenção. Nota-se da Figura 6.7 que as probabilidades de ruptura reduzem com o aumento da base da contenção. A probabilidade de ruptura ao tombamento sofre maiores decréscimos.

A posição da superfície de ruptura depende das combinações dos parâmetros.

Das figuras 6.8 e 6.9 observa-se que a redução do ângulo de corte α provoca inicialmente pequena redução dos fatores de segurança. Nota-se também uma redução na probabilidade de ruptura ao tombamento e o aumento das probabilidades de ruptura pela fundação e pelo deslizamento. Este comportamento se justifica pela mudança na magnitude e posição do empuxo com a variação do valor de α . Para valores de inclinação do corte α entre 40° e

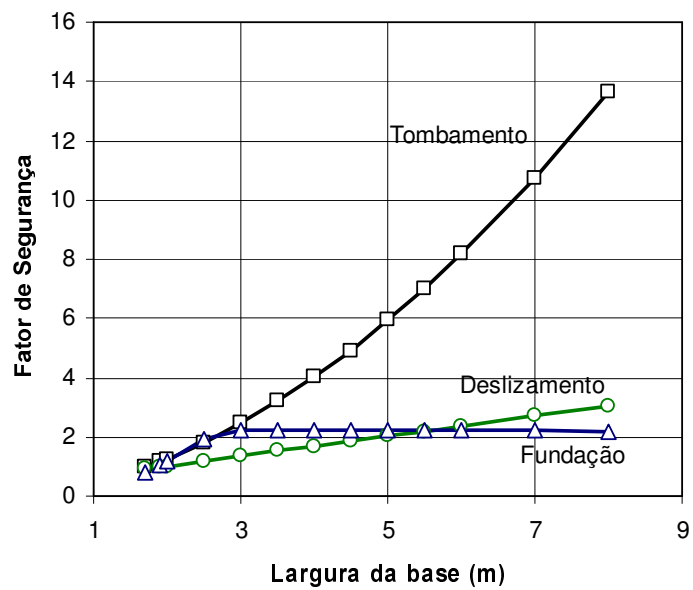


Figura 6.6 - Variação do fator de segurança com a largura da base.

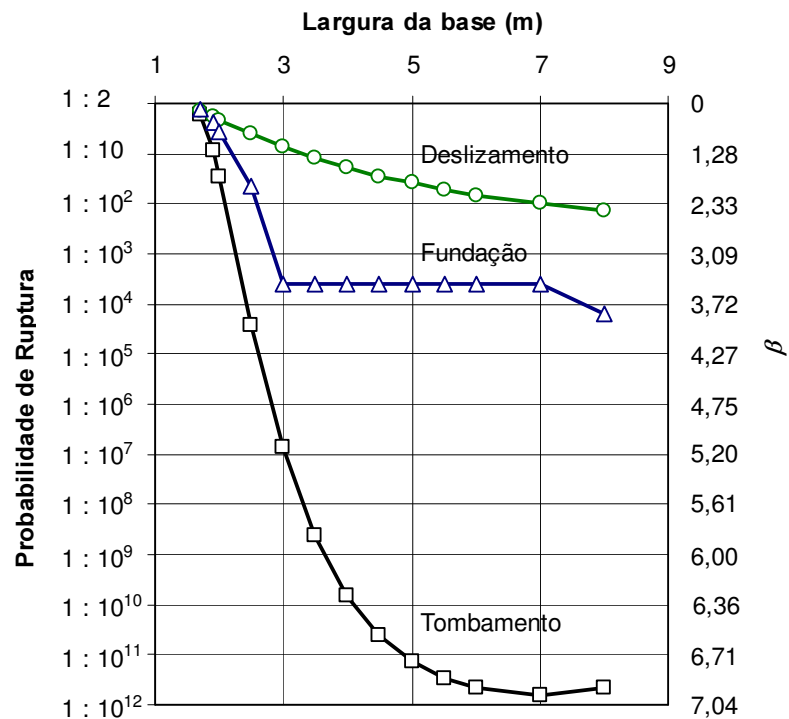


Figura 6.7 - Variação da probabilidade de ruptura com a largura da base.

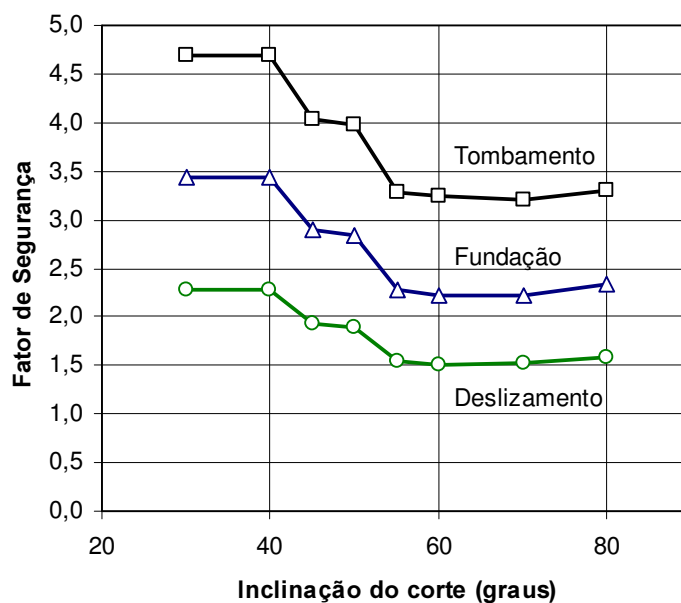


Figura 6.8 - Variação do fator de segurança com a inclinação do corte.

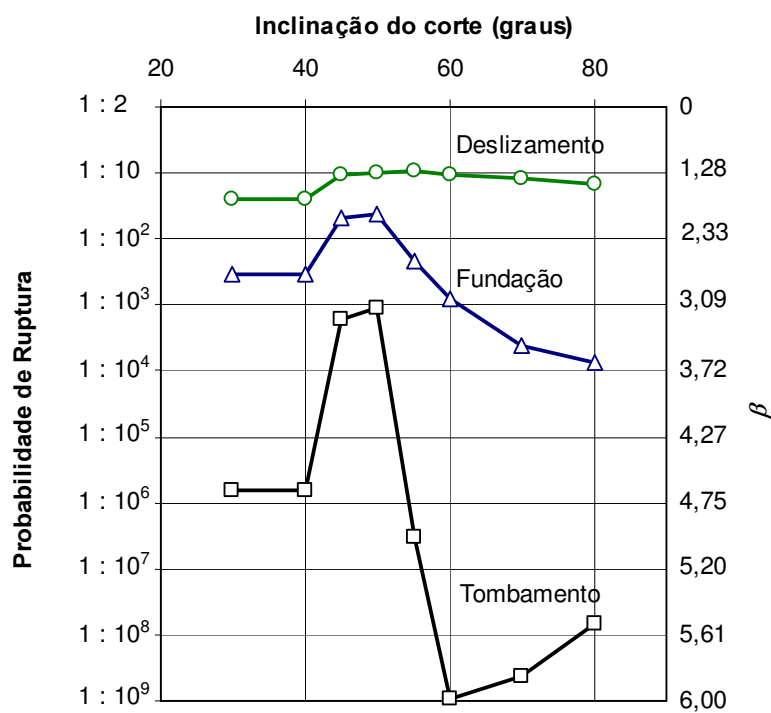


Figura 6.9 - Variação da probabilidade de ruptura com a inclinação do corte.

60° nota-se um aumento dos fatores de segurança, no entanto as probabilidades de ruptura ao tombamento e pela fundação inicialmente aumentam e posteriormente diminuem. Para valores do ângulo de inclinação menores que 40° se verifica a

estabilização dos fatores de segurança e das probabilidades de ruptura, este comportamento se justifica pela posição da possível superfície de ruptura crítica que vai estar dentro do solo compactado. A superfície de ruptura varia entre o solo compactado e o terreno natural para valores de inclinação entre 40° e 60° e vai estar dentro do solo natural para valores de inclinação maiores que 60° .

A adesão da base ca é um parâmetro que pode ser modificado para melhorar a estabilidade do muro, como por exemplo, o tratamento da superfície de contato na fundação pode aumentar o valor de ca e o melhoramento da homogeneidade da fundação vai reduzir o desvio padrão de ca .

A variação da adesão na base não modifica os fatores de segurança e a probabilidade de ruptura por tombamento e fundação, no entanto ocorre uma sensível redução da probabilidade de ruptura ao deslizamento, o mesmo não ocorre com o fator de segurança.

Foi observado que a redução do desvio padrão de ca em torno de 50% não representa redução significativa na probabilidade de ruptura ou do fator de segurança (figuras 6.10 e 6.11). Para se obter uma redução significativa na probabilidade de ruptura é preciso ter reduções do desvio padrão na ordem de 90% do valor determinado experimentalmente.

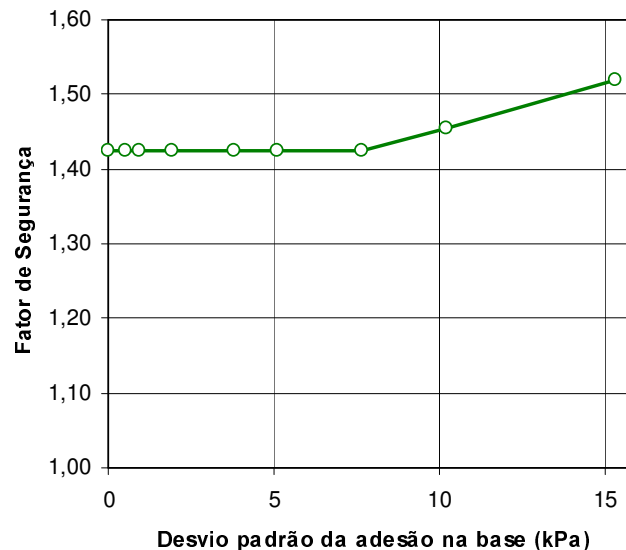


Figura 6.10 - Variação do fator de segurança ao deslizamento com desvio padrão da adesão na base.

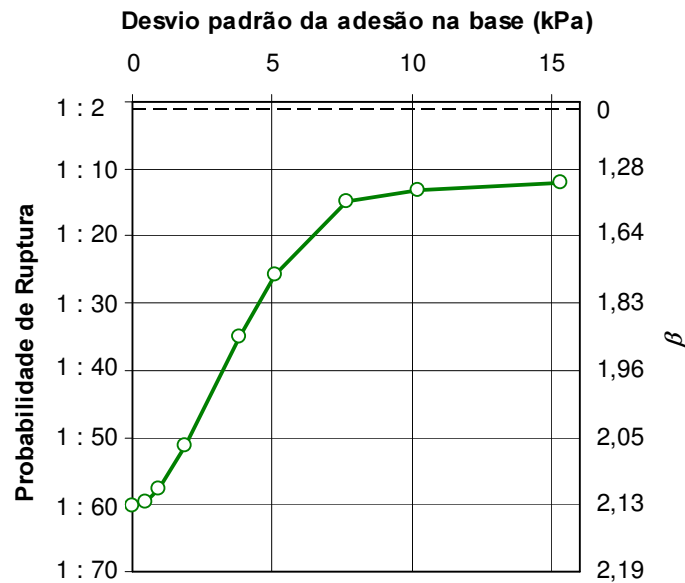


Figura 6.11 - Variação da probabilidade de ruptura ao deslizamento com o desvio padrão da adesão na base.

6.8 Considerações Finais

Através do programa desenvolvido foi determinada a estabilidade de uma estrutura de contenção do tipo muro de arrimo de seção trapezoidal, considerando as variações dos parâmetros de projeto. Foram considerados as variações nos parâmetros geométricos do muro de contenção e do maciço e os parâmetros característicos dos materiais.

As análises de sensibilidade realizadas com todos parâmetros, juntamente com seus desvios padrões, possibilitam determinar os parâmetros de maior influência na estabilidade do muro de contenção.

Do resultado da análise de sensibilidade observa-se que os parâmetros de projeto ângulo de atrito efetivo da primeira camada ϕ'_1 , a adesão entre a base do muro e o solo de fundação ca , a coesão efetiva do retroaterro c'_4 , a altura do muro a montante H_m , a largura da base do muro B , o ângulo do corte do terreno natural com a horizontal α e a espessura da primeira camada do terreno e_1 , são os que mais influenciam na estabilidade do muro. Destes parâmetros, os que mostram significativa influencia na estabilidade são a altura do muro a montante H_m , a coesão do solo de retroaterro c'_4 e a adesão na base do muro e o solo de fundação ca .

A análise probabilística foi feita através do método das Estimativas Pontuais e do método do Segundo Momento de Primeira Ordem. Os resultados obtidos indicam que a probabilidade de ruptura e a confiabilidade dependem do método de análise.

Na análise realizada através do método do Segundo Momento de Primeira Ordem, na consideração do acréscimo de 10% apresentou valores com ordem de grandeza mais próximos do método da Estimativa Pontual. A estimativa da probabilidade de ruptura considerando acréscimos iguais ao desvio padrão mostra valores consideravelmente elevados. Isto pode ser justificado pela grande variância que alguns parâmetros possuem, fazendo com que a relação $\delta F_{Si}/\delta X_i$ não seja mais constante.

Notou-se que a contenção apresenta grande probabilidade de ruptura ao deslizamento pela base, independentemente da forma de determinação dos parâmetros de resistência dos solos.

Verifica-se também que a estabilidade da contenção contra o tombamento é plenamente garantida, independentemente da forma de determinação dos parâmetros de resistência dos solos. No entanto, a probabilidade de ruptura pela fundação da contenção é significativamente influenciada pelo procedimento de ensaio ou método de determinação dos parâmetros de resistência dos solos.

Dentre os parâmetros de projeto possíveis de alteração para melhoria da estabilidade da estrutura de contenção estudada, nota-se que a redução na altura do muro não mostra redução significativa das probabilidades de ruptura ou do fator de segurança médio da contenção considerada. O aumento da base do muro não reduz a probabilidade de ruptura para níveis aceitáveis de construção. A redução do ângulo de corte α gera uma mudança na magnitude e posição do empuxo, reduzindo a probabilidade de ruptura ao tombamento e o aumento das probabilidades de ruptura pela fundação e por deslizamento. A homogeneização do retroaterro pode gerar reduções significativas da probabilidade de ruptura ao tombamento e fundação, no entanto para o deslizamento não se observou nenhuma redução significativa. A variação do valor médio da adesão na base não modifica os fatores de segurança e a probabilidade de ruptura por tombamento e fundação. A homogeneização do solo de fundação pode reduzir a probabilidade de ruptura contra o deslizamento, no entanto, é preciso considerável controle de qualidade para maiores reduções da probabilidade de ruptura.

Foi verificado que o valor do empuxo ativo atuante no muro é influenciado pela geometria da cunha de ruptura a montante do muro. A posição da superfície de ruptura, que define a cunha de ruptura, depende fundamentalmente das variações dos parâmetros dos materiais do maciço. Deste modo, quando a posição da superfície de ruptura oscila entre o terreno natural e o solo do retroaterro, nota-se o aumento da variância do empuxo ativo. Isto provoca o aumento da probabilidade de ruptura do muro.

Capítulo 7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1 Conclusões

A partir dos conceitos apresentados neste trabalho estão apresentadas a seguir as principais conclusões relacionadas à estabilidade de contenções através de métodos probabilísticos.

O objetivo principal do trabalho que se constitui no estudo de caso para a avaliação da estabilidade de uma estrutura de contenção através de metodologia probabilística foi plenamente satisfeito. Destaca-se que outros objetivos específicos como a caracterização do maciço, o desenvolvimento de extenso programa experimental e a implementação de programa para dimensionamento de estruturas de contenção de peso por métodos probabilísticos, também foram satisfatoriamente cumpridos.

Destaca-se que o levantamento preliminar da área consistiu em um importante instrumento para identificação da área de estudo e definição do programa experimental.

A identificação da posição de amostragem dos materiais constituintes do talude é um dos fatores principais na caracterização do maciço.

Nota-se do levantamento bibliográfico feito na área de probabilidade, estatística e confiabilidade que existem diferentes metodologias para avaliação probabilística de obras de engenharia. A complexidade da metodologia utilizada aumenta com a quantidade de dados e de cálculos para solução do problema.

A metodologia empregada na determinação da variância dos parâmetros de resistência dos materiais influencia significativamente no seu valor.

O número de ensaios necessários para se obter intervalo de confiança normalmente sugerido na bibliografia, 95%, varia significativamente em função do parâmetro analisado. Nota-se que o número de ensaios para determinação dos parâmetros de resistência considerando o intervalo de confiança constante depende do tipo de ensaio utilizado na determinação dos parâmetros.

O intervalo de confiança obtido para a coesão dos solos foi consideravelmente baixo. Isto se justifica pela elevada variância da coesão independentemente do tipo de ensaios utilizado para sua determinação.

Através do programa desenvolvido foi determinada a estabilidade de uma estrutura de contenção do tipo muro de peso de seção trapezoidal, considerando as variações dos parâmetros de projeto.

As análises de sensibilidade realizadas com todos parâmetros, juntamente com seus desvios padrões, possibilitaram a determinação dos parâmetros de maior influência na estabilidade do muro de contenção. Do resultado da análise de sensibilidade observa-se que os parâmetros ângulo de atrito efetivo da primeira camada ϕ'_1 , adesão entre a base do muro e o solo de fundação c_a , coesão efetiva do retroaterro c'_4 , altura do muro a montante H_m , largura da base do muro B , ângulo do corte do terreno natural com a horizontal α e espessura da primeira camada do terreno e_1 , são os que mais influenciam na estabilidade são a altura do muro a montante H_m , coesão do solo de retroaterro c'_4 e a adesão na base do muro e o solo de fundação c_a .

A análise probabilística indica que os valores calculados da probabilidade de ruptura e da confiabilidade da estrutura de contenção analisada dependem do método de análise.

Na análise realizada através do método do Segundo Momento de Primeira Ordem, na consideração do acréscimo de 10% apresentou valores em ordem de grandeza mais próximos do método da Estimativa Pontual. A estimativa da probabilidade de ruptura considerando acréscimos iguais ao desvio padrão mostra valores consideravelmente elevados. Isto pode ser justificado pela grande variância que alguns parâmetros possuem, fazendo com que a relação $\delta FSi/\delta Xi$ não seja mais constante.

Notou-se que a contenção apresenta grande probabilidade de ruptura ao deslizamento pela base, independentemente da forma de determinação dos parâmetros de resistência dos solos.

Verifica-se também que a estabilidade da contenção contra o tombamento é plenamente garantida, independentemente da forma de determinação dos parâmetros de resistência dos solos. No entanto, a probabilidade de ruptura pela fundação da contenção é significativamente influenciada pelo procedimento de ensaio ou método de determinação dos parâmetros de resistência dos solos.

Dentre os parâmetros de projeto possíveis de alteração para melhoria da estabilidade da estrutura de contenção estudada, nota-se que a redução na altura do muro não mostra redução significativa das probabilidades de ruptura ou do fator de

segurança médio da contenção considerada. O aumento da base do muro não reduz a probabilidade de ruptura para níveis aceitáveis de construção. A redução do ângulo de corte α gera uma mudança na magnitude e posição do empuxo, reduzindo a probabilidade de ruptura ao tombamento e o aumento das probabilidades de ruptura pela fundação e pelo deslizamento. A homogeneização do retroaterro pode gerar reduções significativas da probabilidade de ruptura ao tombamento e fundação, no entanto para o deslizamento não se observou nenhuma redução significativa. A variação do valor médio da adesão na base não modifica os fatores de segurança e a probabilidade de ruptura por tombamento e fundação. A homogeneização do solo de fundação pode reduzir a probabilidade de ruptura contra o deslizamento, no entanto, é preciso considerável controle de qualidade para maiores reduções da probabilidade de ruptura.

Foi verificado que o valor do empuxo ativo atuante no muro é influenciado pela geometria da cunha de ruptura a montante do muro. A posição da superfície de ruptura, que define a cunha de ruptura, depende fundamentalmente das variações dos parâmetros dos materiais do maciço. Deste modo, quando a posição da superfície de ruptura oscila entre o terreno natural e o solo do retroaterro, nota-se o aumento da variância do empuxo ativo. Isto provoca o aumento da probabilidade de ruptura do muro.

7.2 Sugestões

Como sugestões para pesquisas adicionais, em complementação aos estudos iniciados com o presente trabalho, podem-se sugerir a execução de análises similares em outros tipos de contenções, visando calcular a estabilidade de estruturas de contenção considerando a variação das propriedades de projeto.

A determinação de possíveis combinações dos parâmetros de projeto a fim de se determinar a sensibilidade da contenção à variação dos parâmetros. E a otimização de estruturas de contenção considerando-se metodologias probabilísticas de projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT. (1986a) Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Norma técnica, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Designação da norma: ABNT - NBR 6457.
- ABNT. (1984a) Solo - Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Designação da norma: ABNT - NBR 7181.
- ABNT. (1984b) Solo - Determinação do limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Designação da norma: ABNT - NBR 7180.
- ABNT. (1984c) Solo - Determinação do limite de liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Designação da norma: ABNT - NBR 6459.
- ABNT. (1986b) Solo - Ensaio de compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Designação da norma: ABNT - NBR 7182.
- ABNT. (1990) Ensaio de adensamento unidimensional. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Designação da norma: ABNT - MB 3336.
- Bishop, A.W. e Henkel D.J. (1962) *The measurement of soil properties in the Triaxial test*. 2 ed. Londres: Ed. Edward Arnold Ltd.
- Bowles, J.E. (1988) *Foundation analysis and design*. 4 ed. New York: McGraw-Hill Book Co., 1175 p.
- Carvalho, P.A.S. (1991) *Taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas*. São Paulo: IPT, 410 p.
- Cerri, L.E.S. (1993). *Riscos geológicos associados a escorregamentos: uma proposta para prevenção de acidentes*. Tese de Doutorado, UNESP, Rio Claro, 197p.

- Christian, J.T., Ladd, C.C. e Baecher, G.B. (1992) Reliability and probability in stability analysis, *Stability and performance of slopes and embankments - II*, ASCE, Berkeley, EUA. 120 (12): 1071-1111.
- Cole, K. W. (1980) *Factors of safety and limit state design in geotechnical engineering*. Glasgow: Lecture given to the Scottish Geotechnical Group, 35 p.
- Dell'Avanzi, E. (1995) *Confiabilidade e probabilidade em análises de estabilidade de taludes*. Tese de Mestrado - Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC, 135 p.
- DRM. (1982) *Projeto carta geológica do Estado do Rio de Janeiro*. Departamento de Recursos Minerais. Carta Dores de Macabu - DRM - RJ. 1 CD-ROM.
- DRM. (2000) *Projeto Rio de Janeiro*. Relatórios técnicos, Brasília, CPRM - Serviço geológico do Brasil/Departamento de Recursos Minerais - DRM - RJ. 1 CD-ROM.
- Duncan, J.M. (2000) Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 126(04): 307-316.
- FIDEM. (2003) *Região metropolitana de Recife. Morros*. Manual de ocupação. Fundação de Desenvolvimento Municipal.
www.proventionconsortium.org/files/morros/paginiciais em 20/04/2004.
- Fontelle, A.S. e Vieira, V.P.P.B. (2001) Análise de risco aplicada à estabilidade de talude de barragem de terra no Estado do Ceará. *XXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens*, Fortaleza: CBDB, Anais, 3.
- Genevois, B.B.P. (1991) Efeito da variabilidade espacial dos parâmetros do solo na capacidade de carga de uma fundação superficial. *Solos e Rochas*, São Paulo, 14 (1): 45-52.

- Guedes, M.C.S. (1997) *Considerações sobre análise probabilística da estabilidade de taludes*. Tese de Mestrado - Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC, 146 p.
- Guidicini, G. e Nieble, C.M. (1983) *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. 2.ed. São Paulo: Ed. Edgard Blücher Ltda, 194 p.
- Head, K.H. (1986) *Manual of soil laboratory testing*. Effective stress tests. London: ELE International Limited, (3): 743-1238.
- Hines, W.W. e Montgomery, D.C. (1990) *Probability and statistics in engineering and management science*. 3. ed. New York: John Wiley and Sons, 752 p.
- Kottagoda, N.T. e Rosso, R. (1997) *Statistics, probability, and reliability for civil and environmental engineers*. McGraw-Hill Publishing Company, New York, USA, 735p.
- Lambe, T.W. e Whitman, R.V. (1969) *Soil Mechanics*. Nova York: Ed.J.Wiley and Sons, 553 p.
- Lee, I. K., Weeks, W. e Ingles, O. G. (1983) *Geotechnical engineering*. E.U.A.: Ed. Pitman, Marshfield.
- Li, K.S. e Lumb, P. (1987) Probabilistic design of slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 24 (4): 520-535.
- Lima, L.S.A. (1991) *Uma metodologia para análise probabilística de estabilidade de taludes*. Tese de Mestrado - Rio de Janeiro – RJ, COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ.
- Lumb, P. (1967) Statistical methods in soil investigation. 5th *Australia-N.Zeland Conference (SMFE)*. New Zeland: Auckland.

- Lunne, T., Robertson, P. K. e Powell, J. J. M. (1997) *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Londres: Blackie Academic & Professional.
- Microsoft. (2005) Office Online. Programa EXCELL. <http://office.microsoft.com>.
- Montgomery D.C. e Runger, G.C. (2003) *Estatística aplicada para engenheiros*. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 463 p.
- Moreira, J.E. (1989) *A philosophic approach to geotechnical engineering*. De Mello Volume. São Paulo: Ed. Edgard Blucher Ltda, 331-358.
- Morlá-Catalán, J. e Cornell, C.A. (1976) Earth slope reliability by a level-crossing method. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 102 (GT6): 591-604.
- Neter, J., Wasserman, W. e Whitmore, G.A. (1982) *Applied statistics*. 2. ed. Boston, E.U.A.: Allyn and Bacon, Inc., 989 p.
- Neto, B.B., Scarmini, I.S. e Bruns, R.E. (1995) *Planejamento e otimização de experimentos*. Campinas: Ed. da Unicamp, 299 p.
- Oka, Y. e Wu, T.H. (1990) System reliability for slope stability. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 116 (8): 1185-1189.
- Priest, S.D. e Brown, E.T. (1983) *Probabilistic stability analysis of variable rock slopes*. London; Institution of Mining and Metallurgy, Sect. A: Min. industry.
- Rétháti, L. (1988) *Probabilistic solutions in geotechnics*. Tokio: Elsevier.
- Rico, A. e Castillo, H.D. (1984) *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*. México: Ed. Limusa.

- Rosenblueth, R.Y.(1975) Point estimates for probability moments. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, USA, Mathematics Section, 72 (10): 3812-3814.
- Sandroni, S.S. e Sayão, A.S.F.J. (1992) Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. *1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas*, COBRAE, 2: 523-536.
- São Fidélis. (2005) São Fidélis – Cidade Poema.
<http://www.saofidelisrj.com.br/municipio.htm> em 20/01/2005.
- Schnaid, F. (2000) *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 189 p.
- Silva, L.C.S. e Cunha H.C.S. (2001) *Programa levantamento geológicos básicos do Brasil. Geologia do Estado do Rio de Janeiro*. Ministério de Minas e Energia - CPRM, Brasília - DF.
- Soares, E.P., Bueno, B.S., Lima, D.C. e Virgili, J.C. (1997) Análise de estabilidade de um talude da Mina de Águas Claras – MRB: Uma visão probabilística. *2ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas*, COBRAE, 1:469-473.
- Teixeira, P.B. e Virgili, J. C. (1984) Métodos determinísticos e probabilísticos em análises de estabilidade de taludes rochosos. *Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia*. ABGE, São Paulo, 1:185-196.
- Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
- Whitman, R.V. (1984) Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 110 (2): 145-189.

ANEXO I

Tabela I.1 - Valores de $\tau = t_\alpha / \sqrt{n}$, em função de n e α .

[illegible]

Tabela I.2 – Distribuição normal de Fator de Segurança FS .

β	β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9
0,0_	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2
0,1_	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2
0,2_	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2	1:3	1:3	1:3	1:3
0,3_	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3
0,4_	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3
0,5_	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:4	1:4	1:4
0,6_	1:4	1:4	1:4	1:4	1:4	1:4	1:4	1:4	1:4	1:4
0,7_	1:4	1:4	1:4	1:4	1:4	1:4	1:4	1:5	1:5	1:5
0,8_	1:5	1:5	1:5	1:5	1:5	1:5	1:5	1:5	1:5	1:5
0,9_	1:5	1:6	1:6	1:6	1:6	1:6	1:6	1:6	1:6	1:6
1,0_	1:6	1:6	1:6	1:7	1:7	1:7	1:7	1:7	1:7	1:7
1,1_	1:7	1:7	1:8	1:8	1:8	1:8	1:8	1:8	1:8	1:9
1,2_	1:9	1:9	1:9	1:9	1:9	1:9	1:10	1:10	1:10	1:10
1,3_	1:10	1:11	1:11	1:11	1:11	1:11	1:12	1:12	1:12	1:12
1,4_	1:12	1:13	1:13	1:13	1:13	1:14	1:14	1:14	1:14	1:15
1,5_	1:15	1:15	1:16	1:16	1:16	1:17	1:17	1:17	1:18	1:18
1,6_	1:18	1:19	1:19	1:19	1:20	1:20	1:21	1:21	1:22	1:22
1,7_	1:22	1:23	1:23	1:24	1:24	1:25	1:26	1:26	1:27	1:27
1,8_	1:28	1:28	1:29	1:30	1:30	1:31	1:32	1:33	1:33	1:34
1,9_	1:35	1:36	1:36	1:37	1:38	1:39	1:40	1:41	1:42	1:43
2,0_	1:44	1:45	1:46	1:47	1:48	1:50	1:51	1:52	1:53	1:55
2,1_	1:56	1:57	1:59	1:60	1:62	1:63	1:65	1:67	1:68	1:70
2,2_	1:72	1:74	1:76	1:78	1:80	1:82	1:84	1:86	1:88	1:91
2,3_	1:93	1:96	1:98	1:101	1:104	1:107	1:109	1:112	1:116	1:119
2,4_	1:122	1:125	1:129	1:132	1:136	1:140	1:144	1:148	1:152	1:157
2,5_	1:161	1:166	1:170	1:175	1:180	1:186	1:191	1:197	1:202	1:208
2,6_	1:215	1:221	1:227	1:234	1:241	1:248	1:256	1:264	1:272	1:280
2,7_	1:288	1:297	1:306	1:316	1:326	1:336	1:346	1:357	1:368	1:380
2,8_	1:391	1:404	1:416	1:430	1:443	1:457	1:472	1:487	1:503	1:519
2,9_	1:536	1:553	1:571	1:590	1:609	1:629	1:650	1:672	1:694	1:717
3,0_	1:741	1:766	1:791	1:818	1:845	1:874	1:903	1:935	1:966	1:999
3,1_	1:1033	1:1070	1:1106	1:1144	1:1183	1:1225	1:1267	1:1312	1:1359	1:1406
3,2_	1:1456	1:1506	1:1560	1:1616	1:1672	1:1733	1:1795	1:1859	1:1927	1:1996
3,3_	1:2070	1:2141	1:2222	1:2304	1:2387	1:2475	1:2564	1:2660	1:2762	1:2857
3,4_	1:2967	1:3077	1:3195	1:3311	1:3436	1:3571	1:3704	1:3846	1:3984	1:4132
3,5_	1:4292	1:4464	1:4630	1:4808	1:5000	1:5181	1:5405	1:5587	1:5814	1:6061
3,6_	1:6289	1:6536	1:6803	1:7042	1:7353	1:7634	1:7937	1:8264	1:8547	1:8929
3,7_	1:9259	1:9615	1:10000	1:10417	1:10870	1:11364	1:11765	1:12195	1:12821	1:13333
3,8_	1:13889	1:14493	1:14925	1:15625	1:16129	1:16949	1:17544	1:18519	1:19231	1:20000
3,9_	1:20833	1:21739	1:22727	1:23810	1:24390	1:25641	1:27027	1:27778	1:29412	1:30303

ANEXO II - CURVAS GRANULOMÉTRICAS

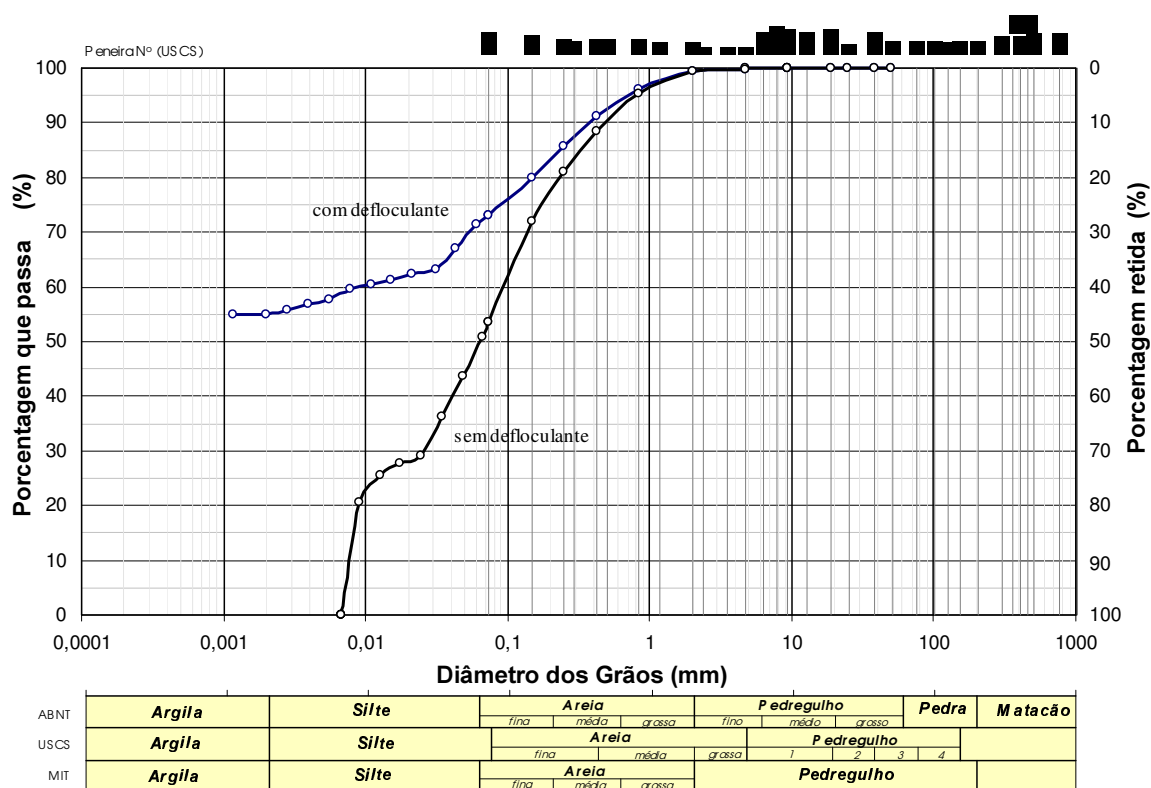


Figura II.1 - Distribuição granulométrica para o solo entre 0,0 e 1,25 metros (1ª amostra deformada).

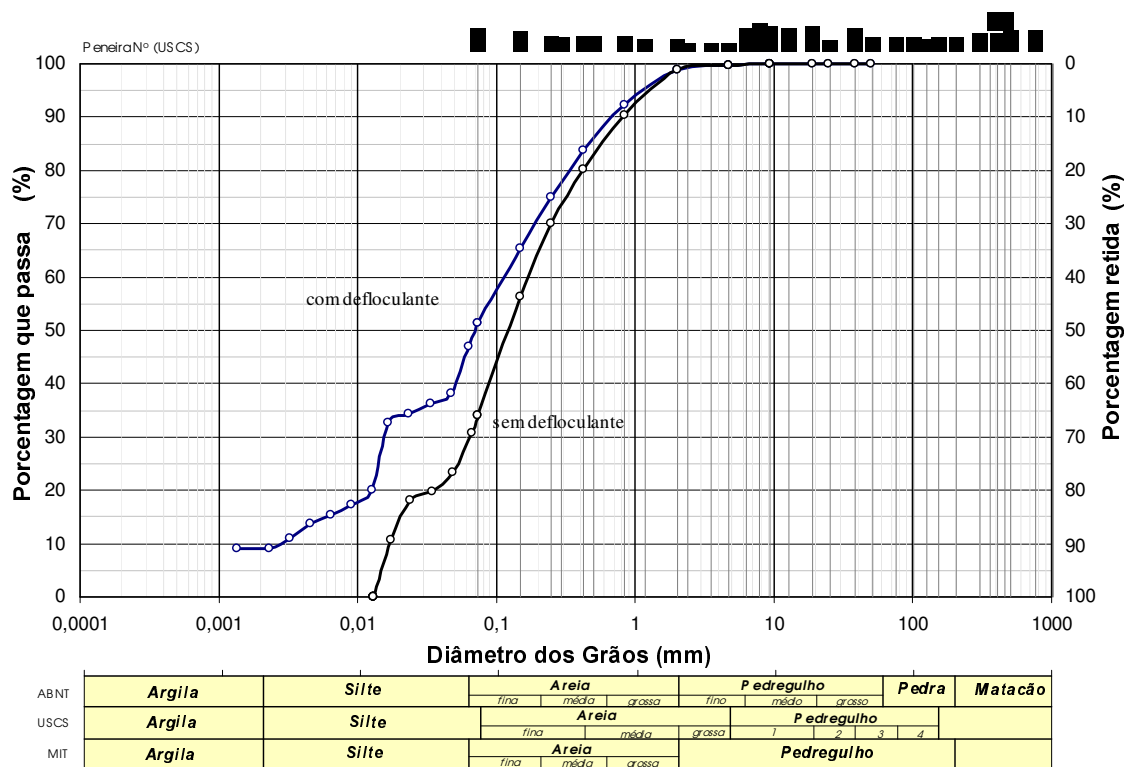


Figura II.2 - Distribuição granulométrica para o solo entre 1,25 e 2,75 metros (2ª amostra deformada).

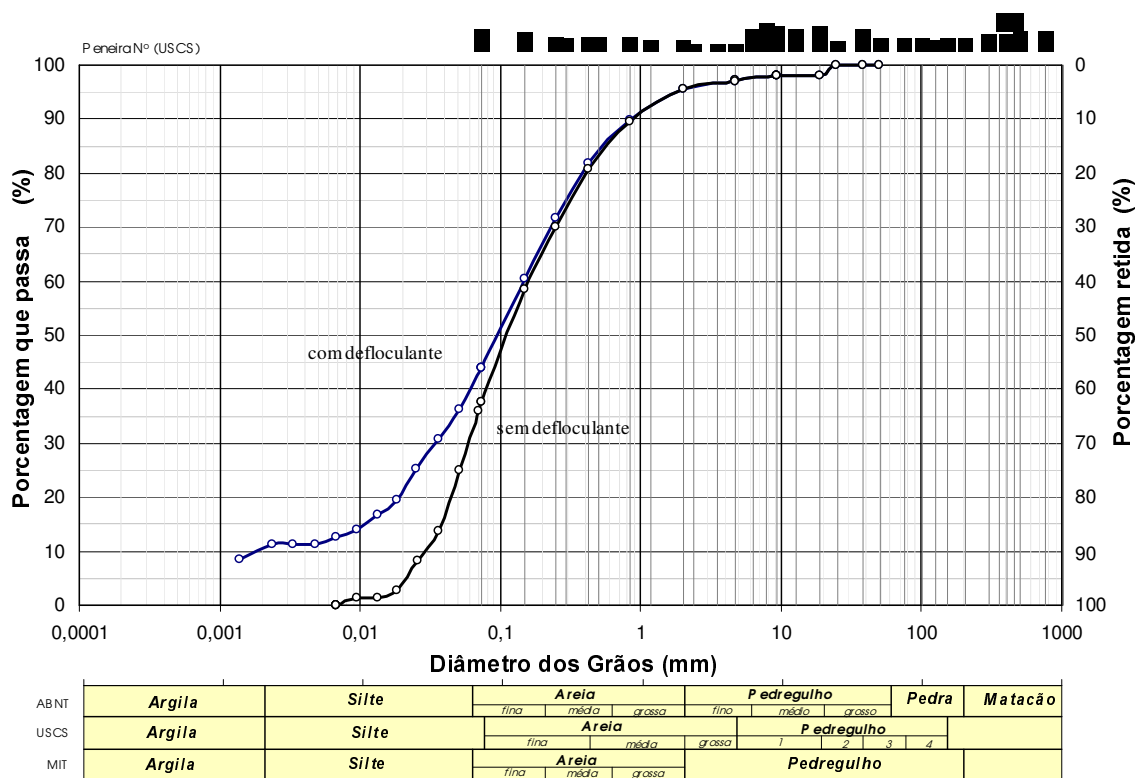


Figura II.3 - Distribuição granulométrica para o solo entre 2,75 e 3,50 metros (3ª amostra deformada).

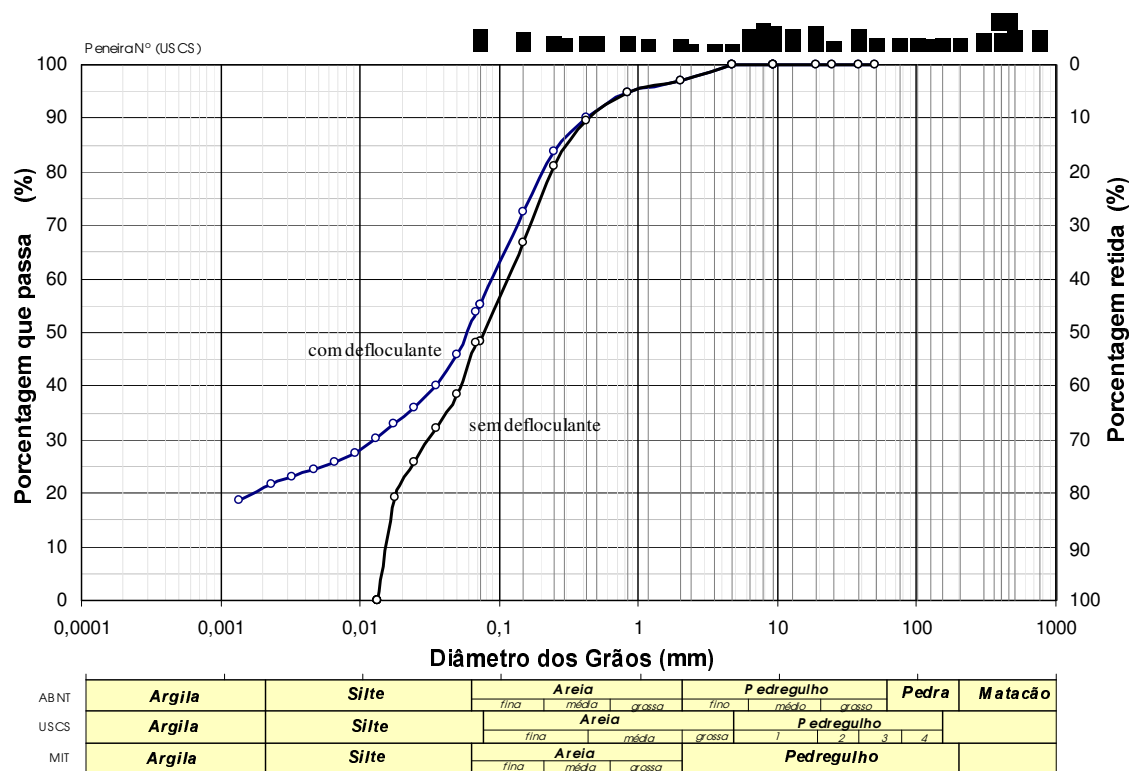


Figura II.4 - Distribuição granulométrica para o solo entre 3,50 e 4,50 metros (4ª amostra deformada).

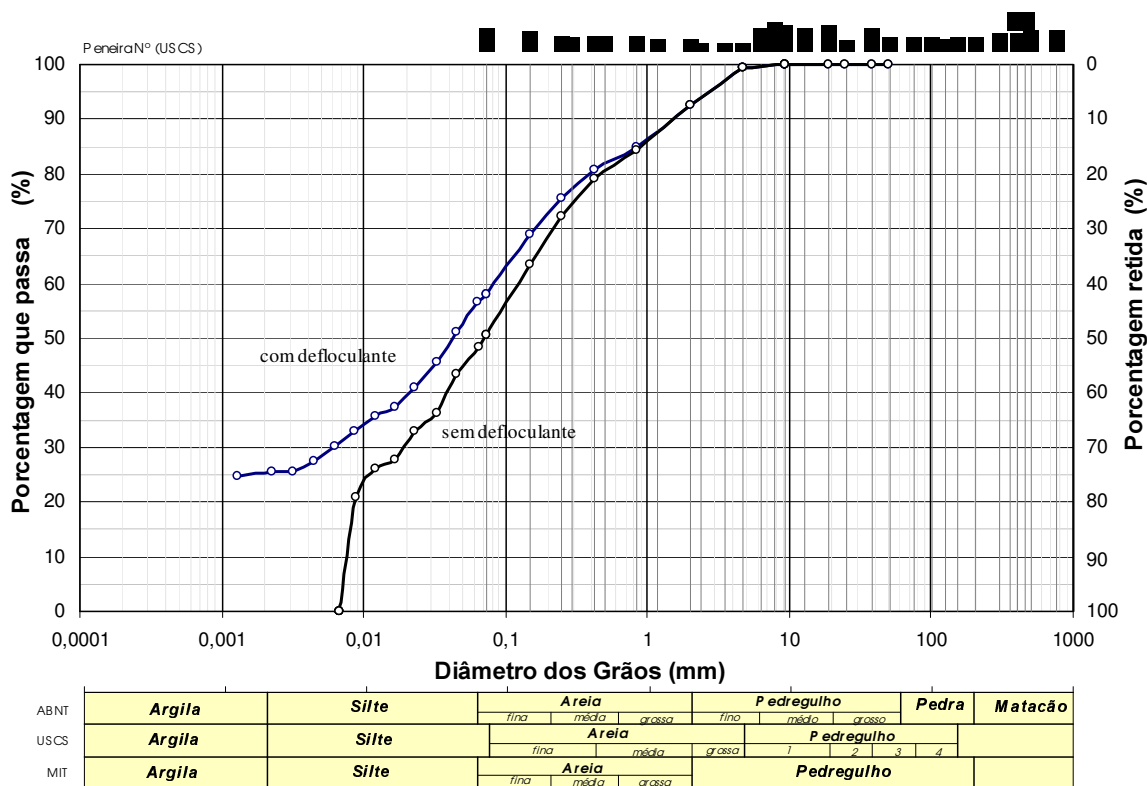


Figura II.5 - Distribuição granulométrica para o solo entre 4,50 e 5,25 metros (5ª amostra deformada).

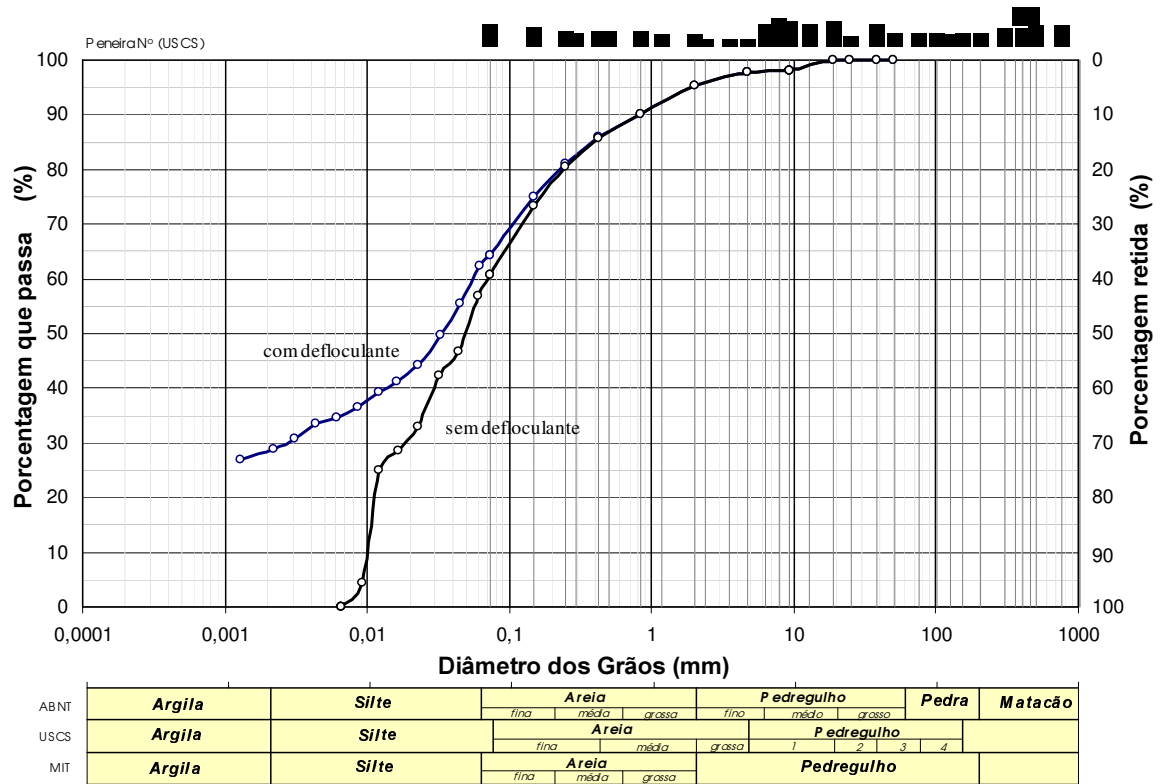


Figura II.6 - Distribuição granulométrica para o solo entre 5,25 e 5,75 metros (6ª amostra deformada).

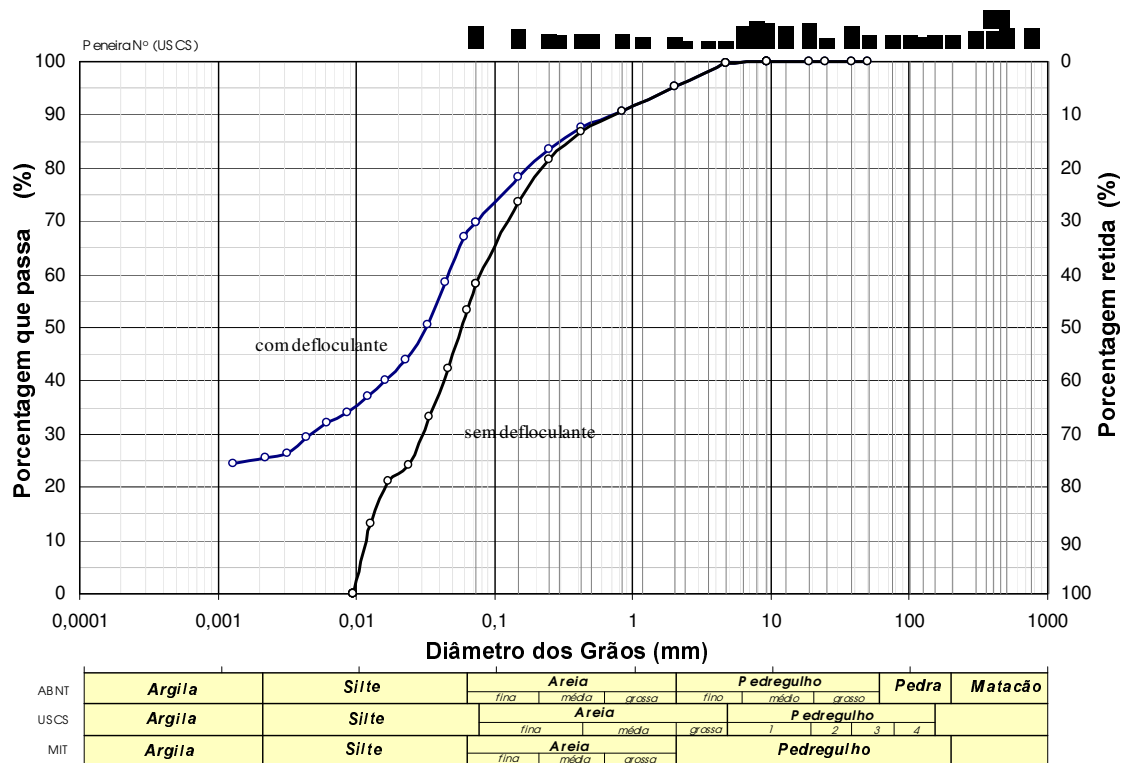


Figura II.7 - Distribuição granulométrica para o solo entre 5,75 e 6,50 metros (7ª amostra deformada).

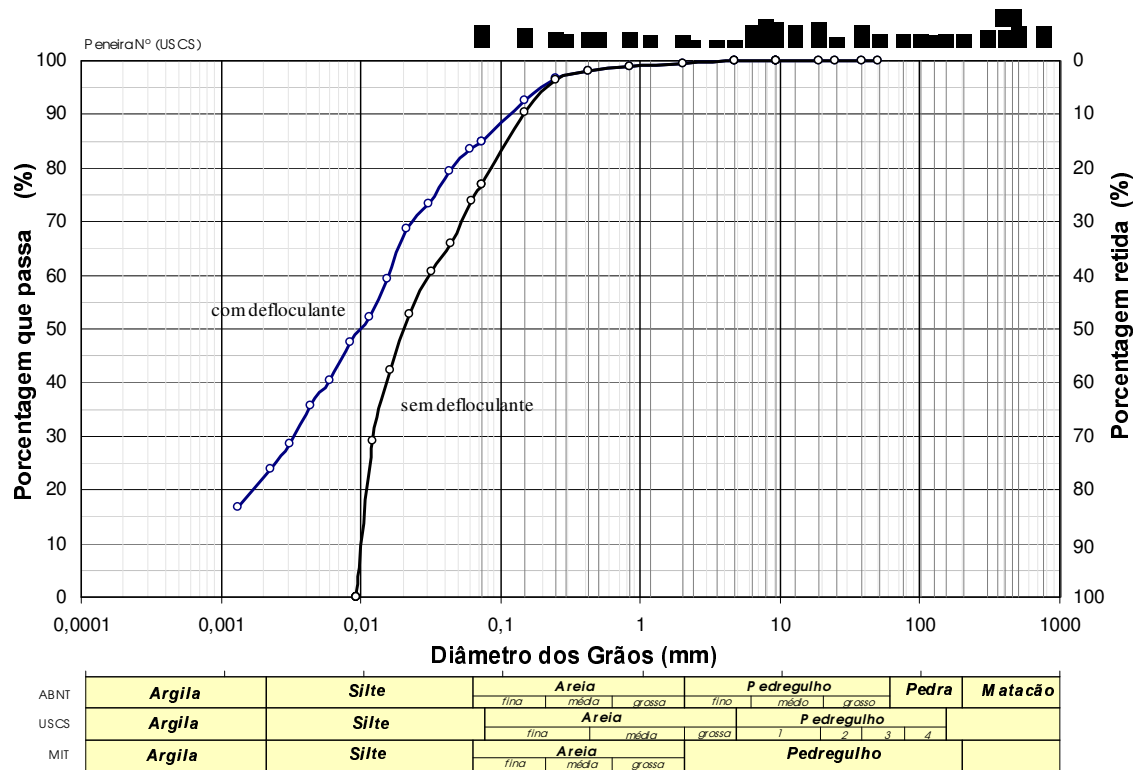


Figura II.8 - Distribuição granulométrica para o solo entre 6,50 e 7,15 metros (8ª amostra deformada).

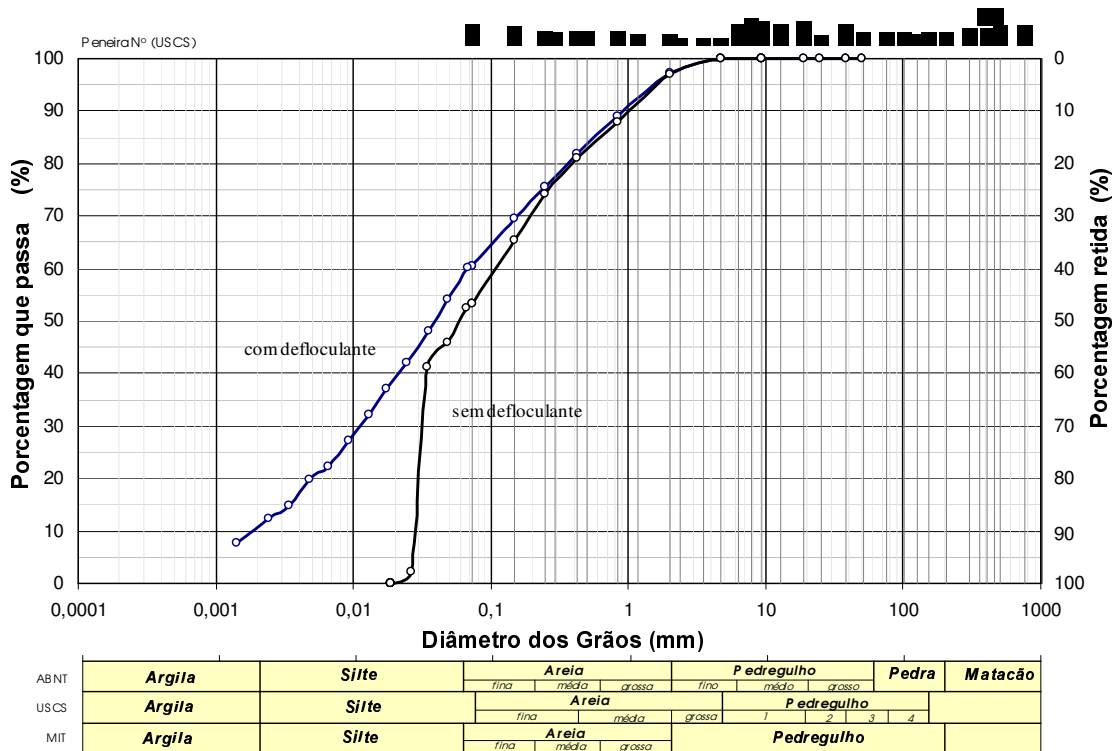


Figura II.9 - Distribuição granulométrica para o solo entre 7,15 e 8,65 metros (9ª amostra deformada).

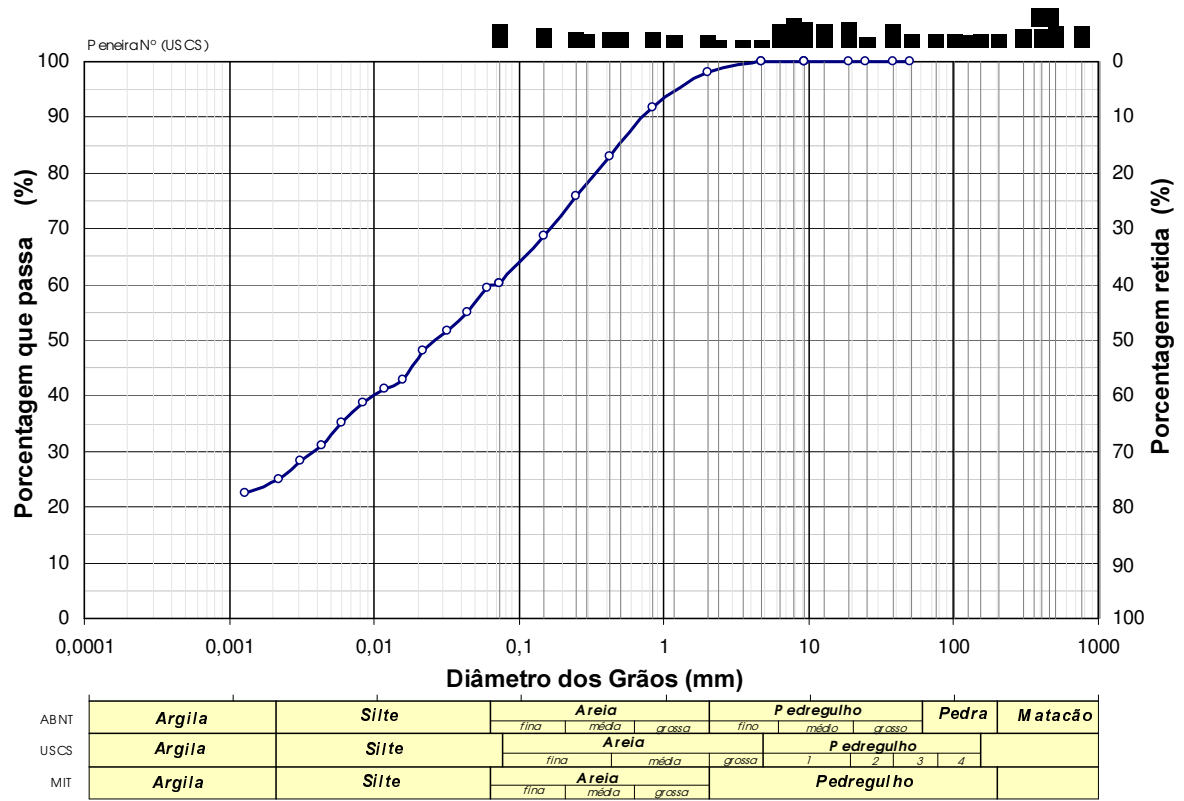


Figura II.10 - Distribuição granulométrica do retroaterro (mistura compactada).

ANEXO III - ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

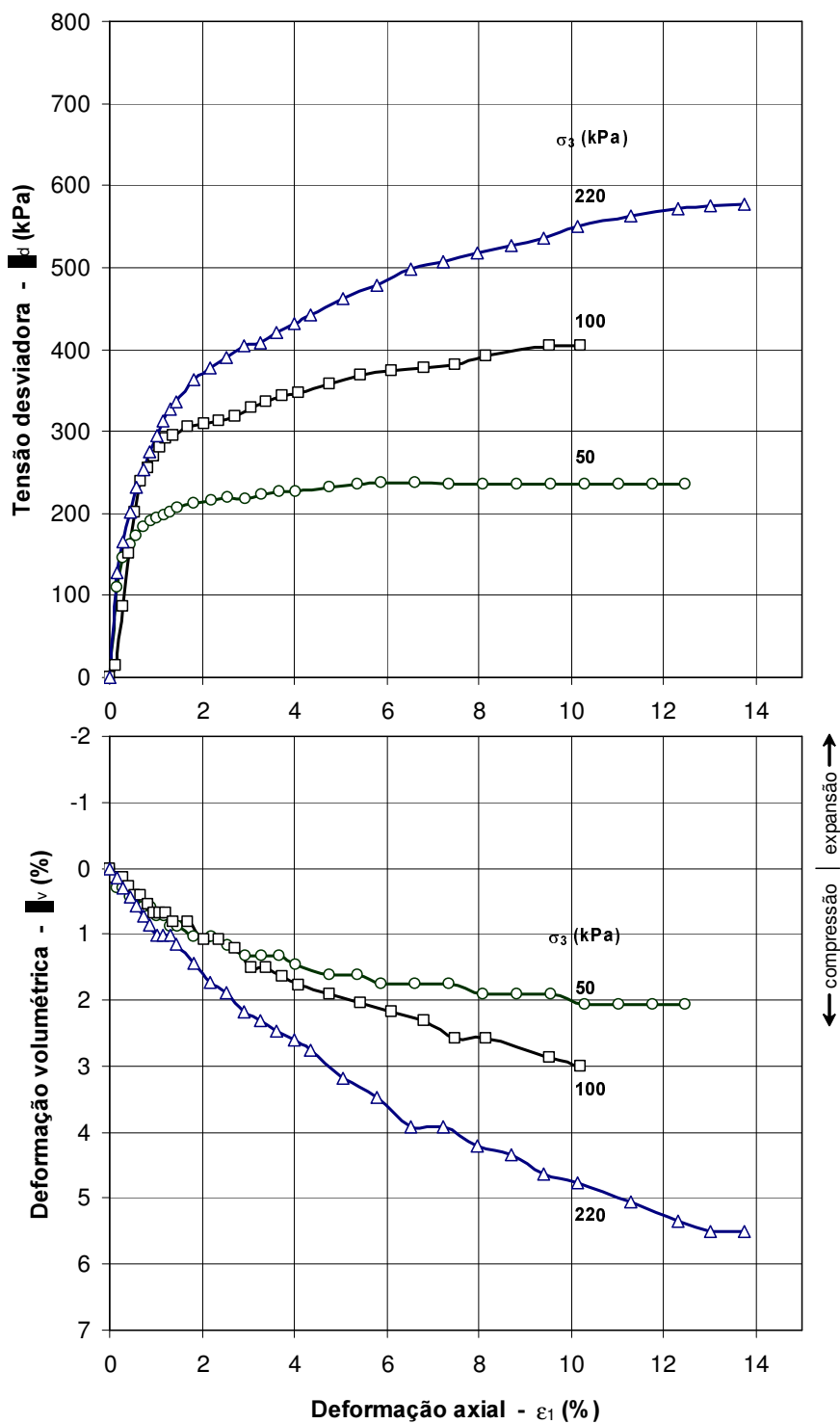


Figura III.1 - Variação da tensão desviadora e deformação volumétrica vs. deformação axial do primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CID do solo argilo arenoso.

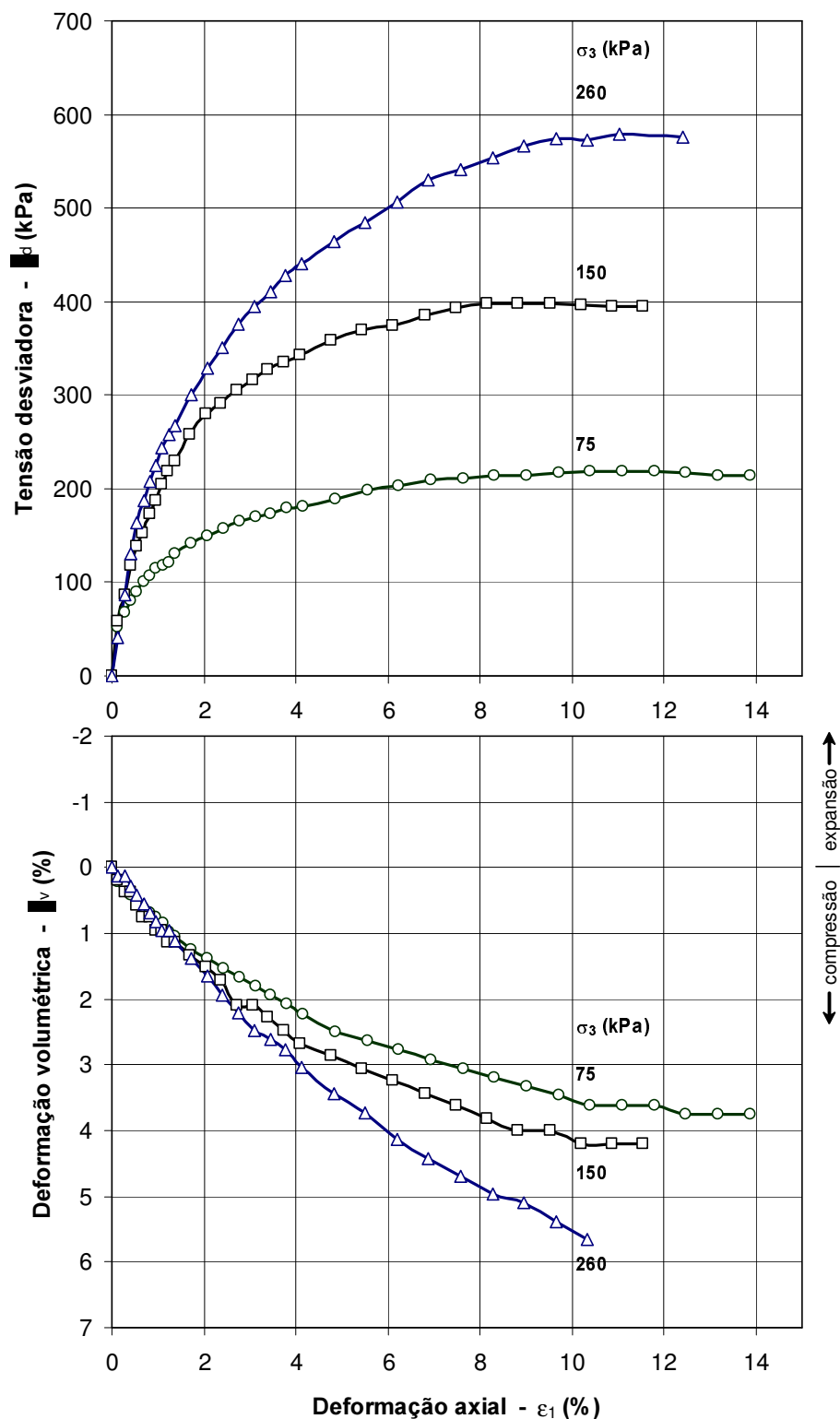


Figura III.2 - Variação da tensão desviadora e deformação volumétrica vs. deformação axial do segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CID do solo argilo arenoso.

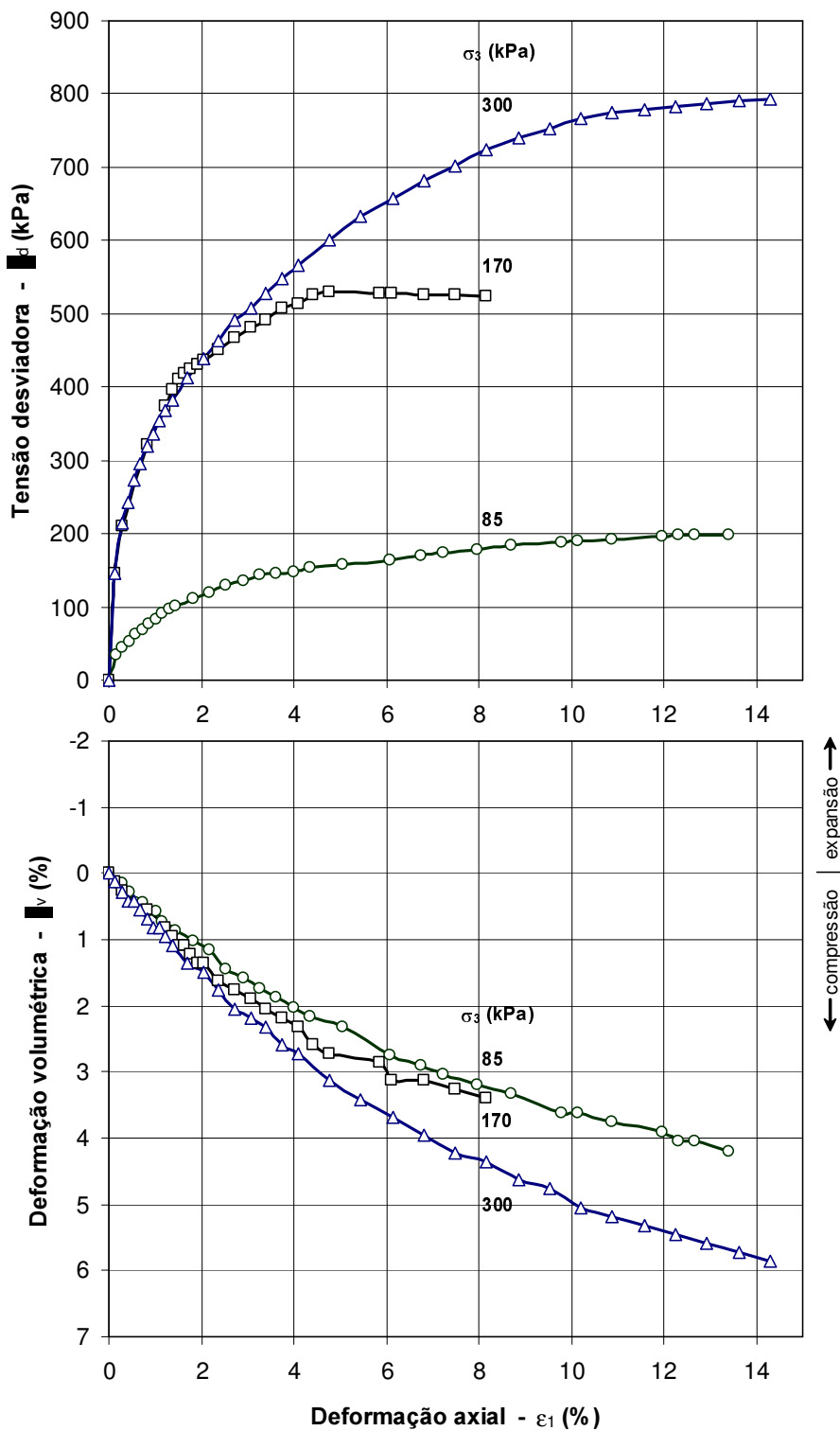


Figura III.3 - Variação da tensão desviadora e deformação volumétrica vs. deformação axial do terceiro grupo de ensaios de compressão triaxial CID do solo argilo arenoso.

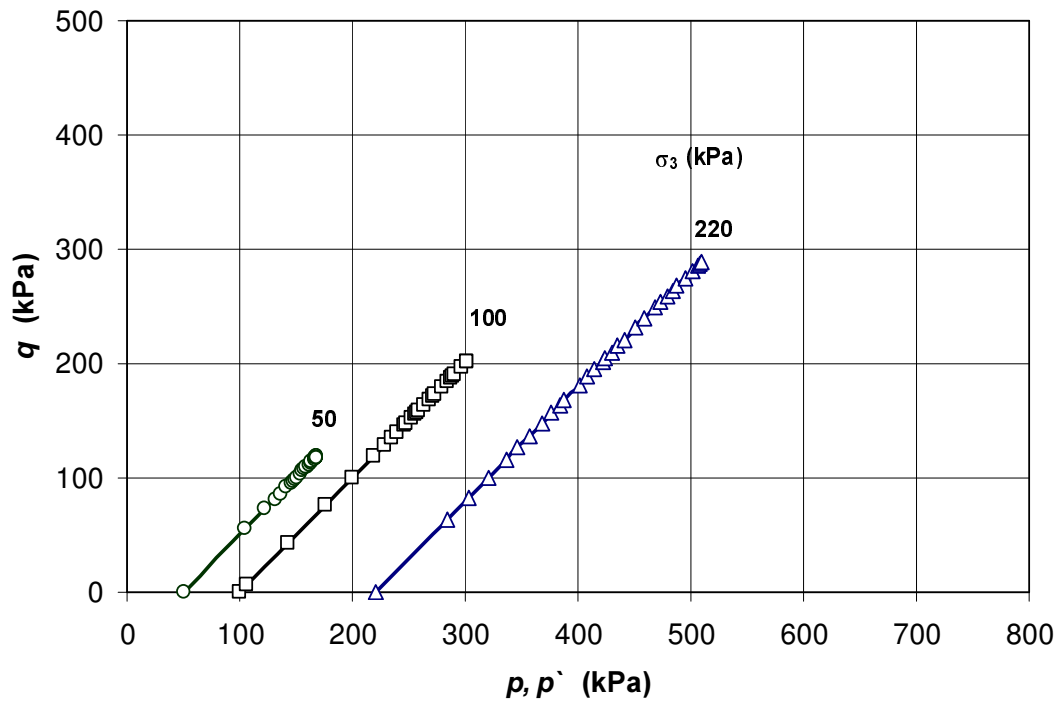


Figura III.4 -Trajetória de tensões totais e efetivas para o primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CID no solo argilo arenoso.

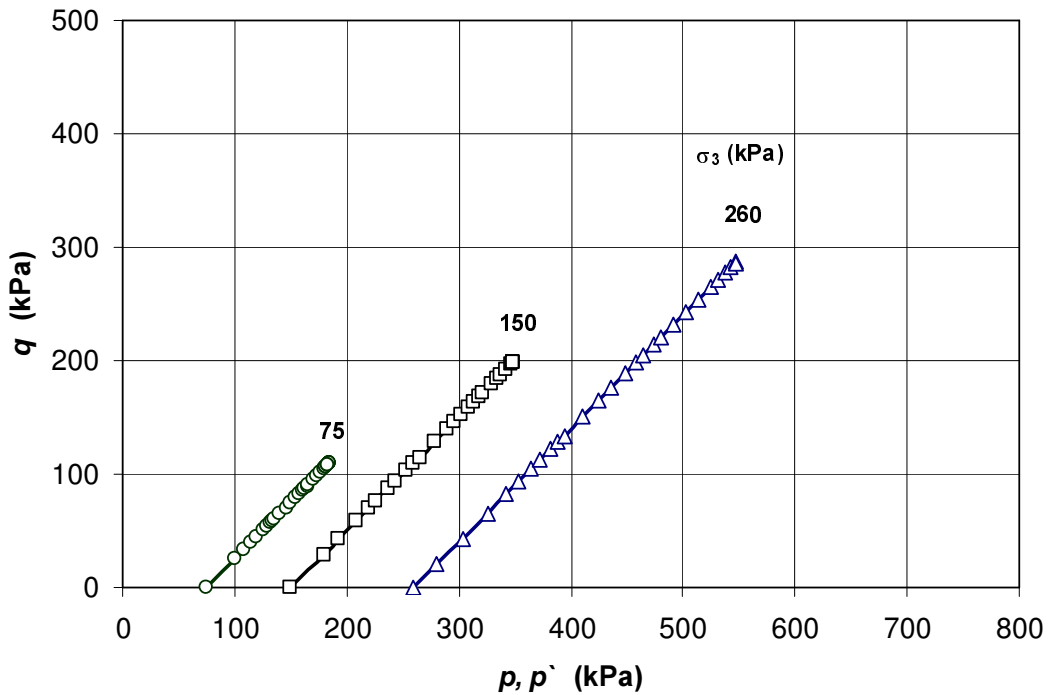


Figura III.5 - Trajetória de tensões totais e efetivas para o segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CID no solo argilo arenoso.

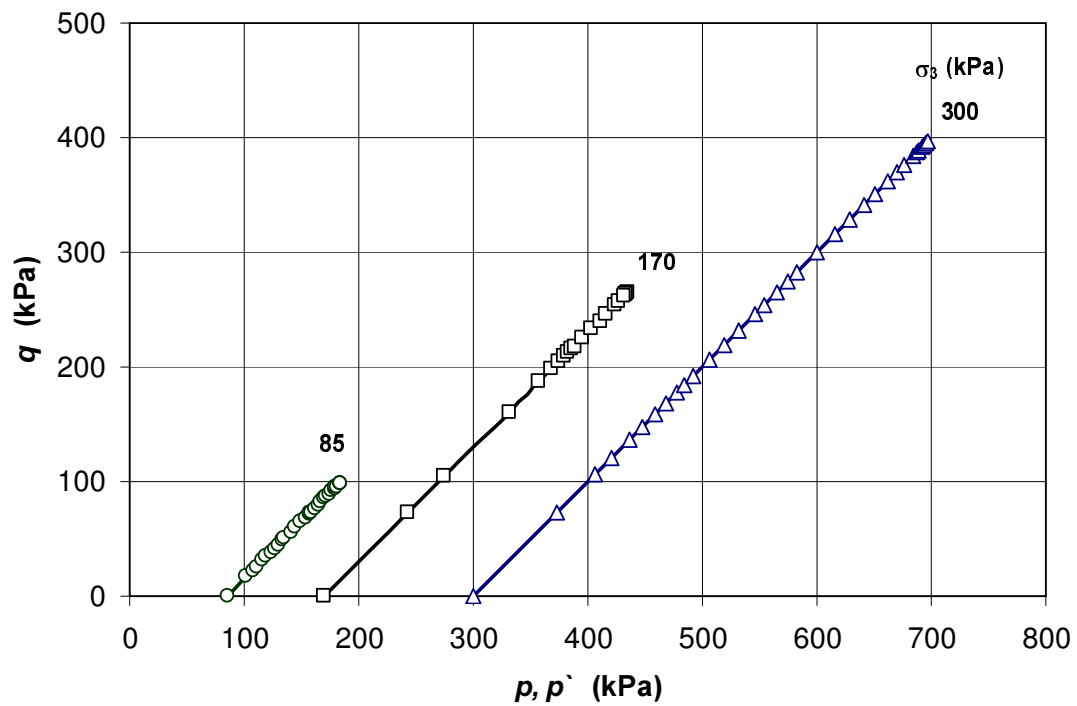


Figura III.6 - Trajetória de tensões totais e efetivas para o terceiro grupo de ensaios de compressão triaxial CID no solo argilo arenoso.

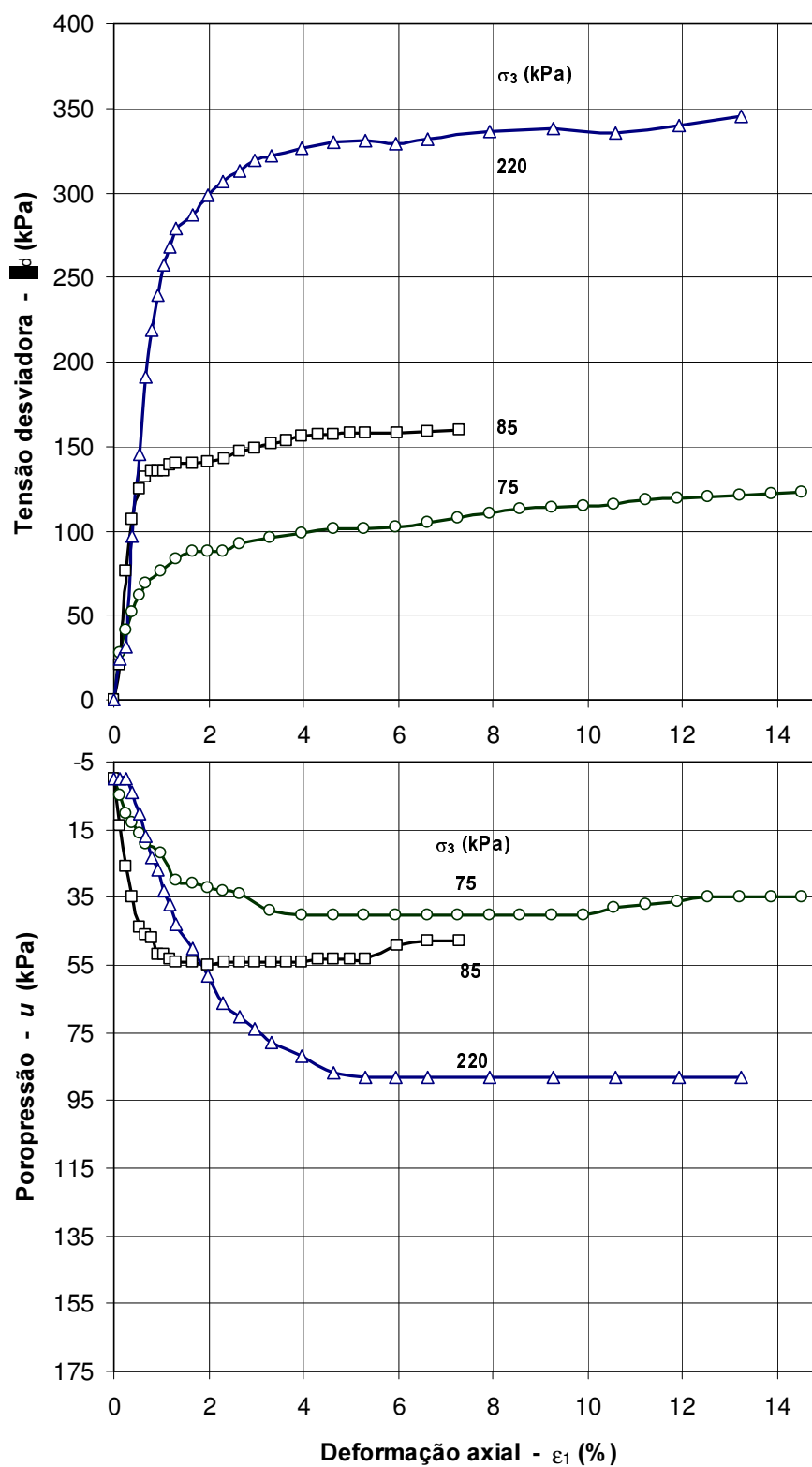


Figura III.7 - Variação da tensão desviadora e poropressão vs. deformação axial do primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU do solo areno siltoso.

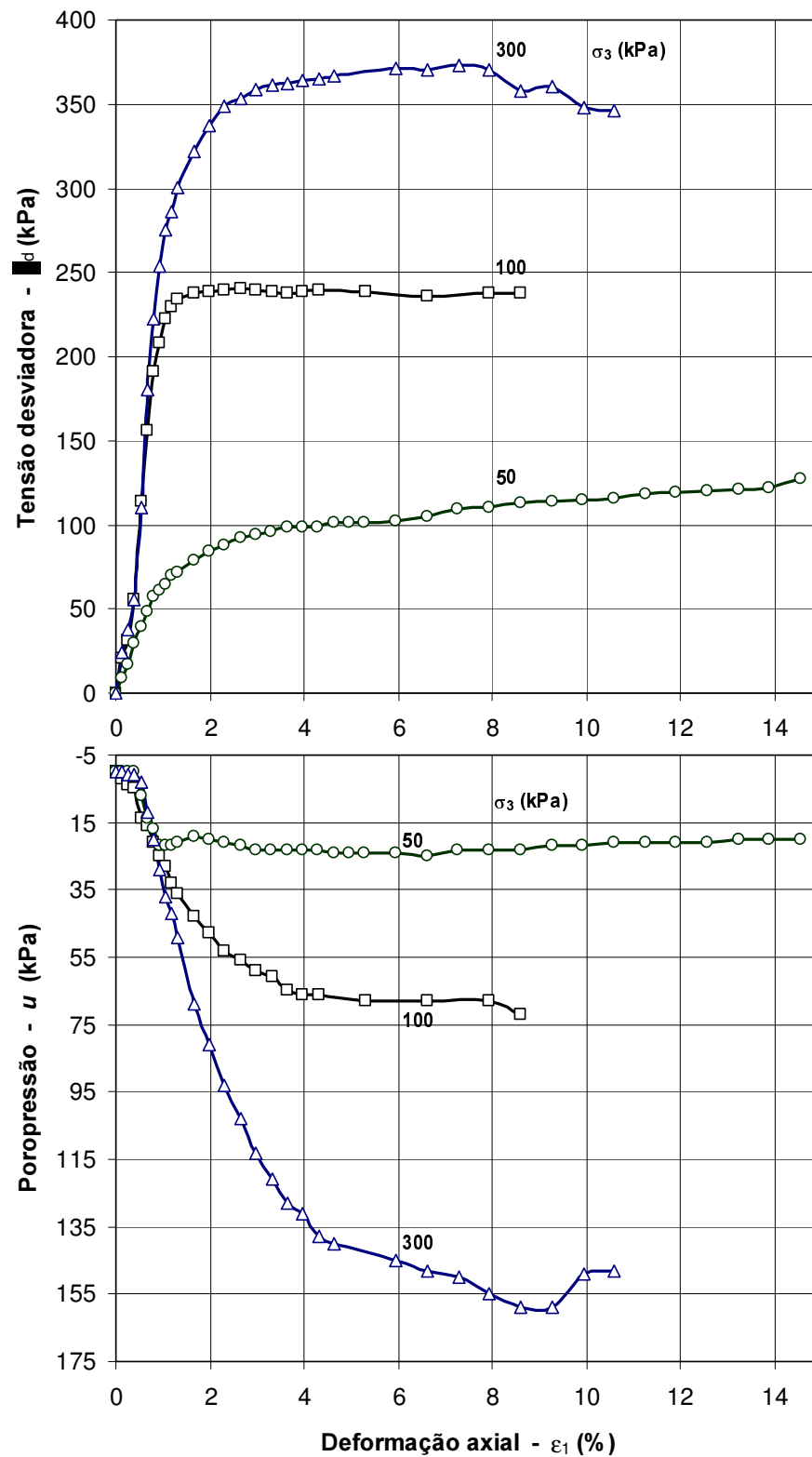


Figura III.8 - Variação da tensão desviadora e poropressão vs. deformação axial do segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU do solo areno siltoso.

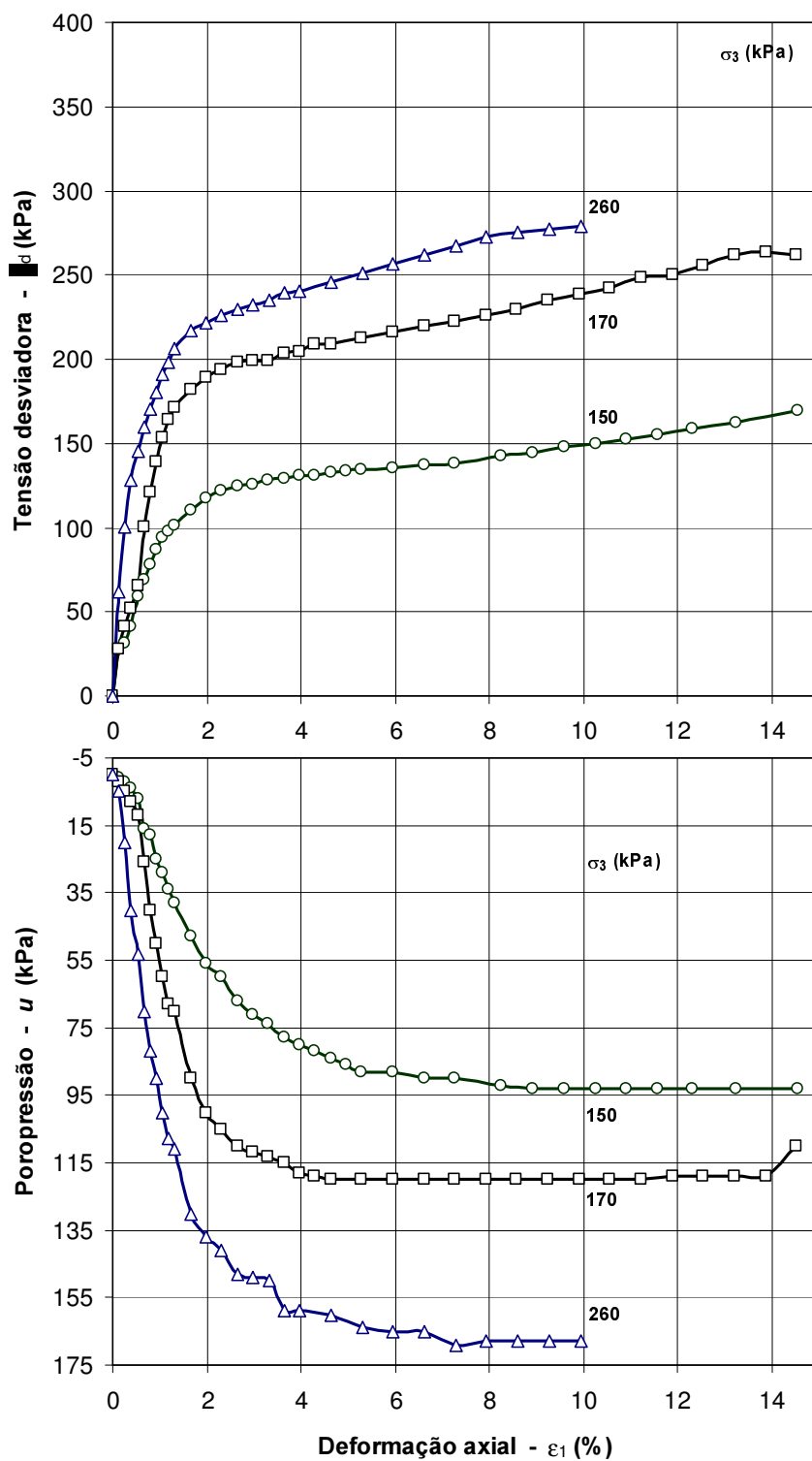


Figura III.9 - Variação da tensão desviadora e poropressão vs. deformação axial do terceiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU do solo areno siltoso.

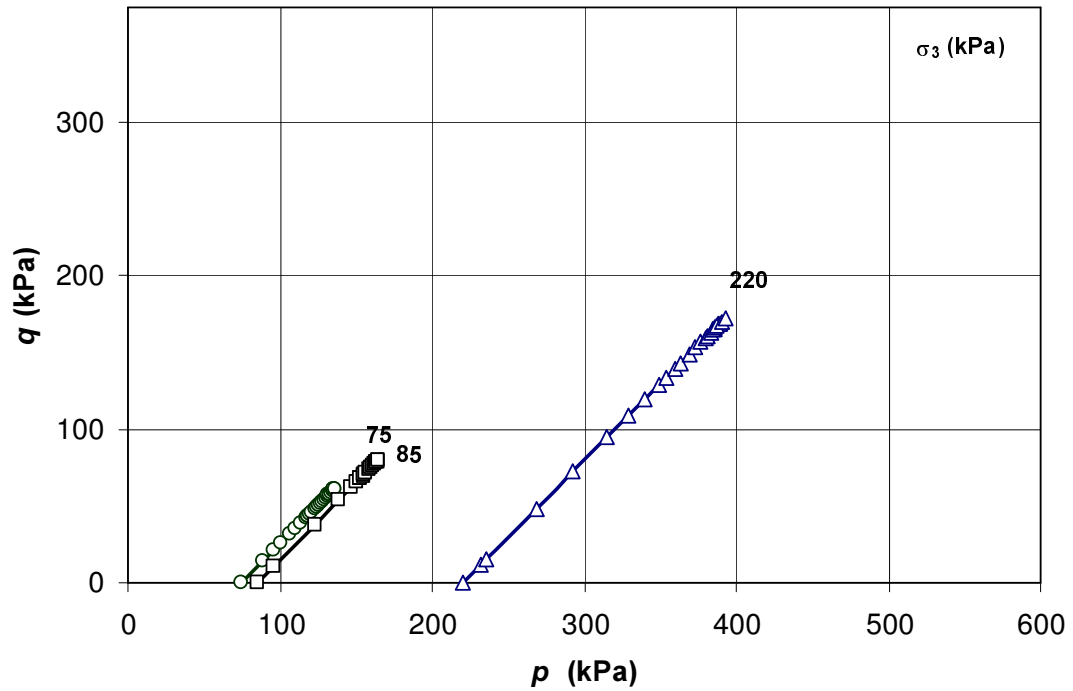


Figura III.10 - Trajetória de tensões totais para o primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.

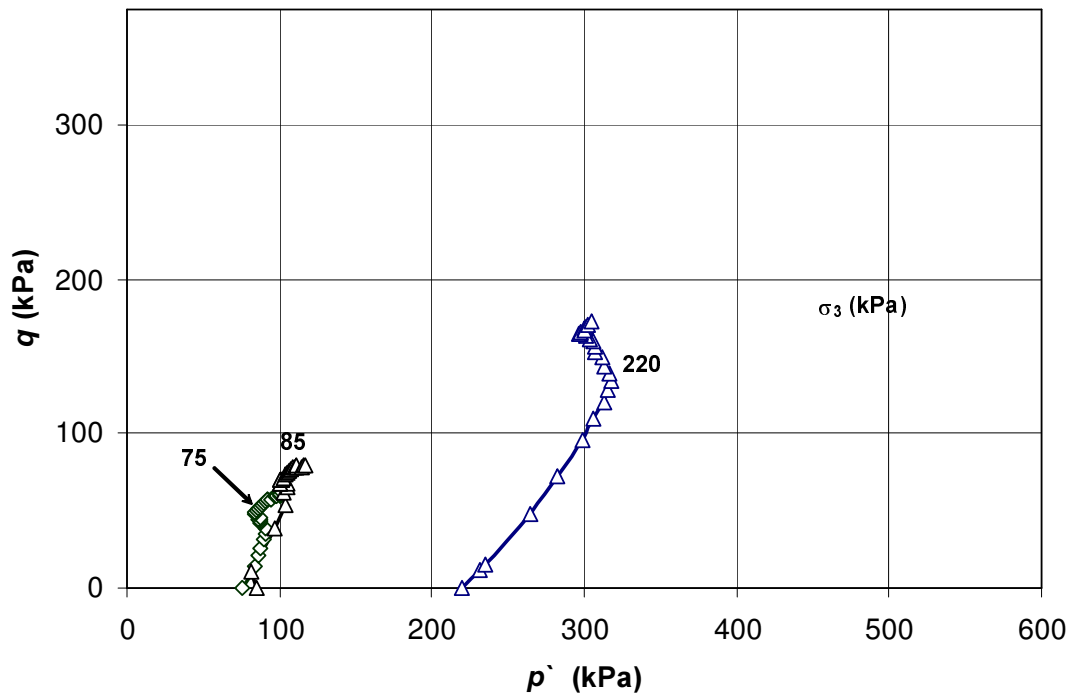


Figura III.11 - Trajetória de tensões efetivas para o primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.

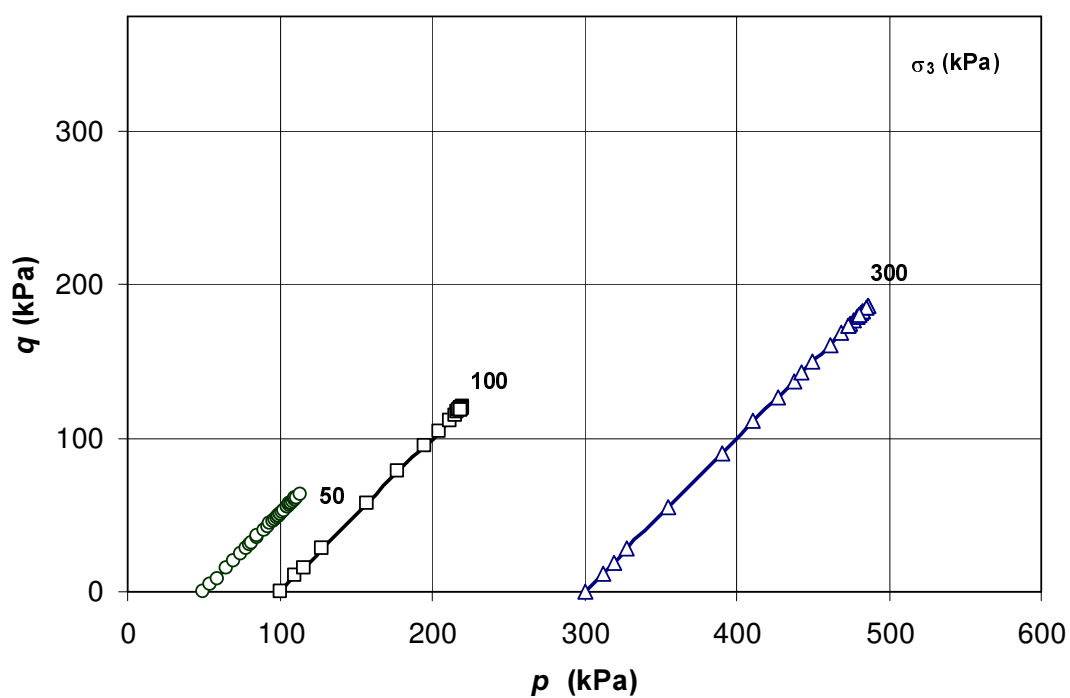


Figura III.12 - Trajetória de tensões totais para o segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.

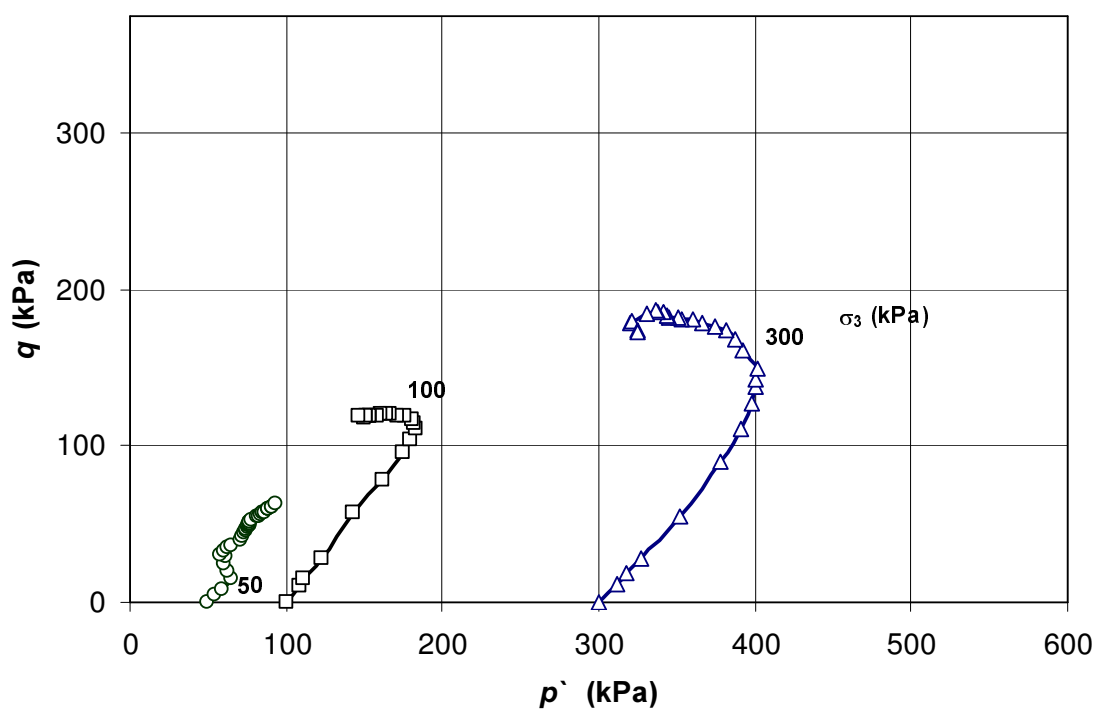


Figura III.13 - Trajetória de tensões efetivas para o segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.

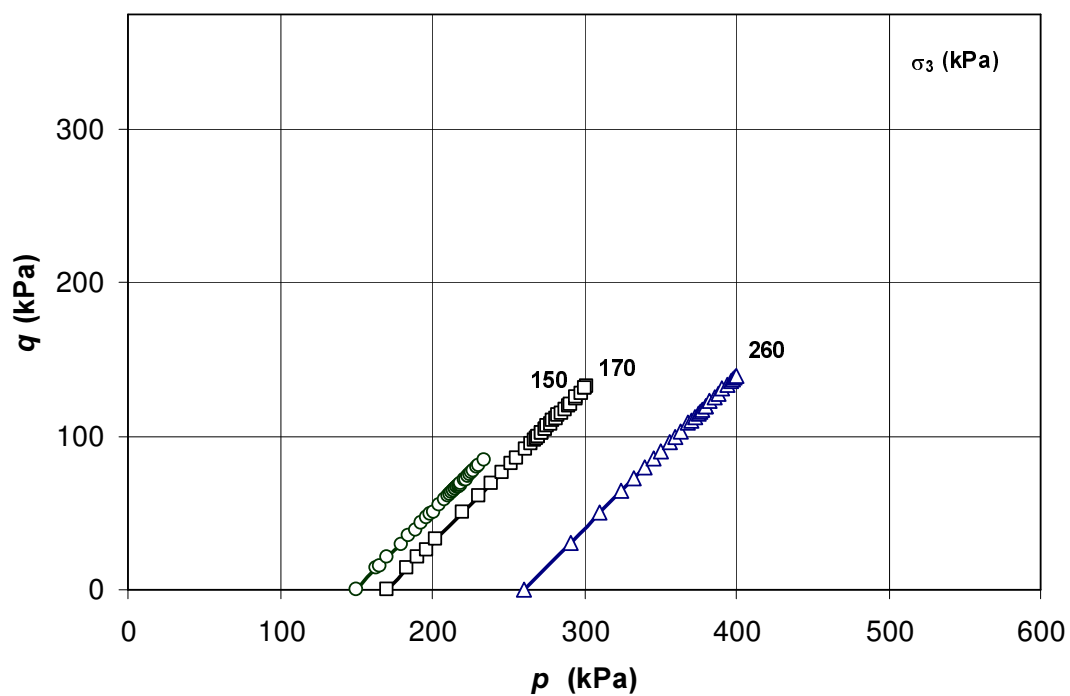


Figura III.14 - Trajetória de tensões totais para o terceiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.

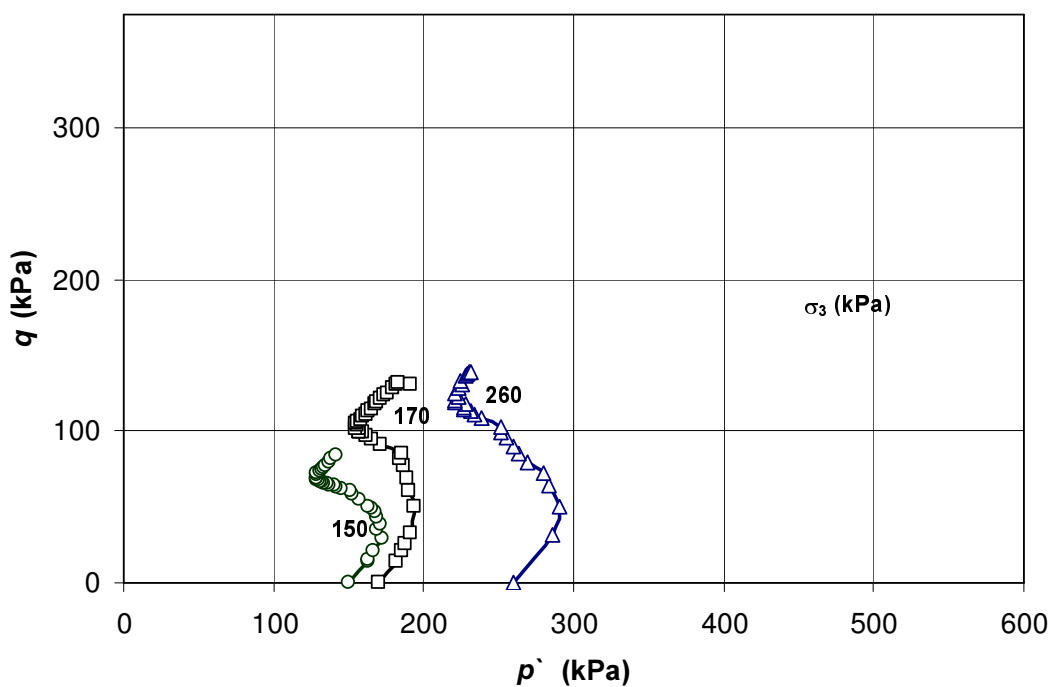


Figura III.15 - Trajetória de tensões efetivas para o terceiro grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo areno siltoso.

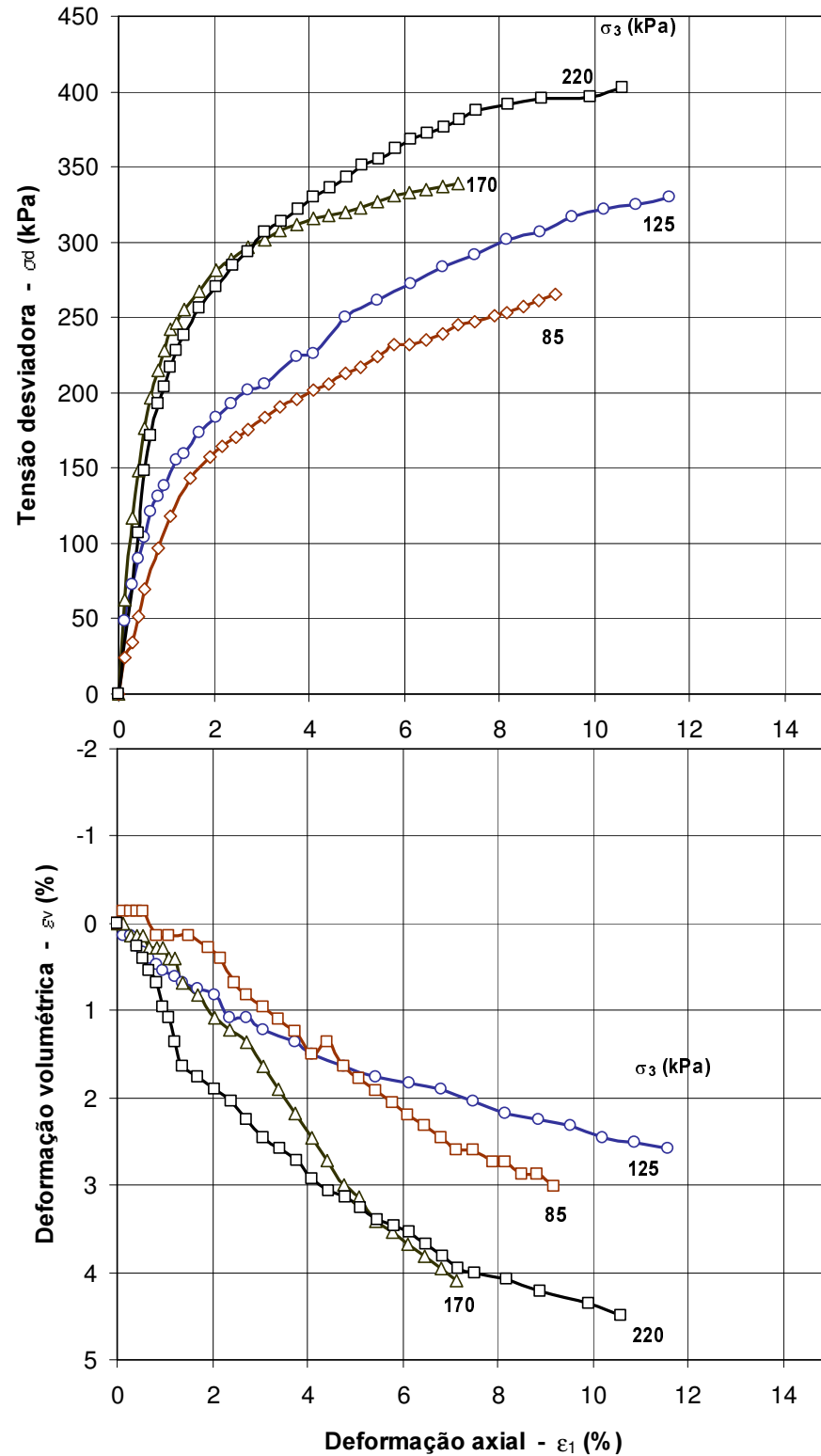


Figura III.16 - Variação da tensão desviadora e deformação volumétrica vs. deformação axial do primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CID do solo silte areno argiloso.

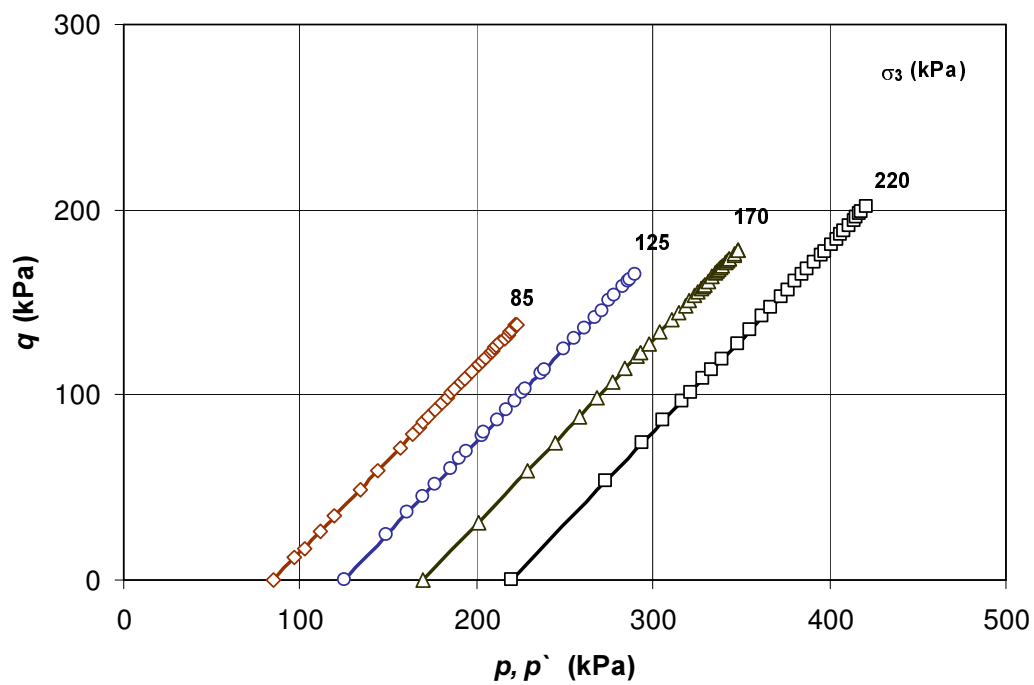


Figura III.17 - Trajetória de tensões totais e efetivas para o primeiro grupo de ensaios de compressão triaxial CID no solo silte areno argiloso.

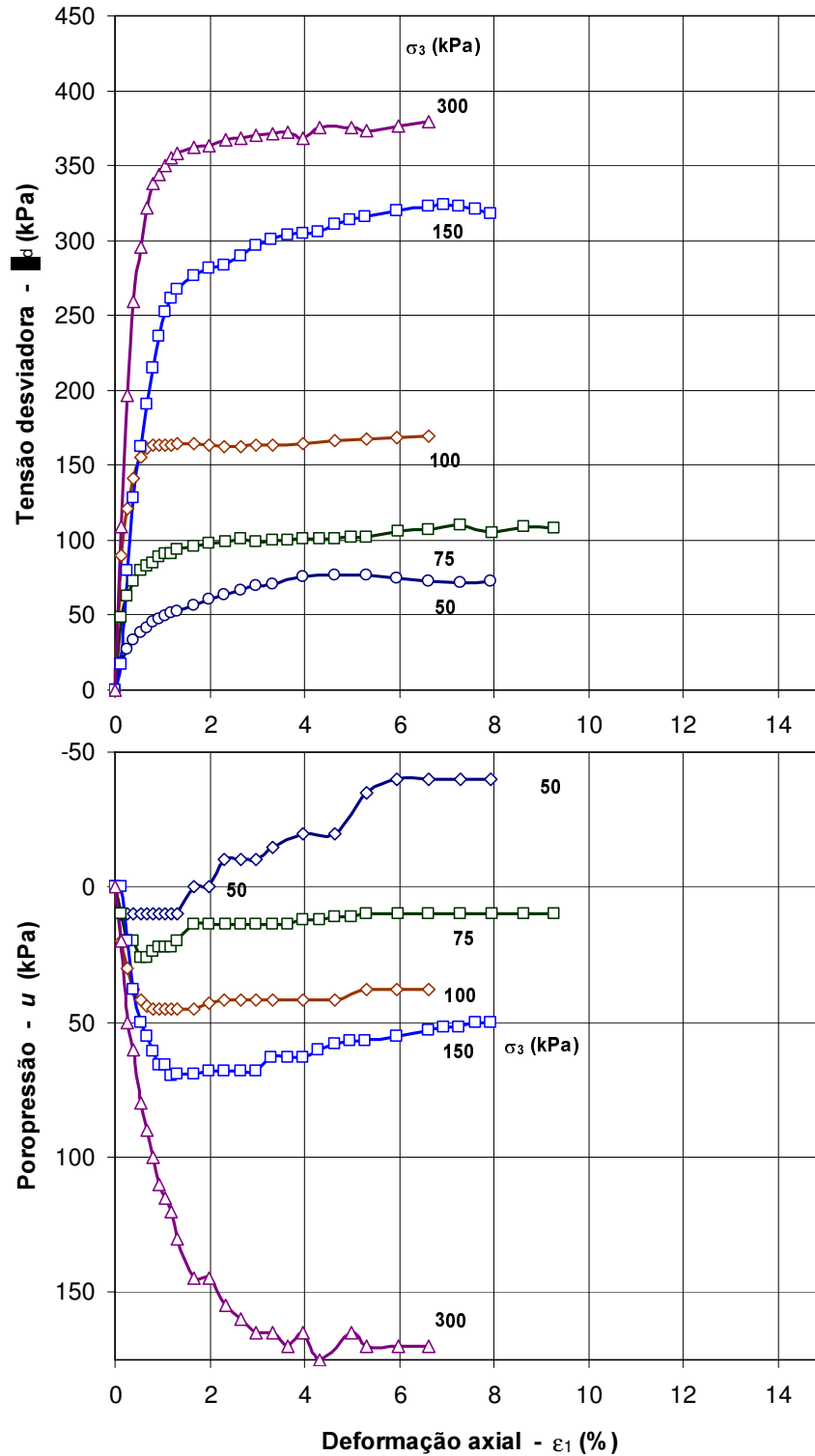


Figura III.18 - Variação da tensão desviadora e poropressão vs. deformação axial do segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU do solo silte areno argiloso.

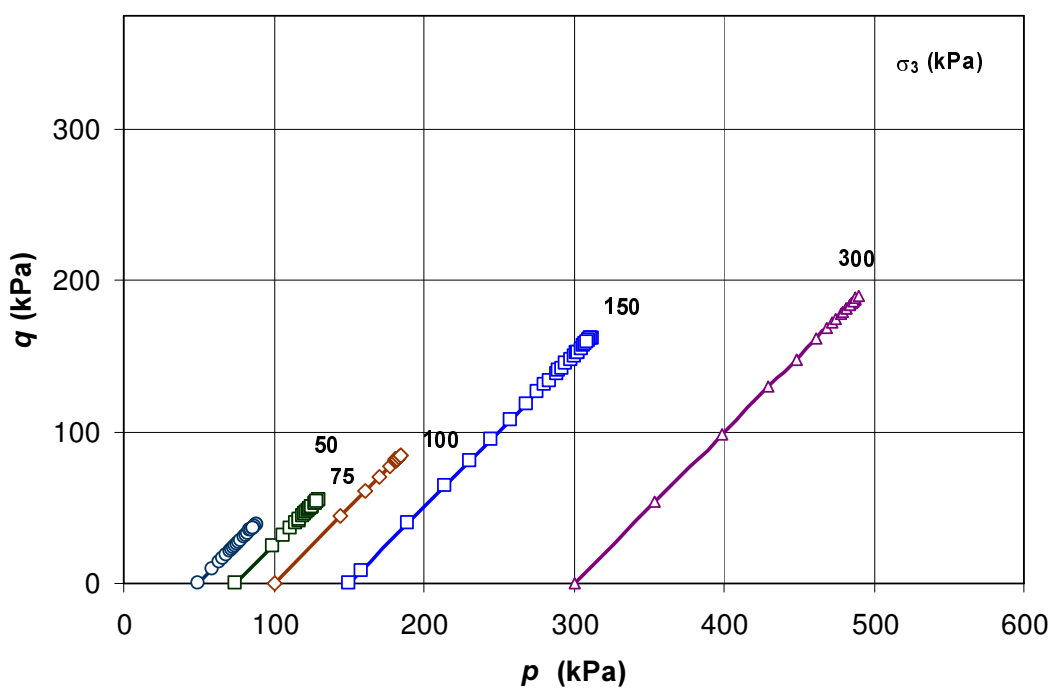


Figura III.19 - Trajetória de tensões totais para o segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo silte areno argiloso.

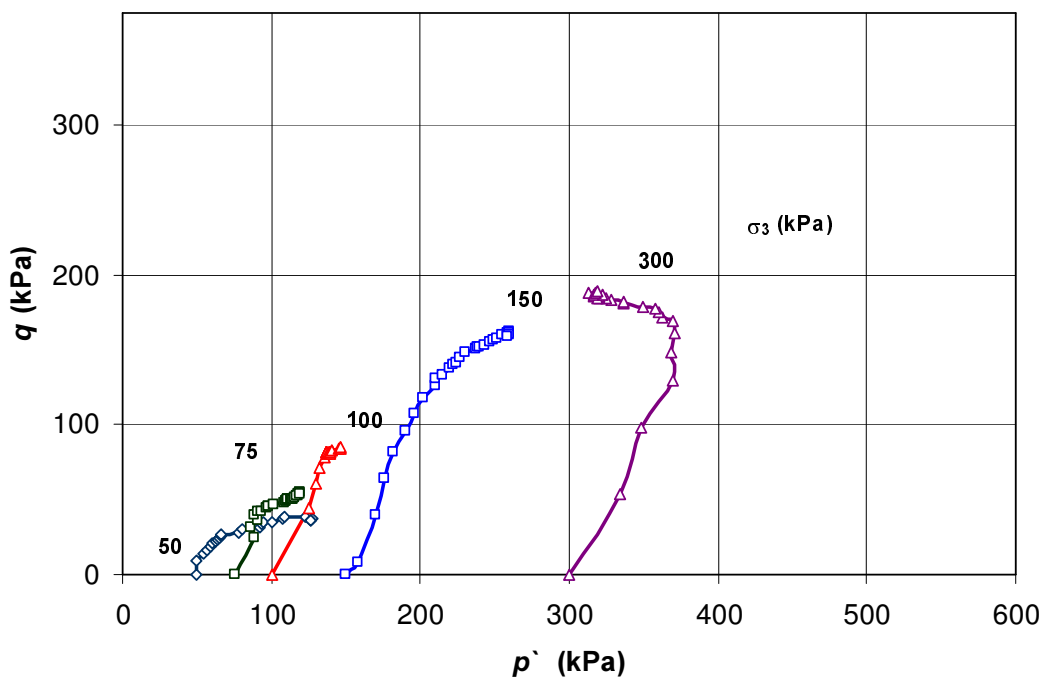


Figura III.20 - Trajetória de tensões efetivas para o segundo grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo silte areno argiloso.

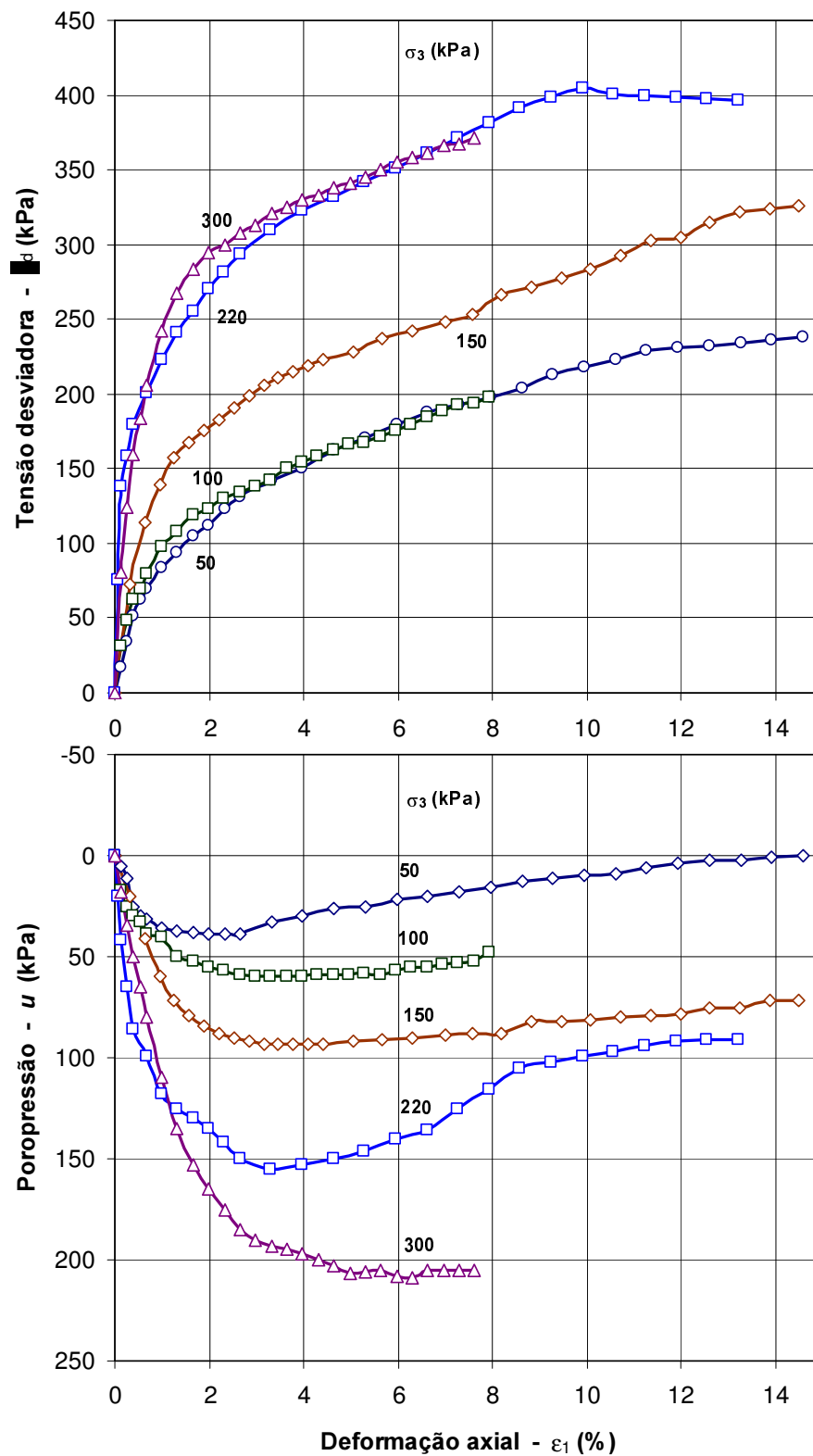


Figura III.21 - Variação da tensão desviadora e poropressão vs. deformação axial do grupo de ensaios de compressão triaxial CIU do solo compactado.

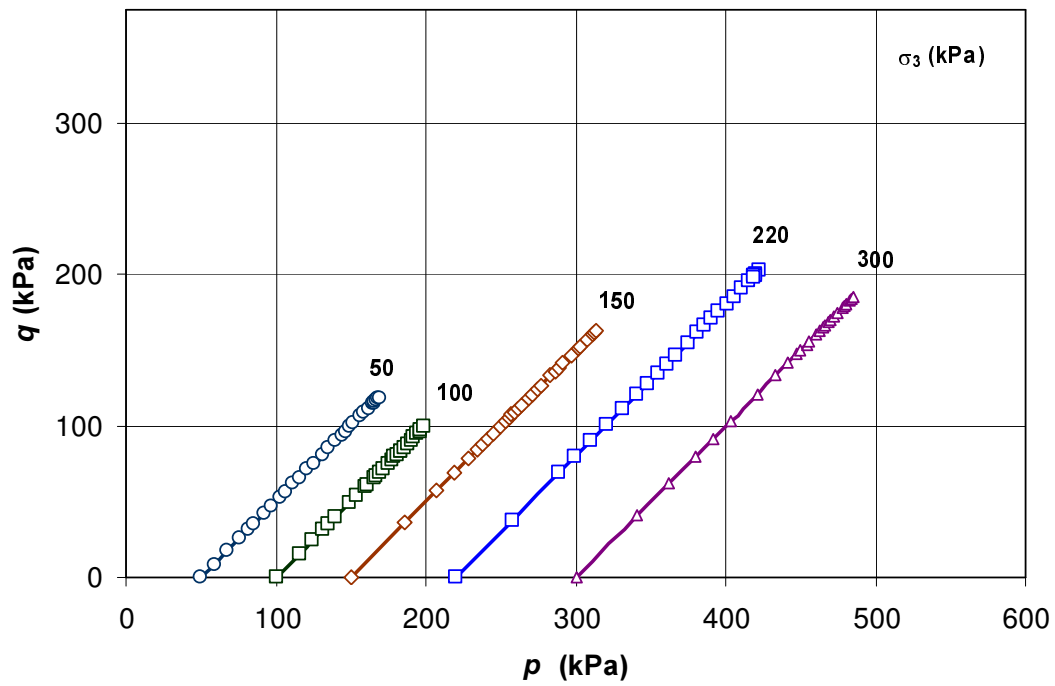


Figura III.22 - Trajetória de tensões totais para o grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo compactado.

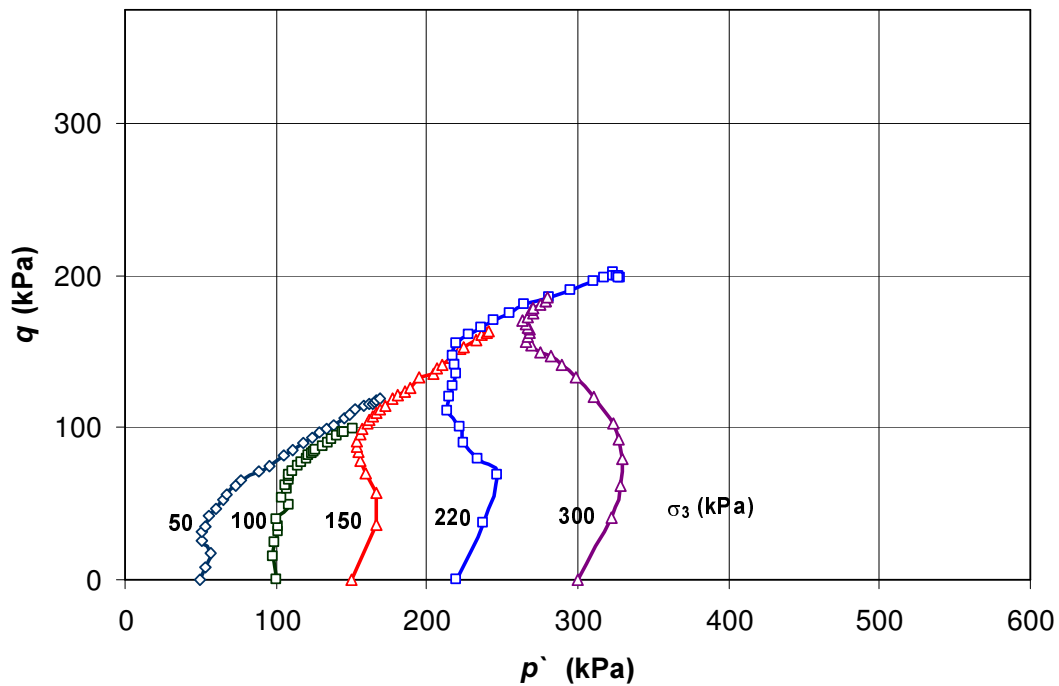


Figura III.23 - Trajetória de tensões efetivas para o grupo de ensaios de compressão triaxial CIU no solo compactado.

ANEXO IV - ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

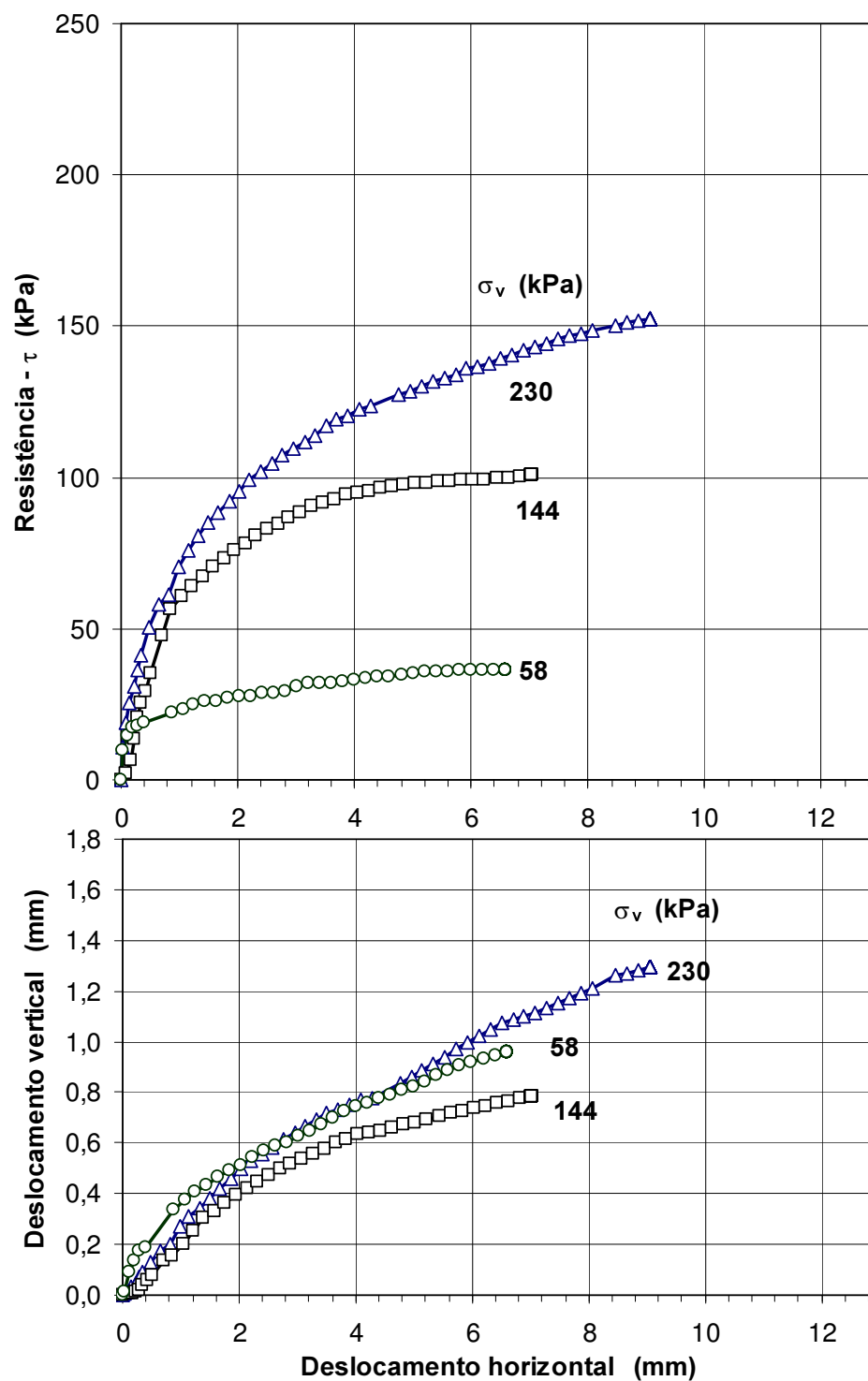


Figura IV.1 - Curvas de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do primeiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo argilo arenoso.

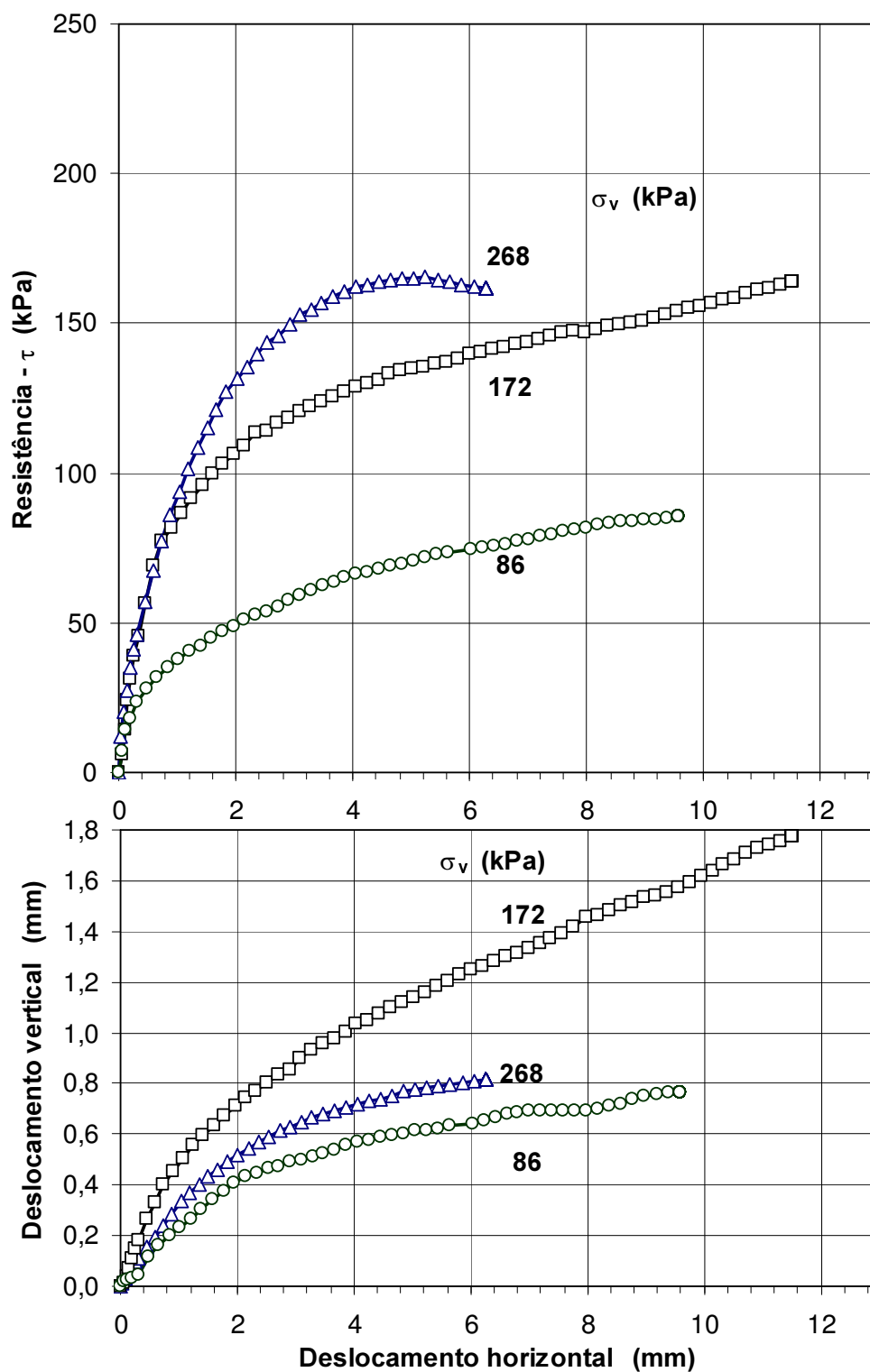


Figura IV.2 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do segundo grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo argilo arenoso.

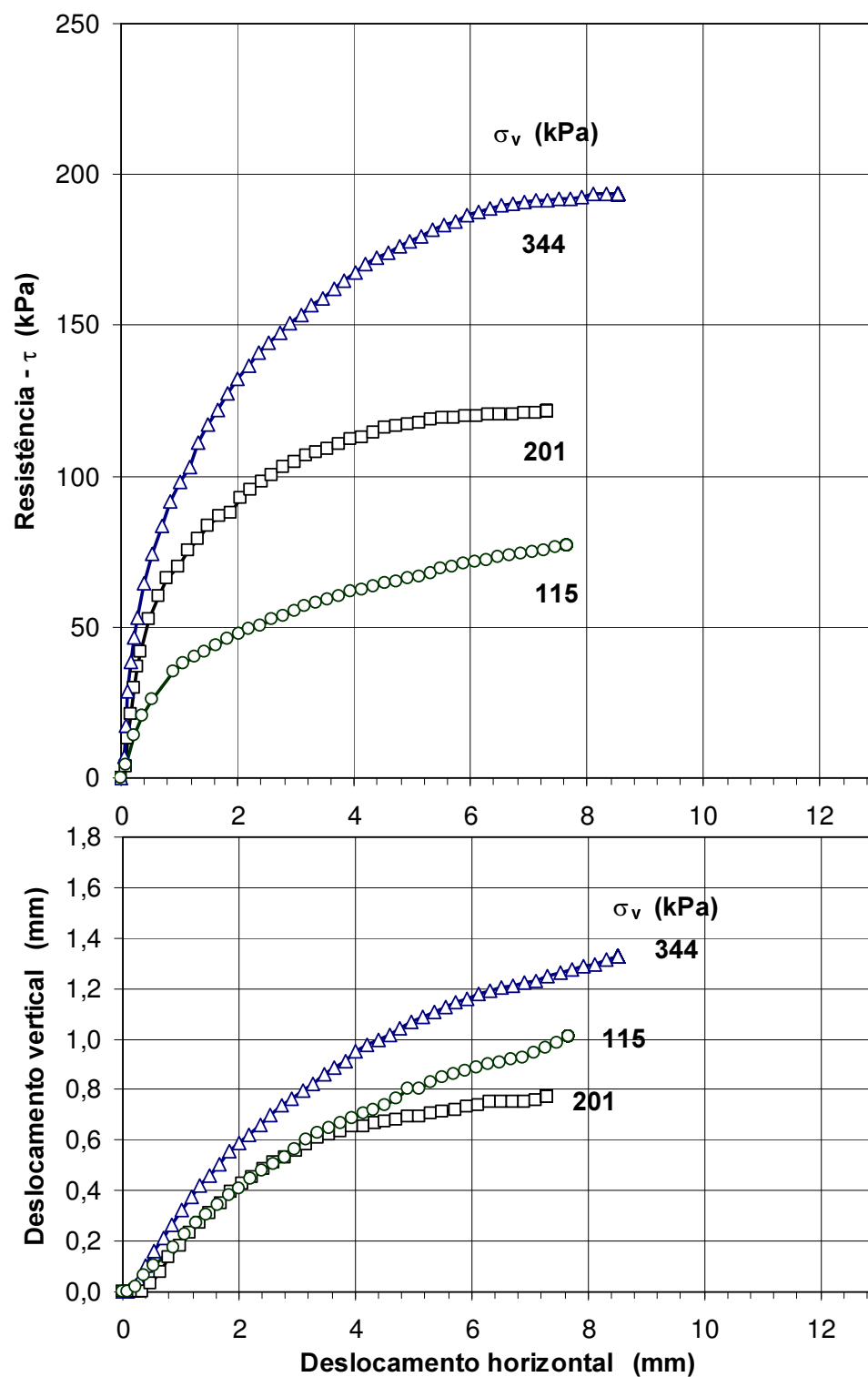


Figura IV.3 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do terceiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo argilo arenoso.

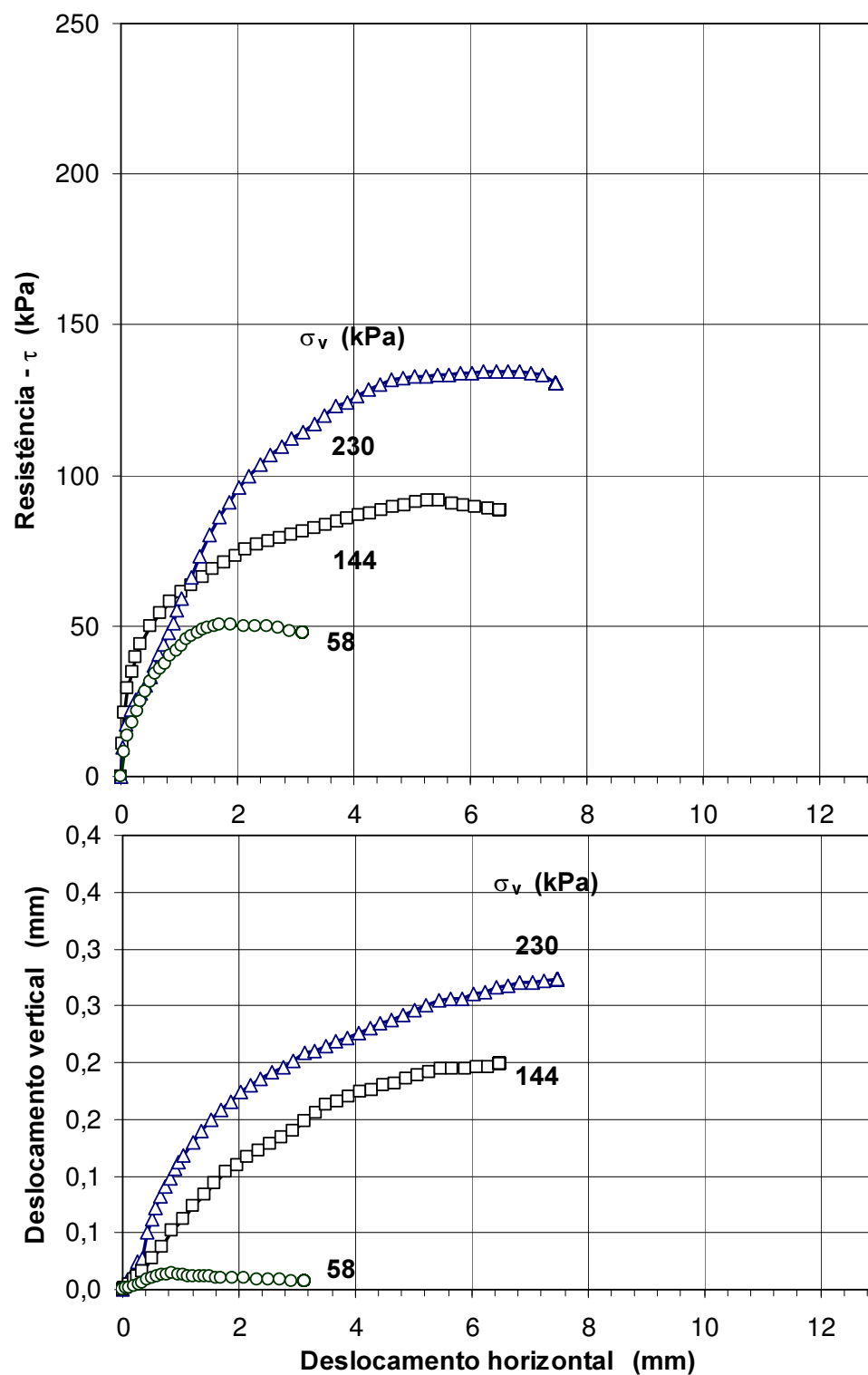


Figura IV.4 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do primeiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo areno siltoso.

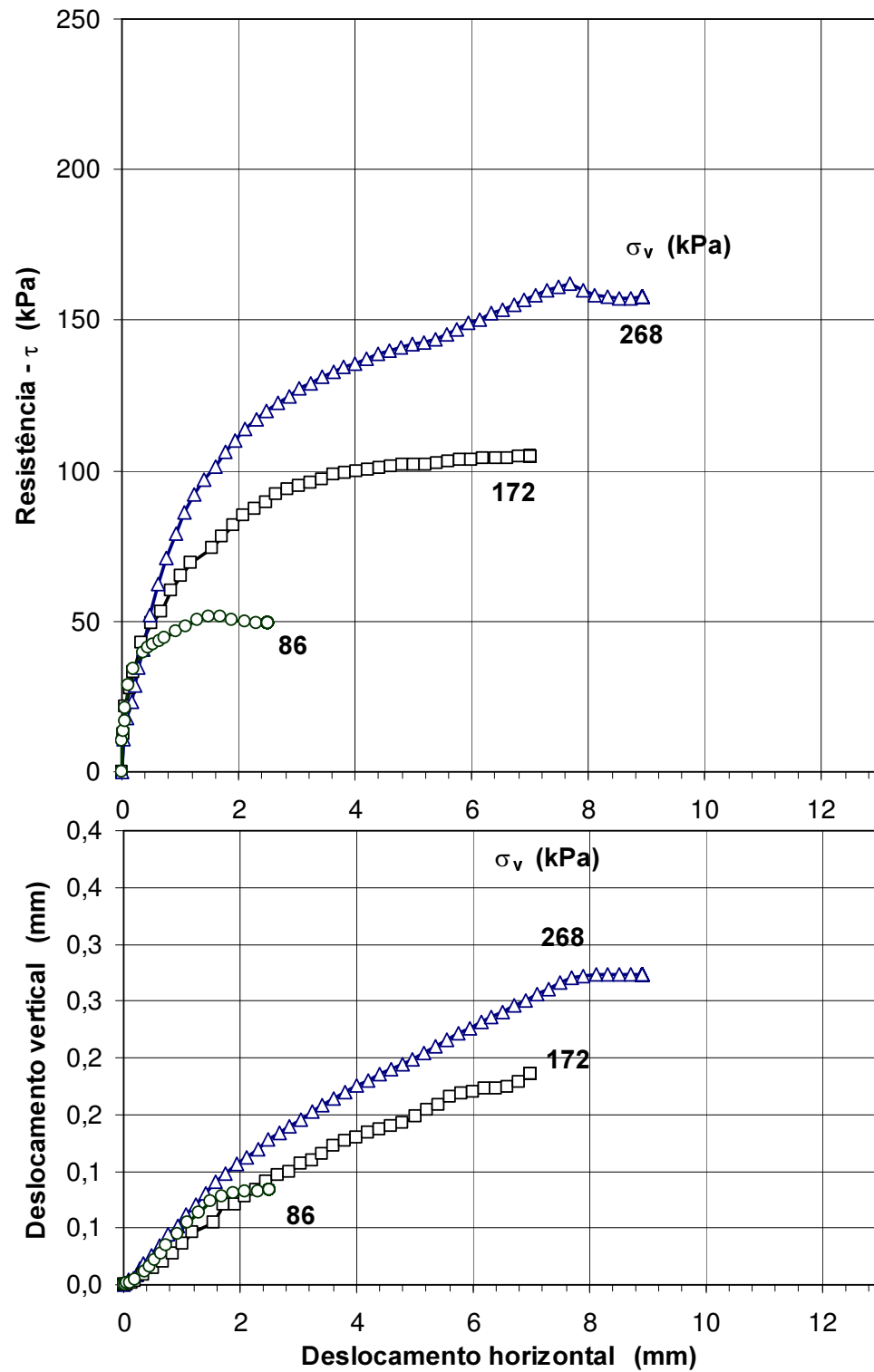


Figura IV.5 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do segundo grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo areno siltoso.

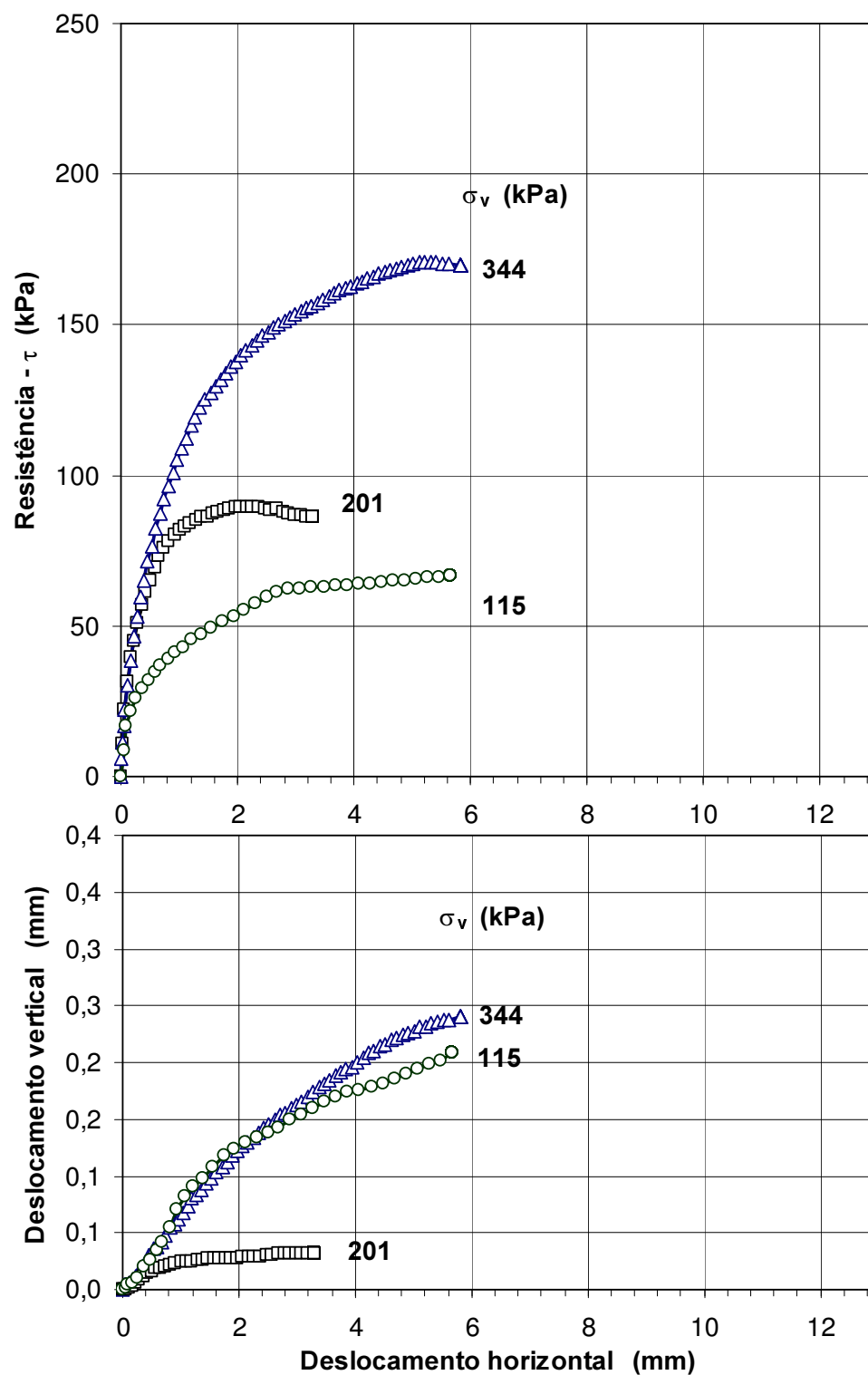


Figura IV.6 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do terceiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo areno siltoso.

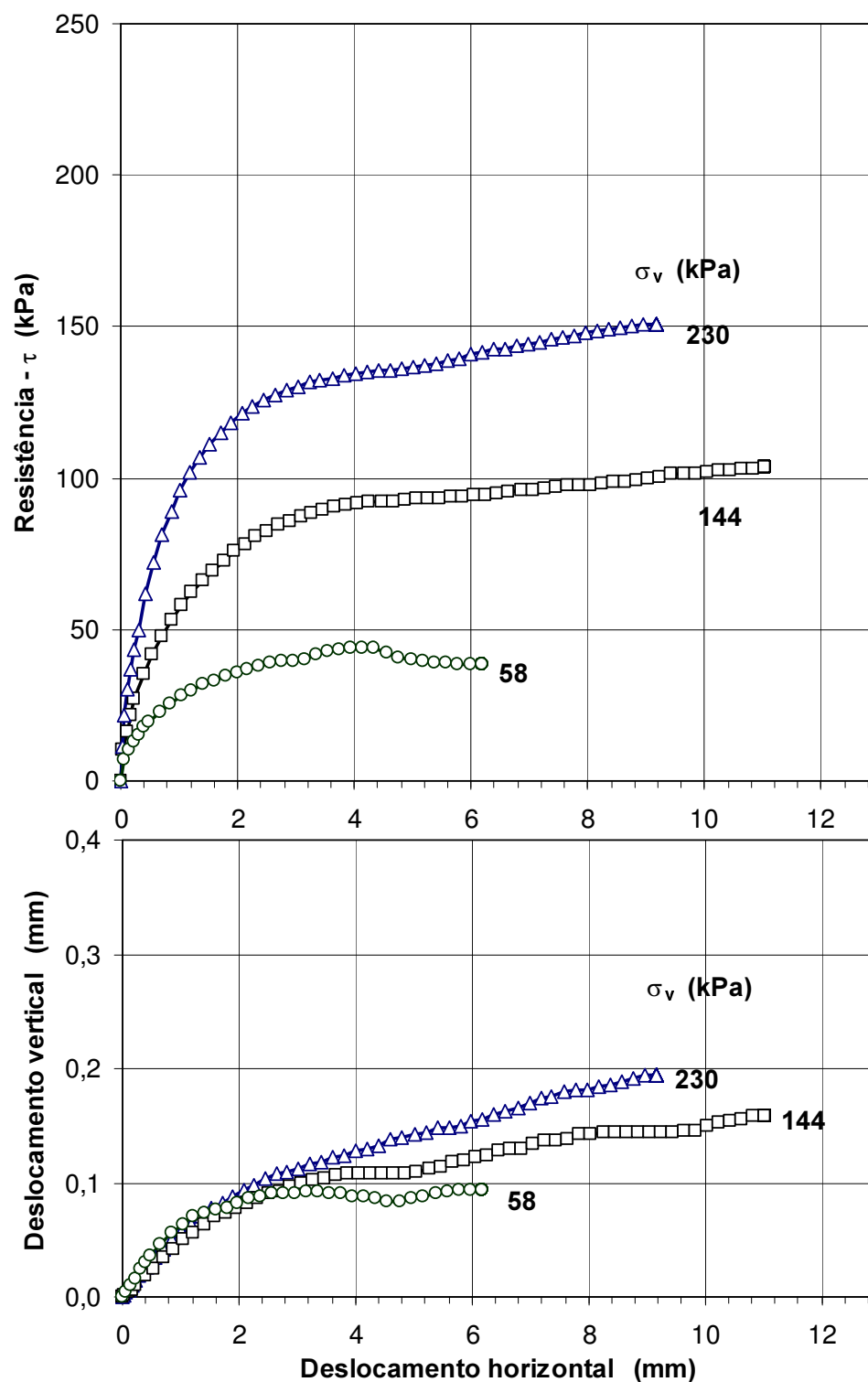


Figura IV.7 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do primeiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo silte areno argiloso.

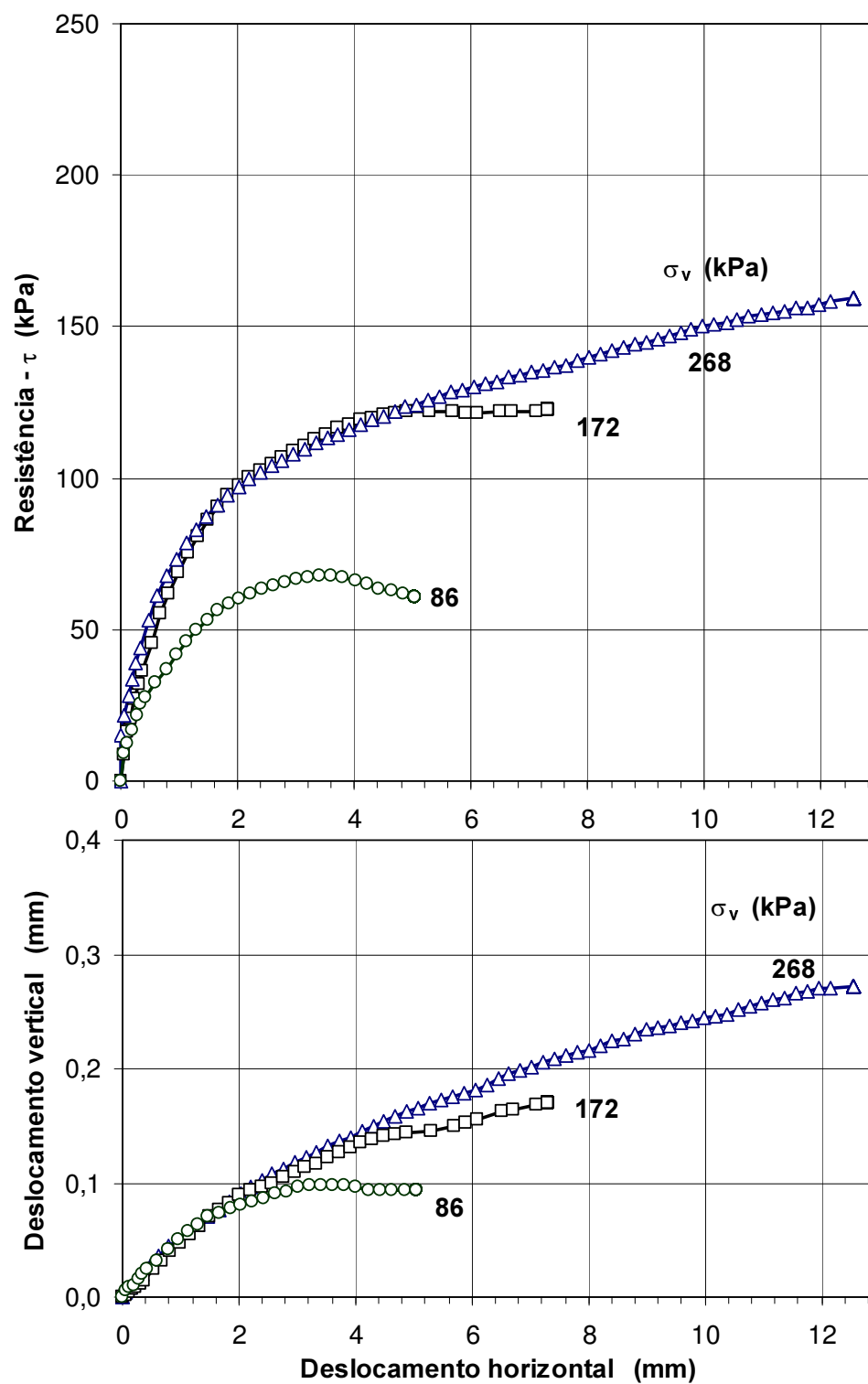


Figura IV.8 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do segundo grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo silte areno argiloso.

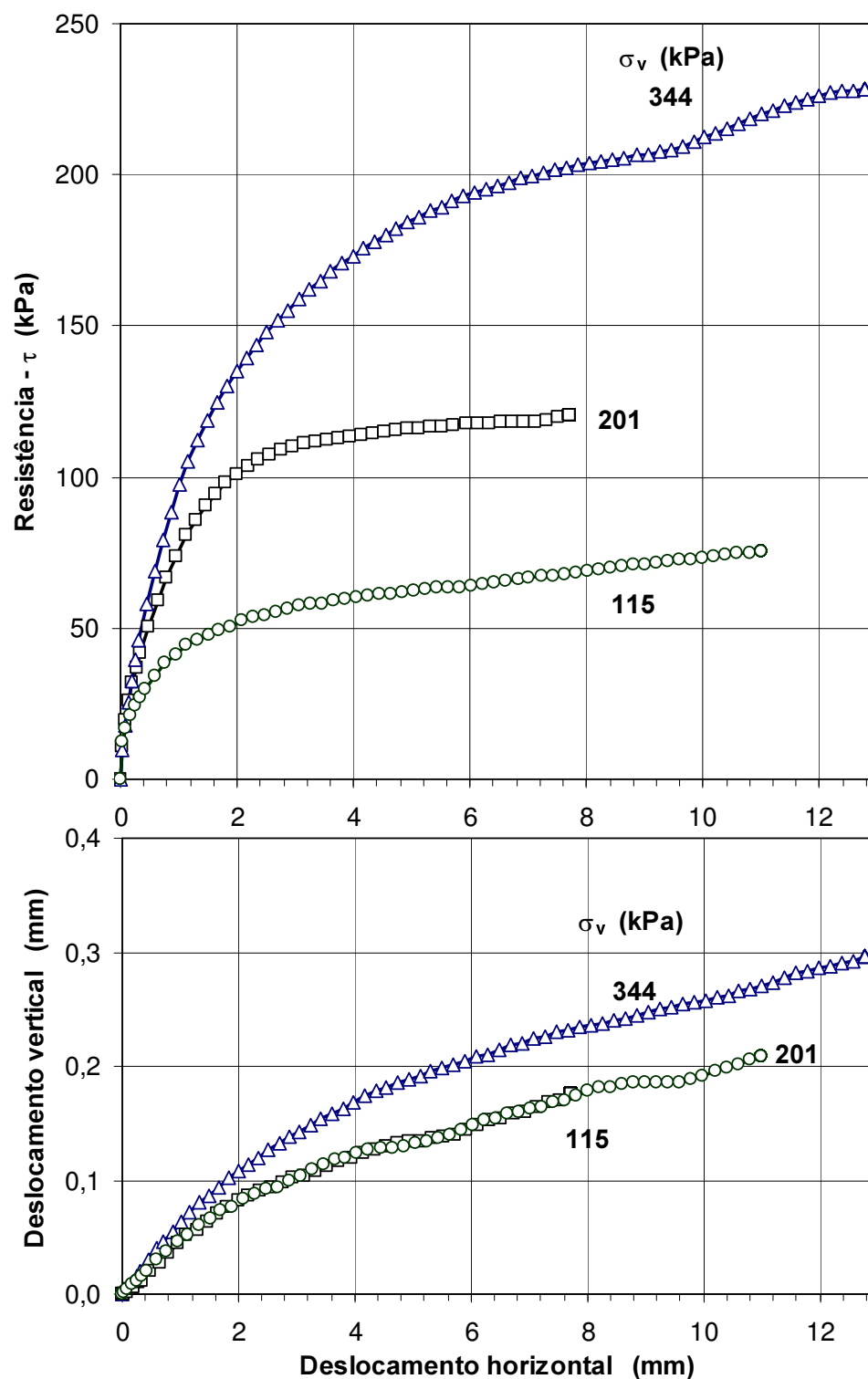


Figura IV.9 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do terceiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo silte areno argiloso.

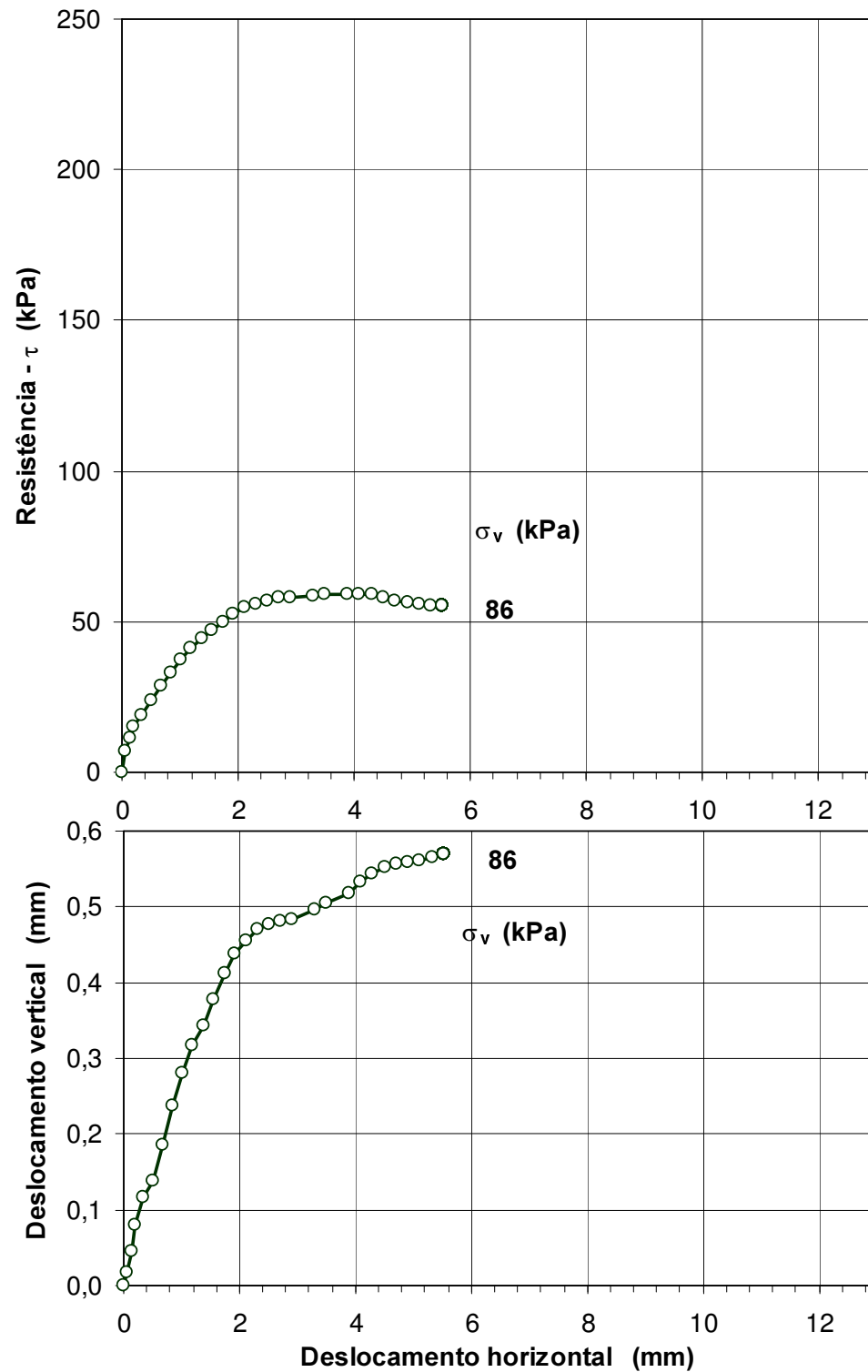


Figura IV.10 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do quarto grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo silte areno argiloso.

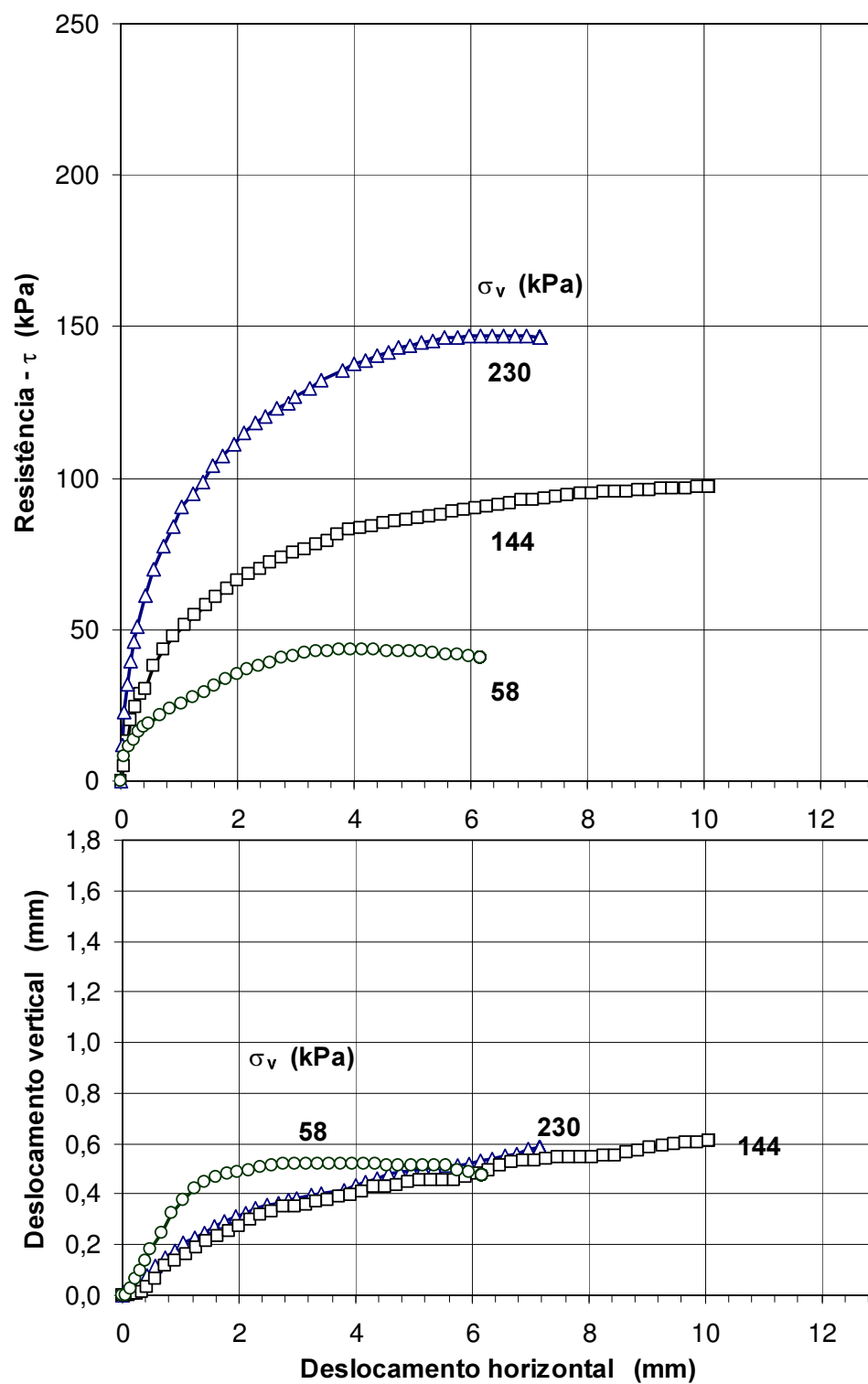


Figura IV.11 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do primeiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo compactado.

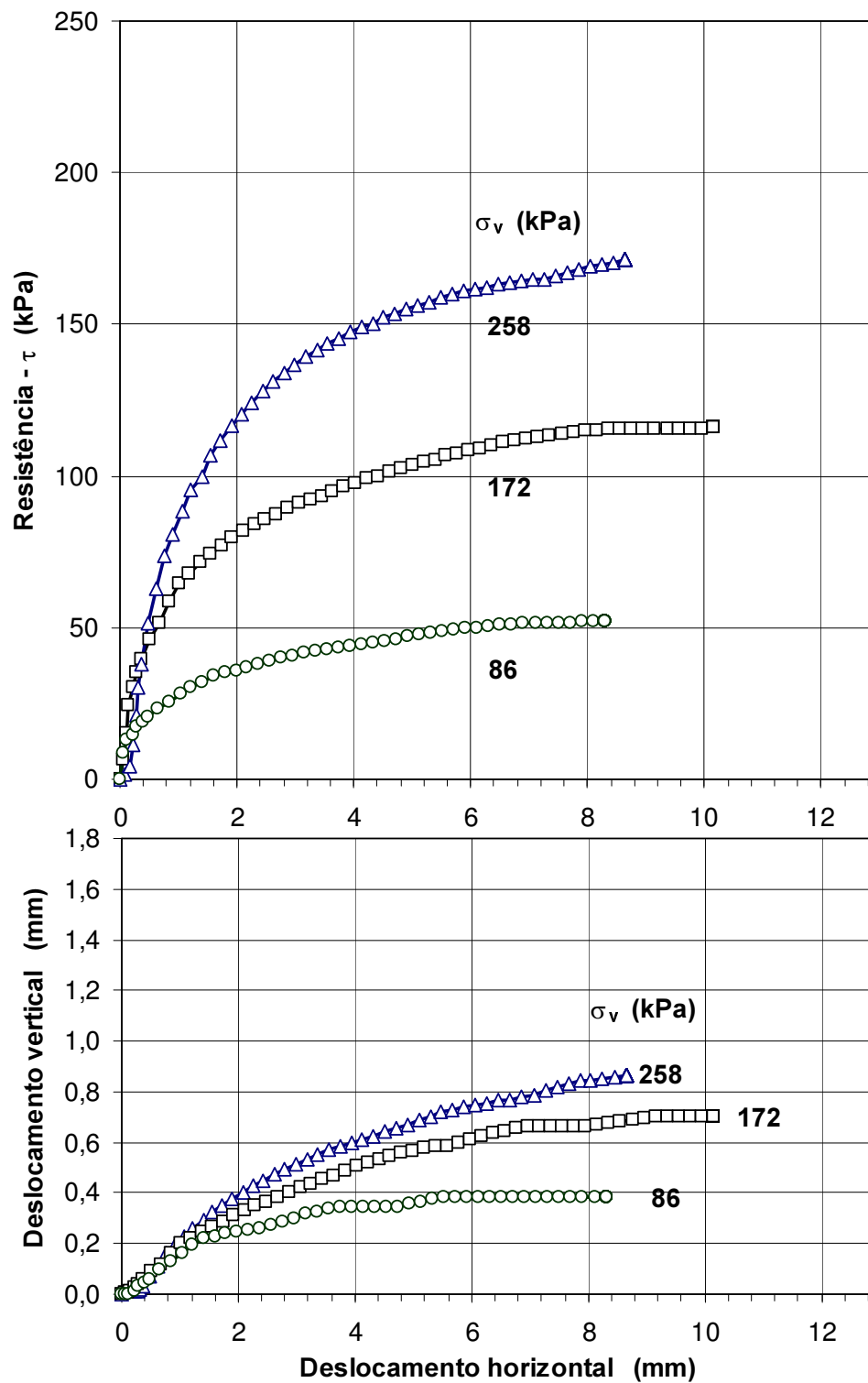


Figura IV.12 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do segundo grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo compactado.

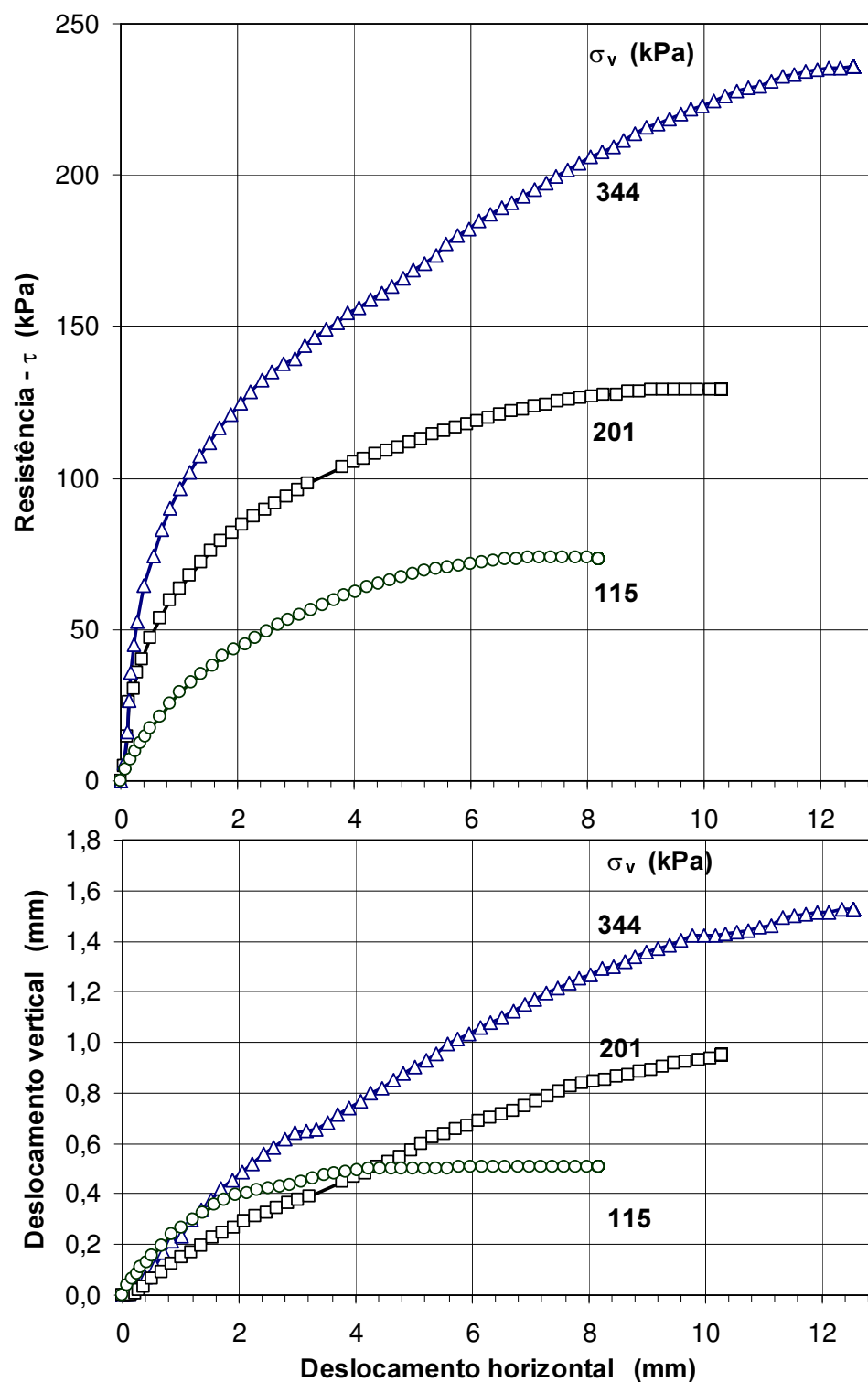


Figura IV.13 - Variação de resistência e deformação vertical vs. deslocamento horizontal do terceiro grupo de ensaios de cisalhamento direto do solo compactado.

ANEXO V - ENSAIOS DE COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA

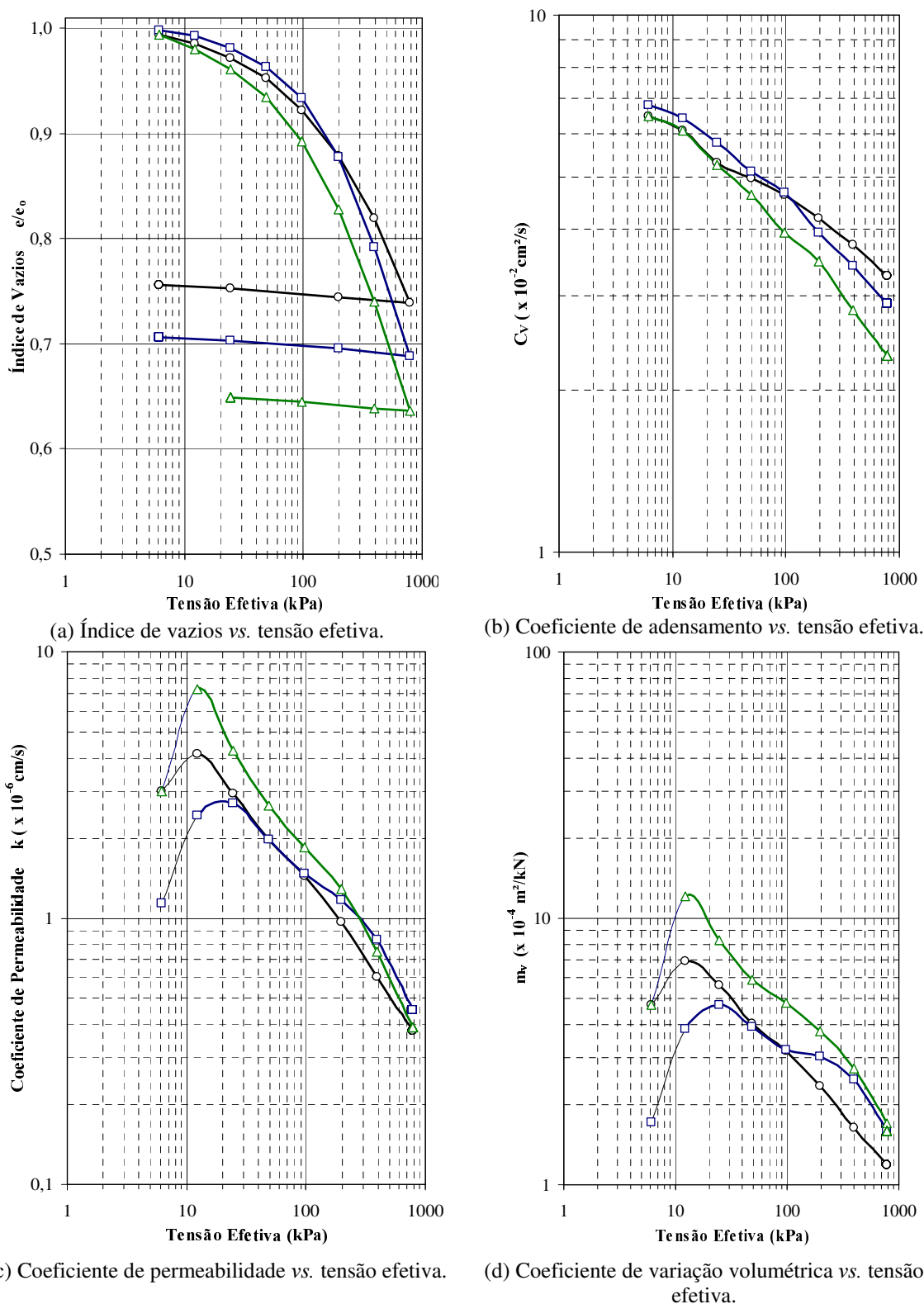
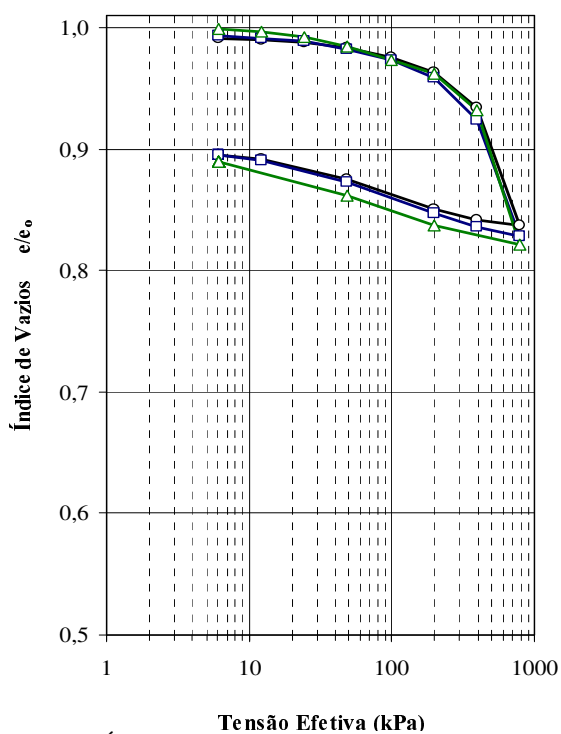
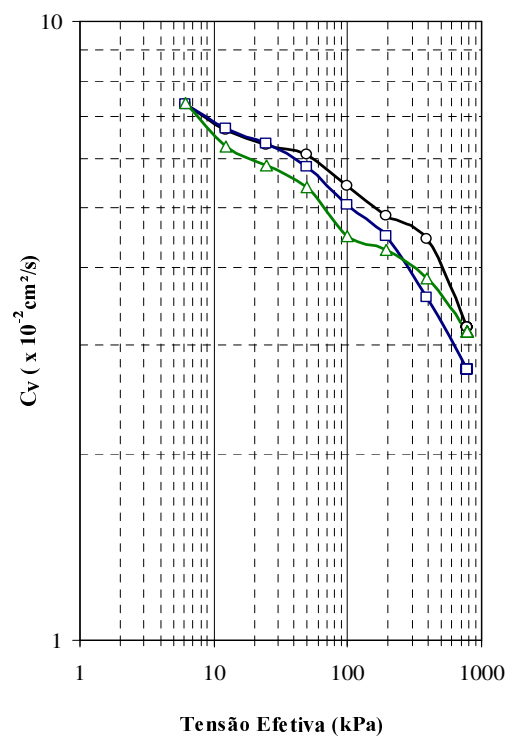


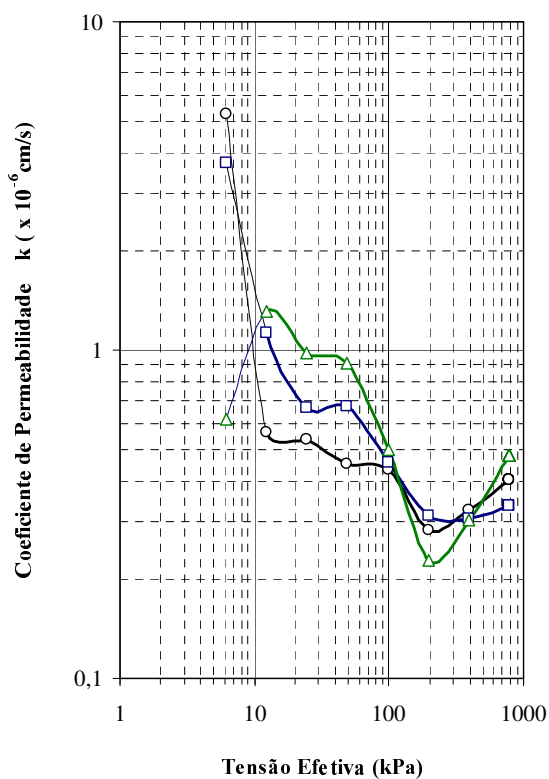
Figura V.1 - Ensaios de compressão oedométrica do solo argilo arenoso.



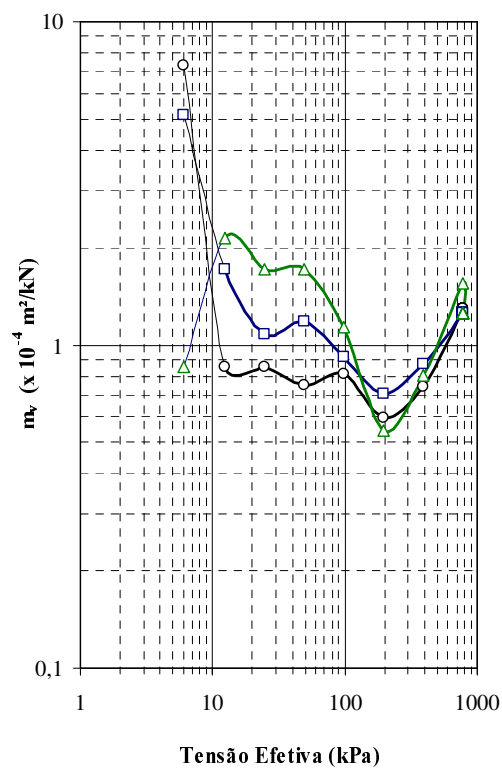
(a) Índice de vazios vs. tensão efetiva.



(b) Coeficiente de adensamento vs. tensão efetiva.



(c) Coeficiente de permeabilidade vs. tensão efetiva.



(d) Coeficiente de variação volumétrica vs. tensão efetiva.

Figura V.2 Ensaios de compressão oedométrica do solo areno siltoso.

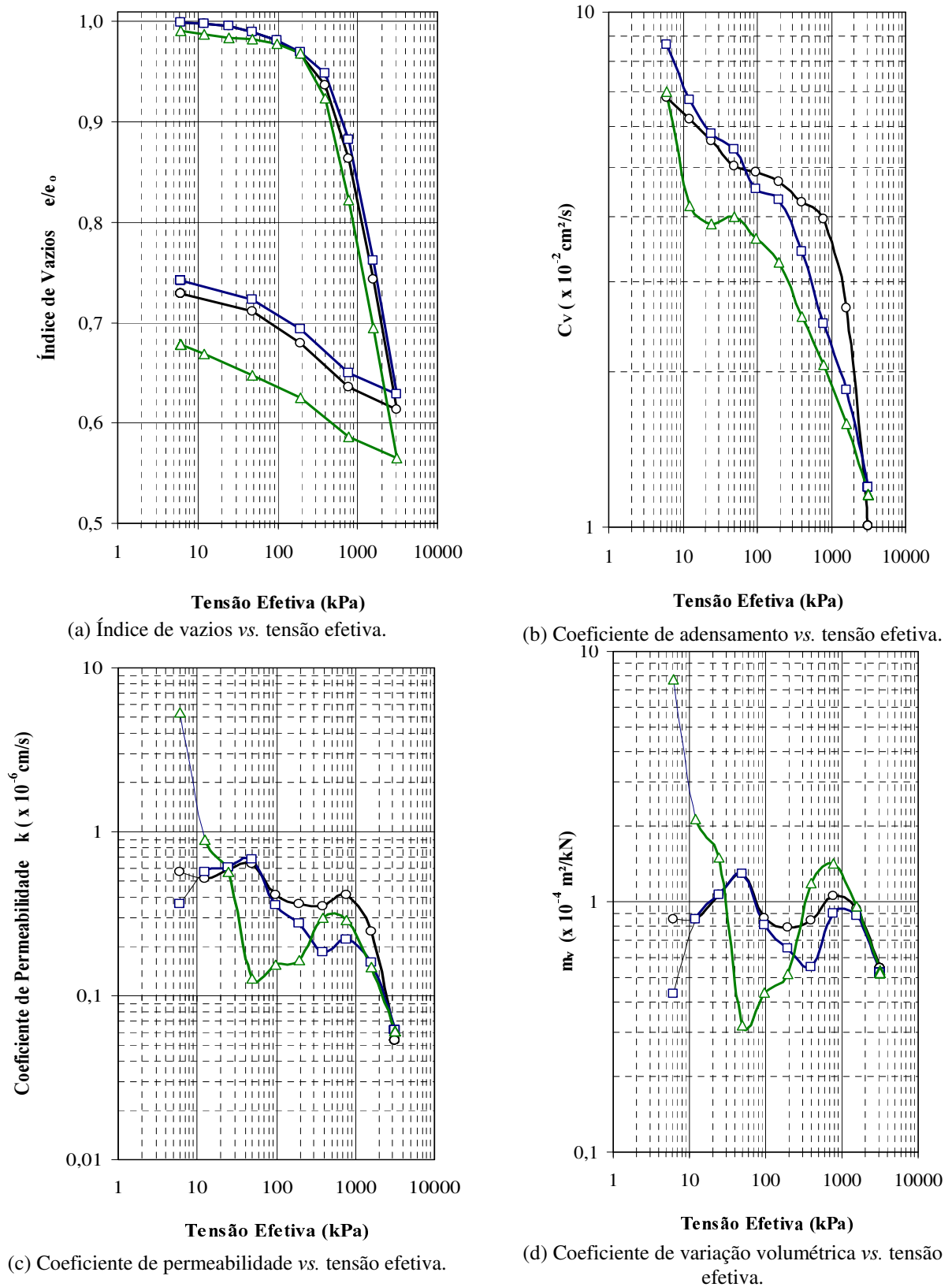


Figura V.3 - Ensaios de compressão oedométrica do solo silte areno argiloso.

ANEXO VI - MÉTODO DO SEGUNDO MOMENTO DE PRIMEIRA ORDEM

α	- Inclinação do corte do terreno natural com a horizontal.
B	- Largura da base do muro de contenção.
β	- Índice de confiabilidade.
c'_4	- Coesão efetiva do retroaterro.
ca	- Adesão da base do muro com o solo de fundação.
δFS_i	- Variação do fator de segurança.
δX_i	- Variação do parâmetro geotécnico.
e_1	- Espessura da primeira camada do maciço.
ϕ'_1	- Ângulo de atrito efetivo do retroaterro.
H_m	- Altura do muro à montante.
P_r	- Probabilidade de ruptura.
σFS_i	- Desvio padrão do fator de segurança.
σX_i	- Desvio padrão do parâmetro geotécnico.
$V[FS_i]$	- Variância do fator de segurança.
$V[X_i]$	- Variância do parâmetro geotécnico.
X_i	- Valor do parâmetro geotécnico.

Tabela VI.1 – Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura ao tombamento pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos de 10% no valor médio dos parâmetros.

Parâmetros de projeto	X_i	δX_i	σX_i	$X_i + \delta X_i$	$FS_i(X_i + \delta X_i)$	δFS_i	$\delta FS_i / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS_i / \delta X_i)^2 V[X_i]$	Contribuição (%)
H_m	8,00	0,80	0,10	8,80	2,34	-0,97	-1,21	0,01	0,0147	6,5
B	3,50	0,35	0,10	3,85	3,90	0,59	1,69	0,01	0,0285	12,7
α	70,00	7,00	5,00	77,00	3,36	0,05	0,01	25,00	0,0015	0,7
e_1	5,90	0,59	0,60	6,49	3,36	0,05	0,08	0,36	0,0025	1,1
ϕ'_1	32,16	3,22	4,32	35,38	3,43	0,12	0,04	18,66	0,0268	11,9
c'_4	7,84	0,78	6,78	8,62	3,35	0,04	0,06	45,97	0,1508	67,0
ca	8,03	0,80	15,30	8,83	3,31	0,00	0,00	234,09	0,0000	0,0
Total =										100,0

$$V[FS] = 0,22$$

$$\sigma FS_i = 0,47$$

$$\beta = 4,87$$

$$P_r = 1 : 1769699$$

Tabela VI.2 – Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura ao tombamento pelo método Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos iguais ao desvio padrão no valor médio dos parâmetros.

Parâmetros de projeto	X_i	δX_i	σX_i	$X_i + \delta X_i$	$FS_i(X_i + \delta X_i)$	δFS_i	$\delta FS_i / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS_i / \delta X_i)^2 V[X_i]$	Contribuição (%)
H_m	8,00	0,10	0,10	8,10	3,16	-0,15	-1,52	0,01	0,0232	19,9
B	3,50	0,10	0,10	3,60	3,47	0,16	1,64	0,01	0,0270	23,2
α	70,00	5,00	5,00	75,00	3,34	0,03	0,01	25,00	0,0007	0,6
e_1	5,90	0,60	0,60	6,50	3,36	0,05	0,02	0,36	0,0025	2,2
ϕ'_1	32,16	4,32	4,32	36,48	3,47	0,16	0,04	18,66	0,0272	23,4
c'_4	7,84	6,78	6,78	14,62	3,50	0,19	0,03	45,97	0,0357	30,7
ca	8,03	15,30	15,30	23,33	3,31	0,00	0,00	234,09	0,0000	0,0
Total =										100,0

$$V[FS] = 0,12$$

$$\sigma FS_i = 0,34$$

$$\beta = 6,77$$

$$P_r = 1 : 156125619752$$

Tabela VI.3 – Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura ao deslizamento pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos de 10% no valor médio dos parâmetros.

Parâmetros de projeto	X_i	δX_i	σX_i	$X_i + \delta X_i$	$FS_i(X_i + \delta X_i)$	δFS_i	$\delta FS_i / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS_i / \delta X_i)^2 V[X_i]$	Contribuição (%)
H_m	8,00	0,80	0,10	8,80	1,12	-0,33	-0,42	0,01	0,0017	0,8
B	3,50	0,35	0,10	3,85	1,57	0,11	0,32	0,01	0,0010	0,4
α	70,00	7,00	5,00	77,00	1,52	0,06	0,01	25,00	0,0019	0,8
e_1	5,90	0,59	0,60	6,49	1,48	0,02	0,04	0,36	0,0006	0,3
ϕ'_1	32,16	3,22	4,32	35,38	1,52	0,06	0,02	18,66	0,0073	3,2
c'_4	7,84	0,78	6,78	8,62	1,48	0,03	0,03	45,97	0,0496	21,8
ca	8,03	0,80	15,30	8,83	1,48	0,02	0,03	234,09	0,1656	72,7
Total =										100,0

$$V[FS] = 0,23$$

$$\sigma FS_i = 0,48$$

$$\beta = 0,96$$

$$P_r = 1 : 6$$

Tabela VI.4 – Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura ao deslizamento pelo método Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos iguais ao desvio padrão no valor médio dos parâmetros.

Parâmetros de projeto	X_i	δX_i	σX_i	$X_i + \delta X_i$	$FS_i(X_i + \delta X_i)$	δFS_i	$\delta FS_i / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS_i / \delta X_i)^2 V[X_i]$	Contribuição (%)
H_m	8,00	0,10	0,10	8,10	1,41	-0,05	-0,52	0,01	0,0027	1,4
B	3,50	0,10	0,10	3,60	1,49	0,03	0,32	0,01	0,0010	0,5
α	70,00	5,00	5,00	75,00	1,51	0,05	0,01	25,00	0,0023	1,2
e_1	5,90	0,60	0,60	6,50	1,48	0,02	0,04	0,36	0,0006	0,3
ϕ'_1	32,16	4,32	4,32	36,48	1,54	0,09	0,02	18,66	0,0074	3,8
c'_4	7,84	6,78	6,78	14,62	1,58	0,12	0,02	45,97	0,0145	7,5
ca	8,03	15,30	15,30	23,33	1,86	0,41	0,03	234,09	0,1652	85,3
Total =										100,0

$$V[FS] = 0,19$$

$$\sigma FS_i = 0,44$$

$$\beta = 1,06$$

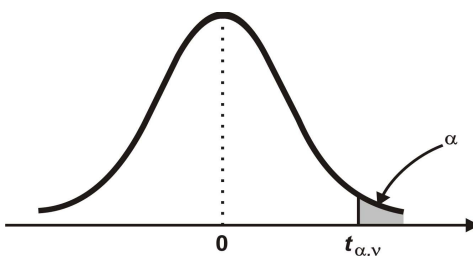
$$P_r = 1 : 7$$

Tabela VI.5 – Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura da fundação pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos de 10% no valor médio dos parâmetros.

[illegible]

Tabela VI.6 – Memória de cálculo para sensibilidade e probabilidade de ruptura da fundação pelo método Segundo Momento de Primeira Ordem considerando acréscimos iguais ao desvio padrão no valor médio dos parâmetros.

[illegible]

Tabela A.I.2 - Pontos percentuais $t_{\alpha, v}$ da distribuição.

α v	0.40	0.25	0.10	0.05	0.025	0.01	0.005	0.0025	0.001	0.0005
1	0.325	1.000	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657	127.32	318.31	363.62
2	0.289	0.816	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925	14.089	23.326	31.598
3	0.277	0.765	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841	7.453	10.213	12.924
4	0.271	0.741	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604	5.598	7.173	8.610
5	0.267	0.727	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032	4.773	5.893	6.869
6	0.265	0.718	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707	4.317	5.208	5.959
7	0.263	0.711	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499	4.029	4.785	5.408
8	0.262	0.706	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355	3.833	4.501	5.041
9	0.261	0.703	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250	3.690	4.297	4.781
10	0.260	0.700	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169	3.581	4.144	4.587
11	0.260	0.697	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106	3.497	4.025	4.437
12	0.259	0.695	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055	3.428	3.930	4.318
13	0.259	0.694	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012	3.372	3.852	4.221
14	0.258	0.692	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977	3.326	3.787	4.140
15	0.258	0.691	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947	3.286	3.733	4.073
16	0.258	0.690	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921	3.252	3.696	4.015
17	0.257	0.689	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898	3.222	3.646	3.965
18	0.257	0.688	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878	3.197	3.610	3.922
19	0.257	0.688	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861	3.174	3.579	3.883
20	0.257	0.687	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845	3.153	3.552	3.850
21	0.257	0.686	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831	3.135	3.527	3.819
22	0.256	0.686	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819	3.119	3.505	3.792
23	0.256	0.685	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807	3.104	3.485	3.767
24	0.256	0.685	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797	3.091	3.467	3.745
25	0.256	0.684	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787	3.078	3.450	3.725
26	0.256	0.684	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779	3.067	3.435	3.707
27	0.256	0.684	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771	3.057	3.421	3.690
28	0.256	0.683	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763	3.047	3.408	3.674
29	0.256	0.683	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756	3.038	3.396	3.659
30	0.256	0.683	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750	3.030	3.385	3.646
40	0.255	0.681	1.303	1.684	2.021	2.423	2.704	2.971	3.307	3.551
60	0.254	0.679	1.296	1.671	2.000	2.390	2.660	2.915	3.232	3.460
120	0.254	0.677	1.289	1.658	1.980	2.358	2.617	2.860	3.160	3.373
∞	0.253	0.674	1.282	1.645	1.960	2.326	2.576	2.807	3.090	3.291