



UNICAMP

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA

**UTILIZAÇÃO DE SOLO RESIDUAL DE DIABÁSIO COMO ELEMENTO DE
FUNDAÇÃO E MATERIAL DE CONSTRUÇÃO DE ATERROS COMPACTADOS
PARA BARRAGENS DE PEQUENO PORTE.**

ENG^o JOÃO ALEXANDRE PASCHOALIN FILHO

Orientador:

Prof. Dr. David de Carvalho

CAMPINAS
Estado de São Paulo
Brasil
Julho – 2002

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA

**UTILIZAÇÃO DE SOLO DE DIABÁSIO COMO ELEMENTO DE FUNDAÇÃO E
MATERIAL DE CONSTRUÇÃO DE ATERROS COMPACTADOS PARA
BARRAGENS DE PEQUENO PORTE.**

ENG^o JOÃO ALEXANDRE PASCHOALIN FILHO

Orientador:

Prof. Dr. David de Carvalho

Dissertação apresentada à Faculdade de
Engenharia Agrícola da Universidade Estadual
de Campinas para a obtenção do título de
Mestre em Engenharia Agrícola

CAMPINAS

Estado de São Paulo

Brasil

Julho - 2002

“O Universo é a realização e a totalidade da essência de todas as possibilidades. Na verdade, pode-se quase dizer que o é por definição”.

ALEXYSTER CROWLEY

AGRADECIMENTOS

A **Deus, o Grande Arquiteto do Universo**, por ter me concedido a vida e a força necessária para a realização desta pesquisa.

Ao amigo e orientador Prof. **David de Carvalho**, por sempre fazer a diferença nos momentos de maiores dificuldades.

Aos amigos Engenheiros **Eduardo Beira Fontaine, Gilmar da Silva, Brenner Soares Ferreira (oreia), Helbert Silva Batista (tatu), Rogério Carvalho Ribeiro Nogueira, Prof. Stélio Maia Menezes e Hermano Ameixa (EESC/USP)**, que sempre se mostraram dispostos a ajudar nos momentos mais difíceis,

À **CESP**, Companhia Energética de São Paulo, principalmente ao Engenheiro **Aloísio Celleri e a equipe de laboratoristas Aurélio Celestrino (triaxial), Celso Ramalho de Souza (triaxial), Otávio da Silva Gonçalves (adensamento), Nelson Real (permeabilidade) e João Araújo (compilação)**; por terem demonstrado imensa boa vontade e espírito de cooperação ao executarem os ensaios triaxiais e de permeabilidade, parte fundamental desta dissertação.

À **Escola de Engenharia de São Carlos e ao Prof. Dr. Orêncio Monje Vilar (EESC/USP)**, por permitirem o uso dos programas computacionais utilizados nesta pesquisa em suas dependências.

Ao **Engº Sidney Helder Teixeira** por me ajudar na utilização dos programas Slope/W e Seep/W

À **HELIX GEOTECNIA E ENGENHARIA**, principalmente ao Engenheiro **Douglas Constâncio**, pelo apoio fundamental dado na execução das sondagens e dos ensaios de permeabilidade in situ.

Aos experientes laboratoristas **Luiz Eduardo Meyer, Reinaldo Benedito Leite da Silva, Edson Jurgensen, José Benedito Cipriano**, do

Laboratório de Geotecnia e Transportes da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp.

*Aos professores da FEC/UNICAMP, Prof **Luiz Antonio Seraphin**, Prof. **Paulo José Rocha Albuquerque** e Prof. **Luiz Roberto Cavicchia**, por terem me ajudado no processo de busca ao conhecimento necessário para desenvolver esta dissertação.*

*Aos meus pais, **João Alexandre Paschoalin e Tânia Bartijotto Paschoalin**, peças fundamentais na minha educação, pois sem eles eu não teria chegado até aqui.*

*Às minhas irmãs **Mariana e Ana Carolina**, pelo apoio nas horas difíceis, principalmente após ter sido despejado da minha antiga casa.*

*Aos meus avós **Neuza e Orlando Bartijotto**, pelos almoços de Domingo todos feitos com carinho.*

*A amigas Eng^a **Frida Von Bastten, Eva e Sophia McNelley**.*

*A minha namorada **Roberta Pierry Uzzo**, pelo seu amor, companheirismo e paciência eternos.*

*E finalmente à jovem Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, **FAPESP**, por ter provido nestes 40 anos de sua existência os recursos necessários para a execução das pesquisas responsáveis pelo engrandecimento do conhecimento científico brasileiro.*

Esta pesquisa é dedicada a todos os apaixonados alunos de Pós-Graduação, que apesar de enfrentarem muitas vezes dificuldades econômicas e até mesmo de reconhecimento, produzem bravamente grande parte da Pesquisa Científica de Qualidade do nosso País.

A vocês companheiros, ofereço este trabalho.

O Autor

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	iv
SUMÁRIO.....	vii
LISTA DE FIGURAS.....	x
LISTA DE TABELAS.....	xiv
RESUMO.....	xvi
ABSTRACT.....	xviii
1. INTRODUÇÃO.....	01
2. OBJETIVOS.....	05
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	07
3.1 HISTÓRICO DAS BARRAGENS.....	07
3.2 IMPORTÂNCIA DAS BARRAGENS.....	08
3.3 ESCOLHA DO TIPO E LOCAL DE IMPLANTAÇÃO DA BARRAGEM.....	10
3.4 BARRAGENS DE TERRA.....	14
3.4.1 <i>Partes constituintes de uma barragem de terra</i>	16
3.5. COMPACTAÇÃO DOS SOLOS.....	28
3.5.1 <i>Ensaio de compactação de Proctor</i>	29
3.5.2 <i>Estrutura dos solos compactados</i>	30
3.5.3 <i>Compactação de laboratório</i>	32
3.5.4 <i>Compactação de campo</i>	33
3.5.5 <i>Controle de compactação</i>	35

3.5.6 Aterros experimentais.....	36
3.6 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS TROPICAIS COMPACTADOS.....	37
3.7 ESTABILIDADE DAS BARRAGENS DE TERRA.....	41
3.8. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS E ENSAIOS LABORATORIAIS..	47
3.8.1 Resistência ao Cisalhamento dos Solos.....	48
3.8.2 Ensaios laboratoriais para a determinação da resistência ao cisalhamento.....	54
3.9. CÁLCULOS DE ESTABILIDADE.....	60
3.9.1 Mecanismos de Ruptura.....	60
3.9.2 Desenvolvimento de Pressões Neutras.....	61
3.9.3 Considerações gerais sobre equilíbrio de massas de solos.....	64
4. CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL.....	71
4.1 INFORMAÇÕES GERAIS.....	71
4.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS.....	72
4.3 SONDAGENS A PERCURSSÃO REALIZADAS NO LOCAL.....	80
5. MATERIAL E MÉTODOS.....	83
5.1 COLETA DE AMOSTRAS.....	83
5.2 ENSAIOS LABORATORIAIS.....	85
5.2.1 Análise Granulométrica.....	86
5.2.2 Determinação dos Limites de Atterberg e peso específico dos sólidos.....	86
5.2.3 Compactação Proctor Normal.....	86
5.2.3a Determinação das umidades de compactação dos corpos de	

prova executados.....	87
5.2.4 <i>Compressão Simples</i>	87
5.2.5 <i>Permeabilidade à carga variável</i>	87
5.2.6 <i>Compressão edométrica</i>	88
5.2.7 <i>Ensaio Triaxiais</i>	89
5.2.8 <i>Quantidade de corpos de prova utilizados</i>	92
5.3 ENSAIOS DE CAMPO.....	93
5.3.1 <i>Permeabilidade “in situ”, por infiltração</i>	93
5.3.2 <i>Sondagens SPT e SPT-T com medida de torque</i>	93
5.4 DETERMINAÇÃO DAS SEÇÕES ANALISADAS.....	96
5.5 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO.....	100
5.5.1 <i>Programa Seep/W</i>	101
5.6 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	102
5.6.1 <i>Slope/W</i>	103
6. RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÕES.....	105
6.1 ENSAIOS LABORATORIAIS.....	105
6.1.1 <i>Análise granulométrica e determinação dos Limites de Atterberg e peso específico dos sólidos</i>	106
6.1.2 <i>Compactação Proctor Normal</i>	109
6.1.3 <i>Permeabilidade à carga variável</i>	111
6.1.4 <i>Compressão simples</i>	114
6.1.5 <i>Ensaio Triaxiais</i>	116

6.1.6 <i>Ensaio de compressão edométrica</i>	127
6.2 ENSAIOS DE CAMPO.....	133
6.2.1 <i>Sondagens a Percussão e Permeabilidade “in situ”</i>	133
6.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	138
6.4 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO.....	147
7. CONCLUSÕES FINAIS	157
8. SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS	161
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	163

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Crista da Barragem de Ilha Solteira/CESP.....	19
Figura 2. Proteção de talude utilizando <i>rip-rap</i>	22
Figura 3. Proteção da margem a jusante da barragem da UHE de Ilha Solteira/CESP.....	23
Figura 4. Proteção do talude de jusante da UHE de Ilha Solteira/CESP utilizando gramíneas.....	23
Figura 5. Típica disposição de camadas de um solo tropical.....	39
Figura 6. Superfícies de ruptura em uma barragem de terra e em um talude qualquer.....	48
Figura 7. Esquema de forças envolvidas no cisalhamento.....	50
Figura 8. Transmissão de forças entre partículas de argila.....	53
Figura 9. Célula de cisalhamento direto.....	55
Figura 10. Esquema do ensaio de compressão triaxial.....	56
Figura 11. Corpos de prova rompidos em ensaio triaxial tipo CDsat com diferentes valores de σ_3	59
Figura 12. Zonas de pressão neutra em uma barragem homogênea de argila residual compactada (condição de solicitação final de construção).....	63
Figura 13. Forças atuantes numa superfície cilíndrica.....	64
Figura 14. Forças atuantes em uma lamela vertical.....	66
Figura 15. Localização do Campo Experimental.....	71
Figura 16. Variação da granulometria em profundidade.....	75
Figura 17. Variação dos limites de consistência em profundidade.....	76

Figura 18. Variação do índice de vazios em profundidade.....	77
Figura 19. Variação das massas específicas com a profundidade.....	78
Figura 20. Variação da resistência à compressão em profundidade.....	79
Figura 21. Seção do perfil do subsolo do Campo.....	81
Figura 22. Locação das sondagens executadas no Campo Experimental anteriormente a esta pesquisa.....	82
Figura 23. Coleta das amostras.....	84
Figura 24. Bloco de amostra indeformada parafinada.....	84
Figura 25. Câmara triaxial desmontada.....	91
Figura 26 . Posicionamento do corpo de prova na base	91
Figura 27. Saturação dos corpos talhados.....	91
Figura 28. Colocação da câmara na prensa.....	92
Figura 29. Ensaio em execução na prensa.....	92
Figura 30. Preenchimento do furo de sondagem revestido, com água.....	93
Figura 31. Verificação do volume de água percolado.....	93
Figura 32. Croqui do Campo Experimental e localização das sondagens executadas.....	95
Figura 33. Execução da sondagem SP01.....	96
Figura 34. Seção hipotética 1.....	99
Figura 35. Seção hipotética 2.....	100
Figura 36. Seção hipotética 3.....	100
Figura 37. Aspecto da tela principal do SEEP/W.....	102
Figura 38. Aspecto da tela principal do SLOPE/W (o desenho corresponde a um talude qualquer).....	104

Figura 39. Determinação dos fatores de segurança de uma seção qualquer.....	104
Figura 40. Curvas de compactação característica e de saturação.....	109
Figura 41. Índices físicos calculados.....	110
Figura 42. Curvas de Tensão máxima x Deformação Específica máxima para os corpos de prova ensaiados.....	114
Figura 43. Comparação entre os valores de resistência à compressão médios máximos obtidos a partir de ensaios de compressão simples.....	116
Figura 44. Envoltórias de resistências totais para o ensaio <u>CU</u>	117
Figura 45. Envoltórias de resistências efetivas para o ensaio <u>CU</u>	118
Figura 46. Envoltórias de resistência totais para ensaios do tipo <u>CU_{sat}</u>	119
Figura 47. Envoltórias de resistência efetivas para ensaios do tipo <u>CU_{sat}</u>	120
Figura 48. Envoltórias de resistência para ensaios do tipo <u>CD</u>	121
Figura 49. Envoltórias de resistência para ensaios do tipo <u>CD_{sat}</u>	122
Figura 50. Comparação entre as envoltórias efetivas obtidas para o solo compactado na umidade ótima.....	124
Figura 51. Comparação entre as envoltórias totais obtidas para o solo compactado na umidade ótima.....	124
Figura 52. Envoltórias efetivas obtidas para o solo em sua condição natural.....	126
Figura 53. Envoltórias totais obtidas para o solo em sua condição natural.....	126
Figura 54. Variação do índice de vazios com o acréscimo de pressão aplicada.....	127
Figura 55. Variação do índice de vazios com o acréscimo de pressão aplicada.....	128
Figura 56. Variação do índice de vazios com o acréscimo de pressão aplicada.....	128
Figura 57. Variação do índice de vazios com o acréscimo de pressão aplicada.....	129

Figura 58. Variação da permeabilidade do solo compactado ao incremento de carregamento vertical.....	130
Figura 59. Variação do C_v em função de p para o solo compactado à -4% da umidade ótima.....	131
Figura 60. Variação de C_v em função de p para o solo compactado na umidade ótima.....	132
Figura 61. Variação de C_v em função de p para o solo compactado à +4% acima da umidade ótima.....	132
Figura 62. Variação dos parâmetros N , w_{natural} e torque com a profundidade para a sondagem SP01.....	134
Figura 63. Perfil e SPT-T/02 e SPT-T/03 e execução do ensaio de permeabilidade “ <i>in situ</i> ”.....	135
Figura 64. Variação da umidade natural higroscópica com a profundidade para as sondagens SP02 e SP03.....	135
Figura 65. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 1 (filtro horizontal) para a condição de reservatório cheio.....	138
Figura 66. Análise de estabilidade do talude de jusante (2,5:1,0) da configuração hipotética 1 para a condição de reservatório cheio.....	140
Figura 67. Análise de estabilidade do espaldar de montante (3,0:1,0) para a configuração hipotética 1 e condição de reservatório cheio.....	140
Figura 68. Análise de estabilidade do espaldar de montante (3,0:1,0) para a condição de rebaixamento rápido do reservatório para a configuração hipotética 1.....	141
Figura 69. Análise de estabilidade do espaldar de montante (3,0:1,0) para a condição de	

final de construção para a configuração 1.....	141
Figura 70. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 2 (dreno de pé) para a condição de reservatório cheio.....	142
Figura 71. Obtenção do fator de segurança mínimo para o espaldar de jusante compactado na umidade ótima durante a condição de reservatório cheio para a configuração 2.....	143
Figura 72. Obtenção do fator de segurança mínimo para o espaldar de jusante compactado a umidade de -4% hótima para a condição de reservatório cheio para a configuração 2.....	144
Figura 73. Obtenção do fator de segurança mínimo para o espaldar de jusante compactado em teor de umidade de $+4\%$ hótima para a condição de reservatório cheio para a configuração 2.....	144
Figura 74. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 3 (filtro horizontal e vertical, altura de 15m) para a condição de reservatório cheio.....	146
Figura 75. Locais da configuração onde foram determinadas as vazões para a configuração 1.....	148
Figura 76. Locais da configuração onde foram determinadas as vazões para a configuração 2.....	152
Figura 77. Locais da configuração onde foram determinadas as vazões para a configuração 3.....	154

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Causas de rupturas de barragens americanas a de 1935 a 1961.....	16
Tabela 2. Borda livre de algumas barragens brasileiras.....	18
Tabela 3. Taludes preliminares para diversos tipos de solos.....	20
Tabela 4. Deslocamentos horizontais observados no pé de jusante de algumas barragens...	43
Tabela 5. Recalques observados na fundação de algumas barragens de terra.....	45
Tabela 6. Fatores de segurança mínimos utilizados nas análises de estabilidade.....	47
Tabela 7. Ocorrência de regiões de pressões neutras de acordo com a altura da barragem, para a condição de solicitação de final de construção.....	63
Tabela 8. Parâmetros de caracterização do solo do campo experimental da Feagri/Unicamp.	73
Tabela 9. Parâmetros geotécnicos do Campo Experimental da Feagri/Unicamp.....	74
Tabela 10. Avaliação da colapsidade do solo a partir de resultados de ensaios de compressão edométrica.....	79
Tabela 11. Classificação e caracterização do subsolo do campo experimental da Feagri/Unicamp.....	80
Tabela 12. Ensaios triaxiais realizados durante o período da pesquisa.....	90
Tabela 13. Quantidade de corpos de prova utilizados.....	92
Tabela 14. Parâmetros adotados para a determinação das seções hipotéticas.....	97
Tabela 15. Características das seções hipotéticas analisadas.....	98
Tabela 16. Distribuição granulométrica.....	106
Tabela 17. Limites de Atterberg e massa específica dos sólidos.....	107

Tabela 18. Estimativa da consistência pelo índice de consistência.....	108
Tabela 19. Índices físicos para amostras indeformadas coletadas a uma profundidade de 1,5m.....	108
Tabela 20. Coeficientes de permeabilidade obtidos/CESP.....	111
Tabela 21. Coeficientes de permeabilidade médios obtidos/FEC-Unicamp.....	113
Tabela 22. Parâmetros obtidos pelo ensaio de compressão simples.....	115
Tabela 23. Parâmetros obtidos por meio de ensaios triaxiais tipo <u>CU</u>	117
Tabela 24. Parâmetros obtidos por meio de ensaios triaxiais tipo <u>CU_{sat}</u>	118
Tabela 25. Parâmetros obtidos por meio de ensaios triaxiais tipo CD.....	120
Tabela 26. Parâmetros obtidos por meio de ensaios triaxiais tipo CD _{sat}	121
Tabela 27. Parâmetros determinados no ensaio de compressão edométrica.....	129
Tabela 28. Classificação das camadas da sondagem SP01.....	133
Tabela 28. Parâmetros obtidos nos ensaios de permeabilidade “ <i>in situ</i> ”.....	137
Tabela 29. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 1.....	138
Tabela 30. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 2.....	142
Tabela 31. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 3.....	146
Tabela 32. Vazões determinadas para a configuração 1 e talude de montante e jusante igual a 3,0:1,0 e 2,5:1,0 respectivamente.....	149
Tabela 33. Relação entre a permeabilidade do solo compactado nos teores de umidade em estudo com a permeabilidade da fundação considerada.....	150
Tabela 34. Vazões determinadas para a configuração 2 e talude de montante e jusante igual a 3,0:1,0 e 2,5:1,0 respectivamente.....	153
Tabela 35. Vazões determinadas para a configuração 3 e talude de montante e jusante igual a 3,0:1,0 e 2,5:1,0 respectivamente.....	155

RESUMO

Objetivando-se fornecer ao meio técnico, parâmetros necessários para a elaboração de anteprojetos de pequenas barragens de terra de seção homogênea, apresenta-se neste trabalho a determinação de propriedades geotécnicas de um solo de Diabásio típico da região de Campinas e comum a grande parte da região Centro-Sul do Brasil. O solo foi analisado em suas condições indeformada e compactada, com o intuito de se verificar seu comportamento como elemento de fundação e material para construção de aterros. O solo compactado foi analisado em sua umidade ótima e também com desvios de umidade de 4% acima e abaixo em relação à ótima, procurando-se simular condições de controle de compactação deficitárias, o que muitas vezes pode ocorrer em barragens agrícolas. Para a obtenção dos parâmetros necessários a esta pesquisa foram realizados os seguintes ensaios laboratoriais: Análise Granulométrica, Limites de Consistência, Compactação, Resistência a Compressão Simples, Resistência ao Cisalhamento (ensaios triaxiais rápidos e lentos, saturados e não saturados), Compressão Edométrica e Permeabilidade nas direções de fluxo horizontal e vertical. Este trabalho também traz parâmetros obtidos por meio de ensaios de campo como: Sondagens a Percussão do tipo SPT e SPT-T com medida de torque e Ensaio de Permeabilidade “*in situ*”. O solo estudado foi proveniente do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas e os ensaios laboratoriais foram executados no Laboratório de Geotecnia e Transportes da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp e no Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP (Companhia Energética de São Paulo) localizado na cidade de Ilha Solteira/SP. Após a determinação dos parâmetros geotécnicos necessários, foram executadas diversas análises de estabilidade de taludes e percolação de

água no interior do maciço compactado da barragem, considerando-se aterros de diferentes seções hipotéticas, presença ou não de filtros verticais, horizontais e drenos de pé. Para isso foram utilizados os softwares SLOPE/W, da Geo-slope Company, para o estudo da estabilidade e determinação dos fatores de segurança dos taludes estudados, e SEEP/W, também da Geo-slope, para a determinação das linhas freáticas no interior dos aterros compactados e vazões no solo de fundação. As análises de estabilidade e percolação foram executadas no Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP).

Os parâmetros obtidos por meio desta pesquisa podem ser utilizados em anteprojetos de pequenas barragens de terra, desde que o solo a ser utilizado tenha características semelhantes ao aqui estudado. Os resultados também demonstraram a variação das propriedades geotécnicas do solo compactado com a umidade de compactação, ressaltando dessa forma a importância de um controle efetivo de compactação durante a fase de construção de um maciço de barragem.

ABSTRACT

Aiming to provide to engineers necessary parameters to small earthfill dam's preliminary design, there were presented in this research the determination of geotechnical parameters of soil of Diabásio common in great areas of Brazil's Center South region. Objecting to study the soil behavior used like foundation and construction material for earthfill dams, there were analyzed undisturbed and compacted soil samples. The compacted soil samples were studied in it's optimum moisture content and in a + and – 4% deviation from it's optimum moisture content value. This proceeding simulated deficient compaction control conditions, that usually may happens in rural areas. For the parameters' determination, there were executed the following laboratory tests: grain size distribution, consistency limits, compaction Proctor Normal, unconfined compressive strength, shear strength (rapid, slow, saturated and unsaturated triaxial shear tests), oedometer test and falling head permeability tests in horizontal and vertical flow directions. This work also presents geotechnical parameters obtained by field tests like: standard penetration test (SPT) and “*in situ*” permeability tests. The studied soil samples were collected at Experimental Field for Soil Mechanics and Foundation Studies, localized in Agricultural Engineering Faculty of State University of Campinas (Unicamp), in the city of Campinas. The laboratory tests were carried out at the Geotechnical laboratory of Civil Engineering Faculty of Unicamp, and in CESP's (Electric Company of São Paulo) Center Civil Engineering Laboratory localized in the city of Ilha Solteira. After obtention of the necessary geotechnical parameters, many slopes' stability

analyses and seepage analyses through the compacted fill were carried out. In the analyses it was considered different kinds of earthfill dam's section. There were used technical softwares Seep/W and Slope/W from Geoslope Company, for seepage and slope's stability analyzes. Those studies were developed at the Geotechnical Department of University of São Paulo, in the city of São Carlos.

The parameters obtained by this research can be used in earthfill dam's preliminary design, since the soil that will be used has similar geotechnical parameters of the studied soil. The parameters obtained also demonstrated the properties' variation of the compacted soil with the moisture content variation, emphasizing the importance of the compaction control.

1.INTRODUÇÃO

As propriedades geotécnicas dos solos residuais para fins de engenharia são bastante importantes, pois em grande número de obras em nossa região são utilizados estes solos.

Em se tratando de zona rural, obras geotécnicas, como barragens de terra, estradas vicinais, aterros compactados, entre outras, são rotineiramente construídas em todo o Brasil.

Na maioria dos casos, sua construção é executada sem a utilização de dados obtidos em ensaios de campo e laboratório, ou mesmo a realização de análises de estabilidade, acarretando assim um grande número de rupturas, aparecimento de fissuras, problemas de infiltrações, solapamento de taludes, recalques acentuados etc.

Essa situação ocorre devido ao fato de ser na maior parte dos casos, principalmente em anteprojetos, economicamente inviável a obtenção destes dados em laboratório ou a contratação de serviços de sondagem, ocorrendo na prática, a utilização de valores baseados quase unicamente na experiência do construtor.

Por outro lado, a maior parte das pesquisas geotécnicas na área de barragens são orientadas para o estudo de obras de grande porte, deixando em segundo plano obras menores. Ficando dessa maneira, os projetos destas últimas limitados apenas a orientações provenientes de manuais técnicos, livros didáticos e recomendações empíricas.

Para o desenvolvimento desta pesquisa, foram executadas as seguintes atividades:

- a) Revisão Bibliográfica;
- b) estudo dos dados já disponíveis para Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola;

- c) coleta de amostras deformadas e indeformadas e realização de ensaios laboratoriais e de campo;
- d) análise dos dados por meio de programas computacionais específicos;
- e) discussões dos resultados, conclusões e recomendações técnicas;
- f) relato da bibliografia consultada.

a) *Revisão bibliográfica*: Iniciou-se a pesquisa com um levantamento de parte do conhecimento já existente a respeito do objeto deste trabalho, barragens de terra e solos tropicais. Para tal consultou-se diversos trabalhos científicos provenientes de livros a respeito do assunto em questão e artigos científicos nacionais e internacionais publicados em encontros técnicos, simpósios e congressos. A revisão bibliográfica teve como principal objetivo fornecer ao leitor e ao pesquisador conhecimentos básicos necessários à compreensão da importância desta dissertação. A revisão bibliográfica realizada para este trabalho encontra-se no **capítulo 3** deste volume.

b) *Coleta de amostras e análise dos dados já existentes*: Executou-se a coleta de amostras deformadas e indeformadas no Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp. Os procedimentos utilizados serão descritos com detalhamento no capítulo de Materiais e Métodos. Realizou-se o levantamento por meio de pesquisa a artigos anteriormente publicados, de dados referentes às propriedades geotécnicas do Campo Experimental. Após o levantamento, estes dados foram analisados. As análises dos parâmetros referentes ao Campo constam no **capítulo 4** deste volume.

c) *Realização de ensaios de laboratório e campo*: Os ensaios laboratoriais foram executados parte no Laboratório de Geotecnia e Transportes da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp e parte nas dependências do Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP (Companhia Energética de São Paulo), localizado da cidade de Ilha Solteira/SP. Os ensaios tiveram como objetivo caracterizar o solo em estudo em sua condição indeformada e compactada em três diferentes teores de umidade fornecendo parâmetros necessários para a avaliação deste como material de aterro e fundação, objetivando a construção de barragens de terra de seção homogênea. A metodologia utilizada nos ensaios de campo e de laboratório pode ser consultada no **capítulo 5**, referente a Materiais e Métodos.

d) *Análise dos dados por meio de programas computacionais*: Uma vez obtidos os parâmetros geotécnicos necessários, foram executadas diversas análises de estabilidade de taludes e percolação de água lançando como hipótese diversas seções de barragens, taludes, posicionamento de mecanismos filtrantes e drenantes, interação aterro-fundação além da determinação dos coeficientes de segurança necessários para cada etapa do projeto de uma barragem. Para tal foram utilizados os softwares específicos SLOPE/W para a determinação dos fatores de segurança e estudo da estabilidade dos espaldares, e SEEP/W, programa baseado na teoria de elementos finitos para a determinação das linhas freáticas e vazões no interior dos maciços estudados e percolação pela fundação, sendo ambos os programas produzidos pela Geo-Slope Company. Antes da utilização dos programas, foi necessário um período de treinamento destes, objetivando assim a obtenção de conhecimentos necessários para a correta utilização dos softwares, evitando dessa forma, a obtenção de parâmetros incorretos. As análises de percolação e estabilidade foram executadas no Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP). Maior detalhamento das

análises realizadas, das hipóteses estudas e dos programas computacionais utilizados podem ser encontrados no **capítulo 5**, referente a Material e Métodos desta publicação.

2. OBJETIVOS

Essa pesquisa possui como objetivos os seguintes itens:

- a) Fornecer parâmetros necessários para a realização de anteprojetos de barragens de terra de pequena altura, por meio de ensaios laboratoriais específicos e análises dos dados obtidos;
- b) analisar o potencial de utilização de solo de Diabásio, o qual pode ser encontrado em grandes áreas do interior de São Paulo e região Centro Sul do Brasil, como material de aterro e fundação para a construção de pequenas barragens de terra de seção homogênea;
- c) estudar a variação do comportamento do solo em análise com a umidade de compactação, e dessa maneira, reforçar a importância de um controle efetivo de compactação durante a fase de construção de uma barragem de terra de pequeno porte;
- d) contribuir com o meio técnico ampliando o conhecimento a respeito do comportamento de barragens de pequeno porte;
- e) ampliar os dados disponíveis para o Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp;

- f) utilizar os programas computacionais SEEP/W e SLOPE/W e verificar seu potencial na resolução de problemas referentes à análise de estabilidade de taludes e percolação de água pelo interior do aterro compactado de barragens de pequeno porte.

3.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 HISTÓRICO DAS BARRAGENS

A construção de barragens para a reserva de água, a fim de suprir as necessidades do homem, é tão antiga quanto a sua história. Com o aparecimento das primeiras comunidades, passou-se a atentar para a necessidade de se armazenar água suficiente, com o objetivo de abastecer a população em suas tarefas e consumo diário.

Embora, tanto o número, quanto a altura das barragens tenham crescido no século XX, pode-se encontrar exemplos de obras de grande porte em tempos mais remotos.

SCHNITER (1994) cita a barragem de Alcantarilla, localizada a 20 km ao sul de Toledo na Espanha. O barramento foi construído pelo império romano durante o seu domínio na Península Ibérica. Esta consiste em um muro de 17m de altura, cuja face montante é vertical e a de jusante inclinada. Sua crista mede 3,2m, enquanto que a sua base 6,0m. O reservatório possui uma capacidade de armazenamento de 3,5 milhões de m³.

O mesmo autor ainda relata que os romanos utilizavam-se de mão de obra escrava, que poderia ser de empreiteiras particulares ou do império. Estes utilizavam ferramentas simples na execução dos barramentos, como pás, alavancas e algumas vezes polias.

CRUZ (1996) cita a barragem de Proserpina, situada também na Espanha. Construída entre a século I aC e II aC , possui 21,6m de altura máxima e um comprimento de crista de 427,8m, sendo a sua fundação em granito. A barragem vem operando até os dias atuais, e somente em 1910 foram propostos reparos, os quais foram executados apenas nas décadas de 40 e 70.

Após o primeiro quarto do século XX, muitas teorias foram publicadas, formando a base da proliferação das barragens por todo mundo.

De acordo com TEIXEIRA (1997), após o aparecimento da Mecânica dos Solos no início do século passado, passou-se a ter sustentação teórica para a condução dos trabalhos exigidos na execução do aterro de uma barragem, incluindo-se a possibilidade de controle do material a ser utilizado na compactação.

Outro fator impulsionante para o desenvolvimento das barragens foi à utilização da mecanização em sua construção. Nos anos de 1930 e 1940 grandes mudanças ocorreram na tecnologia de sua execução. Tratores de esteiras com lâminas Bulldozers começaram a ser utilizados na escavação de jazidas, o que possibilitou maior rendimento e capacidade construtiva, SCHNITER (1994).

Paralelamente, a segurança tornava-se um dos aspectos mais importantes, não somente para as novas obras, mas também para a reavaliação do desempenho das antigas, BORDEAUX (1980).

3.2 IMPORTÂNCIA DAS BARRAGENS

Conforme BORDEAUX (1980), até os primeiros anos do século passado, a maioria das barragens eram estruturas de altura baixa, e de projeto bastante simples, que visavam apenas uma única função.

Com o aumento da demanda de energia elétrica e de água para o abastecimento industrial, residencial, agrícola, etc, as barragens começaram a se tornar cada vez mais importantes.

Uma barragem deve atender a várias finalidades, sendo que as mais importantes são: o armazenamento de água, a geração de energia elétrica e a contenção de rejeitos industriais e de mineração.

JOHNSTON (1960) informa a importância de uma barragem para o meio rural em termos de irrigação e abastecimento residencial de água. O suprimento de água deve ser eficiente e garantir o correto funcionamento dos equipamentos de irrigação, assegurando a vazão constante exigida para uma operação sem falhas. A qualidade da água também é importante, e se o sistema depender da gravidade, o reservatório deverá fornecer carga hidráulica suficiente.

Quando se projeta uma barragem para recreação, deve-se prever um reservatório suficientemente grande para que as atividades de entretenimento não sejam prejudicadas.

JOHNSTON (1960), acrescenta que a água deverá ser livre de poluição dentro dos limites exigidos pelas leis ambientais.

Barragens também podem ser utilizadas para o controle de cheias, onde transformam uma vazão de pico, que ocorreria na seção de um rio se o barramento não fosse construído, em uma vazão mais atenuada, que poderá escoar através das seções a jusante sem causar consequências mais graves para a região, GAIOTO (1998).

Algumas indústrias de mineração apresentam como subproduto um grande volume de substâncias inaproveitáveis, representando um perigoso agente de contaminação ambiental.

Citando GAIOTO (1998), esse produto, que consiste na maioria das vezes em solo de granulometria diversa e quase sempre misturado a produtos químicos é lançado em forma de lama, por bombeamento em barragens de contenção.

3.3 ESCOLHA DO TIPO E LOCAL DE IMPLANTAÇÃO DA BARRAGEM

O projeto de uma barragem geralmente está associado ao de um grande empreendimento, que poderá apresentar diferentes graus de complexidade em função da finalidade a qual será construída. Ela abrange diversos ramos da Engenharia tais como: hidráulica, hidrologia, geologia, arquitetura, mecânica dos solos e das rochas, eletricidade etc.

MATERON *et al.* (1980) comentam que durante os estudos preliminares para a escolha do tipo de barragem de Foz do Areia, os projetistas consideraram basicamente os tipos de concreto a gravidade, enrocamento com face de concreto e enrocamento com face de concreto e enrocamento com núcleo de argila. Porém, as condições geotécnicas do local de implantação da barragem indicaram as barragens de enrocamento como as estruturas mais adequadas para o sítio selecionado.

No início da etapa de anteprojeto já devem estar definidos o tipo de barragem e o local para sua construção. Dessa maneira são analisadas alternativas de posição do eixo, bem como do arranjo das estruturas hidráulicas e esquemas de desvio do rio.

A escolha do tipo de seção transversal de uma barragem de terra ou enrocamento depende de numerosos fatores, geralmente bastante complexos, tais como os relacionados aos condicionamentos climáticos, hidrológicos, topográficos e geológicos do local onde se pretende construir a obra, BORDEAUX (1980).

A escolha final do tipo de barragem geralmente deve ser feita após a consideração das características de cada tipo, relacionadas com as feições físicas do local e a sua adaptação para atender o objetivo o qual será construída, observando-se os aspectos de economia e de segurança. Geralmente o fator determinante para a escolha do tipo de barragem é o custo de sua construção, GAIOTO (1998).

A escolha do tipo de barragem a ser utilizada não obedece a regras fixas e nem pré-estabelecidas. Ela depende das condições do local, dos materiais disponíveis, da experiência dos consultores e projetistas, das análises econômicas e das facilidades construtivas, MATERON *et al.* (1980).

De acordo com ARTHUR (1960), a classificação quanto à tipologia das barragens pode se dar conforme o material de construção que é empregado em sua execução, ou em diversos outros quesitos.

TEIXEIRA (1997), informa os diferentes parâmetros para a classificação de uma barragem:

a) De acordo com a sua utilização:

- Barragens de armazenamento de água para irrigação, abastecimento, recreação, criação de peixes, geração de energia;
- barragens de contenção de rejeitos industriais ou de mineração, de regularização de cursos d'água ou de contenção de cheias.

b) De acordo com o projeto hidráulico:

- Barragens sem vertedouro;
- barragens com vertedouro.

c) De acordo com os materiais de construção:

- De concreto (gravidade, gravidade aliviada e arco);
- terra;
- enrocamento.

Somente em circunstâncias excepcionais pode-se afirmar que um único tipo de barragem é viável ou o mais econômico para um certo local. Com exceção dos casos onde a

definição do tipo de barragem é óbvia, deverão ser realizados projetos preliminares e estimativas de custos para diversos tipos, a fim de orientar a escolha da melhor solução do ponto de vista dos custos diretos e de outros fatores, GAIOTO (1998).

Um fator determinante na escolha do melhor tipo de barragem a ser utilizado, é a disponibilidade de materiais de construção nas proximidades do local de implantação desta. Deve-se dar atenção especial àqueles provenientes de escavações obrigatórias necessárias a construção das obras de desvio, canais de adução, vertedouro, tomadas d'água e casas de força, CRUZ (1996).

A topografia do local também deve ser levada em conta na escolha do melhor tipo de barragem a ser executada. Um terreno mais plano ou um vale mais aberto certamente sugerirão a construção de uma barragem de terra, em contrapartida a uma região de vales mais apertados e encostas rochosas poderá indicar o uso de uma barragem de concreto. O importante é buscar sempre a correta harmonia entre a barragem escolhida e as condições de relevo do local.

O vertedouro é uma das mais importantes e caras obras em uma barragem, pois cabe a ele controlar o nível máximo de água desta. Assim, esse fator também deve ser avaliado, pois de acordo com GAIOTO (1998), a combinação do vertedouro e da barragem para construir uma única estrutura pode ser uma opção vantajosa, optando-se assim por uma barragem-vertedouro de concreto.

Quando um tipo qualquer de barragem é executada, esta impõe cargas ao solo que, como elemento de fundação, será um dos responsáveis pela sua estabilidade. A escolha do barramento adequado deve estar em sintonia com as condições de fundação do local. Em outras palavras, uma barragem de enrocamento com taludes íngremes exige uma fundação mais resistente que uma barragem de terra, da mesma forma que uma barragem de concreto requer uma fundação mais resistente que uma barragem de enrocamento. GAIOTO (1998).

CRUZ (1996), cita algumas restrições e influências do tipo de fundação na escolha de uma barragem:

- a) Fundação em rocha: quase a maioria das rochas, mesmo as mais brandas não possuem influência na estabilidade da barragem. Somente os folhelhos que possam apresentar descontinuidades, podem condicionar a barragem a problemas de percolação através da fundação.
- b) Fundação em areia pura (sem finos): areias puras são materiais que necessitam de cuidados quanto a estanqueidade e a sua estabilidade. Podem apresentar problemas de “*piping*” e perdas excessivas de água. São indicadas somente para barragens de pequeno porte e em regiões onde a perda de água pelas fundações não compromete a capacidade de armazenamento do reservatório.
- c) Fundação em solos residuais: solos residuais com SPT acima de 7, em princípio, são adequados para fundação. No que diz respeito a deslocamentos, estes ocorrerão durante a fase construtiva e não deverão ultrapassar 2 a 3% a altura da camada residual.
- d) Fundação argilosa: possuem grandes problemas quanto a recalques diferenciais, sendo indicadas apenas para barragens de terra.

GAIOTO (1998) afirma que a seleção final do tipo de barragem deverá ser feita após uma análise comparativa, cuidadosa e imparcial das alternativas possíveis, sem deixar de verificar a influência de cada alternativa estudada sobre o arranjo físico de todo o aproveitamento.

3.4 BARRAGENS DE TERRA

As barragens de terra são o tipo mais comum de barragem devido a sua construção envolver a utilização de material facilmente obtido em localidades próximas. Porém, esse tipo de estrutura possui a desvantagem de sofrer com a percolação de água no interior de seu maciço, ARTHUR (1960).

Uma das razões que tornam as barragens de terra tão populares em todo o mundo, é o fato de dificilmente não haverem jazidas de solo e/ou enrocamento competentes para a construção da barragem nas proximidades do local de execução, SOWERS (1962).

O autor continua comentando que o solo é um material de fácil manuseio, podendo ser utilizado manualmente no caso de pequenas obras, ou com grandes maquinários no caso de obras mais vultuosas. Entretanto, a mais importante razão pelo uso deste tipo de material, é o baixo custo por m^3 , quando comparado com outros materiais.

Uma barragem de terra é constituída por solos adequados extraídos de jazidas ou obtidos em escavações, os quais são compactados por equipamentos em camadas de espessura pré-determinada. Estes equipamentos podem ser constituídos de rolos pé de carneiro, rolos pneumáticos, vibratórios, tratores de esteira, ou ainda pelo peso próprio do veículo. Uma das principais vantagens das barragens de terra, é que estas podem ser construídas sobre fundações de resistência mais baixas, quando comparadas com barragens de concreto, BORDEAUX (1980).

Segundo CRUZ (1996), a maior barragem de terra do Brasil, é a de Tucuruí, com um volume total de solo e rocha da ordem de 50 milhões de m^3 .

Porém, para que uma barragem de terra seja economicamente viável, devem-se escolher local para implantação do barramento a uma distância não superior a 2 km de uma

jazida de material competente para a execução do aterro. CRUZ (1996) cita que o volume de escavação deverá ser o dobro do volume a ser compactado devido ao fenômeno do empolamento.

Dependendo da disponibilidade dos materiais de construção para o aterro, as barragens de terra podem apresentar de acordo com GAIOTO (1998), as seguintes variações:

- a) Barragem homogênea;
- b) barragem de aterro hidráulica;
- c) barragem zoneada.

No entanto, as barragens de terra, apesar de serem mais econômicas, e o solo ser um material de fácil manuseio, estas apresentam algumas desvantagens. SOWERS (1962) informa que nem sempre pode ser encontrado material adequado para execução do maciço nas proximidades do local de construção, e que este tipo de barramento requer uma manutenção bem maior quando comparada com um de concreto.

Outra desvantagem consiste na impossibilidade de se utilizar uma estrutura combinada entre o aterro e o vertedouro, como é o caso das barragens de concreto do tipo vertedouro. Neste caso, poderá ocorrer o aparecimento de caminhos preferenciais de percolação entre o vertedouro e o barramento, devido aos recalques diferenciados impostos pelo aterro.

3.4.1 Partes constituintes de uma barragem de terra

Com base em diversos fatores que devem ser considerados no projeto de uma barragem, será muito raro a mesma configuração de uma seção transversal para dois projetos. Mesmo seguindo-se a mesma metodologia, as condições impostas pelo local de construção influirão na determinação da melhor seção, GAIOTO (1998).

Dessa maneira, na escolha da configuração para a seção transversal do barramento devem ser considerados a concordância dos seguintes elementos:

a) *Borda livre*

O transbordamento é o principal fator de ruptura das barragens de terra. CRUZ (1980) afirma que esse fator é responsável por 40% dos acidentes. Dessa forma, deve-se atentar para o dimensionamento dos elementos evacuadores de cheias. A tabela 1 apresenta dados observados referentes a rupturas de barragens nos EUA (CASAGRANDE, 1961) citada por CRUZ (1980).

Tabela 1. Causas de rupturas de barragens americanas a de 1935 a 1961.

Causas de rupturas de barragens	% de incidência de casos
Extravasamento	40
<i>“Piping”</i>	50
Insuficiência de resistência ao cisalhamento ou outras causas.	10

A borda livre é a distância vertical entre a crista da barragem e o nível máximo de água do reservatório.

Pode-se, de acordo com BORDEAUX (1980), considerar dois tipos de borda livre:

- Borda livre normal, “que se refere ao nível de retenção normal das águas do reservatório visando assegurar certas condições para períodos longos de retenção, tais como a prevenção de percolação na zona superior do maciço e a prevenção de transbordamento por ação de ondas violentas, formada em condições pouco freqüentes”.
- Borda livre mínima, “que se refere ao nível *máximo-maximorum* das águas previstas para fins de projeto, visando prevenir o transbordamento por ação das ondas formadas em condições previstas”.

A altura da borda livre deve ser suficiente para que não haja o galgamento das ondas formadas sobre a crista, GAIOTO (1998).

A altura das ondas depende da velocidade e da duração do vento, do *fetch* efetivo e da profundidade do reservatório. A ação das ondas no barramento depende do ângulo de ataque da onda, da inclinação e textura do talude.

O *fetch* é um termo que define uma região do espelho d’água do reservatório, sobre o qual sopra o vento em uma determinada direção constante. O comprimento do *fetch* é a distância horizontal e paralela à direção do vento considerado.

Por outro lado, de acordo com BORDEAUX (1980), o *fetch* propriamente dito não leva em conta o formato do reservatório, sendo introduzido devido a isto o conceito de *fetch* efetivo. Esse conceito é de grande valia para se caracterizar reservatórios que são pequenos em relação ao comprimento, feição esta que geralmente caracteriza reservatórios artificiais.

Quando uma onda se choca contra o barramento, esta se quebra e sobe ao longo do talude, até uma altura que irá depender da textura, permeabilidade, inclinação do talude e da relação entre comprimento e altura da onda.

Na ausência de dados mais específicos pode-se recorrer à adoção da borda livre, desde que o valor adotado esteja dentro de alguns limites previstos. GAIOTO (1998) recomenda que estes limites devam estar situados entre 0,60m e 3,0m. A tabela 2 apresenta alguns exemplos de bordas livres de barragens brasileiras.

Tabela 2. Borda livre de algumas barragens brasileiras, BORDEAUX (1980).

Barragem	N.A. máx.	N.A. máx.	Cota da crista (m)	Borda livre	Borda livre
	Normal (m)	<i>Máximorum</i> (m)		Normal (m)	Mínima (m)
Água Verm.	383,3	384,6	387,3	4	2,7
Atibainha	787	789	791	4	2
Ilha Solteira	328	329	332	4	3
Itaipu	220	223	225	5	2
Marimbondo	446,3	447,4	450,5	4,2	3
Paraibuna	714	716,5	719	5	2,5
Tucuruí	72	74	78	6	4

b) Crista

A largura da crista deve ser definida de acordo com a necessidade de tráfego sobre a barragem. Não se devem dimensionar cristas menores que 3,0m, mesmo que sejam em pequenas barragens, devido a problemas de trafegabilidade e de estabilidade.

Na maioria das barragens a largura da crista deve variar entre 6 a 12m. A superfície desta deverá ter inclinação para montante, a fim de drenar as águas pluviais. Quando são previstos recalques diferenciais no aterro, é aconselhável executar a crista com uma sobrelevação para que a borda livre seja mantida em seus valores de projeto. Dependendo do tipo de solo, esses recalques poderão ser na ordem de 0,2 a 0,4% da altura da barragem, GAIOTO (2000).

A figura 1 apresenta a crista da barragem de Ilha Solteira, localizada no Rio Paraná no interior de São Paulo.



Figura 1. Crista da Barragem de Ilha Solteira/CESP.

c) Taludes

Os taludes de uma barragem de terra correspondem às regiões de maiores solicitações ao cisalhamento. Dessa forma, em sua execução deve-se dar prioridade a materiais com maior resistência. No dimensionamento dos taludes há necessidade de serem realizadas análises de estabilidade, com o intuito de verificar se a inclinação do talude escolhida é a mais segura para o solo em questão.

Mesmo que as análises de estabilidade em barragens de pequena altura, com fundação competente, indiquem taludes com inclinações mais íngremes que 1,5 (H) e 1,0 (V), esta redução da inclinação não é aceitável, devido à dificuldade de execução das proteções dos espaldares como *rip-rap*, cobertura vegetal, solo-cimento, etc, CRUZ (1996).

O autor continua afirmando que taludes de jusante com espaldares de barragens de terra de altura superior a 10m, devem vir intercalados por bermas, com o intuito de reduzir a velocidade de escoamento das águas pluviais. Estas bermas devem ser espaçadas a cada 10m e possuírem largura de 3 a 4m.

Na tabela 3, são indicados alguns taludes preliminares a serem confirmados pelas análises de estabilidade.

Tabela 3. Taludes preliminares para diversos tipos de solos, CRUZ (1996).

Tipo de material	Montante (H):(V)	Jusante (H):(V)
Solos compactados	2,5:1,0	2,0:1,0
	3,0:1,0	2,5:1,0
Solos compactados argilosos	2,0:1,0	2,0:1,0
	3,0:1,0	2,5:1,0
Solos compactados siltsos	3,5:1,0	3,0:1,0
Enrocamentos	1,3:1,0	1,3:1,0
	1,6:1,0	1,6:1,0

ANAGNOSTI comenta que para pequenas barragens de terra homogênea com altura de 10 a 15m, são utilizados taludes de jusante e montante com inclinações de 2,0:1,0 e 3,0:1,0.

O autor continua relatando que muito raramente a inclinação dos taludes é baseada parâmetros de projeto criteriosos obtidos tanto para o aterro como para sua fundação.

c.1) Proteção dos taludes

Na escolha de um material para a proteção do talude de montante, quer seja *rip-rap* ou solo cimento, deve-se incluir no estudo o efeito da onda produzida pelo reservatório sobre este revestimento.

A altura da onda H depende da direção e velocidade dos ventos dominantes, do *fetch* efetivo, da frequência e do período da onda. A estimativa deste valor pertence à área de hidrologia e deve ser fornecida como dado de entrada do projeto, CRUZ (1996).

O *rip-rap* consiste em uma camada de material grosseiro colocado sobre parte do talude de montante, e em alguns casos, em certas regiões do talude de jusante, SOWERS (1962).

A proteção do talude de montante deve ser executada desde a crista até uma cota um pouco abaixo do nível mínimo de água do reservatório. A figura 2 mostra a proteção do talude de montante utilizando o *rip-rap*.

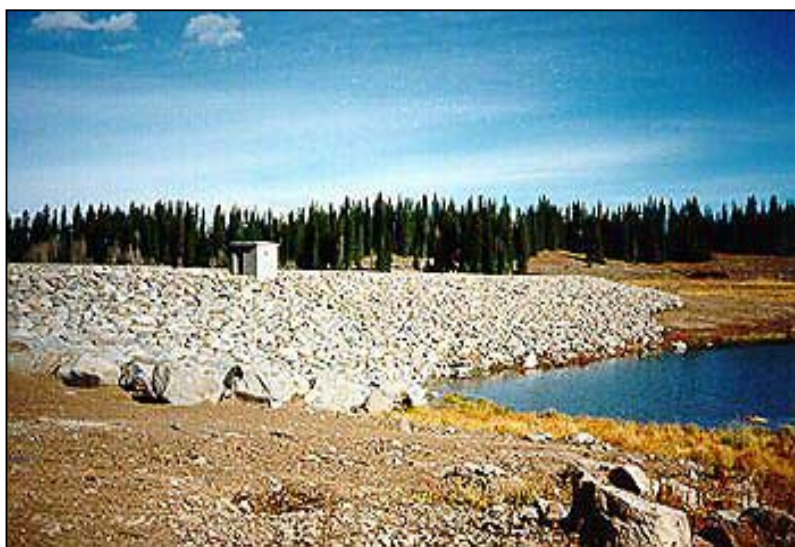


Figura 2. Proteção de talude utilizando *rip-rap*.

Segundo GAIOTO (1998), abaixo desse último nível deve ser providenciado apenas uma proteção sumária contra a ação das chuvas, para o período anterior ao enchimento do reservatório. O material para essa proteção pode ser conseguido em bota-foras de escavações de rochas de fundação e/ou ombreiras.

Além da utilização de rochas para a proteção dos taludes, pode-se utilizar solo-cimento. CRUZ (1996) comenta que esse material tem se apresentado como uma alternativa atraente para o revestimento dos espaldares, uma vez que é de custo inferior ao enrocamento, quando há falta de rocha economicamente explorável na região. Porém, é necessário considerar-se uma borda livre superior para esse tipo de revestimento em comparação ao enrocamento convencional.

O enrocamento também pode ser utilizado para a proteção das margens no rio a jusante da barragem. Esta proteção é executada com o objetivo de prevenir o desbarrancamento das margens e conseqüente assoreamento do rio. A figura 3 apresenta a

proteção realizada por meio de enrocamento na margem do Rio Paraná a jusante da barragem da UHE de Ilha Solteira, no interior de São Paulo.



Figura 3. Proteção da margem à jusante da barragem da UHE de Ilha Solteira/CESP.

O talude de jusante pode ser revestido por gramíneas adaptadas ao clima local devendo ser evitado o plantio de árvores e arbustos, pois muitas vezes suas raízes tenderão a se dirigir para o sistema de drenagem interna em busca de água, comprometendo a sua função e abrindo caminhos preferenciais de percolação. A figura 4 apresenta uma barragem com o talude de jusante protegido por gramíneas.



Figura 4. Proteção do talude de jusante da UHE de Ilha Solteira/CESP utilizando gramíneas.

OLIVEIRA *et al.* (1982) comentam que a proteção dos taludes de jusante da barragem de terra de Itumbiara foi feita com grama e canaletas de drenagem superficial, e no talude de montante foi utilizado enrocamento.

d) Sistemas de vedação

Toda barragem que não seja homogênea requer uma zona constituída de materiais de baixa permeabilidade com o objetivo de diminuir e controlar o fluxo de água pelo corpo do aterro. Essa zona é denominada vedação e não deve ser confundida com sistema de drenagem.

Em princípio, as vedações, tanto do aterro da barragem como das fundações, devem ser centrais, ou localizadas a partir do eixo da barragem e estendendo-se para montante. Em casos particulares, a vedação pode estar localizada no espaldar de montante ou mesmo sobreposta a este, CRUZ (1996).

No caso de uma barragem de terra for assentada sobre uma fundação constituída por camadas permeáveis, devem ser criados obstáculos para impedir o fluxo de água pela fundação, com o objetivo de reduzir as vazões de percolação, a subpressões e os gradientes de saída. A escavação de trincheiras atravessando essas camadas permeáveis, e o preenchimento desta com materiais argilosos compactados, é um dos sistemas mais utilizados para essa finalidade, BORDEAUX (1980).

A profundidade da trincheira vedante fica limitada ao acesso e a possibilidade de escavação das máquinas, que são constituídas por tratores de esteiras. GAIOTO (1998) informa que abaixo desse nível, o tratamento de impermeabilização é feito por meio da execução de cortinas de injeção de cimento, realizada em uma ou mais linhas de furos a partir do fundo da trincheira.

CRUZ (1996) cita o exemplo da construção da Barragem de Balbina, localizada a 200 km de Manaus. A fundação da barragem consistia em um solo residual com presença de pequenos canálculos, os quais se estendiam a uma profundidade de mais de 200m, inviabilizando a construção de uma trincheira drenante. Foi então proposta a execução de injeções a alta pressão de calda de cimento, em curto espaço de tempo, de baixo para cima, e em três linhas de furos com distância de 2,0m entre centros.

Uma das principais desvantagens das trincheiras consiste na sua execução em profundidades abaixo de lençóis freáticos. BORDEAUX (1980) complementa que é necessário proceder ao rebaixamento do lençol, o que resulta em um projeto complexo, tendo em vista as propriedades heterogêneas das camadas de solo envolvidas.

Na execução de núcleos impermeáveis em barragens de terra, é recomendável que se compacte o solo em teores de umidade um pouco acima da umidade ótima, possibilitando uma menor permeabilidade do núcleo, CRUZ (1996). A umidade de compactação deve ser limitada a um valor inferior ao limite de plasticidade, para se evitar a formação de "borrachudos" e de laminações, que podem se tornar caminhos preferenciais de percolação.

A impermeabilização de camadas aluvionares pode ser conseguida por meio de paredes diafragmas de concreto ou de solo cimento.

GAIOTO (1998) relata que a utilização de paredes de diafragma plástico, construídas com solo-cimento possui a vantagem de não introduzir um elemento de maior rigidez na fundação, o que poderia gerar concentração de tensões na zona de aterro sobre o topo da parede, provocada por recalques diferenciais entre o diafragma e a fundação.

CRUZ (1996) cita o exemplo da Barragem de Saracuruna, em que a execução do diafragma plástico mostrou-se efetiva no controle do fluxo pela fundação.

e) Sistemas drenantes

A percolação em materiais argilosos é um problema bem diferente da percolação a materiais arenosos ou silto-arenosos, devido à baixa permeabilidade e da alta coesão que os solos argilosos compactados apresentam.

De acordo com SILVA (1966), a baixa permeabilidade dos maciços argilosos tem como consequência a baixa velocidade de percolação, e assim, menor poder erosivo. Além disso, a elevada coesão do material argiloso dificulta a erosão. Dessa forma, o material sólido carreável pela água de infiltração em aterros argilosos bem compactados e homogêneos é praticamente desprezível. O dimensionamento do sistema filtrante poderia então ser feito tendo em conta a relação entre a permeabilidade do filtro e a do aterro, seguindo processos enunciados por CEDERGREN (1960), baseados nas características das redes de fluxo.

BORDEAUX (1980) comenta que sem um sistema de drenagem interna, a água de percolação poderia causar a saturação do talude de jusante, resultando em seu enfraquecimento e perda de resistência, provocando a sua ruptura.

Nos projetos de barragem de terra, tem sido usual a construção de um filtro vertical conectado a um tapete drenante horizontal, GAIOTO (1998).

O dreno vertical, de acordo com CRUZ (1996), representou no Brasil uma inovação no conceito de drenagem, e a barragem de seção homogênea com dreno vertical e horizontal constitui um modelo de "Barragem Brasileira".

Muitas vezes, a construção de drenos de pé ou de pequenos filtros horizontais tem se mostrado insuficiente no rebaixamento da linha de saturação. Assim, nos dias de hoje, a construção de um filtro do tipo chaminé é essencial para uma barragem de médio porte, ANAGNOSTI.

O filtro vertical garante a interceptação do fluxo de água no interior da barragem, ao mesmo tempo em que evita a saturação do talude de jusante do barramento, o que poderia comprometer a resistência dessa região. O dreno horizontal, ou tapete drenante tem como função recolher e conduzir à jusante as águas captadas pelo filtro vertical, além de ser responsável por interceptar o fluxo ascendente proveniente da fundação, reduzindo as subpressões que seriam prejudiciais à estabilidade da barragem.

O filtro deve satisfazer simultaneamente aos requisitos de filtragem e drenagem do fluxo de água através da barragem. A areia deve ser isenta de finos, especificando-se uma porcentagem máxima de 5%, em peso, passando na peneira #200, para que o material não apresente coesão, evitando-se desta maneira a propagação de trincas de tração dentro do filtro, e a introdução de um elemento rígido dentro do aterro, GAIOTO (2000).

De acordo com o mesmo autor, os tapetes drenantes devem trabalhar com a menor carga hidráulica possível, ou seja, com gradientes hidráulicos bem baixos, objetivando evitar o aparecimento de subpressões e manter não saturada a zona jusante do aterro.

Para a escolha do material a ser utilizado na execução dos filtros, deve-se atentar para os seguintes fatores:

- Este deve possuir o número de vazios suficientemente pequeno, para garantir que as partículas de solo não sejam carregadas pelo fluxo de água;
- os vazios existentes devem ser suficientemente grandes, de modo que garanta a passagem do fluxo através do filtro.

SILVA (1966) comenta que qualquer areia limpa seria adequada à proteção de maciços argilosos bem compactados e homogêneos. Porém deve-se evitar ao máximo quaisquer heterogeneidades no aterro representadas por zonas de má compactação, trincas

provenientes de supercompactação ou ligação defeituosa entre camadas e outras irregularidades que possam ensejar o aparecimento de caminhos preferenciais de fluxo.

OLIVEIRA *et al.* (1982) relatam que a drenagem interna do maciço da barragem de terra de Itumbiara, consta de um tapete drenante de múltiplas camadas, a jusante; e um filtro dreno vertical de areia natural. Foi construído também um tapete impermeável a montante, com a finalidade principal de colocação adequada do material de escavação da fundação, servindo eventualmente como defesa adicional contra percolações.

3.5. COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

A compactação de um solo pode ser entendida como a redução de seu índice de vazios por meio de equipamentos mecânicos, embora, muitas vezes podem ser utilizados métodos manuais, como soquetes etc.

O índice de vazios é variável com o tipo e estado do solo antes de sua compactação e com a energia utilizada. Dessa maneira, comparando-se um mesmo aterro compactado com equipamentos de pesos diferentes, certamente este apresentará índices de vazios variáveis para cada equipamento utilizado.

A compactação é empregada em diversas obras de engenharia, pois com a diminuição do índice de vazios do material, podem-se obter maiores valores de impermeabilidade, resistência ao cisalhamento, aumento de rigidez, além de reduzir a susceptibilidade do solo a recalques futuros. Entre exemplo de obras que utilizam esta técnica, podem ser citadas: barragens de terra, preenchimento de espaço atrás de muros de arrimo, camadas construtivas de pavimentos, taludes etc. De maneira geral, será a obra a ser executada e o solo disponível

que irão ditar o tipo de compactação a ser empregada, a umidade e a densidade em que deve-se encontrar o solo posteriormente a execução da compactação.

3.5.1 Ensaio de compactação de Proctor

No início do século passado, o engenheiro Ralph Proctor desenvolveu um ensaio que simulasse os efeitos da compactação de campo em laboratório. Em 1933, ele publicou suas observações sobre a compactação de aterros, demonstrando que aplicando-se uma determinada energia de compactação (que em termos de campo pode ser entendida como o número de passadas de um equipamento), a massa específica do solo variava em função da umidade em que este se encontrava. Proctor concluiu que a medida em que era aumentada a umidade do solo, para uma mesma energia de compactação, a massa específica deste aumentava até um ponto máximo, e logo após decaía. A umidade correspondente aos maiores valores de massa específica foi denominada de umidade ótima de compactação.

O ensaio de Proctor consistia de submeter o solo contido em um cilindro de aço de volume conhecido a uma energia de compactação constante, determinada pela equação abaixo:

$$E_c = (M \times H \times N_g \times N_c) / V \quad (1)$$

Onde:

E_c = Energia de compactação (kJ);

M = massa do soquete utilizado na compactação (g);

H = altura de queda do soquete (cm);

N_g = número de golpes aplicados por camada;

N_c = número de camadas;

V = volume do cilindro de aço que continha o solo (cm³).

Proctor então padronizou as variáveis da energia de compactação nos seguintes valores: $M=2500\text{g}$, $H=30,5\text{cm}$, $N_g=25$ golpes, $N_c=3$ camadas e $V=1000\text{cm}^3$.

Uma vez o solo compactado, extraíam-se amostras deste, a fim de determinar a sua umidade higroscópica, e o posterior cálculo da massa específica aparente do solo seco.

O ensaio de compactação Proctor foi então universalmente padronizado (com pequenas variações), sendo hoje conhecido com Ensaio de Proctor Normal.

3.5.2 Estrutura dos solos compactados

O solo compactado possui as propriedades geotécnicas de solo sobre-adensado e parcialmente saturado, PINTO (1979).

O índice de vazios de um solo compactado depende da umidade do solo a ser compactado e da energia de compactação aplicada. O grau de saturação do solo, portanto, (que tem marcante influência na resistência dos solos parcialmente saturados) é função da compactação. Outro fator de influência é a estrutura do solo compactado, PINTO (1979).

A expressão “estrutura” inicialmente era entendida como a disposição das partículas sólidas em uma porção de solo. LAMBE e WHITMAN (1969), estendem esse conceito, levando em consideração as forças elétricas atuantes entre as partículas adjacentes, pois essas forças elétricas, que causam atração entre as partículas, dependem diretamente da posição entre uma partícula e outra, exercendo assim maior ou menor atração.

Devido a grande variação de tamanho e dimensões das partículas de argila, existe a ocorrência de um grande número de arranjos estruturais diferentes. Entretanto, há dois tipos de arranjo que podem ser considerados casos limites.

Nos casos em que as partículas estão dispostas de forma bastante inclinada em relação às partículas adjacentes, essa estrutura é denominada floculada. O contato entre uma partícula e outra nesse caso é de face com aresta. Como as faces das argilas apresentam cargas negativas, e as arestas cargas positivas, o que ocorre nesse tipo de estrutura é a atração entre partículas adjacentes.

Em outra situação extrema, pode-se encontrar a disposição das partículas de argila de forma quase paralela, sendo esta estrutura denominada dispersa. Ao contrário da estrutura descrita acima, o que ocorre é um contato entre faces carregadas negativamente, o que acaba ocorrendo na repulsão entre as partículas adjacentes, causando o fenômeno da dispersão.

Quando um solo é compactado com baixo teor de umidade, as forças entre partículas de argila são predominantemente de atração de tal forma que a estrutura que se forma é floculada. O aumento do teor de umidade tende a aumentar a repulsão entre as partículas, e a produzir como consequência uma dispersão destas. De acordo com PINTO (1979), o menor grau de dispersão permite um arranjo mais ordenado das partículas e uma densidade mais elevada. Dessa maneira, com o aumento do teor de umidade no solo, aumenta-se a tendência à repulsão das partículas e como consequência, uma estrutura mais dispersa com menor densidade.

Se for considerado o efeito da energia de compactação, PINTO (1979) comenta que quanto maior a energia de compactação, tanto mais paralelas tendem a se dispor às partículas. Porém, se o teor de umidade for muito alto, a maior energia de compactação não consegue eliminar o ar existente nos vazios do solo, e a densidade pouco se altera.

MENDES (1966) apresenta as seguintes hipóteses fundamentais para se interpretar a influência da umidade de compactação dos solos:

- a) Quando um solo está abaixo da umidade ótima, a quantidade de água é insuficiente para envolver as partículas sólidas por uma camada máxima admitida pela energia de compactação.
- b) Quando o solo está com teor de umidade acima da ótima, o volume de água a mais da quantidade ótima impede a aproximação das partículas sólidas entre si, ocupando igual volume de solo compactado.
- c) O estado ótimo de compactação é o limite do estado úmido e poderá ser considerado como tal.

De acordo com as hipóteses acima, pode-se admitir que o solo compactado na umidade ótima apresenta suas partículas envolvidas por uma camada máxima de água devido a sua capacidade de absorção. Essa camada máxima é limitada pela energia de compactação empregada.

3.5.3 Compactação de laboratório

Os ensaios de compactação podem ser classificados em relação a magnitude da energia de compactação aplicada e em função de como essa energia é aplicada.

Em relação à magnitude da energia aplicada, os ensaios podem ser classificados em:

- **Ensaio de Proctor Normal:** Onde se utiliza um soquete de 2500g a uma altura de queda de 30,5cm. O número de camadas compactadas deve ser num total de 3, sendo aplicado 26 golpes em cada camada.
- **Ensaio de Proctor Modificado:** Simula em laboratório a compactação executada por maquinário mais pesado. O peso do soquete utilizado é de 4500g e a altura de queda é de

45,7cm. O número de camadas compactadas deve ser de 5, sendo aplicado 55 golpes em cada camada.

- **Ensaio de Proctor Intermediário:** Simula em laboratório maquinário mais pesado que o ensaio de Proctor Normal, porém mais leve que o Ensaio Modificado. Possui mesmas características do Modificado, diferenciando-se apenas pelo número de golpes aplicados por camada, total de 26 ao invés de 55 como no ensaio Modificado.

Em relação à aplicação da energia de compactação, as formas mais comuns de acordo com PINTO (1979) são:

- Pela aplicação de uma carga estaticamente distribuída sobre toda seção do corpo de prova;
- por pisoteamento, que consiste na aplicação de cargas estáticas em áreas parciais da seção do corpo de prova;
- por meio de impactos de um soquete, com seção menor que o molde que contem o solo;
- por meio de vibração, sendo este amplamente aplicado no caso de solos de granulometria mais grosseira.

3.5.4 Compactação de campo

Ao se determinar qual o ensaio de compactação que representará melhor as condições de magnitude de energia de compactação, bem como a forma em que esta é aplicada, deve-se ter em mente qual o processo de compactação de campo e quais os equipamentos que serão empregados na execução da obra.

Existem diversos processos e equipamentos para de executar uma compactação de campo, que vão desde simples soquetes manuais, até mesmo grandes equipamentos.

O tipo de equipamento a ser utilizado e o número de passadas requeridas dependem do tipo de material e da espessura da camada de compactação. Os materiais impermeáveis são usualmente compactados por rolos pé de carneiro ou pneumáticos, enquanto que os materiais permeáveis e granulares podem ser compactados por tratores de esteiras, rolos vibratórios ou por jatos de água, GAIOTO (2000).

Para fins de engenharia, GAIOTO (2000) comenta que os equipamentos de compactação mais utilizados são os seguintes:

- “Rolos pé de carneiro: São utilizados na compactação de solos de com matriz argilosa e em camadas variando de 15 a 30cm;
- rolos pneumáticos de pneus pequenos: São utilizados para siltes arenosos, argilas arenosas e areias com cascalho; a espessura da camada varia entre 10e 20cm;
- rolos pneumáticos de pneus grandes: São utilizados para a compactação de siltes arenosos e argilas arenosas ou areias com cascalho; a espessura da camada pode variar entre 30 e 60cm;
- rolos vibratórios: Podem possuir tambor liso ou tipo “*tamping*”; a espessura das camadas varia de 10cm a 1,0m, ou mais;
- rolos de grade: Utilizam-se para solos granulares e compactam camadas entre 12 a 25cm;
- compactadores manuais: São usados para a compactação de solo em locais adjacentes à fundação em rocha ou às estruturas de concreto, onde geralmente é difícil o acesso aos equipamentos pesados; a espessura das camadas é em torno de 10cm.”

Para a execução de um bom aterro, é necessário a correta verificação dos equipamentos a serem utilizados na compactação. CRUZ (1996) comenta que um rolo

compactador de patas gastas ou fora das especificações, resultará sempre em um aterro heterogêneo.

3.5.5 Controle de compactação

Um controle de compactação rigoroso deve ser executado durante a fase de construção de um aterro compactado. Pois diversas características geotécnicas do solo como permeabilidade, compressibilidade e resistência ao cisalhamento podem variar com a umidade e o grau de compactação do maciço.

O controle de compactação em um aterro consiste na determinação dos seguintes parâmetros: grau de compactação e o desvio da umidade do aterro em relação ao teor ótimo e a massa específica aparente seca máxima correspondente ao teor ótimo, para a mesma energia de compactação utilizada em ensaios feitos para a determinação dos valores de resistência ao cisalhamento, compressibilidade e outras propriedades necessárias para o projeto de uma obra de terra, DUARTE NETO e SERIZAWA (1982).

TEIXEIRA *et al.* (1982) comentam que o controle de compactação das barragens de Jaguari e Jacareí abrangeu os seguintes métodos: controle visual, o controle pelo método de Hilf e pelo Proctor Normal. O controle visual consistiu no acompanhamento e verificação cuidadosos das operações do processo construtivo. O controle pelo método de Hilf teve a finalidade principal de proporcionar a liberação rápida da camada após sua compactação. A utilização do método de Proctor Normal visou exclusivamente o controle da compactação.

Quanto ao método de Hilf, de acordo com DUARTE NETO e SERIZAWA (1982) este já foi tema de diversos estudos de pesquisadores nacionais como Franco e Komesu,

Lindquist, Mori, e estrangeiros como Gidigasú. Estes autores analisaram as diferenças provenientes da utilização do método de Hilf em relação ao ensaio de Proctor Normal.

De uma maneira geral, concluíram que existem diferenças de procedimento entre os dois ensaios, e no caso de solos argilosos ocorre uma diferença sistemática entre os parâmetros de compactação obtidos por ambos os métodos, e quanto mais argiloso maior a diferença.

No controle de compactação, os valores necessários para a liberação de uma área compactada estão limitados principalmente pelo tempo de execução do ensaio de controle, e pelo uso de uma correlação adequada entre o ensaio de controle e o utilizado na fixação dos parâmetros de projeto.

DUARTE NETO e SERIZAWA (1982) desenvolveram uma metodologia de ensaio para a liberação rápida de áreas compactadas em barragens de terra, baseado no método expedito de determinação do teor de umidade através de uma estufa equipada com lâmpadas de raios infravermelhos.

PASCHOALIN FILHO *et al.* (2001), com o intuito de se determinar mais rapidamente a umidade de uma amostra de solo residual de Diabásio, determinaram a curva de secagem deste solo utilizando-se forno de microondas caseiro e comparou os valores obtidos com o método padrão da estufa elétrica a uma temperatura de 105°C. Os parâmetros obtidos foram satisfatórios e indicaram um tempo de secagem deste solo muito inferior ao da estufa. O método permite a liberação rápida de uma área compactada a resultados confiáveis.

3.5.6 Aterros experimentais

Os parâmetros necessários para a boa compactação de um talude, como o número de passadas do compactador, espessura das camadas de solo lançadas e tráfego na área de

compactação, devem ser fixados mediante a utilização de um aterro experimental nas proximidades do canteiro de obra.

Um aterro experimental poderá consistir, de acordo com PINTO (2000), em um pequeno aterro com solo selecionado para a obra, com 200m de extensão, por exemplo, subdividido em 4 a 6 sub-trechos com umidades diferentes, que será compactado com os equipamentos previstos na execução da obra. Depois de um certo número de passadas do equipamento, determina-se a umidade de cada sub-trecho e a sua densidade seca máxima alcançada. Repetindo-se o processo para diversos números de passadas do equipamento, ou para equipamentos diferentes, várias curvas poderão ser obtidas, ou a eficiência do equipamento de compactação pode ser verificada.

3.6 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS RESIDUAIS COMPACTADOS

As propriedades geotécnicas dos solos residuais para fins de engenharia são bastante conhecidas na região Centro-Sul do Brasil, pois em muitas obras, como barragens de terra ou estradas são utilizados basicamente esses solos.

Em termos do ponto de vista da engenharia, o Earth Manual (1963), apud MORI (1975), descreve os solos residuais:

"Com a ação do intemperismo sobre as rochas, os fragmentos desta são reduzidos até que todo o material assuma as características de um solo. É difícil definir claramente os limites entre um solo residual e uma rocha, mas para os propósitos da engenharia, o material pode ser considerado como solo, quando este puder ser removido por métodos usuais de escavação. O manuseio do material durante a construção reduz consideravelmente o tamanho dos grãos, tornando difícil prever a performance deste por ensaios de laboratório".

Os solos residuais possuem uma granulometria variada, onde poderá prevalecer uma fração grossa ou fina, o que levará a estrutura de um solo residual compactado, ser na realidade muito mais complexa do que os modelos propostos para areias e solos lamelares, CRUZ (1967).

Os solos residuais são produto de uma intensiva ação do intemperismo de rochas ígneas, sedimentares e metamórficas, e estão incluídos no grupo dos materiais ricos em ferro, comumente conhecido como solos lateríticos.

FRAZÃO e CARUSO (1983) denominam intemperismo como um conjunto de processos que ocasionam a decomposição e a desintegração das rochas e dos minerais graças a agentes atmosféricos, químicos e biológicos.

MACARI e HOYOS (1996) comentam que no processo de intemperismo, os fatores ligados ao clima do local são de grande importância. Dessa maneira, os solos residuais são comumente encontrados em regiões de clima tropical.

De acordo com os autores supracitados, devido à alta presença de minério de ferro nas rochas matrizes destes solos sua coloração é bastante avermelhada, e quando estes são secos, podem apresentar alta resistência devido aos óxidos de ferro e alumínio presentes.

Os solos residuais podem estar presentes em países localizados em climas tropicais e subtropicais. A profundidade da camada destes solos, que podem chegar até 20m, em média variam de 3 a 10m, CONSOLI *et al.* (1998).

Por serem formados através de processos variados de intemperização, e também extremamente heterogêneos, os solos residuais são de difícil classificação e caracterização. Além do mais, as propriedades destes solos podem variar em profundidade devido a ação de infiltração de água, o que causa mudanças na resistência do solo, MACCARI e HOYOS (1998). A figura 5 mostra a disposição típica das camadas de um solo residual.

Na região Sudeste do Brasil, grandes estruturas como torres de transmissão elétrica, fundações de edifícios de grande porte, barragens de terra, estão assentadas sobre camadas de solo residual.

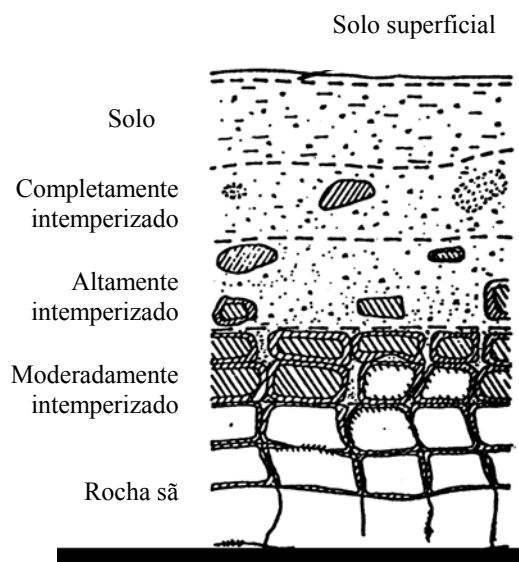


Figura 5. Típica disposição de camadas de um solo residual, MACARI e HOYOS (1996).

SANTOS (1983) relata que nas barragens de Jaguará, Volta Grande, Ilha Solteira, Porto Primavera, Itumbiara, Rosana, Itaipú, Salto Ozório, Salto Santiago e Xavantes, foram utilizados na construção dos aterros compactados solos residuais de rochas basálticas, caracterizados como argilas siltosas, cuja umidade ótima variava entre 18 e 38%, apresentando uma massa específica seca entre 1,35 e 1,70g/cm³.

Estes solos apresentavam dificuldade na redução de sua umidade, devido ao aparecimento de torrões endurecidos de difícil homogeneização. O aumento do teor de umidade e homogeneização por processos mecânicos também é complicada, pois devido às características de plasticidade destes solos, podem ocorrer o aparecimento de blocos nas lâminas das grades de disco.

MORI (1975) comenta que foram ensaiados solos retirados de duas jazidas diferentes encontrados no local de construção do barramento de Itumbiara para a determinação de suas características. Na jazida 1, cuja umidade ótima e massa específica aparente seca resultavam em valores de 27% e $1,56\text{g/cm}^3$, a umidade natural variava até uma profundidade de 3,0m em +3,2% da umidade ótima, e abaixo de 3,0m, podia-se encontrar valores de +1,9%. Para a jazida 2, foram encontrados valores de umidade ótima de 24,6% com respectiva massa específica seca de $1,61\text{g/cm}^3$, a variação das umidades naturais até a profundidade de 3,0m e abaixo desta faixa foram, + 4,6 e + 4,4%, respectivamente. Esses valores de variação eram muito altos e poderiam comprometer a construção do barramento, uma vez que os valores de umidade ótima estipulados em projeto variavam de -1,0 a +1,5% para a jazida 1 e -3,0 a 1,0% para a jazida 2.

SOUTO (1983) complementa que a barragem de Itumbiara, de Furnas, no Rio Paranaíba, está assentada em 80% de sua extensão em solo residual de gnaiss, e em menor extensão de basalto.

GALLETTI (1983) continua relatando, que o perfil geológico regional do local de implantação de Itumbiara apresentava 3 camadas: (1) 3m de solo coluvional; (2) 0,5m de concreções limoníticas e (3) 32m de solos residuais de gnaiss (materiais silto-arenosos, e argilosos, ou argilo-siltosos). Para a construção do aterro, o solo coluvional precisou ser removido, ficando a barragem apoiada sobre o solo residual de gnaiss, e na parte final das ombreiras em solo residual de basalto.

Em termos de resistência, CRUZ (1967) informa que a resistência ao cisalhamento de um solo compactado depende dos seguintes fatores:

- **Fatores intrínsecos**, que são relativos à composição granulométrica do solo, tipo e forma dos grãos, estrutura e agente cimentíceos.

- ***Fatores relativos às condições de moldagem***, quer seja na confecção de um corpo de prova em um laboratório, como na compactação de um aterro.
- ***Fatores relativos às condições de solicitação***.

Neste último, vale ressaltar que a magnitude e a direção das tensões aplicadas, e ao mesmo tempo a velocidade de aplicação destas, (o que no caso da construção de uma barragem de terra, seria relativo à velocidade de construção do aterro e as condições de drenagem do solo) poderão influenciar o desenvolvimento de pressões neutras no solo.

CRUZ em 1967 e 1969 desenvolveu um trabalho que objetivava fornecer informações referentes às características de solos residuais, (comumente encontrados na região Centro-Sul do país) como resistência ao cisalhamento, deformações e desenvolvimento de pressões neutras. Os dados fornecidos poderiam ser utilizados em anteprojetos e mesmo em projetos de maciços compactados. O estudo, que se dividiu em 2 volumes, relata os resultados de mais de 400 ensaios triaxiais, realizados com amostras de solos originários da decomposição de basalto, arenito, quartzito, granito, siltito, argilito, filito, xisto e micaxisto.

3.7 ESTABILIDADE DAS BARRAGENS DE TERRA

A avaliação adequada da segurança de uma barragem deve levar em consideração uma análise criteriosa dos deslocamentos verticais que ocorrem tanto no maciço como nas fundações.

Os materiais de fundação, bem como os que constituem o aterro compactado de uma barragem sofrem deformações em função das tensões neles aplicadas. As aproximações às teorias da elasticidade e da plasticidade e aos modelos reológicos são formas encontradas para

explicar tal comportamento, porém, por consistirem em aproximações, nem sempre condizem à previsões muito próximas das condições de campo, CRUZ (1996).

a) Fundações

Diversos autores discutem o interesse em se projetar barragens conhecendo-se determinados deslocamentos que seriam compatíveis com o comportamento desejado da obra, o que viria a representar uma condição segura não só para problemas de estabilidade da barragem, mas também na prevenção de trincas, *piping*, ruptura hidráulica etc.

Vale a pena lembrar, que os deslocamentos citados acima se referem tanto aos verticais (recalques), como horizontais.

A observação dos deslocamentos horizontais de uma barragem é feita com a ajuda de inclinômetros, com o propósito de se detectar deslocamentos cisalhantes que possam ser indícios de possíveis superfícies de ruptura, SILVEIRA (1983). A tabela 4 apresenta os deslocamentos observados nas fundações de quatro barragens de terra, na região do pé de jusante.

SILVEIRA *et al.* (1978) comentam que a observação dos deslocamentos horizontais em superfície da barragem de terra de Água Vermelha estava na época sendo realizada por meio da utilização de inclinômetros tipo *Slope Indicator* Série 200B, instalados conjuntamente com a subida do aterro. Faz-se exceção ao trecho de fundação, onde o tubo guia do inclinômetro foi instalado em sondagens com 6” de diâmetro e o espaço anelar entre a parede da sondagem é preenchido com areia ou mistura de solo cimento.

De acordo com os mesmos, a precisão do inclinômetro acima citado é de 1:1000, a qual se mostrou perfeitamente adequada à observação de deslocamentos da ordem de grandeza aos medidos em Água Vermelha.

Para pequenas barragens de terra (10 a 15m), a resistência e a deformabilidade são consideradas como menos críticas do que para uma barragem de grande porte. Dessa maneira, a escavação para remoção de materiais de fundação compressíveis ou até mesmo colapsíveis são raramente especificadas devido ao seu alto custo. ANAGNOSTI.

Tabela 4. Deslocamentos horizontais observados no pé de jusante de algumas barragens, SILVEIRA (1983).

Barragem	Altura (m)	Deslocamento horizontal (cm)		Recalque Observado (cm)	Material de fundação
		medido	calculado		
Água Vermelha	44	6	--	30	10m de solo residual de basalto
Rio Verde	16	6	--	27	6m de argila orgânica e solo residual de gnaisse
Billings	30	9	--	70	5,5m de argila orgânica
Emphinghan	22	85	60	30	30m de argila mole

Em terrenos naturais ocorrem normalmente deformações verticais causadas devido ao carregamento imposto pela barragem sobre o local onde está apoiado o seu aterro. Esta deformação, conhecida como recalque, pode ser combatida retirando-se as camadas de solos de alta compressibilidade, total ou parcialmente.

NAKAO *et al.* (1983) comentam o exemplo das barragens de Itumbiara e Porto Colômbia, ao qual foram removidas camadas de solo compressível, para se evitar a ação de recalques. Na ombreira esquerda da barragem de Itumbiara, acima da cota 500 do terreno natural, a fundação foi escavada em forma trapezoidal, a uma profundidade de 3m de largura e

de 10m na projeção da crista. Em Porto Colômbia, a escavação da área de implantação removeu toda camada de superfície, deixando o maciço assentado sobre uma camada de solo residual maduro e parte sobre solo saprolítico.

Os tratamentos nas áreas de fundação procuram compatibilizar o comportamento do conjunto aterro-fundação, de forma a garantir a estabilidade da estrutura. De acordo com GAIOTO (1983), em princípio os materiais de fundação devem apresentar resistência ao cisalhamento comparável com a do aterro, de forma a não acondicionar a estabilidade, o que na grande parte das vezes pode ser obtido escavando-se solos mais fracos, que ocorrem em menores profundidades.

As diferenças entre os deslocamentos verticais (recalques) previstos e os medidos no maciço compactado no solo de fundação de algumas barragens brasileiras, são apresentados por SILVEIRA (1983) na tabela 5. Estes dados são resultados de um total de 35 medidores de recalque instalados em três barragens diferentes.

Tabela 5. Recalques observados na fundação de algumas barragens de terra. SILVEIRA (1983).

Barragem	Tipo de solo	Índices físicos		Granulometria		Recalque (cm)		Recalque específico (%) (cm/m/kgf/cm ²)	Porcentagem de recalques durante a construção
		LL	IP	%arg	%areia	Obs.	Prev.		
Ilha Solteira	solo residual e alteração de rocha (basalto)	64	22	38	37	2,6	37	0,065	88
						2,3	24	0,087	93
						4,2	13	0,467	71
						4,6	6	0,411	78
						6,1	15	0,792	75
						6,6	16	0,667	65
						6,6	21	0,600	76
						3,0	11	0,455	70
Água Vermelha	solo residual e alteração de rocha (basalto)	69	22	-	-	10,8		0,257	85
						12,9		0,230	98
						29,8		0,473	100
Três Irmãos	alteração de rocha (basalto)	77	39	51	13	3,4	-	0,115	-

b) Aterro

Os parâmetros de resistência, ângulo de atrito e coesão, são fundamentais para a análise de estabilidade de aterros.

Durante e após a sua construção, e no ato do enchimento total de seu reservatório, uma barragem passa por diversas solicitações que variam com o tempo, sendo dessa maneira importante se verificar os fatores de segurança correspondente a cada fase da vida útil da barragem.

De acordo com BORDEAUX (1980), as situações críticas a se considerar são:

- *Fim de construção*: “durante a construção de uma barragem de terra, à medida que as camadas vão sendo colocadas e compactadas a pressão total em um determinado nível vai aumentando, sendo que este aumento provoca simultaneamente pressões intersticiais, devido à compressibilidade do maciço e ao seu baixo coeficiente de permeabilidade. Assim, os esforços atuantes são função do peso de solo e das conseqüentes pressões neutras induzidas, as quais são função do tipo de solo, teor de umidade dos solos colocados e do ritmo construtivo”.
- *Fluxo em regime permanente com o reservatório cheio*: “durante o primeiro enchimento do reservatório estabelecem-se fluxos de percolação, constituindo-se progressivamente uma rede de fluxo permanente. Uma vez que a água percola de montante para jusante, a pressão de percolação é favorável à estabilidade do talude de montante e desfavorável à estabilidade do talude de jusante”.
- *Esvaziamento rápido do reservatório*: “corresponde a um rebaixamento rápido do nível de água do reservatório, sendo uma situação crítica para o maciço de montante da barragem”.

A tabela 6 apresenta os fatores de segurança mínimos a serem utilizados para cada condição de solicitação acima relatada.

Tabela 6. Fatores de segurança mínimos utilizados nas análises de estabilidade, CRUZ (1996).

Condição de solicitação	Talude	FS mínimo
Final de construção	Montante	1,3
	Jusante	1,3
Rebaixamento do reservatório $N.A_{\text{máximo}} \text{-----} N.A_{\text{mínimo}}$	Montante	1,1
Regime permanente de operação	Montante	1,5
	Jusante	1,5

Durante a fase de projeto, é de grande importância que durante as análises de estabilidade dos taludes preliminares da barragem a ser executada, leve-se em conta cada condição de solicitação acima citada com seu respectivo coeficiente de segurança.

3.8. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

Para a solução de qualquer problema no campo da Engenharia de Solos, a resistência ao cisalhamento de um solo pode ser encarada como um dos fatores mais importantes. Exemplos típicos da aplicação deste conceito podem ser encontrados em obras do tipo: muros de arrimo, barragens de terra, taludes rodoviários, determinação da capacidade de carga em sapatas e estacas, problemas de corte e aterro de áreas etc.

Dessa maneira, caberá ao engenheiro considerar as características inerentes a resistência do solo, antes de executar, ou mesmo projetar qualquer obra onde este estará sujeito à ação de cargas. Deverão ser realizadas análises de estabilidade em função dessa característica, de modo a garantir a funcionalidade e a segurança de uma obra de terra. A figura 6 representa uma superfície de ruptura em uma barragem de terra e um talude qualquer

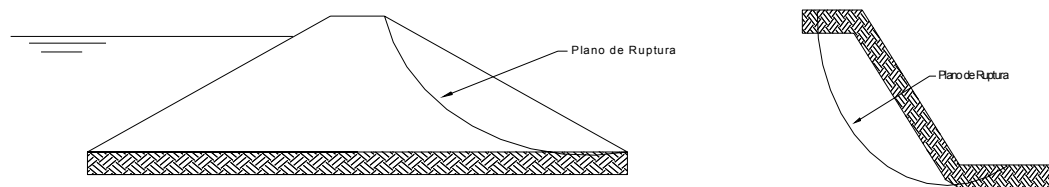


Figura 6. Superfícies de ruptura em uma barragem de terra e em um talude qualquer.

3.8.1 Resistência ao Cisalhamento dos Solos

A ruptura de um solo quase sempre ocorre devido ao fenômeno de cisalhamento. Isto ocorre, por exemplo, quando há o escorregamento de um talude, ou quando uma sapata é carregada até a ruptura.

A resistência ao cisalhamento do solo, pode ser entendida como a tensão máxima cisalhante que o solo poderá resistir antes que ocorra a sua ruptura.

Porém, para entender melhor os problemas relativos a essa característica, será necessário compreender o que ocorre no interior de uma porção de solo, pouco antes deste ser solicitado por tensões cisalhantes. Dessa maneira, é preciso o conhecimento dos parâmetros referentes ao atrito e a coesão de uma porção de solo que será solicitada.

a) Atrito

A noção de atrito, a princípio está ligada intimamente com a idéia de movimento. Se for considerado que para que ocorra movimento de uma partícula qualquer, deverá haver a ação de uma força que provoque o deslocamento desta, pode-se compreender o atrito como a força contrária a esta componente de deslocamento.

Ao analisar-se uma partícula qualquer apoiada sobre uma superfície horizontal, e uma força vertical N (normal) exercida sobre ela, a força horizontal T necessária para provocar o movimento deverá ser superior a força N (normal) e a componente de atrito f entre a partícula e a superfície.

Assim, a resultante entre a força T horizontal e N normal, será uma força F e o ângulo formado entre F e a normal será o ângulo conhecido pela letra grega α , que nos equivalerá ao ângulo de obliquidade. A figura 7 exemplifica essa situação.

A partícula iniciará o movimento sobre o plano quando alcançar um valor tal de α que seja igual a um ângulo φ , denominado ângulo de atrito.

Dessa forma, o ângulo φ também poderá ser entendido de acordo com PINTO (2000), como o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície, poderá fazer com a normal, ao plano de contato, sem que ocorra o deslizamento.

Existe, portanto, proporcionalidade entre a força tangencial máxima e a pressão normal sobre o plano de cisalhamento. Esta relação pode ser dada pela equação seguinte:

$$T=N.tg \varphi \quad (2)$$

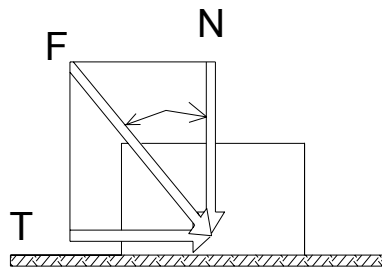


Figura 7. Esquema de forças envolvidas no cisalhamento.

Onde $\text{tg}\varphi$ é o coeficiente de atrito. O valor de φ cresce com a rugosidade, isto significa que o deslizamento entre uma partícula e outra dependerá do contato entre estas, ou seja, em solos com partículas mais angulares, haverá maior atrito entre estas.

Para solos granulares (areias e pedregulhos), em uma certa densidade (apresentando um certo φ), e sujeito ao cisalhamento, admite-se válida a equação de Coulomb de resistência ao cisalhamento (em termos de pressões unitárias-força por unidade de área):

$$s = \sigma \cdot \text{tg } \varphi \quad (3)$$

Onde:

s = Resistência ao cisalhamento (kPa);

σ = pressão normal (kPa);

φ = ângulo de atrito interno ($^\circ$).

b) Coesão

A coesão, característica esta intimamente relacionada com solos de granulometria mais fina (argilas e siltes), é originada pela atração química entre as partículas do material, e é uma componente de resistência ao cisalhamento que independe da força normal aplicada.

Dessa maneira, e em algumas condições de solicitação, a resistência ao cisalhamento de uma argila pura poderá ser dada pela seguinte relação:

$$s=c \text{ (4)}$$

Onde

c= coesão (kPa).

Vários fatores podem originar a coesão de um solo. A cimentação entre as partículas devida a ação de carbonatos, sílica, óxido de ferro e outras substâncias pode ser considerada como um destes fatores. Outro fator é o resultado de um fenômeno de atrito causado por forças normais, atuantes interpartículas. De acordo com BUENO e VILAR (1985), essas tensões interpartículas, conhecidas também como intrínsecas, são o resultado da ação de muitas variáveis no sistema solo-ar-eletrólitos, podendo destacar as forças de atração e repulsão originadas por fenômenos eletrostáticos, eletromagnéticos e propriedades da água adsorvida junto às partículas.

A água adsorvida contribui para transmitir e modificar as forças eletroquímicas atuantes interpartículas.

As atrações de origem eletrostática são decorrentes da interação entre partículas de cargas opostas. As atrações eletromagnéticas do tipo das forças de Van der Waals, tem chance de contribuir quando a distância e o tamanho entre partículas é muito pequeno.

Os solos granulares possuem coesão desprezível, sendo a resistência ao cisalhamento dada somente pelas condições de atrito.

A coesão real de um solo deve ser bem diferenciada de sua coesão aparente. A coesão aparente é uma parcela de resistência de solos úmidos, não saturados. Esta corresponde a um fenômeno de atrito, onde a tensão normal que a determina é conseqüente da pressão capilar.

Saturando-se o solo, esta parcela de resistência desaparece. Pode-se citar como exemplo o caso das esculturas feitas de areia, onde estas quando umedecidas adquirem uma coesão aparente, devido à água presente em seus capilares, porém quando encharca-se esta areia, a componente de resistência desaparece, causando a ruptura da escultura. Apesar de serem vistas com facilidade nas areias finas da praia, este fenômeno também adquire importância em solos argilosos.

Dessa forma podem-se fazer as seguintes simplificações:

- a) Solo granular ou não coesivo: a resistência ao cisalhamento deriva-se apenas do atrito entre as partículas
- b) Solo puramente coesivo: em que a resistência ao cisalhamento dependerá exclusivamente da coesão entre as partículas
- c) Solos mistos: em que a componente resistiva dependerá tanto do atrito, como da coesão entre as partículas.

A figura 8 apresenta um esquema de transmissão de forças entre as partículas de argila.

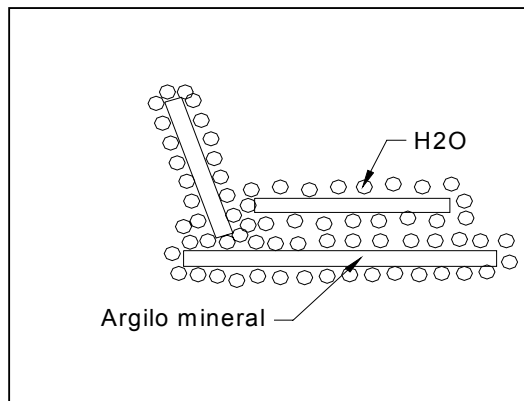


Figura 8. Transmissão de forças entre partículas de argila.

c) Critério de Ruptura

De todos os critérios de ruptura, o critério exposto por Mohr é o mais utilizado. De acordo com este, os materiais rompem quando a tensão de cisalhamento, que é função da tensão normal, se iguala ou supera em um determinado plano a resistência ao cisalhamento do material.

Ao serem ensaiados diversos corpos de prova, provenientes de uma mesma amostra, sob condições diferentes de solicitação, obtêm-se diversos círculos de Mohr para cada instante de ruptura. Pelo menos um ponto de cada círculo obtido determinará as tensões de no plano de ruptura. Dessa maneira, traçando-se uma curva que ligue esses pontos, teremos o lugar geométrico dos pontos correspondentes a ruptura deste solo, que é determinado de envoltória de resistência, sendo a equação desta curva a seguinte:

$$S = c + \sigma \tan \phi \quad (5)$$

O critério de ruptura de Mohr – Coulomb, desconsidera a ação de uma força σ intermediária (σ_2), isso faz com que a resistência ao cisalhamento dependa apenas das tensões principais maior e menor.

3.8.2 Ensaaios laboratoriais para a determinação da resistência ao cisalhamento

A determinação da resistência ao cisalhamento de um solo é obtida por meio de dois principais ensaios: Cisalhamento Direto e Compressão Triaxial.

Para cada solo a ser ensaiado, deve-se preparar corpos de prova em quantidade suficiente e de maneira uniforme, pois um pequeno defeito pode acarretar em um local de concentração de tensões, o que poderia comprometer o ensaio.

Cada corpo de prova, por sua vez possuirá uma curva de tensão deformação, a qual estas se forem corretamente interpretadas, certamente fornecerão as respectivas envoltórias de resistência.

a) Ensaio de cisalhamento direto.

Para a realização do ensaio de cisalhamento direto, o corpo de prova é colocado dentro de uma caixa de cisalhamento, formada por dois anéis iguais e superpostos. O anel inferior é fixo na prensa, e o superior é livre para mover-se livremente e aplicar tensões cisalhantes ao solo.

Após é aplicada uma carga normal N sobre a caixa de cisalhamento, e a seguir passa-se a aplicar uma carga horizontal crescente na metade inferior da caixa, dessa maneira há o deslocamento dos anéis e a formação de um plano de cisalhamento. O esforço por parte do

solo em resistir ao deslocamento, é a sua resistência ao cisalhamento para a carga normal aplicada.

Durante a execução do ensaio são tomadas as seguintes leituras: deslocamento horizontal, força cisalhante aplicada e deformação vertical, sendo que esta última fornecerá a variação de volume do corpo de prova.

As tensões normais e de cisalhamento, definem um ponto na envoltória de resistência do solo. Dessa maneira, a envoltória será determinada por uma série de ensaios, variando-se a força normal aplicada.

O ensaio de cisalhamento direto é bem mais simples de ser realizado do que o ensaio de compressão triaxial, porém não é possível a obtenção de tensões neutras. Outro fator que merece destaque é o fato de que o plano de ruptura está *a priori* definido, e pode na realidade não ser o mais fraco, os esforços que ocorrem em outros planos que não o de ruptura, não podem ser estimados durante a execução do ensaio no momento da ruptura do corpo de prova. A figura 9 apresenta um esquema do ensaio de cisalhamento direto.

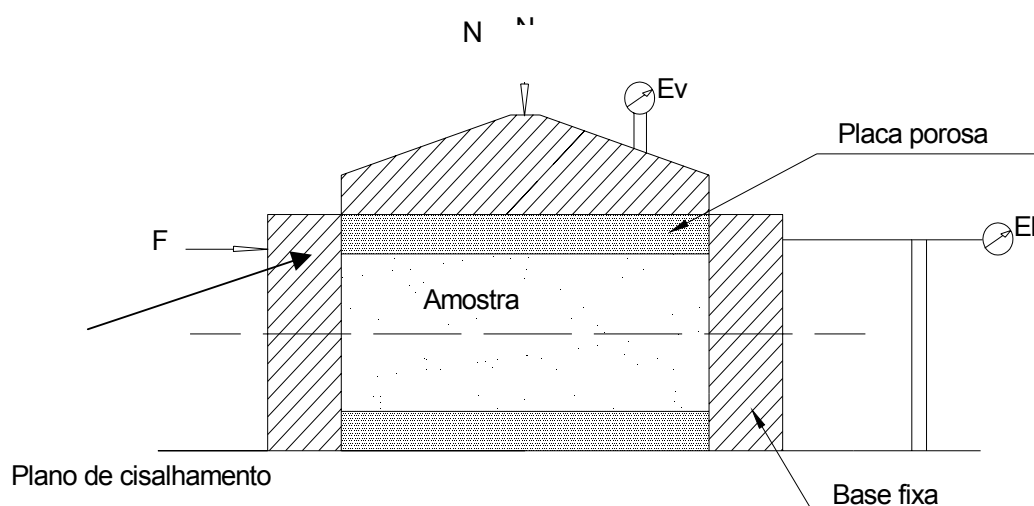


Figura 9. Esquema de realização do ensaio de cisalhamento direto.

b) Ensaio de compressão triaxial

Este ensaio é o que oferece dados mais precisos, além da possibilidade de determinação das pressões neutras que se desenvolvem na sua execução.

O ensaio consiste basicamente em acomodar um corpo de prova em uma membrana impermeável, e colocá-lo dentro de uma câmara. A figura 10 representa o esquema de realização dessa modalidade de ensaio.

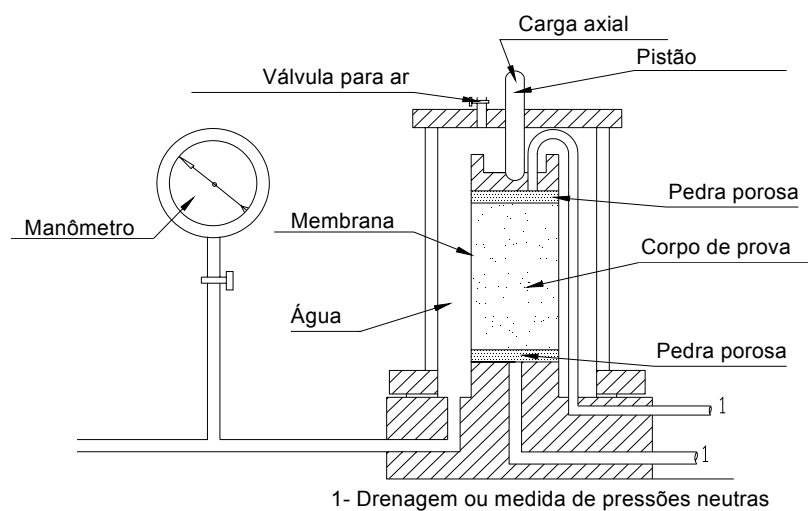


Figura 10. Esquema do ensaio de compressão triaxial.

A câmara é preenchida com água, que exercerá uma pressão confinante e hidrostática em todas as faces do corpo de prova. O ensaio é realizado acrescentando-se cargas normais, por meio de um pistão, até que o corpo de prova se rompa, ou atinja um grau de deformabilidade excessivo.

A carga é medida por um anel dinamométrico externo, ou por uma célula de carga intercalada no pistão. De acordo com PINTO (2000), este procedimento tem a vantagem de medir a carga efetivamente aplicada ao corpo de prova, eliminando o efeito do atrito do pistão na passagem para a câmara.

Como não existem tensões de cisalhantes tanto nos planos horizontais das bases, como verticais das geratrizes, os planos horizontais e verticais, são os planos principais. Durante o carregamento, o plano horizontal é o plano principal maior (σ_1). No plano vertical, atuarão as tensões de confinamento, e será o plano principal menor (σ_3). A tensão originada pelo carregamento axial é conhecida como tensão desviadora, ou acréscimo de tensão axial ($\sigma_1 - \sigma_3$).

Durante o carregamento são medidos, em intervalos de tempo diferente, o acréscimo de tensão axial que está solicitando o corpo de prova e sua deformação vertical. Esta deformação, ao ser dividida pela altura inicial do corpo de prova, dará origem a deformação vertical específica, em função da qual se expressam as tensões desviadoras ($\sigma_1 - \sigma_3$), bem como as variações de volume e de tensão neutra. As tensões $\sigma_1 - \sigma_3$, originadas durante o carregamento axial permitirão o traçado do círculo de Mohr.

A tensão $\sigma_1 - \sigma_3$ é representada em função da deformação específica, indicando o valor máximo, que corresponde à ruptura, a partir do qual fica definido o círculo de Mohr, correspondente a situação de ruptura. A determinação dos círculos de Mohr a partir de outros corpos de prova, porém da mesma amostra, permitirá a determinação da envoltória de resistência.

Na base do corpo de prova, e em sua face superior (cabeçote), são colocadas placas de material poroso para permitir a drenagem do corpo de prova. Se o corpo estiver saturado, e houver a drenagem deste, a variação de seu volume poderá ser verificado pela medida do volume de água que sai ou entra no corpo. Para isso, as saídas de água são acopladas a um sistema de buretas graduadas. Porém, se o solo estiver seco, a medida da variação de volume

só será possível mediante a instalação de sensores no corpo de prova, internamente a câmara.

Os sensores são mais precisos, mas são dificilmente encontrados em ensaios de rotina.

Se a drenagem não for permitida, a água ficará sobre pressão, dessa forma, as pressões neutras induzidas pelo carregamento axial, podem ser medidas.

Os ensaios triaxiais podem ser classificados de acordo com as formas de drenagem nas seguintes modalidades:

- *Ensaio adensado drenado (CD)*: Este ensaio é caracterizado pela permanente drenagem do corpo de prova. Ao aplicar-se uma pressão confinante, espera-se que o corpo de prova adense, ou seja, que as pressões neutras resultantes da aplicação da carga se dissipem. Logo após, a tensão axial é aumentada para que a água possa sair pelos drenos da câmara triaxial. Assim a pressão neutra no decorrer de todo ensaio é nula, e as tensões aplicadas totais, corresponderão a uma envoltória de tensões efetivas. Se o corpo de prova estiver saturado, a sua deformação poderá ser averiguada simplesmente pela quantidade de água que sairá durante o carregamento. Este ensaio também pode ser conhecido como ensaio lento e possuir como símbolo a letra S (slow), a denotação CD, pode ser explicada por ser a abreviação em inglês de “*consolidated drained*”. Vale notar que a denominação de ensaio lento, não provém da velocidade de aplicação das cargas, como alguns poderão imaginar, mas sim da velocidade de dissipação das tensões neutras originadas no processo, que poderá ocorrer desde alguns minutos para um solo bastante permeável, até algumas semanas para solos mais impermeáveis. A figura 11 apresenta os corpos de prova rompidos em

ensaios triaxiais do tipo CDsat em diferentes valores de σ_3 com o intuito de se estudar a resistência do solo de fundação da barragem da UHE de Guaporé/MT.

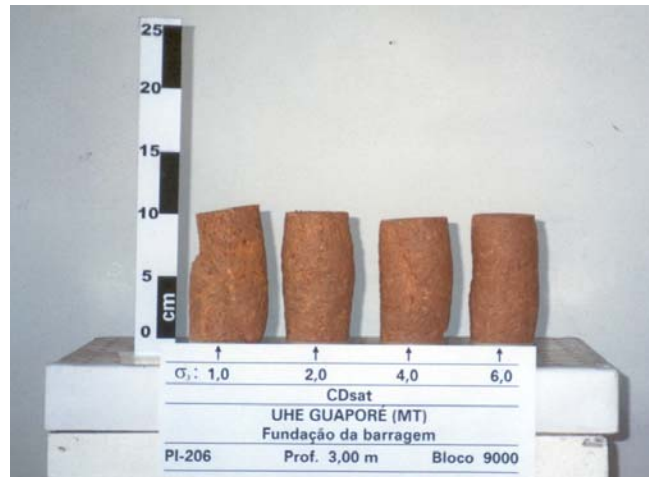


Figura 11. Corpos de prova rompidos em ensaio triaxial tipo CDsat com diferentes valores de σ_3 .

- *Ensaio adensado não drenado (CU):* Neste ensaio, aplica-se uma tensão confinante, permitindo a dissipação das tensões neutras. Dessa maneira, o corpo de prova adensará. Após procede-se a aplicação de uma carga axial sem drenagem. Este ensaio também pode ser denominado de ensaio rápido pré-adensado (R), e determina a resistência não drenada em função da tensão de adensamento. Se as tensões neutras forem obtidas, este ensaio permitirá a determinação de uma envoltória em termos de tensão efetiva bem mais rápida que o ensaio anteriormente citado.
- *Ensaio não adensado não drenado (UU):* Este ensaio proporciona a obtenção da envoltória de resistência em termos de pressão total, uma vez que não há drenagem do corpo de prova e determinação das pressões neutra. O corpo de prova é submetido a

um carregamento confinante e logo após a ação de cargas axiais. O teor de umidade continuará o mesmo e não haverá variação de volume do corpo de prova. Este ensaio pode ser conhecido como ensaio rápido (Q), pois não há necessidade de se determinar a velocidade de dissipação das tensões neutras. O símbolo UU origina-se do seu significado em inglês de “*unconsolidated undrained*”.

3.9.CÁLCULOS DE ESTABILIDADE

Para o correto projeto de um aterro compactado, quer seja uma barragem de terra, ou simplesmente um aterro rodoviário, é de grande importância o conhecimento dos fatores de segurança deste, os quais são obtidos por meio de cálculos de estabilidade.

Porém, para que o engenheiro possa determinar os coeficientes de segurança necessários ao projeto, é preciso que este tenha conhecimento primeiramente de como ocorrem os processos que levam um aterro a sua ruptura.

Neste capítulo serão abordados os mecanismos de ruptura de um aterro de barragem, e os seus métodos de determinação de fatores de segurança.

3.9.1 Mecanismos de Ruptura

De uma maneira geral será preciso distinguir dois tipos de forças que devem se equilibrar em um aterro compactado são elas: as forças atuantes e as forças resistentes. Em qualquer condição de estabilidade estas forças deverão ser iguais, o que é simplesmente uma aplicação do princípio da ação e reação, CRUZ (1980).

Dessa maneira, de acordo com o que foi relatado acima, pode-se assumir o coeficiente de segurança como:

$$FS = \text{Força máxima de reação para um determinado tipo de solicitação} / \text{Força de solicitação atuante (6)}$$

A análise de estabilidade requer, dessa maneira, o conhecimento de duas grandezas:

- a) Para uma dada solicitação, qual a máxima resistência de um solo em condições determinadas.
- b) Ordem de grandeza das forças atuantes.

Em se tratando de barragens de terra, onde uma porção do aterro ficará inevitavelmente saturada, é de grande importância que se leve em conta nos processos de análise de estabilidade a influência da percolação de água em seu interior e o desenvolvimento de pressões neutras.

3.9.2 Desenvolvimento de Pressões Neutras

O desenvolvimento de pressões neutras em um aterro compactado deve-se aos seguintes fatores de acordo com CRUZ (1980):

- a) “Estabelecimento de fluxo de água;
- b) pressões neutras semelhantes a um caso de adensamento, ou seja, pressões neutras que decorrem da aplicação rápida de pressões e que não são totalmente absorvidas pela

estrutura sólida do solo. Devido à baixa permeabilidade do aterro, não há tempo para a dissipação destas pressões;

- c) pressões neutras negativas decorrentes de tensões capilares que ocorrem em solos não saturados. Estas são as primeiras que ocorrem em um aterro argiloso compactado. Estas surgem após a compactação de uma determinada camada. Com a colocação de novas camadas, pressões externas aumentam, trazendo como consequência uma redução destas pressões que podem chegar a zero e passar para o campo positivo. Dependendo da permeabilidade do solo, podem permanecer até o final da construção e mesmo durante algum tempo subsequente”.

De acordo com MELLO e TEXEIRA (1968), é comum representar as pressões neutras em porcentagem da pressão total de carregamento, por exemplo, $u=20\%$. Porém os resultados destas medidas dependem essencialmente do tipo de piezômetro empregado. Dessa forma, para eliminar este ponto de dúvida, é recomendado instalar em uma barragem diversos piezômetros para a comparação e comprovação das medidas efetuadas.

A figura 12 apresenta as zonas de pressão neutra em uma barragem homogênea de médio porte de argila residual compactada

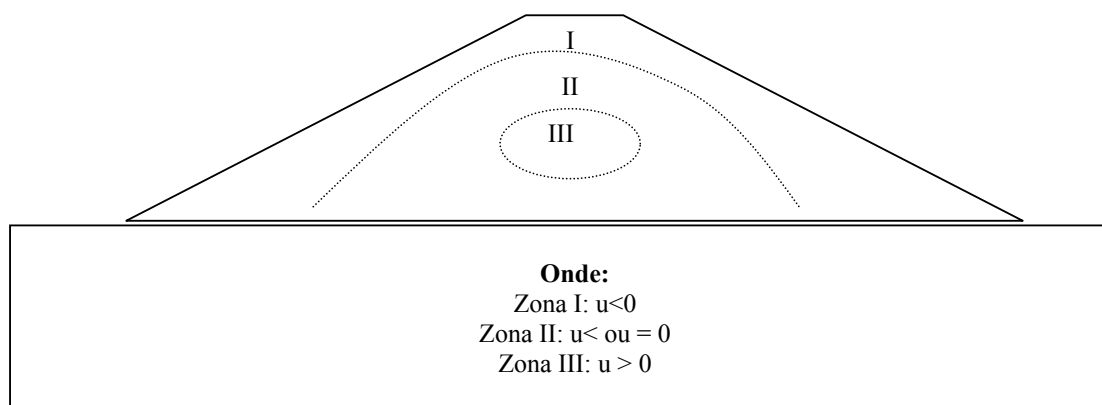


Figura 12. Zonas de pressão neutra em uma barragem homogênea de argila residual compactada (condição de solicitação final de construção), CRUZ (1980).

Com base na figura acima, pode-se fazer de acordo com CRUZ (1980), as seguintes considerações apresentadas na tabela 7.

Tabela 7. Ocorrência de regiões de pressões neutras de acordo com a altura da barragem, para a condição de solicitação de final de construção.

Altura da barragem	Zonas
Muito baixas	Somente zona I
Baixas	Predominantemente zona I com eventual e pequena zona II
Médias	Zonas I e II com eventual e pequena zona III
Altas	Zonas I, II e III para maiores alturas, maior zona III
Muito altas	Zonas I, II e III altas pressões neutras previstas na zona III

3.9.3 Considerações gerais sobre equilíbrio de massas de solos

Neste tópico serão realizadas algumas considerações a respeito de equilíbrio de massas de solos.

De acordo com a figura 13, na qual está representada um talude e uma cunha de solo limitada por uma superfície cilíndrica de escorregamento, pode-se fazer a primeira consideração. A que a superfície de escorregamento é cilíndrica e a análise é executada bidimensionalmente.

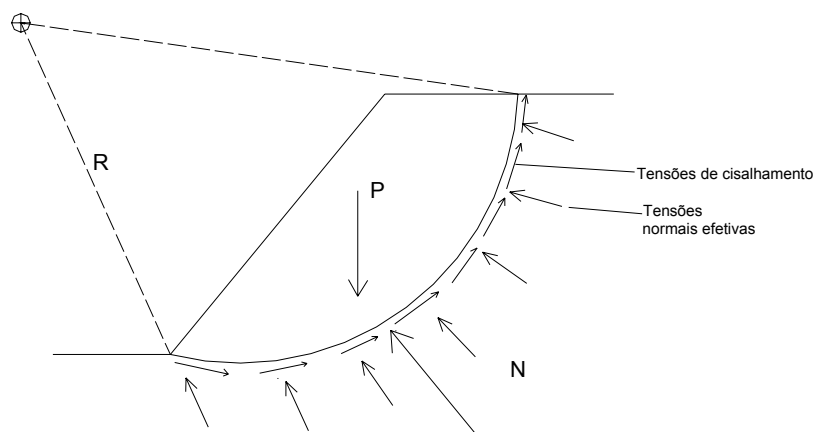


Figura 13. Forças atuantes numa superfície cilíndrica. WHITMAN (1963) apud CRUZ (1996).

As forças e pressões atuantes na cunha de solo acima representada são:

- a) Peso próprio da cunha P (ação da gravidade);

b) pressões neutras distribuídas por toda a superfície de escorregamento, desenvolvidas durante o processo construtivo do aterro e/ou resultantes da percolação de água qualquer.

U é a resultante das pressões neutras desenvolvidas;

c) uma pressão normal efetiva σ' distribuída ao longo da superfície de ruptura;

d) tensões de cisalhamento distribuídas ao longo da superfície de ruptura.

De acordo com CRUZ (1996), com base nos itens acima, podem-se formular as seguintes hipóteses:

I. A resistência ao cisalhamento pode ser expressa pela equação: $s=c+ \sigma' \text{tg}\phi$;

II. Em cada ponto da superfície de escorregamento, a resistência ao cisalhamento mobilizada é: $s_{\text{mob}}= (c/F)+ \sigma' (\text{tg}\phi/FS)$; sendo FS conhecido como fator de segurança.

Dessa maneira, a partir dessas últimas hipóteses, as tensões distribuídas ao longo da superfície de escorregamento podem ser substituídas pela três resultantes, de acordo com CRUZ (1996):

a) “Resultante da coesão c. A linha de ação de c é conhecida e independente do valor de FS;

b) Resultante das pressões normais efetivas N' . Tanto a grandeza como a linha de ação de N' são desconhecidas, embora N' tenha de ser, por definição normal à superfície de ruptura;

c) Resultante do atrito $R\phi$, que deve ser normal a N' e $R\phi=N'\text{tg}/Fs$. No entanto $R\phi$ é desconhecida ”.

Dessa forma, nota-se que existem quatro incógnitas: FS, a grandeza N' , a direção de N' e $R\phi$. Porém, como existem apenas três equações de equilíbrio estático, o problema torna-se indeterminado.

Para a determinação da estabilidade de um aterro, lança-se mão de um recurso que consiste em dividir o talude em estudo em diversas fatias denominadas lamelas, e estudá-las. Dessa forma tem-se a condição representada pela figura 14, onde são apresentadas as forças atuantes na fatia em análise.

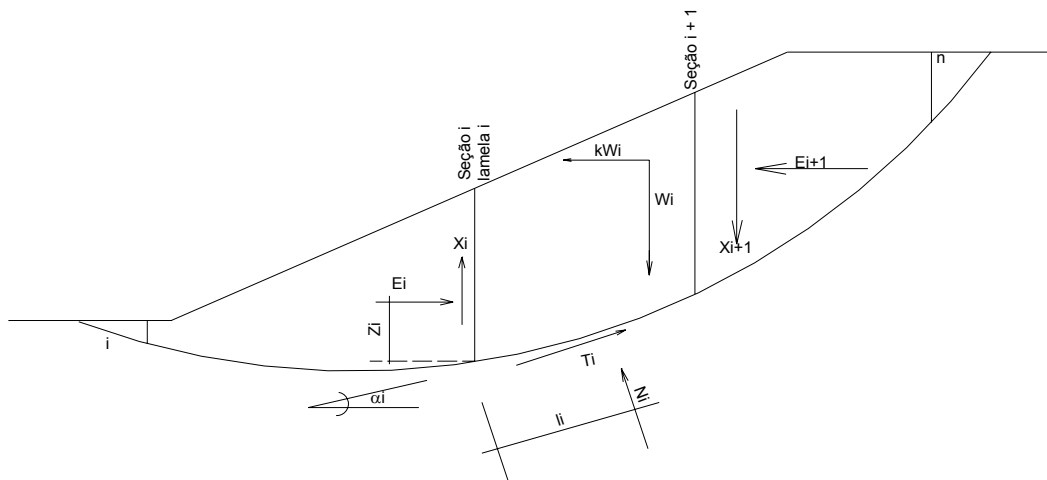


Figura 14. Forças atuantes em uma lamela vertical, SARMA (1978) apud CRUZ (1996).

Segundo CRUZ (1996), se o número de lamelas for igual a n as incógnitas serão em número de $6n-2$ assim distribuídas:

- a) n número de forças normais efetivas N' (ou de forças normais N);
- b) n número de forças de cisalhamento T ;

- c) $n-1$ forças entre lamelas, também conhecidas como “*body forces*” expressas em pressões efetivas E' (ou pressões totais E);
- d) $n-1$ pontos de aplicação de força entre lamelas;
- e) $n-1$ número de aplicação de forças E' dado por Z ;
- f) n número de forças de aplicação de N' dado por 1 ;
- g) 1 número de coeficiente de segurança (FS);

Dessa maneira admite-se:

$6n-3+1=6n-2$ incógnitas

Porém cada que cada lamela apresente equilíbrio, três condições de estabilidade devem ser satisfeitas:

- I) Σ de momentos = 0;
- II) Σ forças verticais = 0;
- III) Σ forças horizontais = 0.

Pelo critério de ruptura de Mohr Coulomb tem-se para cada lamela o valor de $T = f(N')$.

Assim nota-se que se dispõem de $4n$ equações. Comparando-se com o número de incógnitas, assume-se que é preciso formular $2n-1$ hipóteses independentes para se resolver o problema.

CRUZ (1996) relaciona algumas hipóteses independentes consideradas nos métodos disponíveis de cálculo:

- a) **Método de Fellenius:** Pressupõe os pontos de aplicação das forças N : n hipóteses. Pressupõe conhecidos os valores de $X(\Sigma X=0)$: $n-1$ hipóteses. Desconsidera os valores de E .
- b) **Método Simplificado de Bishop:** Pressupõe os pontos de aplicação das forças N : n hipóteses. Pressupõe conhecidos os valores de $X(\Sigma X=0)$: $n-1$ hipóteses. Total: $2n-1$ (uma hipótese a mais que o necessário). Para superfícies circulares o erro resultante é pequeno.
- c) **Método Rigoroso de Bishop:** São feitas as mesmas hipóteses do Método Simplificado, mas com iterações sucessivas define-se a grandeza de Pressupõe os valores de $\Sigma X=0$.
- d) **Método de Lamelas de Jambu:** Pressupõe os pontos de aplicação das forças N (n hipóteses) e o ponto de aplicação das forças E ($n-1$). Total: $2n-1$ (uma a mais que o necessário). Esta hipótese só afeta a linha de aplicação do empuxo E da última lamela, mas não afeta o valor do FS.
- e) **Método de Mogenstern e Price:** Pressupõe os pontos de aplicação das forças N e faz $n-1$ hipóteses sobre a relação entre as forças X e E : $(2n-1)$ hipótese, uma a mais que o necessário. No caso, o número de linhas n é muito grande, porque também são

consideradas lamelas infinitesimais. O método satisfaz rigorosamente as condições de equilíbrio.

f) Método de Spencer: Contém as mesmas hipóteses de Mogenstern e Price, mas só considera casos de ruptura circular.

g) Método de Sarma de 1973: Pressupõe os pontos de aplicação das forças N (n hipóteses) e faz n-1 hipóteses sobre os valores das forças X. Introduce, no entanto, uma nova incógnita para se resolver o problema.

Dessa forma, como característica dos métodos de lamelas, os fatores de segurança são definidos como a relação entre as somatórias dos momentos resistentes e os momentos atuantes: BUENO e VILAR (1985).

$$FS = \Sigma MR / \Sigma MA \quad (7)$$

Onde:

FS= Fator de segurança;

ΣMR = somatória dos momentos resistentes;

ΣMA = somatória dos momentos atuantes.

No método de Fellenius, considera-se que não há interação entre as várias lamelas, ou seja, admite-se que as resultantes das forças laterais em cada lado da lamela são colineares e de igual magnitude, o que permite eliminar o efeito dessas forças considerando o equilíbrio na

direção normal na base da lamela. A única interação entre lamelas advém da consideração de ruptura progressiva que sempre ocorre quando há ruptura de uma massa qualquer de solo. Este fato é considerado implicitamente nos parâmetros de resistência do solo, coesão e ângulo de atrito. BUENO e VILAR (1985). Já no método de Bishop leva-se em conta a interação entre as várias lamelas.

No local já foram realizados diversos ensaios de campo, como SPT, SPT-T, Dilatômetro de Marchetti, Sísmica de Refração, Sondagem Elétrica Vertical e ensaios de Permeabilidade *in situ*. Foram executados também diversos ensaios laboratoriais com amostras deformadas e indeformadas. O campo experimental também já foi utilizado para realização de provas de carga estática (compressão, tração, horizontal) e dinâmicas em estacas escavadas moldadas “*in loco*” e pré-moldadas instrumentadas. Com base nos ensaios acima citados, realizaram-se dois estudos de caracterização geotécnica do campo. O pioneiro foi o trabalho conduzido por GIACHETI (1991), seguido por ALBUQUERQUE (1996), que apresentou. Em termos de compressibilidade do solo local, pode ser citado o estudo minucioso realizado por MONACCI (1995).

4.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS

Quanto às suas condições geológicas, nessa região ocorrem à presença de rochas intrusivas básicas da formação Serra Geral. A litologia predominante é o Diabásio, mineralogicamente composto por labradorita, clinopiroxênio augita e/ou pigeonita, e acessórios de titanita, magnetita e apatita. Há também grande ocorrência de magmáticos básicos na parte norte da região de Campinas, perfazendo 98 km² e ocupando área total da folha Campinas. Segundo ALBUQUERQUE (2001), os corpos de Diabásio também são encontrados encaixados na Formação Itararé e no Complexo Cristalino, sob formas de "sills" e diques. Nos afloramentos, é possível verificar a fratura dos Diabásios, formando blocos pequenos.

Em termos pedológicos, o solo presente na região pode ser classificado como latossolo roxo, que é composto por quartzo, ilmenita, magnetita, caulinita, gibsitita e hidróxidos

de ferro, sendo que este solo pode possuir camadas de espessura na ordem de 5 a 30m, ZUQUETE (1997).

O subsolo do Campo Experimental, de acordo com ALBUQUERQUE (1996) é constituído por um solo residual de Diabásio, apresentando uma primeira camada de 6,5m de espessura, constituída de argila silto-arenosa de alta porosidade, seguida de uma camada de silte arenoso até 19m; o nível d' água é encontrado a 17,7m. As tabelas 8 e 9 apresentam os dados de caracterização e parâmetros geotécnicos.

Tabela 8. Parâmetros de caracterização do solo do campo experimental da Feagri/Unicamp segundo PEIXOTO (2001).

Profundidade (m)	Limites de Consistência		Granulometria			
	LL(%)	LP (%)	Argila (%)	Silte (%)	Areia média(%)	Areia fina(%)
0,50 a 0,75	52,0	35,0	63,0	10,0	21,0	6,0
2,0	52,0	38,0	65,0	7,0	22,0	3,0
3,0	51,0	36,0	67,0	8,0	20,0	6,0
4,0	52,0	37,0	61,0	13,0	21,0	5,0
5,0	49,0	37,0	60,0	15,0	21,0	5,0
6,0	58,0	41,0	44,0	25,0	30,0	4,0
7,0	62,0	43,0	45,0	30,0	22,0	3,0
8,0	66,0	47,0	39,0	33,0	25,0	3,0
9,0	69,0	48,0	36,0	36,0	25,0	3,0
10,0	73,0	49,0	35,0	36,0	27,0	2,0
11,0	68,0	50,0	32,0	39,0	26,0	3,0
12,0	70,0	46,0	29,0	40,0	28,0	3,0
13,0	71,0	46,0	28,0	43,0	27,0	2,0
14,0	64,0	43,0	26,0	40,0	31,0	3,0
15,0	61,0	41,0	26,0	40,0	32,0	2,0
16,0	63,0	39,0	27,0	44,0	28,0	1,0
17,0	74,0	38,0	28,0	39,0	32,0	1,0
18,0	---	---	28,0	37,0	35,0	0,0
19,0	---	---	32,0	34,0	34,0	0,0
20,0	---	---	30,0	39,0	30,0	1,0

Onde:

LL= limite de liquidez; LP= limite de plasticidade.

Tabela 9. Parâmetros geotécnicos do Campo Experimental da Feagri/Unicamp segundo ALBUQUERQUE (1996).

Prof. (m)	ρ_{nat} (kN/m ³)	ρ_s (kN/m ³)	ρ_d (kN/m ³)	W (%)	e	n (%)	c (kPa)*	ϕ^o *	Rc (kPa)
1,0	13,4	29,7	10,7	24,3	1,77	63,8	5	31,5	26,2
2,0	13	29,1	10,6	23,4	1,76	63,7	11	31,5	48,0
3,0	13	29,5	10,6	22,8	1,79	64,1	2	30,5	40,7
4,0	13	30,1	10,5	23,7	1,86	65,0	0	26,5	11,2
6,0	15,4	30,1	12,4	24,6	1,44	59,0	18	18,5	54,1
7,0	15,4	29,1	12,2	26,3	1,40	58,2	31	22,5	76,1
8,0	14,8	29,5	11,5	28,1	1,56	60,1	18	25,5	59,7
9,0	15,0	30,1	11,6	29,9	1,60	61,5	64	14,5	50,6
10,0	15,1	30,1	11,6	30,5	1,60	61,6	78	22,8	67,0
12,0	16,1	29,6	12,0	33,8	1,46	59,4	87	18,3	145,1
14,0	16,4	30,6	12,3	32,8	1,48	59,7	76	19,1	185,4
16,0	16,7	30,1	12,0	39,2	1,51	60,1	55	22,0	218,7

* Valores em termos de tensões totais.

Onde:

ρ_{nat} = peso específico natural; ρ_s = peso específico dos sólidos; ρ_d = peso específico aparente seco máxima; W = teor de umidade; e = índice de vazios; n = porosidade; c = coesão; ϕ = ângulo de atrito; R_c = resistência à compressão simples.

As figuras 16,17 e 18 apresentam a variação da granulometria, dos limites de consistência e índice de vazios respectivamente com a profundidade.

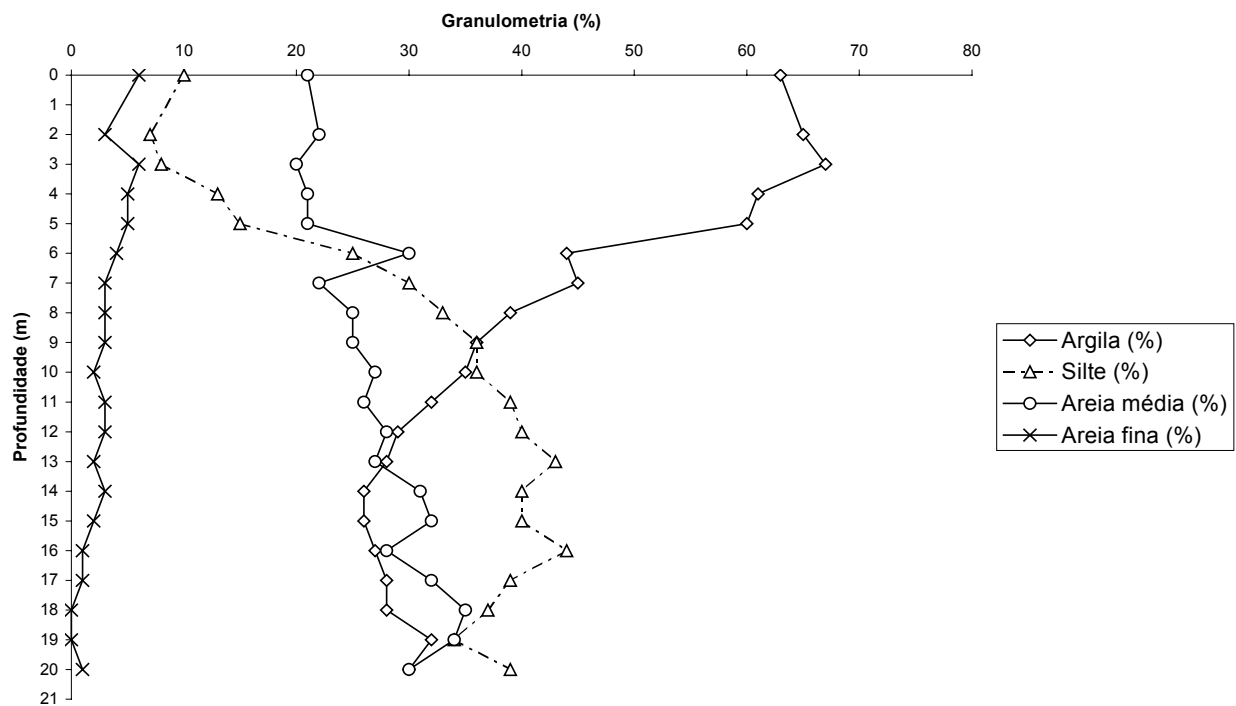


Figura 16. Variação da granulometria em profundidade.

De acordo a figura acima, as camadas superficiais são compostas por altos teores de argila, variando na faixa de 60 a 63% nos primeiros 5m de profundidade. A medida em que se aumenta a profundidade, é notado um decréscimo do teor de argila e aumento gradativo dos

teores de silte e areia média. A fração fina de areia, que se encontra em pequenas percentagens na massa de solo, tende a decrescer com a profundidade.

Na primeira camada nota-se uma baixa variação dos limites de liquidez e plasticidade, com valores médios de 51% e 37%, respectivamente. Na segunda camada estes valores crescem até cerca de 11m, atingindo valores de 73% e 49% respectivamente.

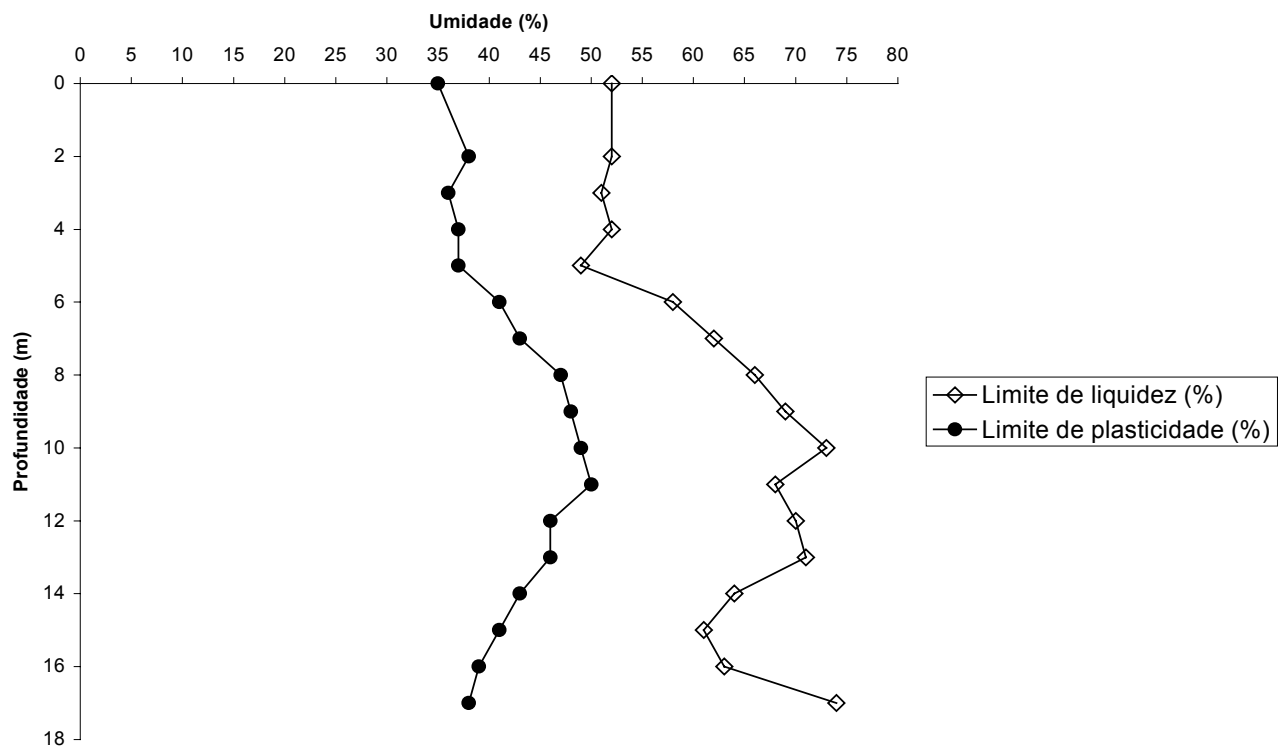


Figura 17. Variação dos limites de consistência em profundidade.

Outro fenômeno que pode ser verificado na figura 18, diz respeito aos altos valores de índices de vazios e seu pequeno decréscimo com a profundidade. Na primeira camada os valor médio foi de 1,79, ocorrendo valores de até 1,86. Na segunda camada há um decréscimo, porém os valores nunca são inferiores a 1,40, sendo que o valor médio é de 1,50.

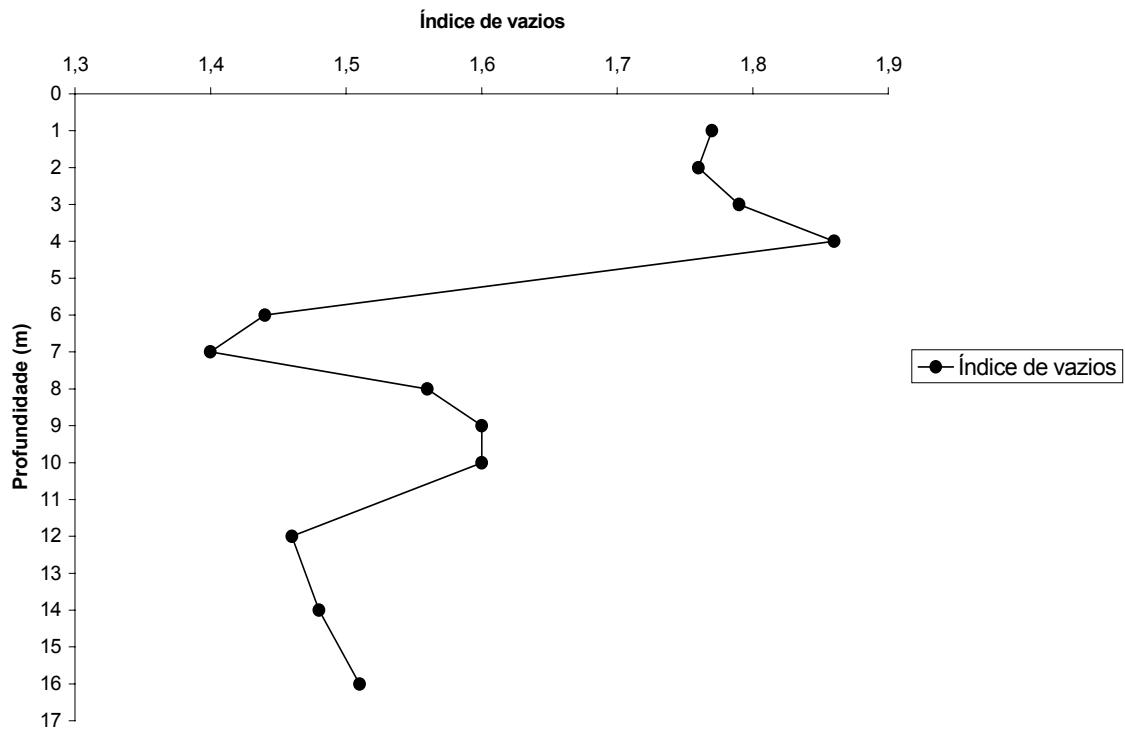


Figura 18. Variação do índice de vazios em profundidade.

Observando-se a figura 19, percebe-se que os valores de peso específico natural (ρ_{nat}) e peso específico aparente seco máximo (ρ_d) permanecem praticamente constantes com a profundidade para cada camada. A primeira camada apresenta valores médios de peso específico natural, peso específico dos sólidos e peso específico aparente seco de $13,1 \text{ kN/m}^3$, $29,6 \text{ kN/m}^3$ e $10,6 \text{ kN/m}^3$, respectivamente. Para a segunda camada estes valores são de $15,6 \text{ kN/m}^3$, $29,9 \text{ kN/m}^3$ e $12,0 \text{ kN/m}^3$, respectivamente.

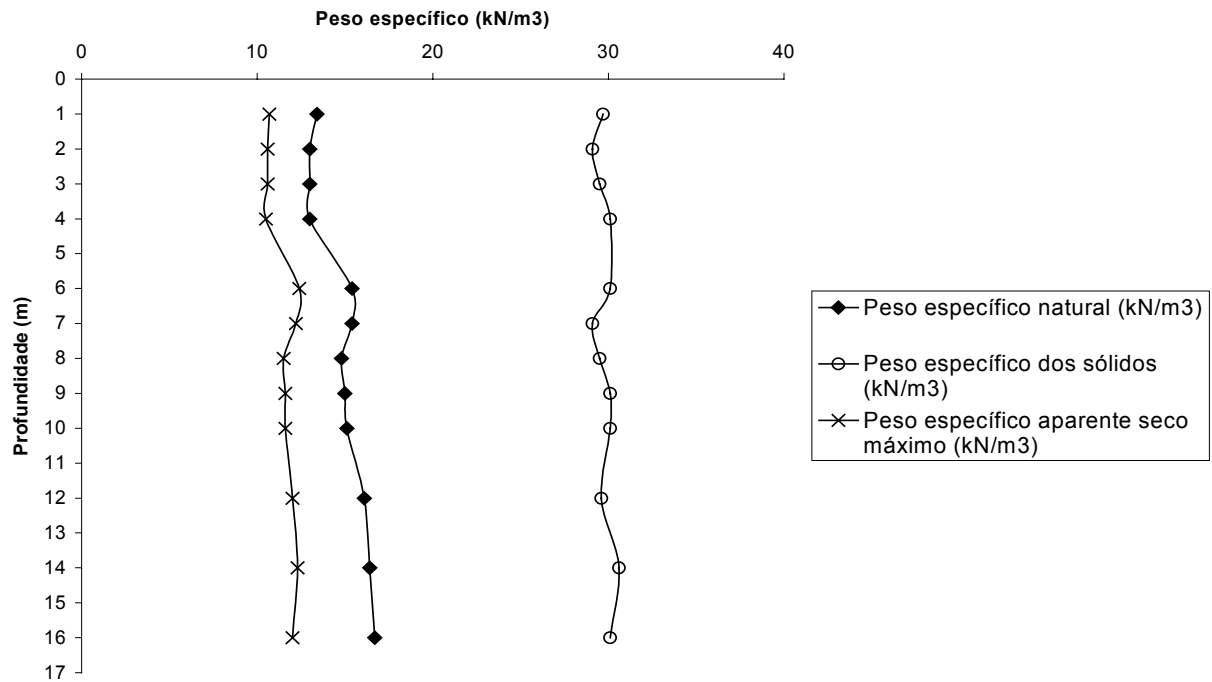


Figura 19. Variação dos pesos específicos com a profundidade.

Estudando-se a figura 20, pode-se verificar que a resistência à compressão possui um comportamento variável até a profundidade de 9m, onde esta passa a apresentar uma tendência de aumento com a profundidade. Esse aumento de resistência, apesar do incremento do teor de umidade, ocorre provavelmente devido ao aumento nos valores de peso específico natural do solo e aumento do confinamento do solo com a profundidade.

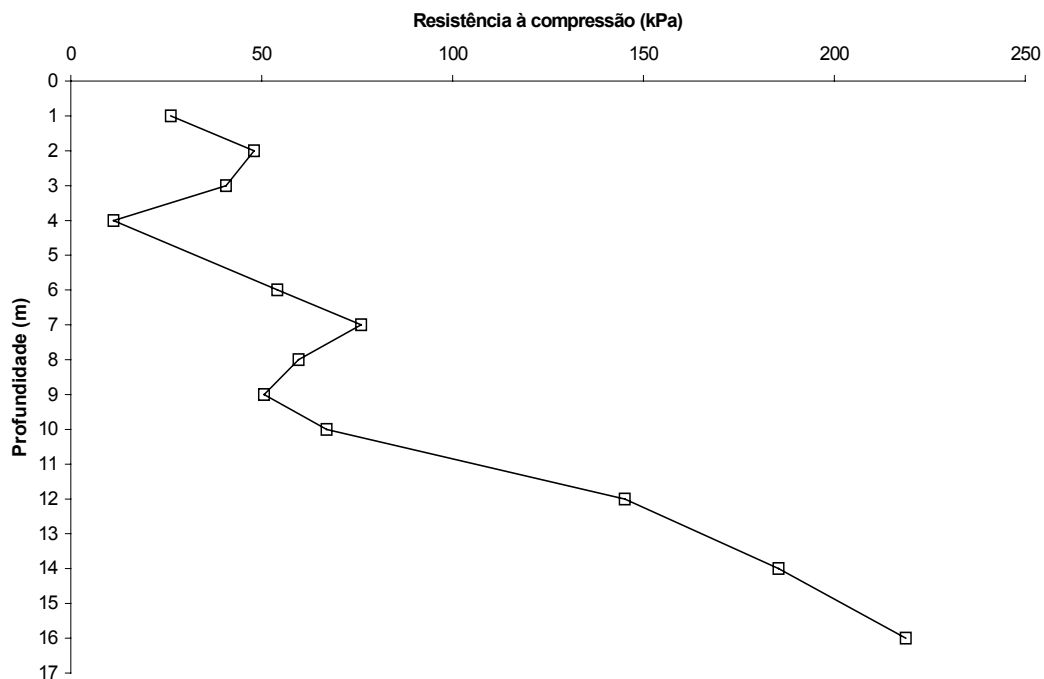


Figura 20. Variação da resistência à compressão em profundidade.

Quanto ao solo da primeira camada, este possui comportamento colapsível, apresentando valores de índice de colapso, citado por CARVALHO *et al* (2000) (VARGAS, 1978), dependentes da pressão aplicada. Na tabela 10 apresenta-se a avaliação da colapsidade do solo.

Tabela 10. Avaliação da colapsidade do solo a partir de resultados de ensaios de compressão edométrica.

Profundidade (m)	Índice de colapso máximo (%) *
0,50-0,75	23,2
4,75-5,00	15,5
7,75-8,00	5,3

*Conforme definido por VARGAS (1978).

GIACHETI (1991), apresenta após diversos estudos, um quadro de classificação e caracterização do subsolo do campo experimental. A tabela 11 apresenta esse quadro.

Tabela 11. Classificação e caracterização do subsolo do campo experimental da Feagri/Unicamp.

Camada (m)	Gênese	Textura	Mineralogia	Micromorfologia	Pedologia	Unificada	MCT
0,0 a 6,5	Residual de Diabásio	Argila silto-arenosa, porosa, marrom avermelhada	Caulinita, gibsita, óxidos de Fe e Al e quartzo	Galerias de origem animal, atividades biológicas	Latossolo roxo	CL	LG'
6,5 a 10,0	Residual de Diabásio	Silte argilo-arenoso, variegado	Caulinita, montmorilonita e restos de rocha	Predominância de materiais de alteração	-----	MH	NG'

4. 3 SONDAGENS À PERCUSSÃO REALIZADAS NO LOCAL

Foram executadas sondagens à percussão do tipo SPT e SPT-T com medida de torque, com o intuito de caracterizar o perfil do Campo Experimental. A figura 21 apresenta o uma seção de perfil do Campo Experimental. Nesta, pode-se notar que até uma profundidade de 6,0m há a presença uniforme de uma argila arenosa muito mole porosa. A uma profundidade de 8,0m nota-se a predominância de uma camada espessa de silte argilo-arenoso de consistência média a dura e de coloração marrom avermelhado a amarelado.

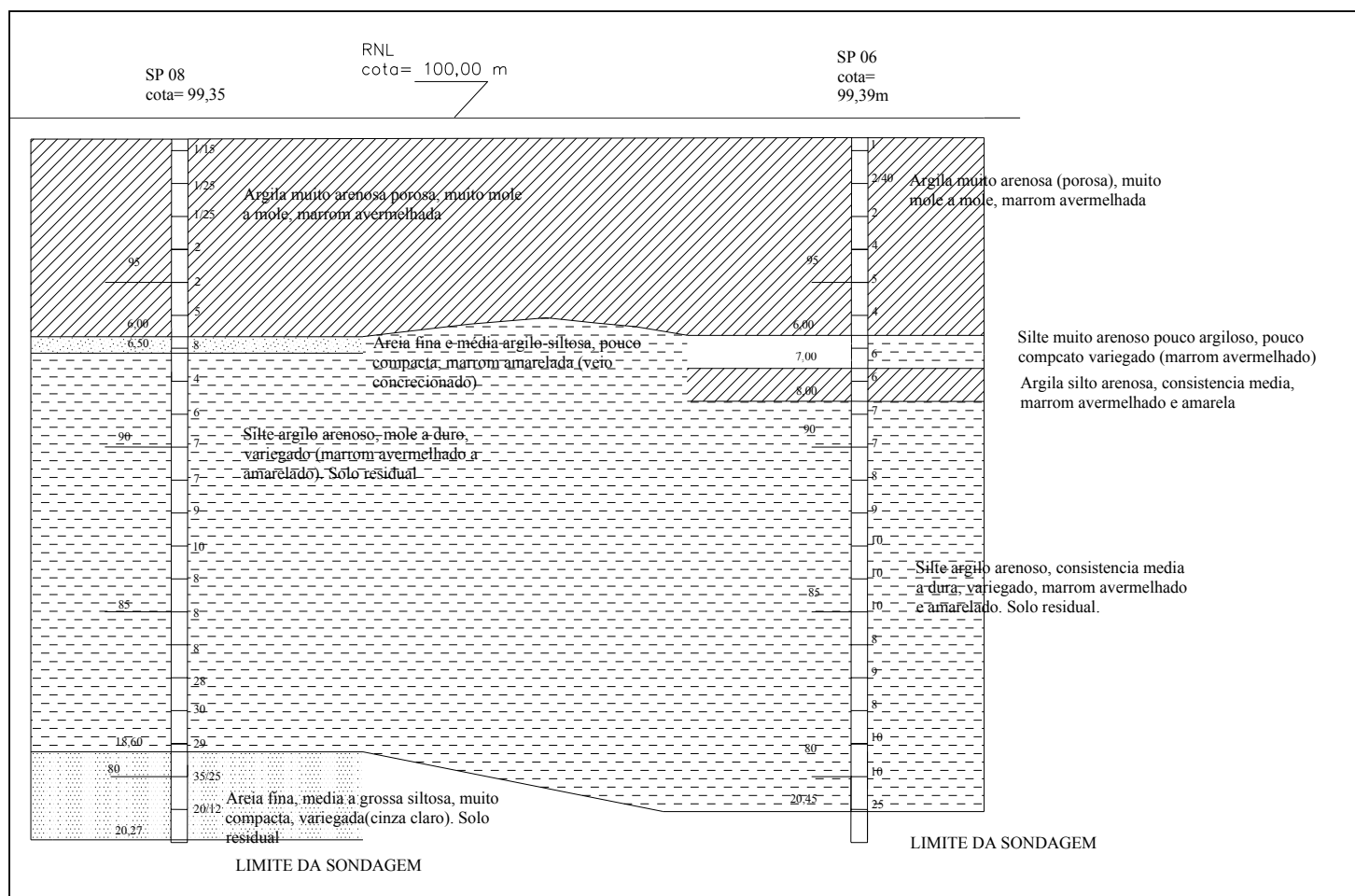


Figura 21. Seção do perfil do subsolo do Campo Experimental.

Na figura 22 são apresentadas as sondagens executadas anteriormente a esta pesquisa, e o posicionamento das estacas presentes no Campo Experimental da Feagri/Unicamp.

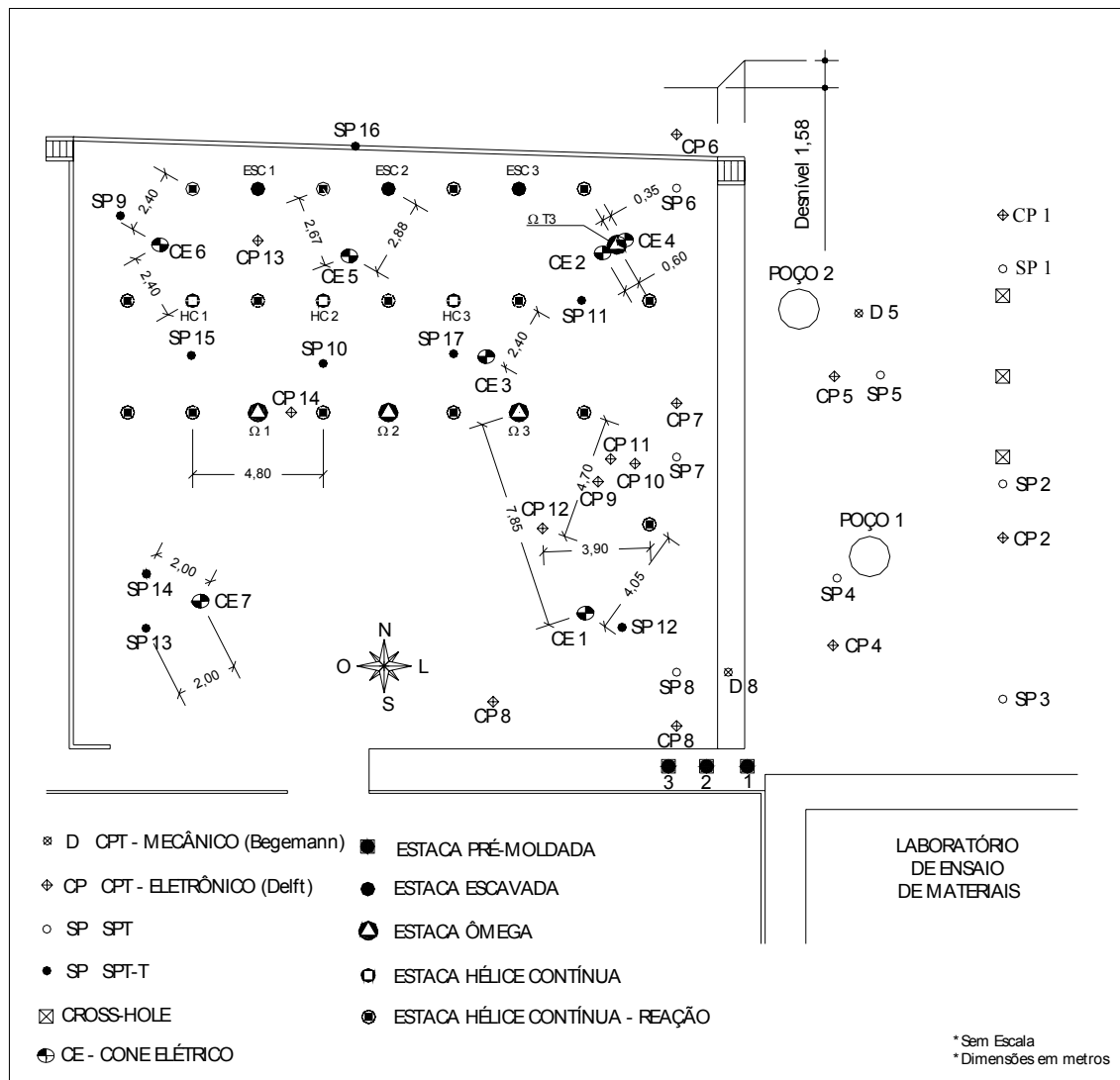


Figura 22. Localização das sondagens executadas no Campo Experimental anteriormente a esta pesquisa. (notar a localização das sondagens SP6 e SP8 representadas na figura 21).

5.MATERIAL E MÉTODOS

Com o objetivo de obtenção dos parâmetros geotécnicos necessários a esta pesquisa foram desenvolvidas as seguintes atividades:

- Coleta de amostras de solo no Campo Experimental da Unicamp;
- realização de ensaios laboratoriais em amostras deformadas e indeformadas obtidas no local;
- execução de ensaios de campo (permeabilidade “*in situ*” e sondagens SPT e SPT-T com medida de torque) no local;
- análises de percolação, simulando diversas seções hipotéticas de barragens e sistemas de drenagem e considerando o subsolo do local, utilizando programa computacional específico;
- análises de estabilidade de taludes utilizando programa computacional específico, simulando-se diversas seções hipotéticas de barragens e condições de solicitação, considerando a barragem apoiada no solo natural do local.

5.1 COLETA DE AMOSTRAS

O perfil de onde foram coletadas as amostras é pertencente ao Campo Experimental para Estudo de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp. Pesquisas anteriormente realizadas, utilizando-se de dados obtidos por ensaios de campo (SPT, CPT) e ensaios laboratoriais indicam a uniformidade termos de propriedades físicas de uma camada de argila silto-arenosa de coloração marrom avermelhada e porosa até uma profundidade de 6,0m.

As amostras foram coletadas em duas épocas distintas, sendo que inicialmente coletaram-se as amostras deformadas, de uma profundidade média variando de 3 a 5m, aproveitando-se a abertura de um poço que estava sendo escavado. Posteriormente foram coletadas as amostras indeformadas de uma profundidade a partir de 1,5m. As amostras indeformadas foram colhidas a partir desta profundidade, por não haver nesta cota a presença de elementos que poderiam contaminar a amostra, como raízes, cupinzais e matéria orgânica.

Uma vez coletadas as amostras deformadas, estas foram secas à sombra, quarteadas, misturadas e homogeneizadas para logo após serem acondicionadas em sacos plásticos com capacidade de 10 kg cada.

As amostras indeformadas foram coletadas em blocos monolíticos de dimensões de 0,30m x 0,30m. Depois de retirados, os blocos foram revestidos com tecido e parafinados “*in loco*”, para que pudessem manter inalterada a sua umidade natural no instante da coleta. As figuras 23 e 24 apresentam a coleta das amostras indeformadas e logo após estas envolvidas em parafina.

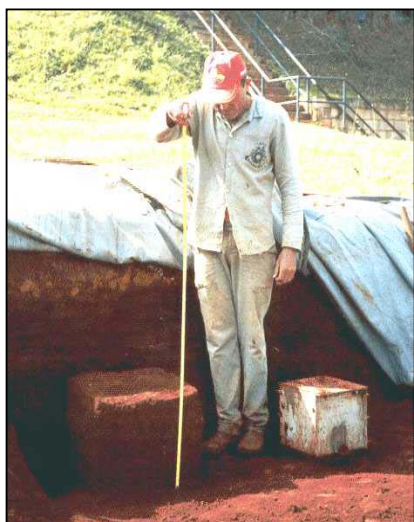


Figura 23. Coleta das amostras.



Figura 24. Bloco de amostra indeformada parafinada.

5.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

Foram estudadas as possibilidades de utilização do solo coletado como material de aterro e fundação, objetivando-se a construção de barragens de terra do tipo homogênea de pequena e média altura.

Dessa maneira, os ensaios laboratoriais utilizaram amostras do tipo:

- Deformadas: para a caracterização do solo a ser compactado e utilização deste como material de aterro;
- indeformadas: para a avaliação do potencial do solo como elemento de fundação.

Os seguintes ensaios laboratoriais foram executados com as amostras deformadas, a fim de caracterizar o material a ser considerado como material de construção do maciço:

- 1) Análise granulométrica;
- 2) determinação dos limites de Atterberg e índices físicos;
- 3) compactação Proctor Normal;
- 4) permeabilidade à carga variável (nas direções de fluxo vertical e horizontal);
- 5) compressão edométrica;
- 6) compressão simples;
- 7) ensaios triaxiais.

Os corpos de prova talhados provenientes das amostras indeformadas foram submetidos aos seguintes ensaios:

- a) Compressão simples;
- b) compressão edométrica;
- c) permeabilidade a carga variável, nos sentidos de fluxo horizontal e vertical do corpo de prova;

d) ensaios triaxiais.

5.2.1 *Análise Granulométrica*

O primeiro ensaio a ser realizado foi o de caracterização granulométrica do solo, no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento Geotecnia e Transportes da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp. O ensaio foi procedido nos conformes da NBR 6502/95 da ABNT.

5.2.2 *Determinação dos Limites de Atterberg e peso específico dos sólidos*

Foram obtidos resultados referentes ao peso específico dos sólidos, limites de liquidez, limites de plasticidade e índice de plasticidade, de acordo com NBR 6459/84, NBR 7181/84.

5.2.3 *Compactação Proctor Normal*

Este ensaio foi escolhido ao invés dos ensaios de Proctor Intermediário ou Modificado, por apresentar uma energia de compactação mais condizente com a compactação de aterros de barragens rurais, onde não se dispõe de equipamentos de peso muito elevado. O ensaio de Proctor Normal foi executado de acordo com a NBR 6457/86 para o preparo das amostras, e com a NBR 7182/86 para o procedimento de ensaio. Foram executados 10 ensaios de compactação do tipo Proctor Normal objetivando-se definir um valor de umidade ótima e máxima específica seca aparente máxima a se adotar para a pesquisa.

5.2.3a Determinação das umidades de compactação dos corpos de prova executados

Os ensaios laboratoriais dessa pesquisa foram executados em corpos de prova compactados na umidade ótima e também em umidades 4% abaixo e acima desta porcentagem. Este procedimento foi tomado tendo-se como objetivo simular aterros construídos com controle de compactação deficiente, o que geralmente ocorre em barragens de terra de pequeno porte em áreas rurais.

5.2.4 Compressão Simples

O ensaio de compressão simples deu-se conforme as instruções do IE/DNER 04-71, conforme FRAENKEL (1980). Os corpos de prova foram moldados respeitando-se a relação de comprimento (L) aproximadamente igual a duas vezes o diâmetro da seção transversal. Esta condição teve por finalidade assegurar a correta distribuição de tensões no interior dos corpos de prova. A velocidade de aplicação da carga utilizada foi 0,5mm/minuto, estando dentro das recomendações de valores de velocidade entre 1 a 2% da altura do corpo de prova. Os anéis dinamométricos utilizados possuíam valores de constante de força de 8 kPa. Este ensaio foi executado no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Geotecnia e Transporte da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp.

5.2.5 Permeabilidade à carga variável

Foram executados ensaios de permeabilidade à carga variável, nas direções de fluxo vertical e horizontal com o intuito de representar as condições de anisotropia deste parâmetro presentes no aterro de uma barragem. Os estudos foram realizados com corpos de prova compactados nos teores de umidade estudados. Calcularam-se os coeficientes de permeabilidade (k_{20}) com de acordo com a lei de Darcy e temperatura da água igual a 20°C.

Posteriormente foram determinados os valores dos coeficientes de permeabilidade equivalente utilizando-se os coeficientes determinados nas direções de fluxo horizontal e vertical. Para isto foi utilizada a seguinte equação:

$$k_{\text{equivalente}} = \sqrt{k_{x_{20}} * k_{y_{20}}} \quad (7)$$

Onde:

$k_{x_{20}}$: coeficiente de permeabilidade na direção de fluxo horizontal (cm/s);

$k_{y_{20}}$: coeficiente de permeabilidade na direção de fluxo vertical (cm/s).

Os ensaios de permeabilidade à carga variável nas direções vertical foram executados no Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP/Ilha Solteira e no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Geotecnia e Transportes da FEC/Unicamp. Os ensaios na direção de fluxo horizontal foram executados no Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP/Ilha Solteira.

5.2.6 Compressão edométrica

O ensaio foi realizado de acordo com FRAENKEL (1980), que relata as instruções de ensaio do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) IE/DNER 05-71.

Para a execução do ensaio de adensamento, utilizaram-se 3 prensas do tipo *Controls* modelo T302. Foi usada uma relação de alavanca correspondente a 1:10, ou seja, a cada 1kg de incremento de carga, este correspondia a uma carga de 10kg atuando sobre a amostra. As pressões utilizadas foram as seguintes: 25 kPa; 50 kPa; 100 kPa; 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa.

Utilizou-se na determinação dos parâmetros relativos ao coeficiente de adensamento (C_v) o método de TAYLOR e para a obtenção dos valores de tensões de pré-adensamento, o método de PACHECO SILVA. Os valores de coeficiente de compressão foram determinados a partir da hipótese de linearidade de variação das tensões efetivas com o índice de vazios de TERZAGHI. Os corpos de prova, depois de moldados e acondicionados nas células de adensamento, foram deixados imersos em água para a saturação. Utilizaram-se duas placas porosas, uma na parte superior e outra na parte inferior do corpo de prova, a fim de promover a drenagem dos corpos de prova a medida em que eram incrementadas novas cargas. Este ensaio foi realizado no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Geotecnia e Transportes da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp.

5.2.7 Ensaio Triaxiais

Os ensaios triaxiais foram executados no Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP / Ilha Solteira.

Para a determinação dos valores referentes à resistência ao cisalhamento do solo compactado foram executados ensaios triaxiais do tipo adensado rápido saturado e não saturado ($\underline{CU}$ e $\underline{CU}_{sat}$), com verificações de pressões neutras e ensaios triaxiais do tipo adensado lento saturado e não saturado ($\underline{CD}$ e $\underline{CD}_{sat}$). Estes últimos somente para corpos de prova compactados na umidade ótima. Foram ensaiadas amostras compactadas nos teores de umidade em análise, e amostras indeformadas, talhadas a partir de blocos indeformados.

O valores de tensão de confinamento utilizados foram respectivamente 50, 100 e 200 kPa. O diâmetro utilizado para a confecção dos corpos de prova foi de 5cm para uma altura de 12,5cm. No monitoramento dos valores de tensões neutras, utilizou-se um transdutor

conectado a base do corpo de prova. Os corpos de prova foram montados nas câmaras de compressão sobre pedras porosas localizadas na base e no cabeçote. Logo após estes foram envolvidos por três membranas finas impermeáveis. Nos ensaios saturados, os corpos de prova compactados depois de montados dentro das câmaras, eram submetidos à saturação por contra-pressão. Durante os ensaios, os corpos de prova eram considerados rompidos de acordo com o seguinte critério de ruptura: plano de ruptura bem definido ou deformação axial na ordem de 20%.

Os ensaios triaxiais executados para cada teor de umidade estudado são relacionados na tabela 12:

Tabela 12. Ensaios triaxiais realizados durante o período da pesquisa.

Amostras	Ensaio	Número de c.p ensaiados
-4% $W_{ótima}$	<u>CU</u> sat, <u>CU</u>	06
$W_{ótima}$	<u>CU</u> , <u>CU</u> sat, CD, CDsat	12
+4% $W_{ótima}$	<u>CU</u> sat, <u>CU</u>	06
Indeformada	<u>CU</u> , <u>CU</u> sat, CD, CDsat	12

As figuras 25 à 29 apresentam algumas etapas da execução dos ensaios triaxiais



Figura 25. Câmara triaxial desmontada (notar o transdutor utilizado acoplado para verificação das pressões neutras).



Figura 26. Posicionamento do corpo de prova de prova na base .



Figura 27. Saturação dos corpos talhados.



Figura 28 Colocação da câmara na prensa.



Figura 29. Ensaio em execução.

5.2.8 Quantidade de corpos de prova utilizados

Foram moldadas as seguintes quantidades de corpos de prova para cada ensaio de acordo com a tabela 13.

Tabela 13. Quantidade de corpos de prova utilizados.

Umidades	-4% $W_{ótima}$	$W_{ótima}$	+4% $W_{ótima}$	Amostra indeformada.	Total
Ensaio					
Permeabilidade à carga variável	2	2	2	---	6
Adensamento	1	1	1	1	4
Triaxial tipo <u>CU</u> sat	3	3	3	3	12
Triaxial tipo <u>CU</u>	3	3	3	3	12
Triaxial tipo CD	---	3	---	3	6
Triaxial tipo CDSat	----	3	----	3	6
Compressão simples	4	3	3	2	12

Total de corpos de prova executados: 58.

5.3 ENSAIOS DE CAMPO

5.3.1 Permeabilidade “*in situ*”, por infiltração.

O ensaio de campo de permeabilidade “*in situ*”, foi executado no Campo Experimental para Estudos em Mecânica dos Solos e Fundações da Feagri/Unicamp seguindo-se as recomendações do Boletim 4 da ABGE (Associação Brasileira de Geotecnia e Engenharia), “Ensaio de Permeabilidade em Solo” (1996). As figuras 30 e 31 apresentam a execução do ensaio.



Figura 30. Preenchimento do furo de sondagem revestido, com água.



Figura 31. Verificação do volume de água percolado.

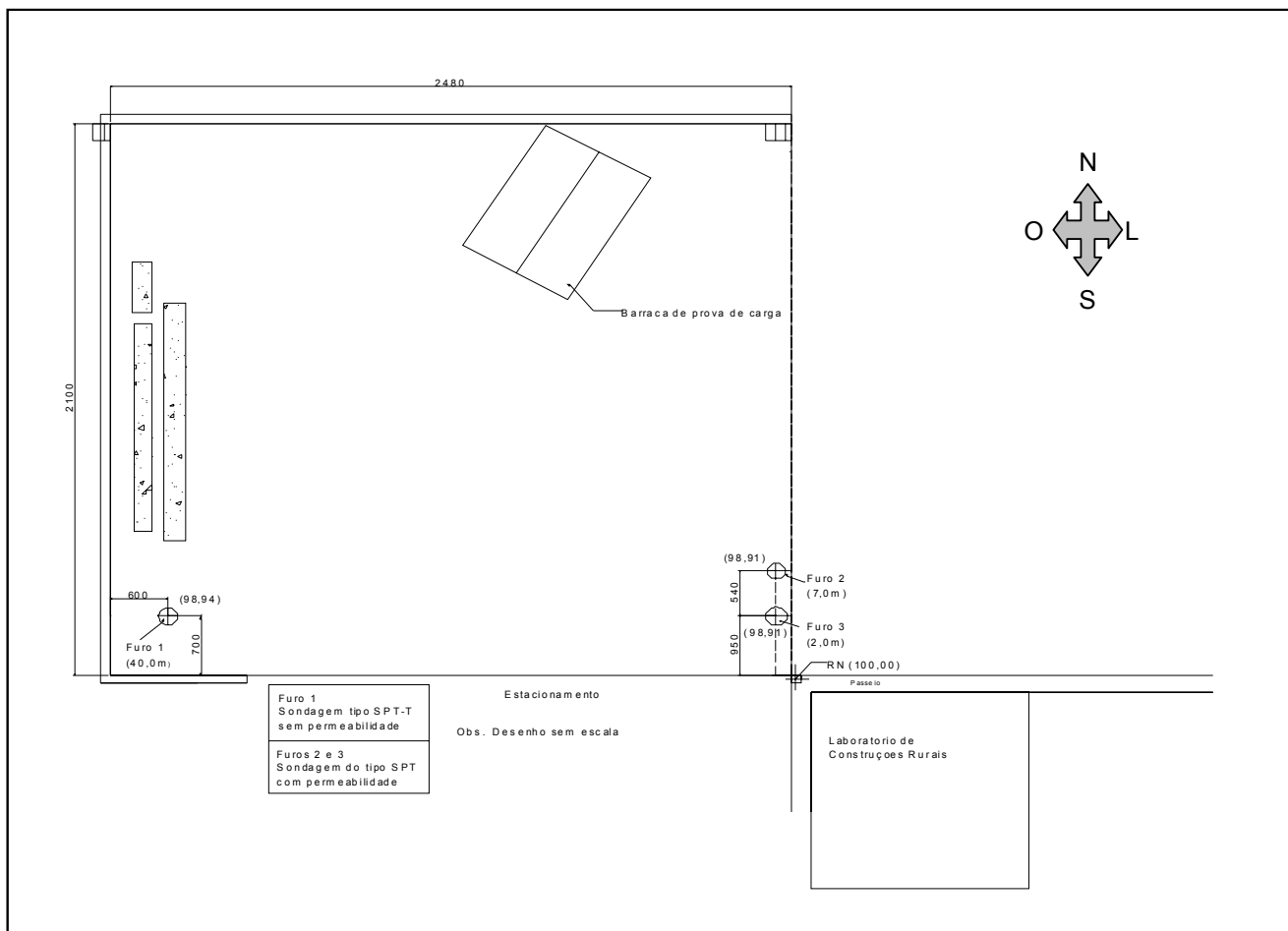
5.3.2 Sondagens SPT e SPT-T com medida de torque

Foram executadas duas de sondagens do tipo SPT (SP02 e SP03) e uma sondagem do tipo SPT-T com medida de torque máximo (SP01) no Campo Experimental, com o intuito de se determinar os valores de N_{spt} e o perfil do solo. Totalizando-se 49,9m de sondagens

executadas. Utilizou-se equipamento padrão de sondagem à percussão composto por: tubos de revestimento de 2 1/2 " de diâmetro interno e amostrador do tipo Terzaghi-Peck de 2" de diâmetro externo e 1 3/8" de diâmetro interno, peso padrão de 65kg a uma altura de queda de 75cm .O torque foi determinado com o auxílio de um torquímetro. Na figura 32 é representado o croqui do Campo Experimental e a localização das sondagens executadas durante esta pesquisa.

O furo SP01 (SPT-T com medida de torque máximo) atingiu uma profundidade máxima de 40m. Apesar já serem conhecidos os parâmetros referentes à uniformidade da camada de argila silto-arenosa até a profundidade de 6m, este furo estendeu-se com o intuito de se determinar a qual profundidade encontrava-se a camada de rocha impenetrável do Campo Experimental, dado este ainda inexistente. Determinaram-se também os valores de umidade higroscópica natural em cada metro de sondagem executado, até 30m.

Os furos SP02 e SP03 atingiram uma profundidade de 7m e 2m respectivamente e nestes foram executados os ensaios de permeabilidade "*in situ*".



Obs. As medidas do croqui estão em cm.

Figura 32. Croqui do Campo Experimental e localização das sondagens executadas para esta pesquisa.

Apresenta-se na figura 33 a execução da sondagem SP01 (SPT-T com medida de torque máximo) no Campo Experimental.



Figura 33. Execução da sondagem SP01.

5.4 DETERMINAÇÃO DAS SEÇÕES ANALISADAS

Para a execução das análises computacionais, foram anteriormente determinadas seções hipotéticas de aterros de barragens a serem simuladas e analisadas. Estudaram-se três tipos distintos de barragens, sendo duas com altura de 5m e uma com 15m, apoiadas sobre uma camada de fundação caracterizada como uma argila silto-arenosa homogênea até 6m de profundidade. O valor da espessura da fundação foi determinado de acordo com as sondagens executadas no Campo Experimental da Feagri/Unicamp, as quais indicavam a homogeneidade desta camada até profundidade analisada.

Inicialmente os valores de inclinações para os taludes de montante e jusante foram 3,0:1,0 e 2,5:1,0 respectivamente para as duas alturas de aterro em estudo. Esses valores foram escolhidos por serem comumente utilizados e recomendados em projetos de barragens de terra no meio rural.

O dimensionamento do filtro vertical e da trincheira de vedação foram baseados em parâmetros mínimos de projeto de acordo com CRUZ (1996) e GAIOTO (1998 e 2000). Para a escolha das dimensões do dreno de pé, levou-se em consideração a configuração da linha freática a ser formada no interior do aterro. A escolha da inclinação de seu talude, da sua granulometria e parâmetros de resistência foram baseadas em dados de enrocamentos já existentes citados por CRUZ (1996). As características do material utilizado nos filtros, como coeficiente de permeabilidade, granulometria e parâmetros de resistência, foram obtidos de acordo com recomendações e características de filtros pré-existent, relatados por CRUZ (1996) e GAIOTO (1998 e 2000). Na tabela 14 são apresentados os parâmetros adotados para o enrocamento e a areia do filtro. Para o dimensionamento do filtro horizontal, foi utilizada a equação de Darcy e foram consideradas vazões provenientes da fundação e do aterro.

Tabela 14. Parâmetros adotados para a determinação das seções hipotéticas.

Material	ρ_{nat} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	K_{20} (cm/s)	Granulometria
Enrocamentos	30	1	35	1,0	Grossa
Areia	26,7	0	30	1×10^{-2}	Média

O comprimento da crista dos aterros foi determinado utilizando-se a fórmula recomendada pelo *U.S Bureau of Reclamation* citada por ARTHUR (1960).

$$C = (H/5) + 3 \quad (8)$$

Onde:

C= comprimento da crista (m);

H = altura do aterro (m).

Os valores referentes à borda livre (*freeboard*), foram arbitrados dentro do recomendado por GAIOTO (1998) que recomenda que estes devam estar situados entre 0,60m e 3,0m. A razão para a adoção deste valor foi devida à impossibilidade do cálculo do *fetch* e da altura de onda, pois para a determinação das seções, não foi considerado comprimento de reservatório ou tamanho de bacia, onde estaria inserida a barragem.

Na tabela 15 apresentam-se as características das seções hipotéticas inicialmente consideradas, que serviram de ponto de partida para as análises computacionais.

Tabela 15. Características das seções hipotéticas analisadas.

Seção hipotética	Altura (m)	NA _{max} (m)	Crista (m)	Borda livre (m)	Prof. Trincheira (m)	EFV (m)	HFV (m)	EFH (m)	LFH (m)	Talude Trincheira	Talude Enrocamento.
1	5	4,4	3	0,6	1	---	---	---	---	1:1	1,5:1
2	5	4,4	3	0,6	1	---	---	0,7	---	1:1	---
3	15	13,5	6	1,5	1	0,8	13,5	0,7	38	1,1	---

Onde:

EFV: espessura do filtro vertical;

HFV: altura do filtro vertical;

EFH: espessura do filtro horizontal;

LFH: comprimento do filtro horizontal.

Cada seção hipotética de aterro analisada foi estudada na sua umidade ótima de compactação em um intervalo de 4% abaixo e acima desta, com o intuito de simular condições de controle de compactação precárias.

As figuras 34,35 e 36 representam as seções hipotéticas estudadas.

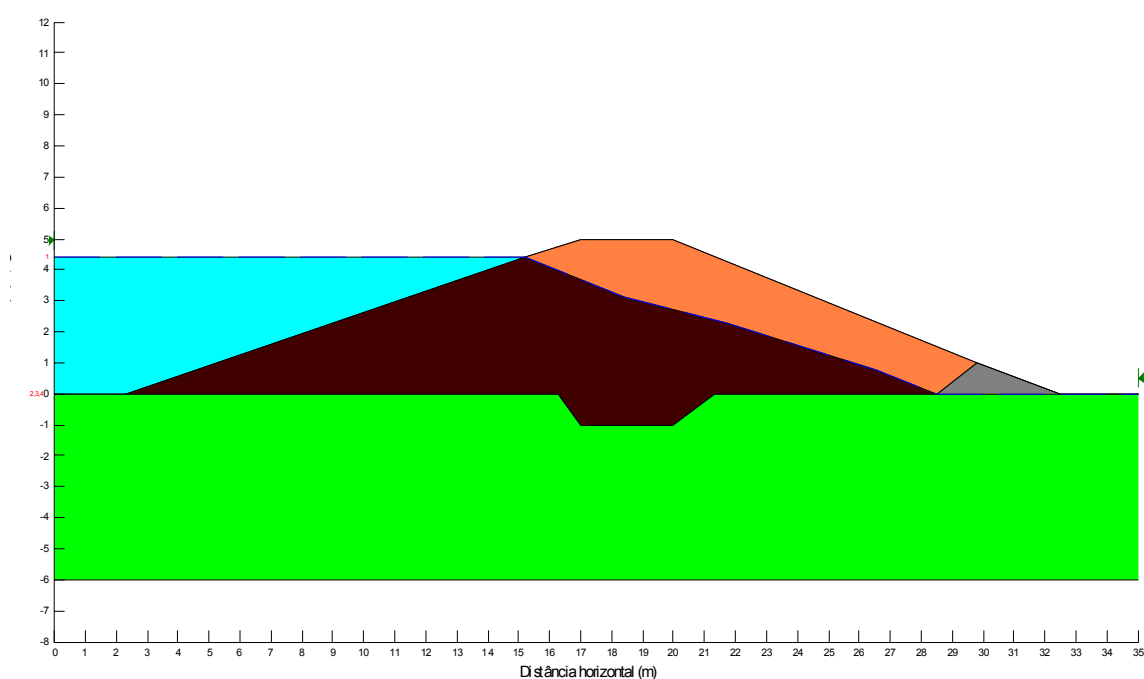


Figura 34. Seção hipotética 1.

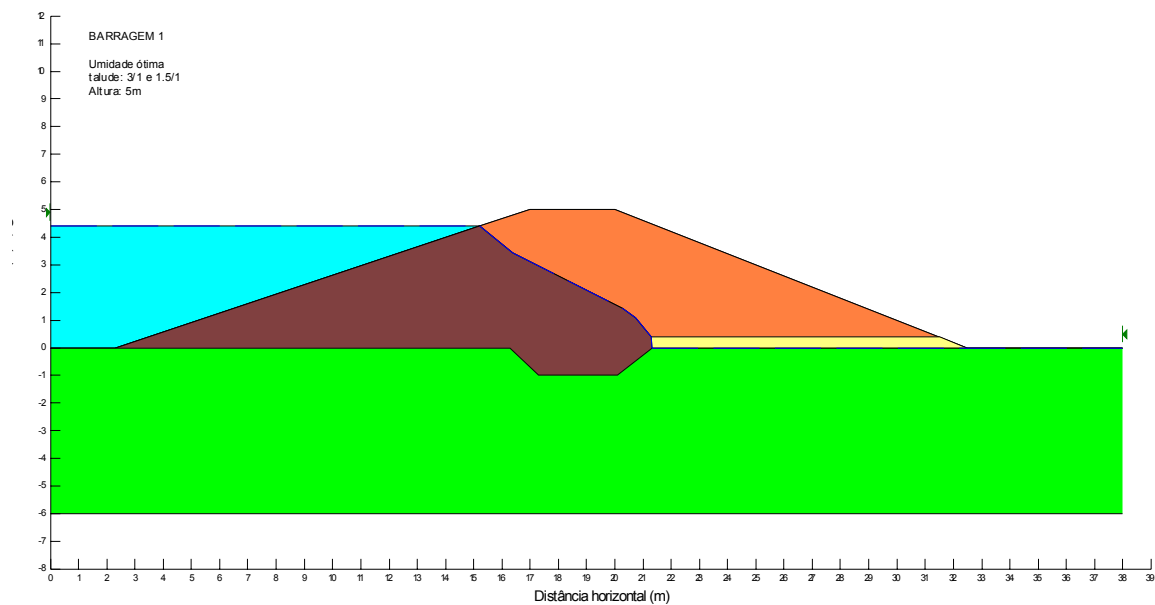


Figura 35. Seção hipotética 2.

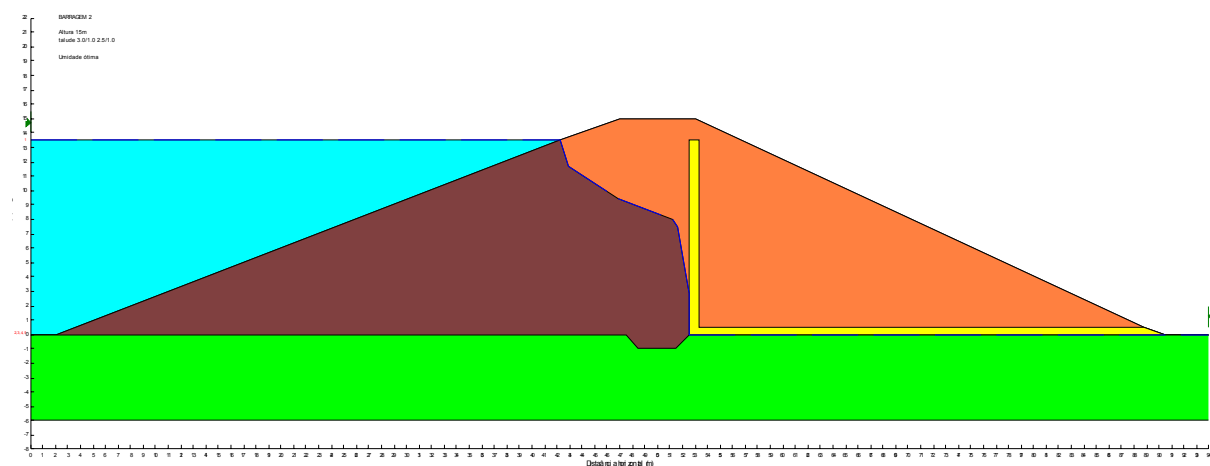


Figura 36. Seção hipotética 3.

5.5 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO

Após a determinação das seções hipotéticas iniciais a serem simuladas, foram executados estudos da percolação de água no interior de cada seção.

As análises de percolação foram processadas através da aplicação direta da lei de Darcy, para fluxos em regime laminar. Determinaram-se linhas freáticas para cada seção analisada compactada na umidade ótima e em um desvio 4% acima e abaixo desta. Foram determinados os valores de vazões através da camada de fundação e a linha freática das seções hipotéticas em estudo. Para a execução das análises de percolação foi utilizado o *software* SEEP/W, da *Geo-slope Company*.

Utilizou-se nos cálculos os parâmetros referentes à permeabilidade equivalente do solo compactado nos teores de umidade em estudo, e parâmetros obtidos por meio dos ensaios de infiltração “*in situ*” para caracterizar o solo de fundação.

5.5.1 Programa SEEP/W

O programa SEEP/W é um *software* específico, desenvolvido pela *Geo-slope Company*, que calcula a percolação de água no interior de massas de solo compactado ou não por meio da teoria de elementos finitos. Com este programa pode-se calcular a movimentação de água lançando como hipótese o solo saturado, de acordo com a lei de Darcy, ou não saturado.

O SEEP/W é operado em ambiente *Microsoft Windows* e sua estrutura gráfica de 32 bits fornece ao usuário a configuração das linhas freáticas e das redes de fluxo calculadas por ele. A figura 37 apresenta o aspecto da tela principal do programa.

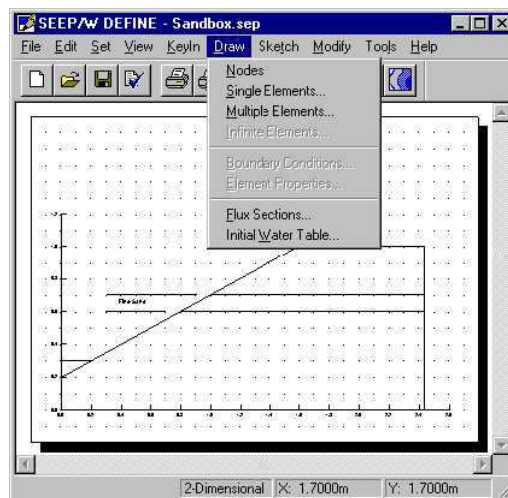


Figura 37. Aspecto da tela principal do SEEP/W.

5.6 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Após a determinação das linhas freáticas e conseqüentemente da porção saturada das seções hipotéticas estudadas, foram procedidas as análises de estabilidade dos taludes.

Para as análises de estabilidade considerou-se o método simplificado proposto por Bishop, pois é o mais utilizado para barragens. Foram estudadas superfícies hipotéticas cilíndricas de ruptura correspondentes às condições de solicitação de: final de construção, operação com o reservatório cheio e rebaixamento rápido deste. Os fatores de segurança utilizados foram de acordo com CRUZ (1996) (vide revisão bibliográfica).

Para a condição de solicitação referente ao regime permanente de operação, na porção do aterro saturada foram utilizados parâmetros de resistência obtidos por meio dos ensaios triaxiais saturados, enquanto que na porção seca do aterro (acima da linha freática) utilizaram-se parâmetros de resistência obtidos por meio de ensaios triaxiais não saturados.

Para o estudo da condição de solicitação referente ao rebaixamento rápido do reservatório, a porção saturada considerada na condição acima relatada foi mantida, porém a linha freática foi rebaixada para a cota zero, referente ao nível de água mínimo estimado para o reservatório das seções hipotéticas consideradas. Já para a condição de solicitação referente ao final de construção, utilizaram-se somente parâmetros de resistência não saturados.

A fundação foi considerada saturada nas condições de solicitação referentes a regime permanente de operação e rebaixamento rápido do reservatório. Entretanto, para as análises de estabilidade durante a condição de final de construção, a fundação foi considerada não saturada.

A medida em que eram executadas as análises de estabilidade, verificava-se a viabilidade do aterro com base nos fatores de segurança propostos, uma vez que as seções apresentassem condições de estabilidade aceitáveis, procedia-se à otimização da seção hipotética aumentando a inclinação de seus taludes. As análises de estabilidade foram executadas individualmente para os taludes de montante e jusante.

Durante as análises de estabilidade realizadas, todos os parâmetros de resistência utilizados foram em termos de tensões efetivas.

Para o estudo da estabilidade das seções em questão, foi utilizado o programa SLOPE/W, da *Geo-slope Company*.

5.6.1 SLOPE/W

O SLOPE/W é um programa computacional desenvolvido pela *Geo-slope Company* que utiliza a Teoria do Equilíbrio Limite para o cálculo de fatores de segurança para taludes de aterros compactados, naturais, rochosos entre outros, sendo este também utilizado para

determinação da estabilidade de maciços com diversas camadas de materiais diferentes e de complexa estratigrafia.

Para a determinação dos fatores de segurança, este possui como opção, a utilização dos seguintes métodos de cálculo: *Fellenius*, *Bishop simplificado*, *Mogensen - Price*, *Spencer*, *Jambu*, *GLE*, *Corp of Engineers* e *Lowe-Karafiath*.

O SLOPE/W possui gráficos de 32 bits e é utilizado em ambiente *Microsoft Windows*. As figuras 38 e 39 apresentam a tela principal do SLOPE/W e o cálculo dos fatores de segurança.

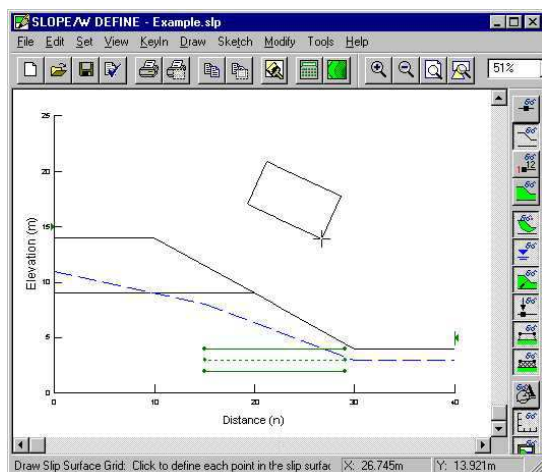


Figura 38. Aspecto da tela principal do SLOPE/W (o desenho corresponde a um talude qualquer).



Figura 39. Determinação dos fatores de segurança de uma seção.

6.RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os parâmetros obtidos por meio das seguintes atividades:

- *Ensaaios laboratoriais*: serão fornecidos e comentados os parâmetros obtidos por meio dos ensaios laboratoriais executados utilizando-se amostras indeformadas e compactadas nos teores de umidade estudados;
- *ensaaios de campo*: onde serão apresentados e discutidos os dados obtidos por meio de ensaios executados “*in situ*” no Campo Experimental da Unicamp;
- *análises computacionais*: no qual serão apresentados e comentados os parâmetros obtidos por meio das análises computacionais de estabilidade taludes e percolação.

6.1 ENSAIOS LABORATORIAIS

Neste tópico primeiramente serão apresentados os resultados obtidos por meio dos seguintes ensaios:

- a) Análise granulométrica, massa específica dos sólidos e determinação dos limites de Atterberg;

- b) compactação Proctor Normal;
- c) permeabilidade à carga variável (nas direções de fluxo vertical e horizontal);
- d) compressão simples;
- c) ensaios triaxiais;
- d) compressão edométrica.

6.1.1 *Análise granulométrica, peso específico e Limites de Atterberg.*

Os resultados provenientes do ensaio de granulometria são a seguir apresentados na tabela 16.

Tabela 16. Distribuição granulométrica (profundidade de 3 à 5m).

Argila	Silte	Areia		
55%	18,2%	26,8 %		
		Fina	Media	Grossa
		17,5%	7,8%	1,5%

Quanto aos valores de limites de Atterberg e peso específico dos sólidos, na tabela 17 são apresentados os valores determinados.

Tabela 17. Limites de Atterberg e peso específico dos sólidos.

Limite de Liquidez	Limite de Plasticidade	Índice de Plasticidade	Peso Específico dos sólidos
49%	36%	13%	30 kN/m ³

Com os valores de LL e LP acima descritos e da umidade de coleta do solo, pode-se verificar o seu Índice de Consistência de acordo com a equação de TERZAGHI a seguir:

$$\text{IC (índice de consistência)} = (LL - w) / LL - LP \quad (7)$$

$$IC = 0,49 - 0,31 / 0,49 - 0,13$$

$$IC = 0,5$$

Onde:

LL= limite de liquidez;

LP= limite de plasticidade;

w= umidade

De acordo com a tabela 18, proposta por TERZAGHI e citada por PINTO (2000), pode-se estimar para o solo estudado, como sendo de consistência média.

Tabela 18. Estimativa da consistência pelo índice de consistência. PINTO (2000).

Consistência	Índice de consistência
Mole	$< 0,5$
Média	0,5 a 0,75
Rija	0,75 a 1,0
Dura	$>1,0$

O solo analisado foi classificado de acordo com a Classificação Unificada como CL.

Em termos de índices físicos, a tabela 19 apresenta os valores obtidos para as amostras indeformadas:

Tabela 19. Índices físicos para amostras indeformadas coletadas a uma profundidade de 1,5m.

W (%)	ρ_{nat} (kN/m ³)	ρ_d (kN/m ³)	ρ_{sat} (kN/m ³)	E	ρ_s (kN/m ³)	Sr(%)
27,4	13,9	10,9	17,3	1,7	30,	47

Observando-se a tabela 19, pode-se notar o alto índice de vazios do solo da camada superior do perfil. Também podem ser observados baixos valores de massa específica aparente seca e massa específica natural.

6.1.2 Compactação Proctor Normal

A figura 43 apresenta a curva de compactação característica obtida do ensaio de Proctor Normal e as curvas de saturação, determinadas para $S=100\%$, 90% e 80% .

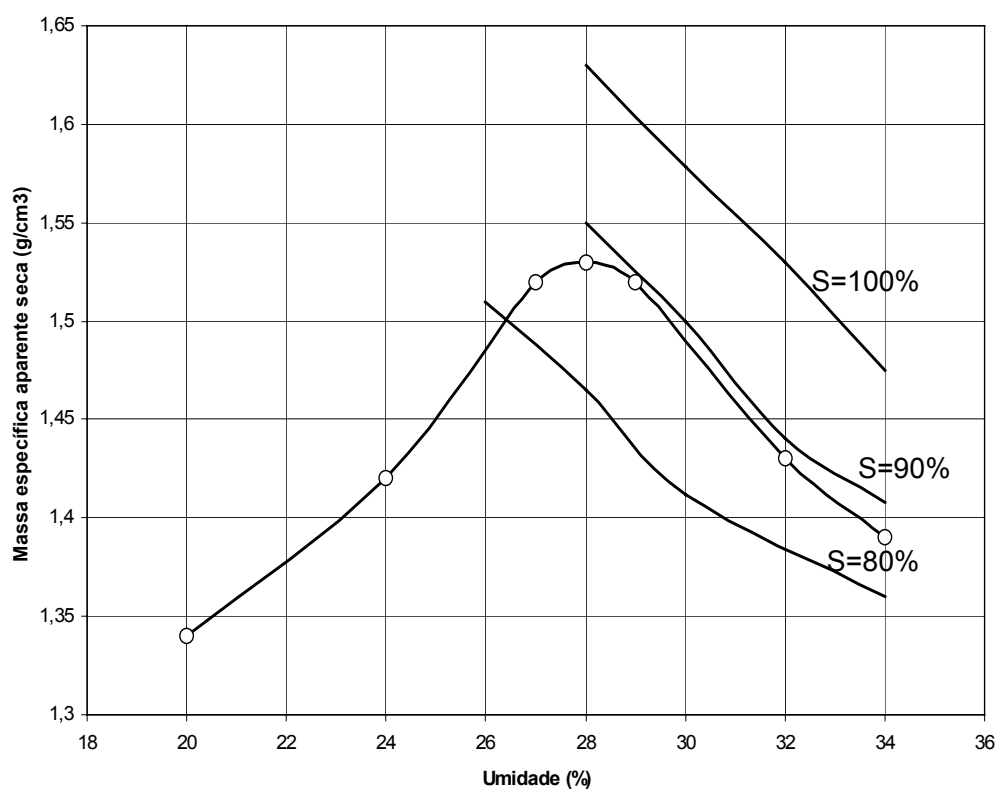


Figura 40. Curvas de compactação característica e de saturação.

Observa-se na curva de compactação característica apresentada na figura 40, que os valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima para o solo em estudo foram 28% e $1,53\text{g/cm}^3$ respectivamente. Estes valores se mantiveram dentro de uma faixa de valores médios para solos argilosos. PINTO (2000) comenta que os valores médios, tanto para umidade ótima, quanto para massa específica seca máxima, situam-se em 25 a 30% e 1,4 a $1,5\text{g/cm}^3$ respectivamente.

Apresentam-se na figura 41 os valores de índices físicos obtidos para a curva de compactação característica, correspondentes à umidade ótima de 28%, para desvio de umidade de 4% comparando-os com os obtidos para as amostras indeformadas.

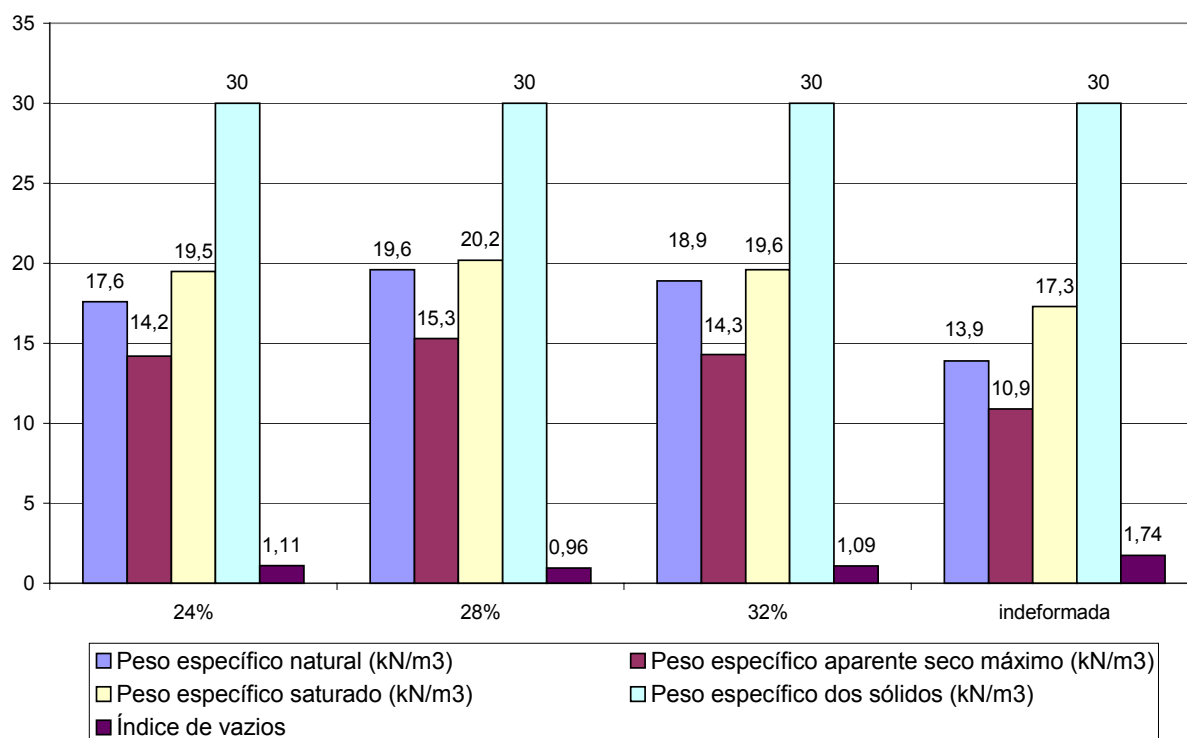


Figura 41. Índices físicos calculados.

Analisando-se o histograma apresentado, pode-se perceber que o ponto correspondente à umidade ótima do solo foi o que apresentou maiores valores de peso específico natural, aparente seco e do solo saturado. Este ponto apresentou também menor valor de índice de vazios. Tal fato vem a ocorrer devido à estruturação do solo ao ser compactado. Solos compactados abaixo da umidade ótima, apresentam estruturas denominadas floculadas, e a atração entre as faces e as arestas dos argilo-minerais não é vencida pela aplicação da energia de compactação. Ao ser incrementada uma certa quantidade de água no solo, a sua estrutura passa gradualmente de floculada para dispersa. Tal aumento nos teores de

umidade provoca forças de repulsão entre os argilo-minerais do solo, ocasionando uma baixa densidade deste quando compactado. O ponto situado na umidade ótima corresponde ao melhor arranjo estrutural do solo, apresentando dessa forma baixos valores de índice de vazios e conseqüentemente maior densidade. O peso específico saturado foi pouco maior para o solo compactado no teor de umidade correspondente a umidade ótima ($W_{ótima}$), em relação aos demais teores verificados. O gráfico da figura 41 também demonstra a eficiência da compactação em termos de redução de índice de vazios e aumento de peso específico do solo analisado.

6.1.3 Ensaio de Permeabilidade (carga variável)

Na tabela 20 são representados os valores dos coeficientes de permeabilidade a carga variável nas direções de fluxo horizontal e vertical, determinados no Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP/Ilha Solteira.

Tabela 20. Coeficientes de permeabilidade obtidos/CESP.

Umidade de compactação	K_v (cm/s)	K_h (cm/s)	K' (cm/s)	K_v/K_h
-4% $W_{ótima}$	1×10^{-4}	1×10^{-5}	$3,16 \times 10^{-5}$	10
$W_{ótima}$	3×10^{-6}	2×10^{-6}	$2,45 \times 10^{-6}$	1,5
+4% $W_{ótima}$	7×10^{-6}	3×10^{-7}	$1,45 \times 10^{-7}$	23

Onde: K_v = coeficiente de permeabilidade na direção vertical de fluxo; K_h = coeficiente de permeabilidade na direção horizontal de fluxo; K' = coeficiente de permeabilidade equivalente;

K_v/K_h = relação entre os coeficientes de permeabilidade nas direções vertical e horizontal de fluxo.

De acordo com os valores apresentados pela tabela 20, percebe-se a anisotropia do solo compactado no que diz respeito à permeabilidade. Nota-se que os valores dos coeficientes de permeabilidade obtidos para a direção de fluxo vertical são maiores que os obtidos para a direção de fluxo horizontal nos três teores de umidade estudados.

Porém, o que se esperava era que os valores dos coeficientes de permeabilidade na direção de fluxo horizontal fosse maior que o vertical. Pois, no campo o que ocorre é que a orientação das camadas sobrejacentes de solo compactado tenderia a orientar o fluxo de maior intensidade na direção horizontal.

Paralelamente aos ensaios executados na CESP, foram realizados ensaios de permeabilidade à carga variável na direção de fluxo vertical no Laboratório do Departamento de Geotecnia e Transportes da FEC/Unicamp. Uma vez obtidos os valores dos coeficientes de permeabilidade na direção de fluxo vertical, estimaram-se os valores dos coeficientes na direção de fluxo horizontal com base na correlação (8), recomendada por CRUZ (1996).

$$K_h = 9 \times K_v \quad (8)$$

Na tabela 21 são apresentados os valores médios calculados de acordo com a correlação e os obtidos por meio dos ensaios.

Tabela 21. Coeficientes de permeabilidade médios obtidos.

Umidade de compactação	K _v (cm/s)	K _h (cm/s)	K' (cm/s)	K _v /K _h
-4% W _{ótima}	5,6 x 10 ⁻⁶	5,04 x 10 ⁻⁵	1,68 x 10 ⁻⁵	0,11
W _{ótima}	5,15 x 10 ⁻⁷	4,63 x 10 ⁻⁶	1,54 x 10 ⁻⁶	0,11
+ 4% W _{ótima}	6,4 x 10 ⁻⁷	5,8 x 10 ⁻⁶	1,93 x 10 ⁻⁶	0,11

Onde: K_v= coeficiente de permeabilidade na direção vertical de fluxo; K_h= coeficiente de permeabilidade na direção horizontal de fluxo; K'= coeficiente de permeabilidade equivalente; K_v/K_h= relação entre os coeficientes de permeabilidade nas direções vertical e horizontal de fluxo.

O efeito da estrutura do solo compactado é bem evidenciado pelos resultados dos ensaios de permeabilidade expostos acima.

A amostra compactada na umidade correspondente a 4% abaixo da ótima apresentou maiores valores de coeficiente de permeabilidade. Isso se deve ao fato dessa possuir maior valor de índice de vazios comparando-se com os outros corpos de prova compactados. Apesar dos valores de índice de vazios deste serem bem próximos dos índices de vazios da amostra compactada 4% acima da umidade ótima, estes possuem estruturas diferentes, sendo a estrutura floculada, correspondente ao ramo seco da curva de compactação, a que proporciona maior facilidade para a percolação de água comparando-se com a estrutura dispersa, pertencente ao ramo úmido da curva. O ponto equivalente à umidade ótima foi o que apresentou menor valor de permeabilidade, pois este possui menores valores de porosidade e conseqüentemente oferece maiores dificuldades de percolação da água em seu interior.

6.1.4 Compressão simples

O ensaio de compressão simples pode ser caracterizado como um ensaio rápido, onde os corpos de prova são submetidos a uma tensão axial, porém sem confinamento, sendo σ_3 igual à pressão atmosférica. Foram ensaiados corpos de prova compactados e talhados a partir de amostras indeformadas, onde se verificaram os valores de resistência à compressão (R_c). A figura 42 apresenta as curvas máximas de tensão aplicada versus deformação específica dos corpos de prova ensaiados.

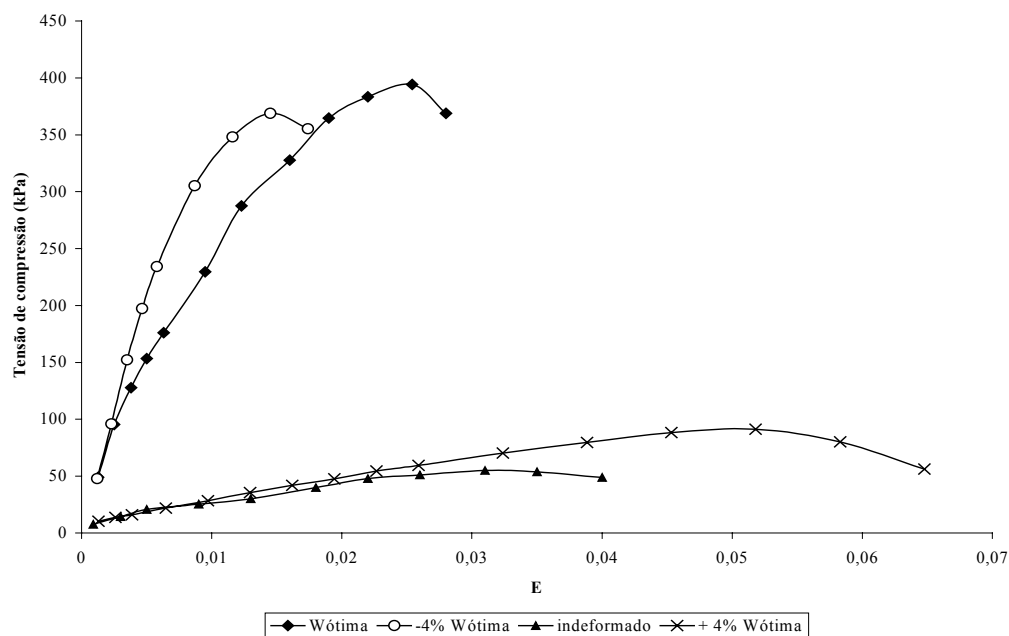


Figura 42. Curvas de Tensão máxima x Deformação Específica máxima para os corpos de prova ensaiados.

O gráfico acima apresenta uma variação linear de tensão-deformação para os corpos de prova executados até uma determinada tensão e a baixos valores de deformação. Logo após os corpos de prova passam a apresentar comportamento não linear.

Em termos de carga máxima aplicada no ensaio, os corpos de prova compactados abaixo da umidade ótima tiveram comportamento semelhante ao compactado na umidade ótima. Os corpos de prova compactados acima da umidade ótima apresentaram uma resistência máxima bem inferior ao compactados na umidade ótima, exigindo também uma maior deformação para se chegar na carga máxima.

Os valores de resistência à compressão máxima ($R_{c \text{ max}}$); do ϵ correspondente a $R_{c \text{ max}}$ e o módulo de elasticidade médio, correspondente a 50% de $R_{c \text{ max}}$ das curvas determinadas (E_{50}) são apresentados na tabela 22 seguinte.

Tabela 22. Parâmetros obtidos pelo ensaio de compressão simples.

Amostra	$R_{c \text{ max}}$ (kPa)	E_{50} (MPa)	ϵ (%)
-4% $W_{\text{ótima}}$	386,96	36,4	1,45
$W_{\text{ótima}}$	394,22	28,7	2,55
+4% $W_{\text{ótima}}$	91,14	2,1	5,2
Indeformada	55,08	2,46	3,25

Pode-se perceber pela tabela 22 que os corpos de prova compactados na umidade ótima foram os que obtiveram melhores valores de resistência à compressão (como será visto na figura 46).

De acordo com a tabela 22, o solo compactado abaixo da umidade ótima, foi o que apresentou menores valores de deformação específica para $R_{c \text{ max}}$ e módulo de elasticidade comparando-se com os corpos de prova compactados nos outros teores de umidade estudados. Isto provavelmente vem a ocorrer devido a diferenças em termos estruturais nos corpos de prova compactados analisados. O solo compactado no ramo seco da curva de compactação

apresenta uma estrutura floculada, e, portanto apresenta menores valores de deformação e módulo de elasticidade. A figura 43 apresenta uma comparação entre os valores de resistência a compressão médios máximos obtidos para as umidades estudadas.

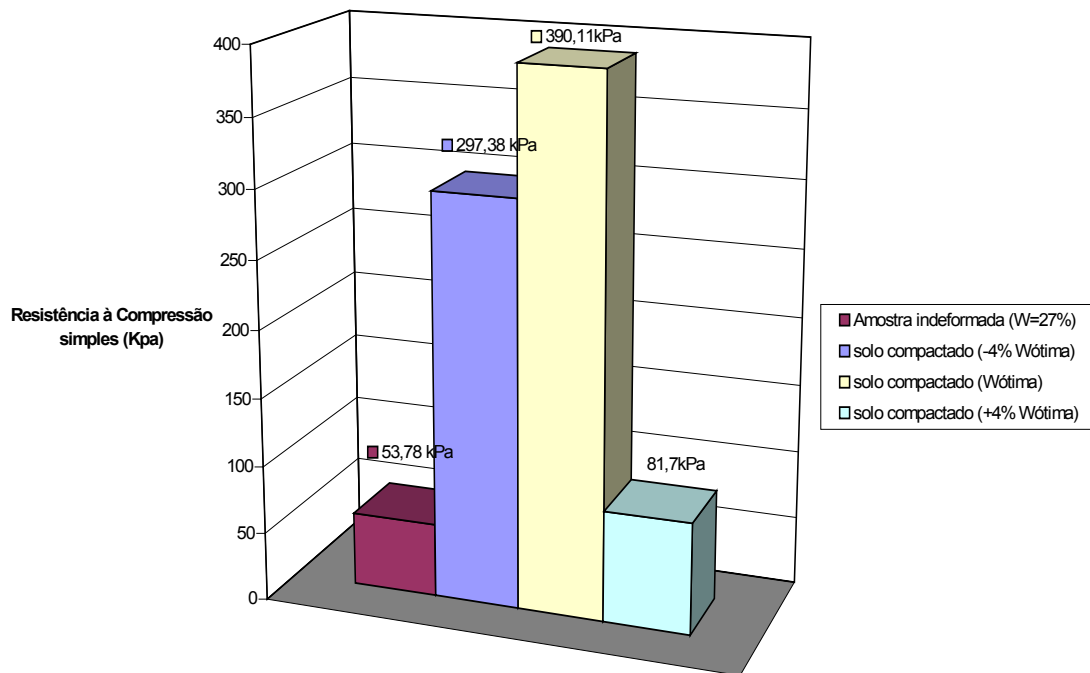


Figura 43. Comparação entre os valores de resistência à compressão médios máximos obtidos a partir de ensaios de compressão simples.

6.1.5 Ensaios Triaxiais

Na tabela 23 são apresentados os parâmetros efetivos e totais obtidos por meio de ensaios triaxiais tipo CU.

Tabela 23. Parâmetros obtidos por meio de ensaios triaxiais tipo CU

Amostra	Ensaio	c (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
---------	--------	---------	------------	----------	-------------

-4% $W_{ótima}$	<u>CU</u>	57	32,9	16	31,4
$W_{ótima}$	<u>CU</u>	92	20,4	63	24,1
+4% $W_{ótima}$	<u>CU</u>	46	14,7	0	41,1
Indeformada	<u>CU</u>	20	26,1	0	23,9

As figuras 44 e 45 apresentam as envoltórias totais e efetivas respectivamente de resistência obtidas para cada teor de umidade estudado.

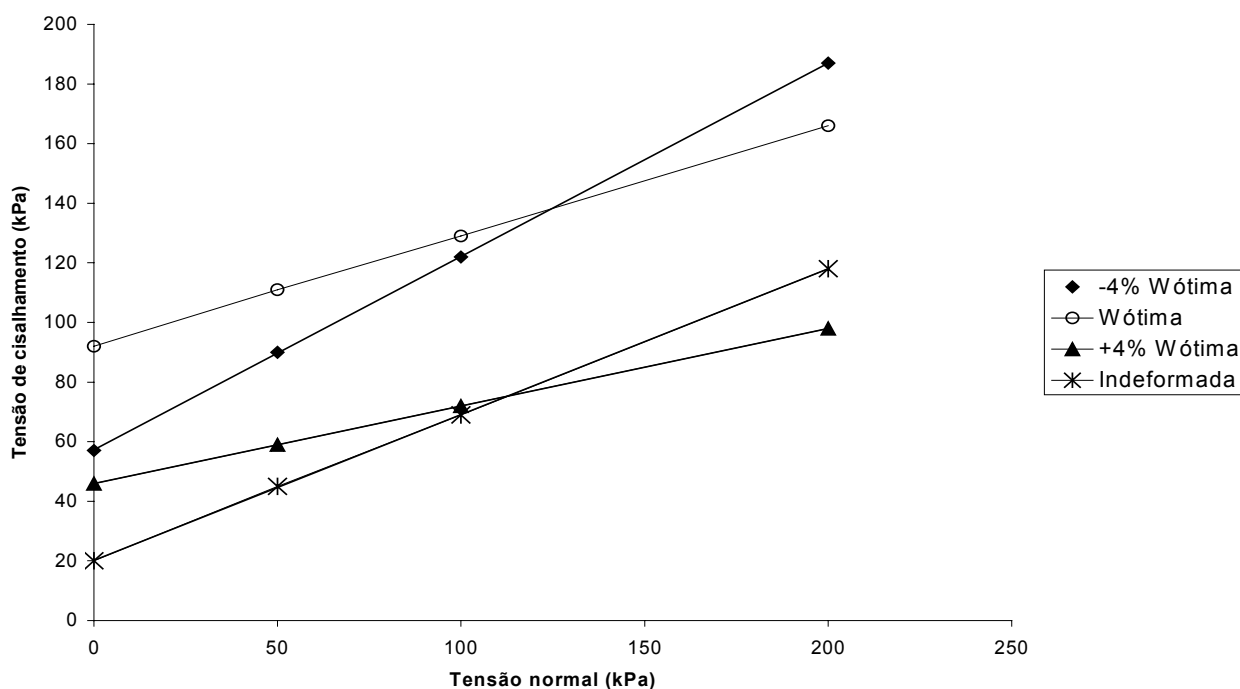


Figura 44. Envoltórias de resistências totais para o ensaio CU.

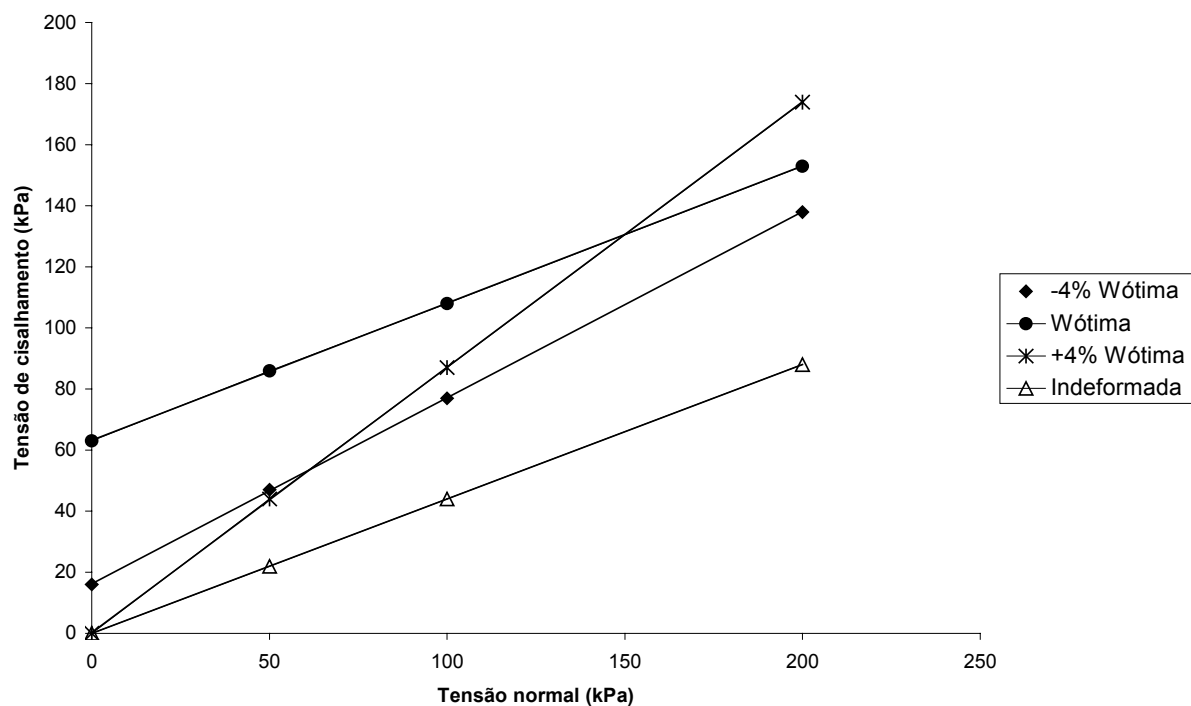


Figura 45. Envoltórias de resistências efetivas para o ensaio CU.

Na tabela 24 são representados os parâmetros efetivos e totais obtidos por meio dos ensaios CUsat.

Tabela 24. Parâmetros obtidos por meio de ensaios triaxiais tipo CUsat.

Amostra	Ensaio	c (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
+4% W _{ótima}	<u>CU</u> sat	40	9,4	32	18,2
W _{ótima}	<u>CU</u> sat	51	13,5	33	26,7
-4% W _{ótima}	<u>CU</u> sat	19	12,8	18	20,9
Indeformada	<u>CU</u> sat	3	11,8	0	25,9

As figuras 46 e 47 seguintes apresentam as envoltórias totais e efetivas de resistência obtidas no instante de ruptura para os corpos de prova nas condições estudadas.

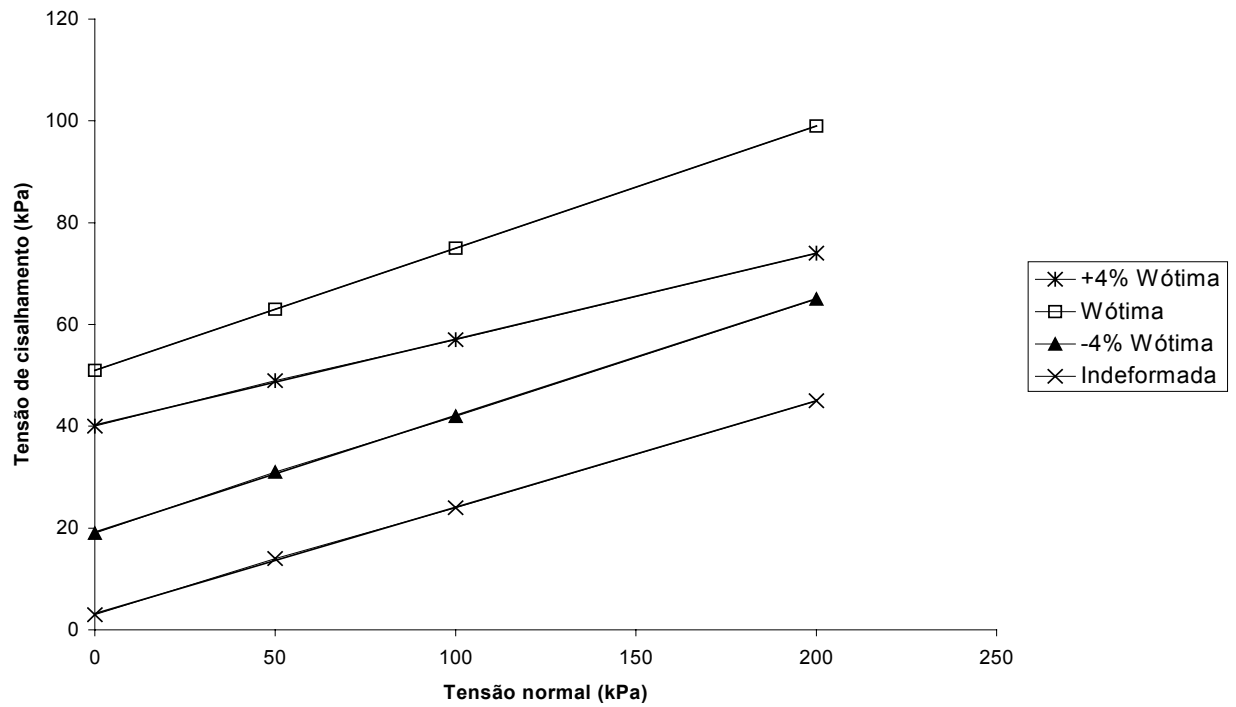


Figura 46. Envoltórias de resistência totais para ensaios do tipo CUsat.

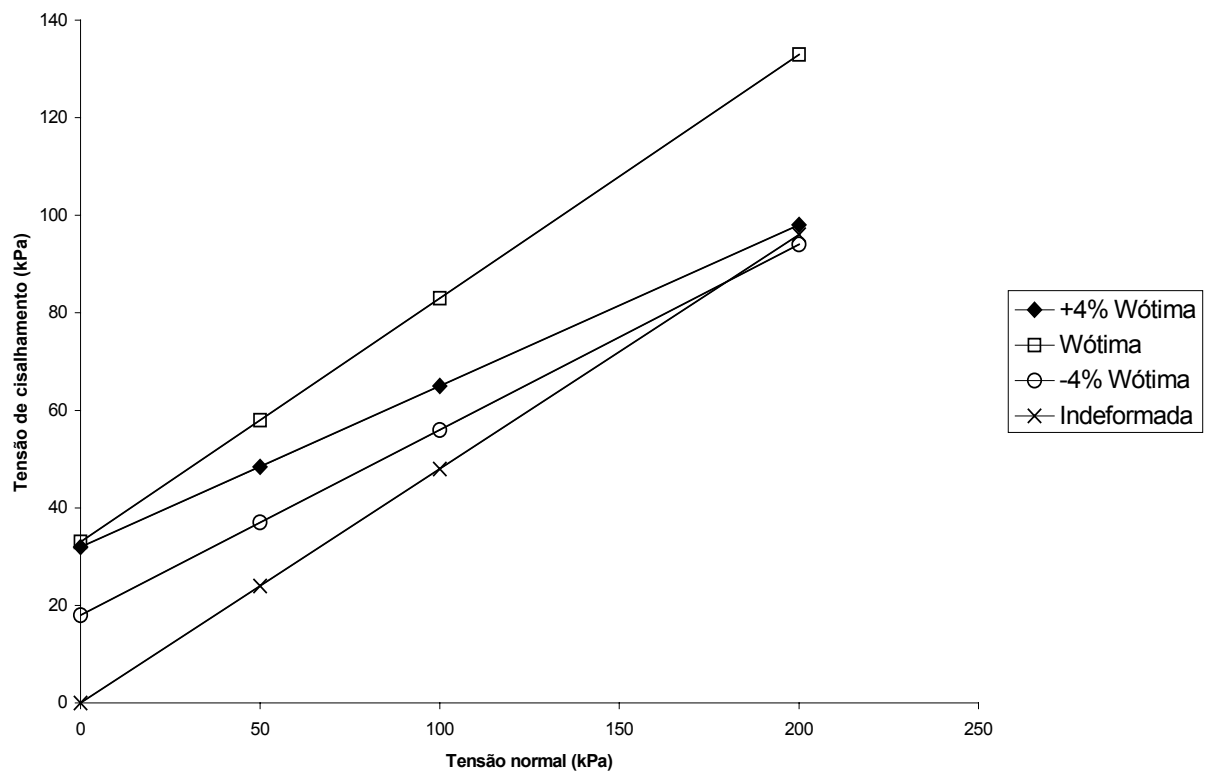


Figura 47. Envoltórias de resistência efetivas para ensaios do tipo CUsat.

São representados na tabela 25 os parâmetros obtidos por meio de ensaios triaxiais do tipo CD.

Tabela 25. Parâmetros obtidos por meio de ensaios triaxiais tipo CD.

Amostra	Ensaio	c' (kPa)	ϕ' (°)
W _{ótima}	CD	57	33,9
Indeformada	CD	0	37,9

A figura 48 representa as envoltórias de resistência obtidas para os corpos de prova compactados na umidade ótima e os talhados a partir de amostras indeformadas.

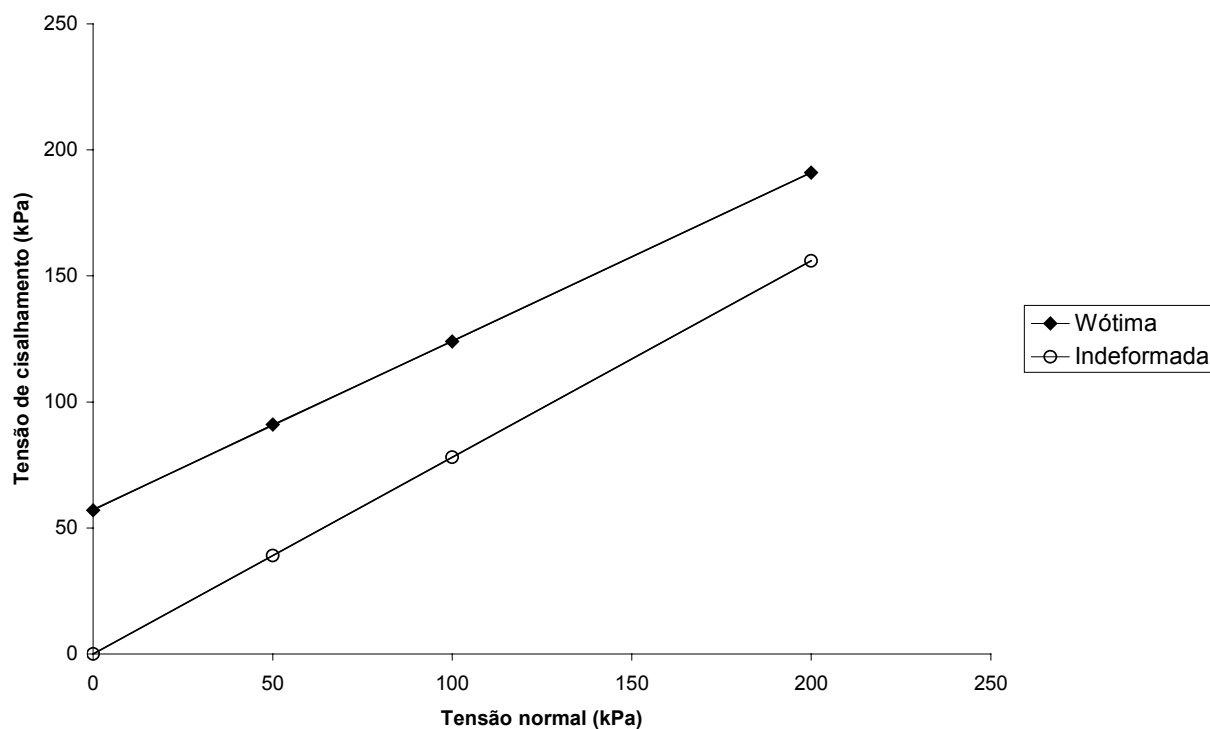


Figura 48. Envoltórias de resistência para ensaios do tipo CD.

A tabela 26 apresenta os parâmetros de resistência obtidos por meio de ensaios do tipo CDsat.

Tabela 26. Parâmetros obtidos por meio de ensaios triaxiais tipo CDsat.

Amostra	Ensaio	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)
W _{ótima}	CDsat	36	30,6
Indeformada	CDsat	14	29,2

Na figura 49 são apresentadas as envoltórias de resistência obtidas para este ensaio.

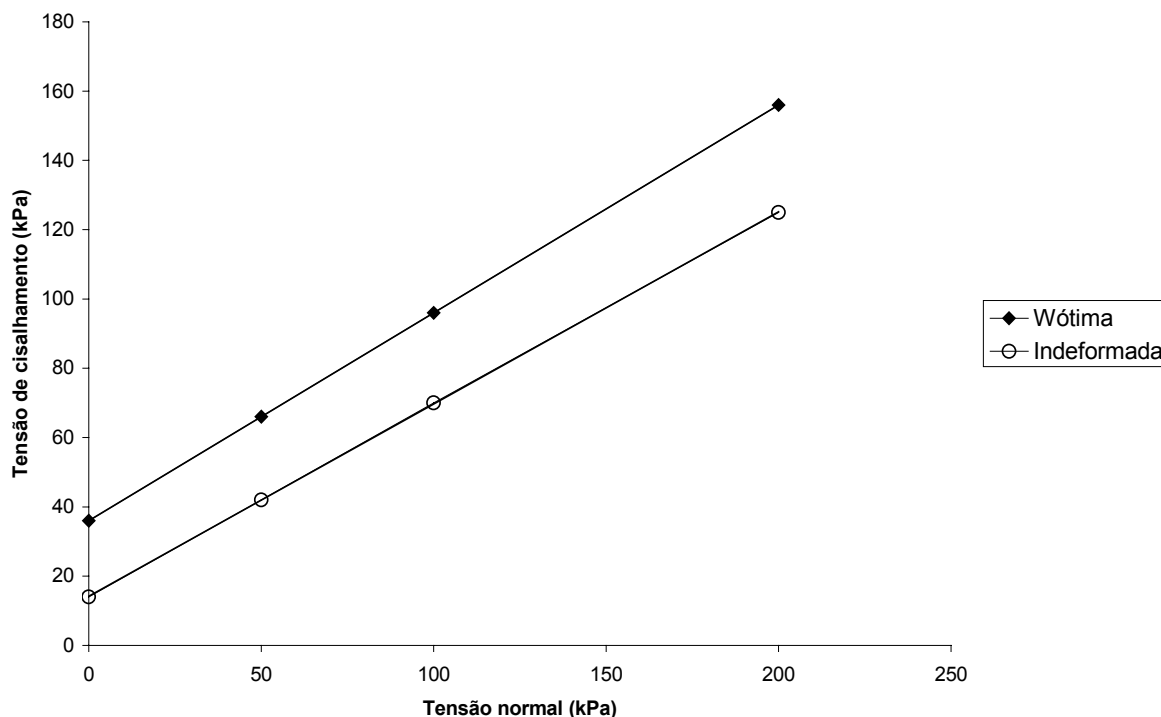


Figura 49. Envoltórias de resistência para ensaios do tipo CDSat.

Em termos de parâmetros de resistência observando-se as tabelas apresentadas, pode-se notar que para a envoltória tipo CU (ensaio rápido adensado não saturado), o solo compactado abaixo da umidade ótima apresentou maiores valores de ângulo de atrito em termos de tensões totais. Porém, no que diz respeito a tensões efetivas, o solo compactado com teor de umidade de +4% hótima, foi o que apresentou maiores valores de ângulo de atrito. Em se tratando do intercepto de coesão, a amostra compactada na umidade ótima foi a que obteve maiores valores, diferentemente do solo compactado no ramo úmido e da amostra indeformada, que apresentaram ambos valores de coesão efetiva igual a zero.

Verificando-se os parâmetros obtidos pela envoltória dos ensaios do tipo CUsat, ao qual se refere ao ensaio rápido adensado saturado, nota-se que tanto em termos de tensões

totais ou efetivas, o solo compactado na umidade ótima foi o que apresentou maiores parâmetros de resistência.

Nota-se para os parâmetros obtidos por meio dos ensaios lentos saturados e não saturados (CD e CDsat), que o solo compactado na umidade ótima apresentou os maiores valores de ângulo de atrito da amostra indeformada. Comparando-se os parâmetros obtidos para o compactado na umidade ótima e para o solo indeformado, obtidos nos ensaios CD e CDsat com os parâmetros obtidos nos ensaios CU e CUsat, nota-se que os parâmetros de resistência no instante da ruptura obtidos nos ensaios lentos, foram superiores aos obtidos nos ensaios rápidos. Isto provavelmente deve-se ao fato de nos ensaios lentos há a dissipação de tensões neutras, fato este que não ocorre nos ensaios rápidos.

De uma maneira geral, os resultados demonstram o que já era esperado, ou seja, os maiores parâmetros de resistência ao cisalhamento foram obtidos para a umidade ótima, e os mais baixos para a amostra indeformada, mesmo comparando-a com as outras umidades estudadas. Tal fato demonstra o incremento de resistência sofrido pelo solo pela compactação, mesmo em umidades fora da ótima.

Nas figuras 50 e 51 são apresentadas comparações entre as diversas envoltórias efetivas e totais de resistência, obtidas por meio dos ensaios realizados com o solo compactado na umidade ótima.

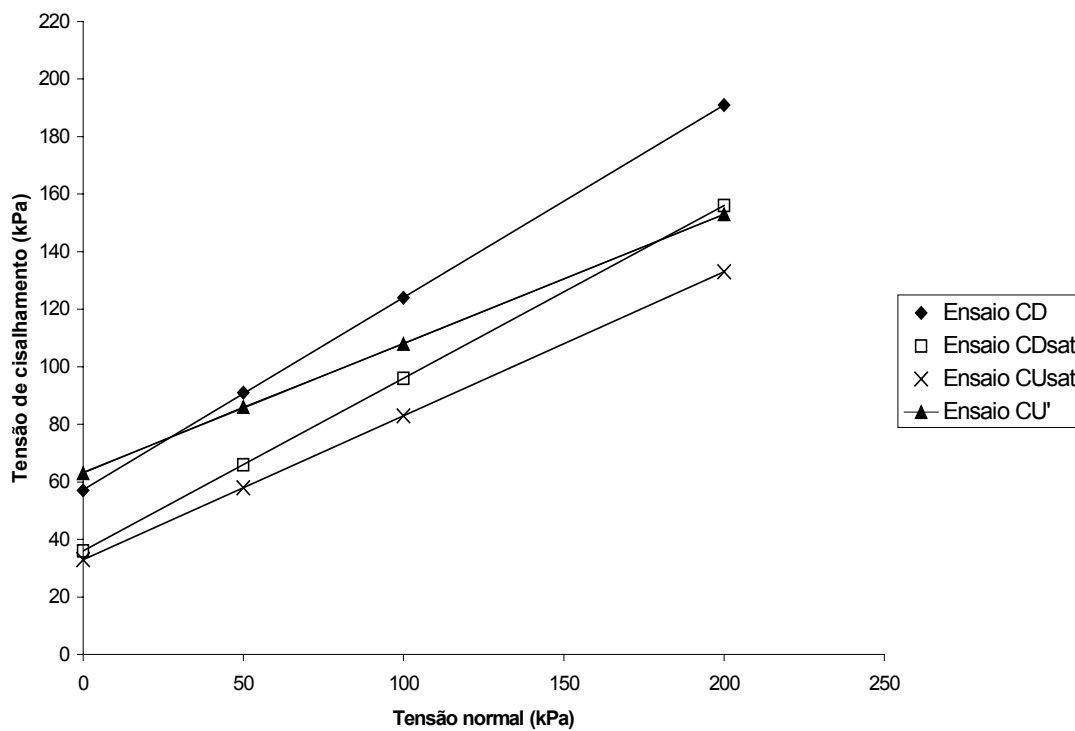


Figura 50. Comparação entre as envoltórias efetivas obtidas para o solo compactado na umidade ótima.

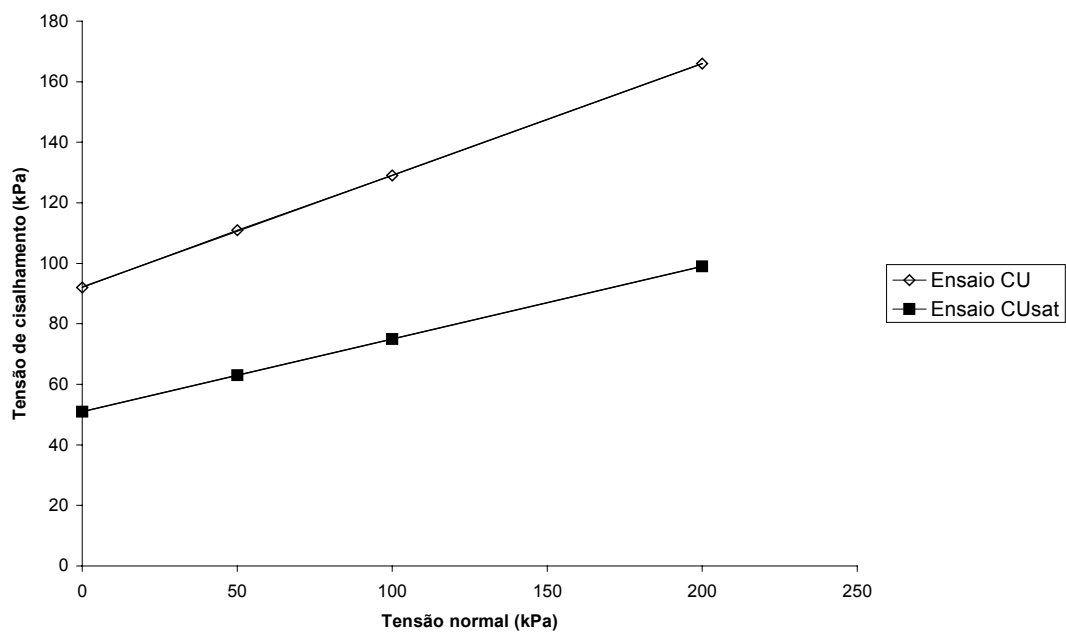


Figura 51. Comparação entre as envoltórias totais obtidas para o solo compactado na umidade ótima.

De acordo com as figuras 50 e 51, pode-se notar que a envoltória que apresentou menores valores de parâmetros de resistência no instante da ruptura para o solo compactado na umidade ótima foi àquela obtida por meio de ensaios triaxiais do tipo rápido adensado saturado (CU_{sat}). Em contrapartida, a envoltória correspondente ao ensaio tipo lento adensado (CD), em termos de tensões efetivas foi a que apresentou melhores parâmetros de resistência no instante da ruptura, pois por ser um ensaio drenado, este permite a dissipação das pressões neutras e conseqüentemente um incremento em termos de tensões efetivas. Em termos de tensões totais, a envoltória obtida por meio de ensaios rápidos não saturados (CU), foi a que apresentou melhores valores de resistência no instante de ruptura.

Diante disso, pode-se verificar que o solo compactado na umidade ótima tenderá a apresentar um comportamento mais crítico em termos de resistência, no instante de ruptura, ao ser submetido à solicitações em que não haja condições imediatas de drenagem das tensões neutras originadas no carregamento, o que geralmente ocorre durante a compactação rápida de um aterro. Tanto em termos de pressões totais como efetivas.

São apresentadas nas figuras 52 e 53 comparações entre as envoltórias efetivas e totais obtidas para o solo indeformado.

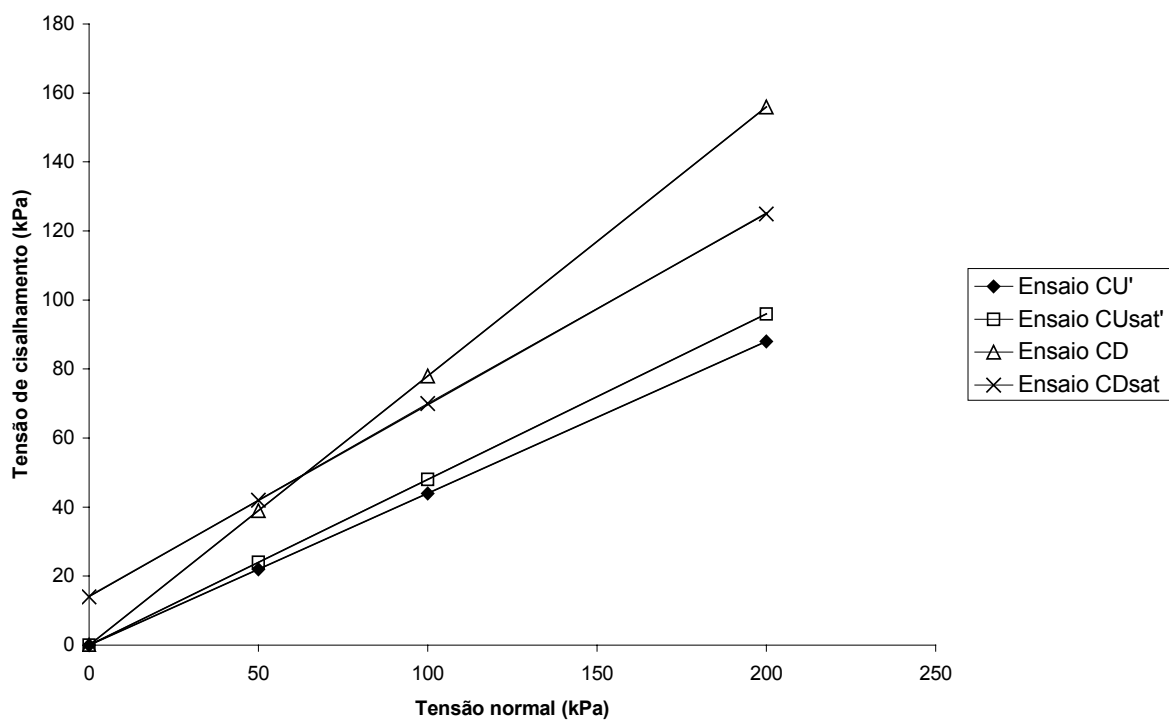


Figura 52. Envoltórias efetivas obtidas para o solo em sua condição natural.

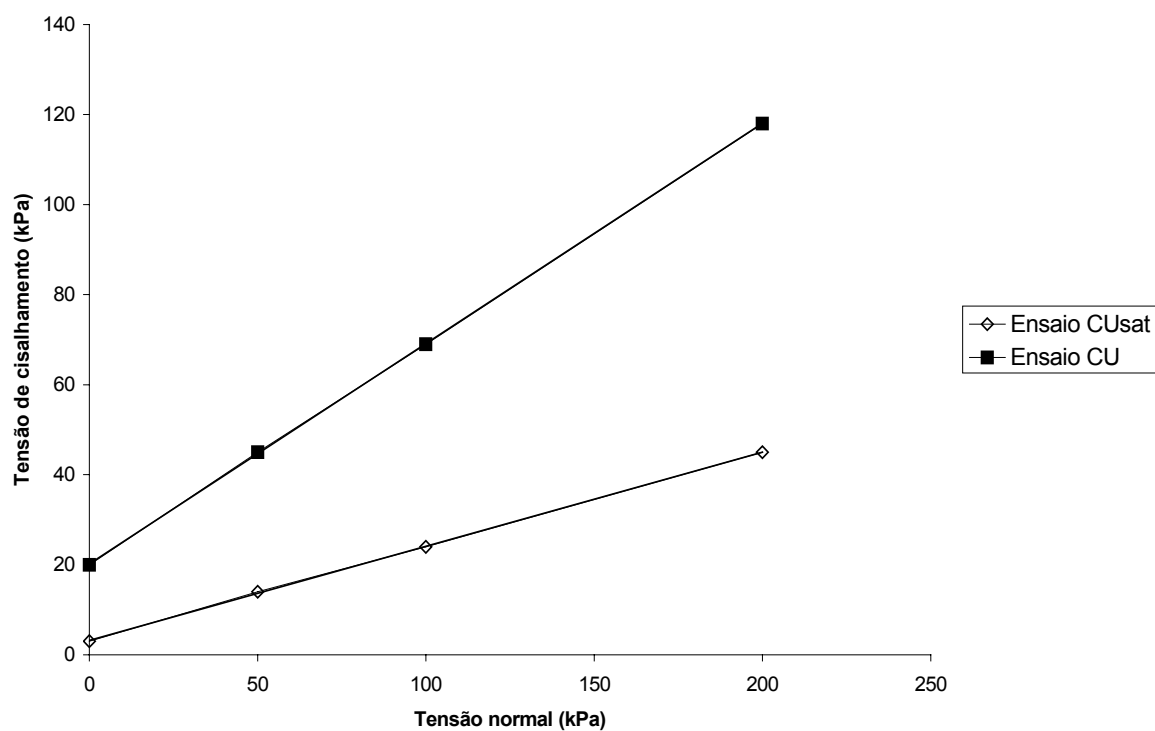


Figura 53. Envoltórias totais obtidas para o solo em sua condição natural.

Verificando-se as figuras 52 e 53, percebe-se que da mesma forma que para o solo compactado na umidade ótima, a envoltória obtida por meio de ensaios rápidos adensados saturados (CUsat), foi a que demonstrou os menores parâmetros de resistência ao cisalhamento no instante de sua ruptura.

6.1.6 Ensaio de compressão edométrica

As figuras 54, 55, 56 e 57 seguintes apresentam a variação do índice de vazios com o acréscimo de pressão nos corpos de prova analisados.

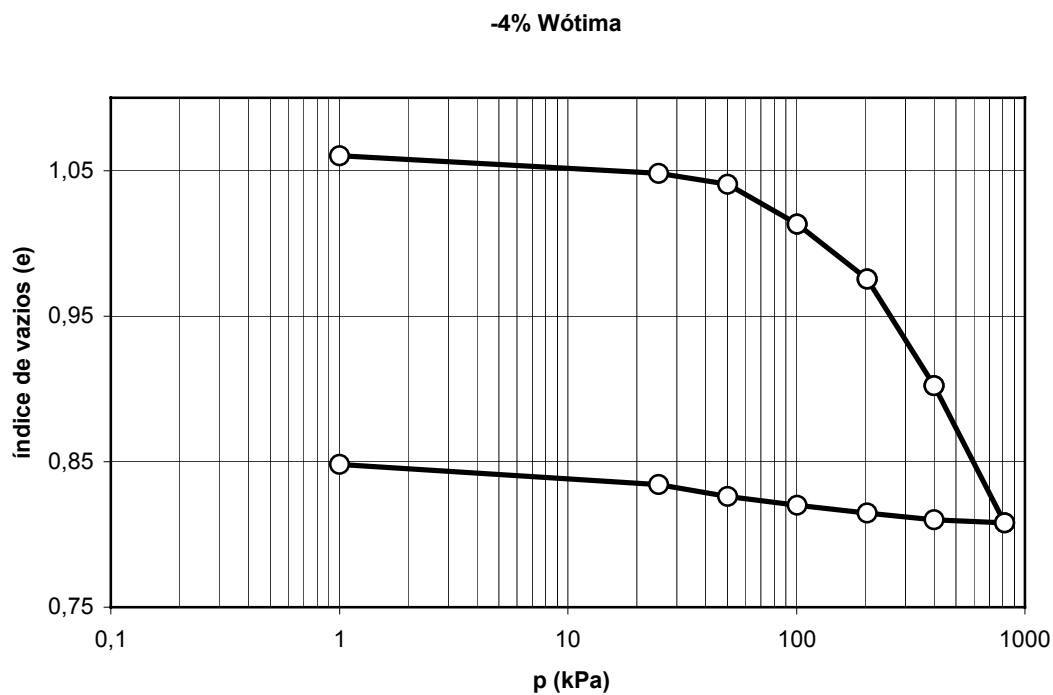


Figura 54. Variação do índice de vazios com o acréscimo de pressão aplicada.

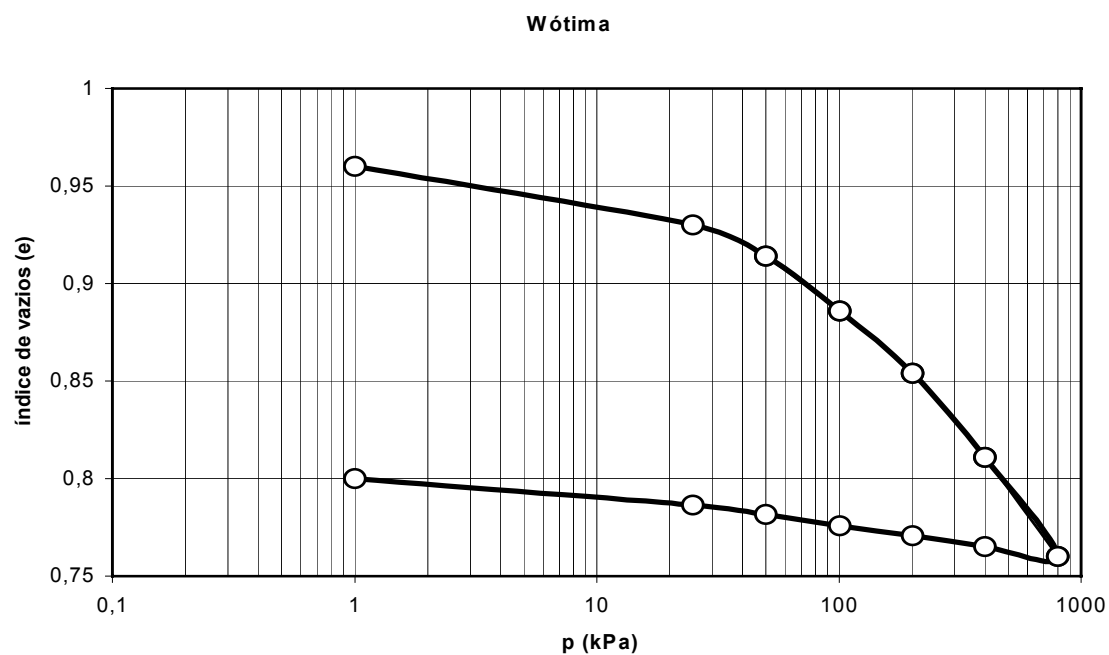


Figura 55. Variação do índice de vazios com o acréscimo de pressão aplicada.

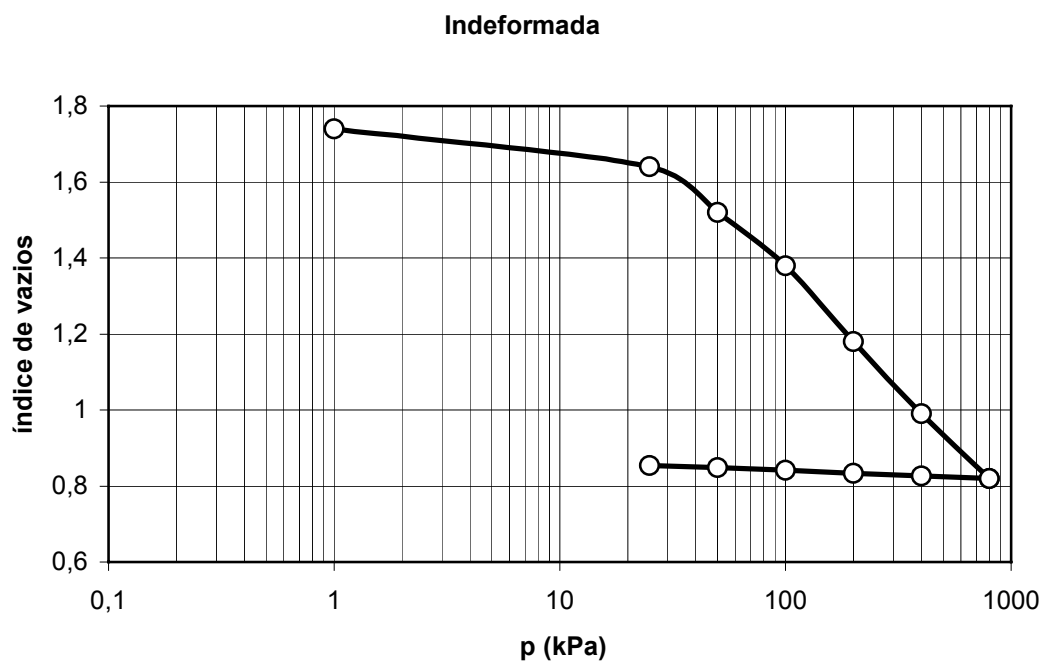


Figura 56. Variação do índice de vazios com o acréscimo de pressão aplicada.

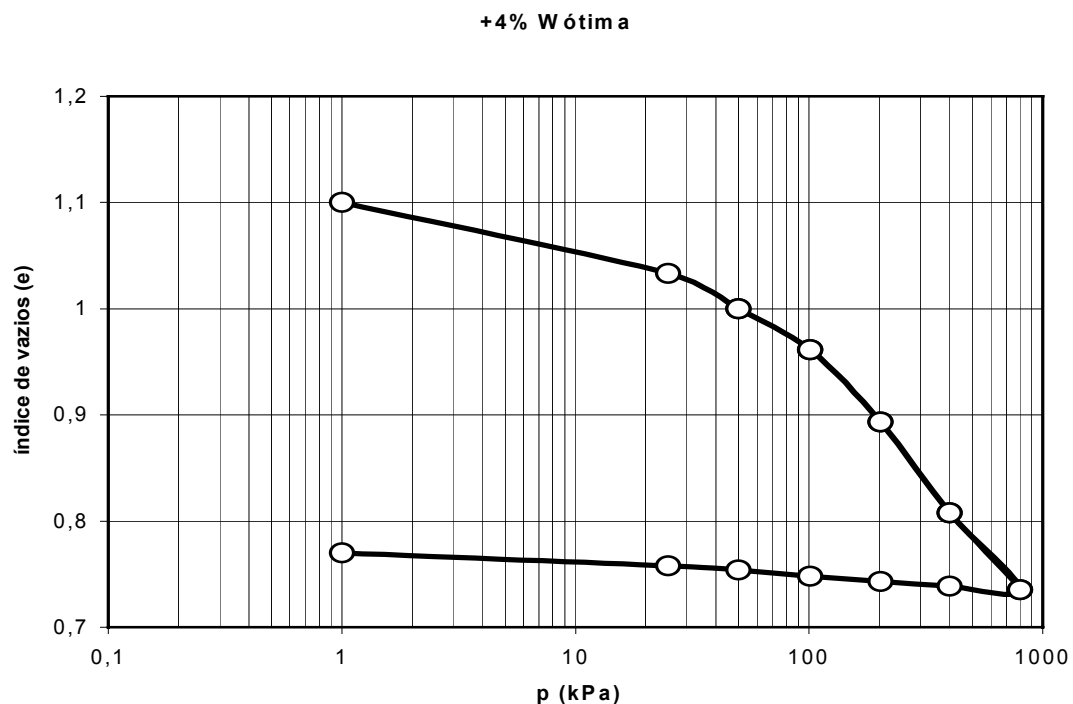


Figura 57. Variação do índice de vazios com o acréscimo de pressão aplicada.

Analisando-se os ensaios realizados, pode-se obter os resultados comparativos na tabela 27.

Tabela 27. Parâmetros determinados no ensaio de compressão edométrica.

Amostra	eo	ef	Δe	σ_a (kPa)	Cc	ΔL (mm)
- 4% W _{ótima}	1,0	0,80	0,20	170	0,23	2,45
W _{ótima}	0,96	0,76	0,20	70	0,14	2,0
+4% W _{ótima}	1,1	0,74	0,36	60	0,25	3,5
Indeformada	1,74	0,85	0,89	35	0,6	6,5

Onde: σ_a = pressão de pré adensamento; Cc= índice de compressão; eo= índice de vazios inicial; índice de vazios final; ΔL = redução na altura do corpo de prova, Δe = variação do índice de vazios

De acordo com o quadro acima, percebe-se a influência da compactação nos parâmetros relativos à deformação vertical de um maciço de terra. O ponto correspondente à umidade ótima foi o que apresentou menor valor de índice de compressibilidade. Observa-se na tabela 27, para a pressão máxima aplicada, os diferentes valores de redução de altura da amostra, ressaltando-se o alto valor obtido para a amostra indeformada.

A medida em que se acresce novos carregamentos, ocorre uma diminuição da permeabilidade do solo, como pode ser observado na figura 58.

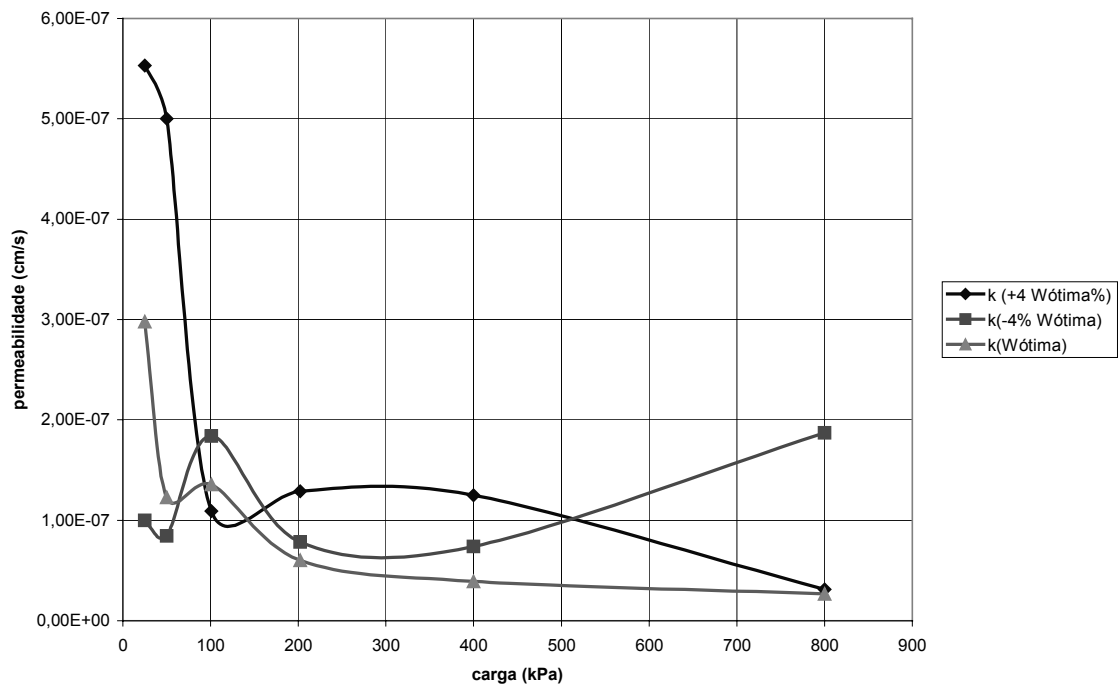


Figura 58. Variação da permeabilidade do solo compactado ao incremento de carregamento vertical.

Nos três teores de umidade estudados houve redução da permeabilidade do solo na medida em que se incrementavam novos carregamentos verticais. Isso se deve ao fato da

permeabilidade ser condicionada ao índice de vazios do solo, e a medida em que se acresce novas cargas, a tendência deste é reduzir os seus respectivos valores de índice de vazios, o que afeta a permeabilidade. Porém, os valores de permeabilidade apresentados na figura 61 apenas são válidos para cada estágio de carregamento correspondente, não devendo assim assumir esses valores como valores reais de permeabilidade intrínseca do solo. O gráfico em estudo tem a tarefa de apenas demonstrar a variação dos valores de umidade, pois este é proveniente de valores de C_v (coeficiente de adensamento), que por sua vez possuem um comportamento variável. As figuras 59, 60 e 61 apresentam o comportamento de C_v em função do incremento de carga.

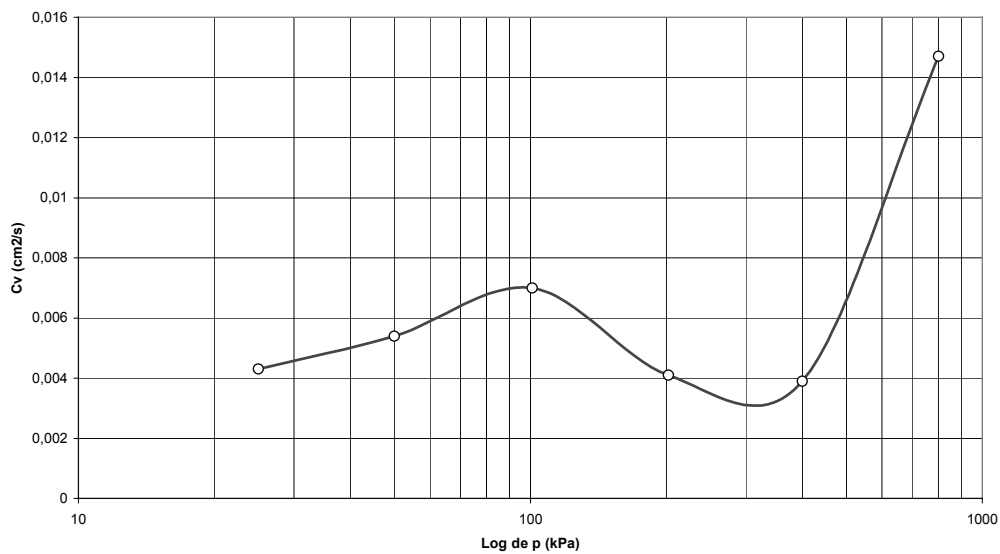


Figura 59. Variação do C_v em função de log de p para o solo compactado à -4% da umidade ótima.

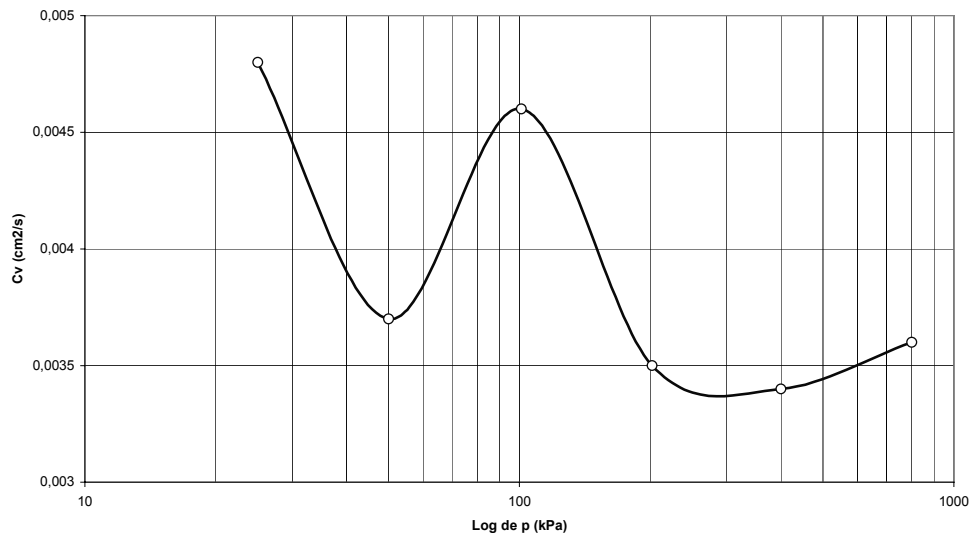


Figura 60. Variação de C_v em função de log de p para o solo compactado na umidade ótima.

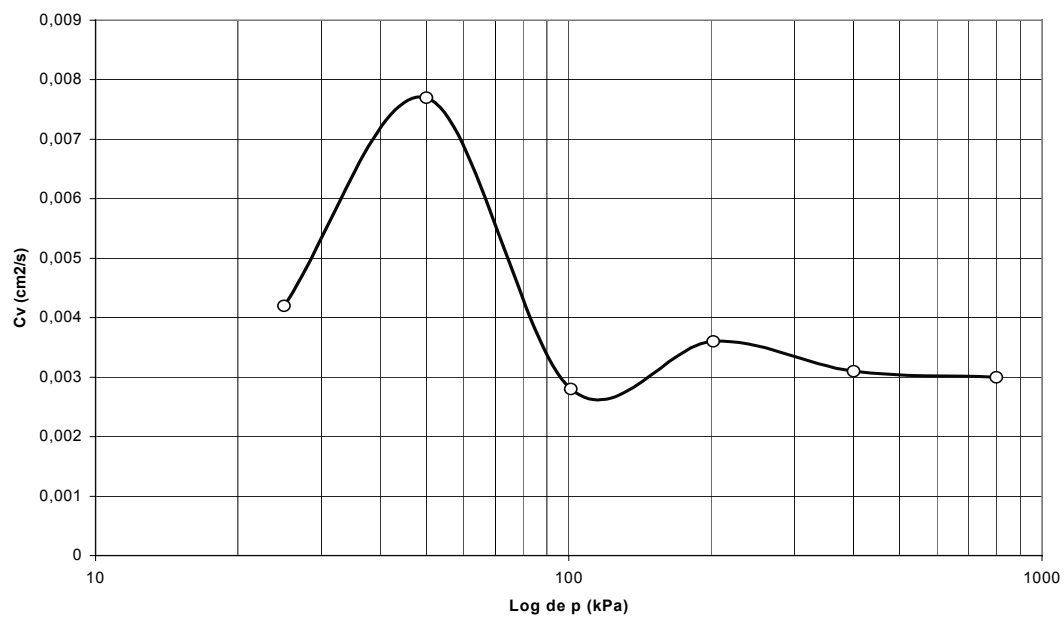


Figura 61. Variação de C_v em função de log de p para o solo compactado à +4% acima da umidade ótima.

6.2 ENSAIOS DE CAMPO

Neste item serão apresentados e comentados os resultados obtidos por meio dos seguintes ensaios de campo:

- a) Sondagens a percussão do tipo SPT;
- b) ensaio de permeabilidade “*in situ*”.

6.2.1 Sondagens a Percussão e Permeabilidade “*in situ*”

A tabela 28 apresenta a classificação das camadas até a profundidade executada.

Tabela 28. Classificação das camadas da sondagem SP01 executada no período de 24/09 à 27/09/2001.

Profundidade (m)	Classificação
1,0-7,90	Argila arenosa, pouco siltosa mole a média, marrom avermelhada (solo residual)
7,90 – 16,45	Silte argiloso, pouco arenoso, médio a rijo, variegado, avermelhado amarelado (solo saprolítico)
16,45 – 19,80	<i>NA. 17,0m</i> Silte argiloso, pouco arenoso, médio a rijo, variegado, avermelhado amarelado (solo saprolítico)
19,80-21,80	Silte arenoso argiloso com pouca mica, muito compacto a compacto variegada, amarelada (solo de alteração de rocha)
21,80-40,0	Silte muito arenoso com mica e vestígios de rocha decomposta, medianamente compacto a compacto variegado, amarelado e cinza amarelado (solo de alteração de rocha)
LIMITE DA SONDAGEM	

A figura 62 apresenta a variação dos valores de N , W_{natural} e o torque máximo de cada camada com a profundidade do perfil.

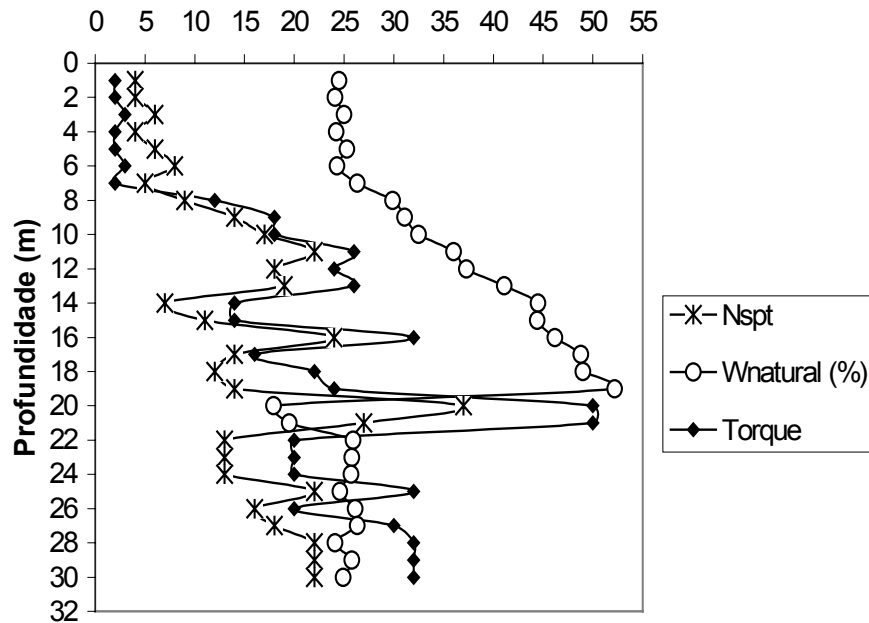


Figura 62. Variação dos parâmetros N_{spt} , W_{natural} e torque máximo com a profundidade para a sondagem SP01 executada no período de 24/09 à 27/09/2001.

A figura 63 apresenta o perfil das sondagens SP02 e SP03, os valores de N_{spt} e o esquema de realização do ensaio de permeabilidade “*in situ*”.

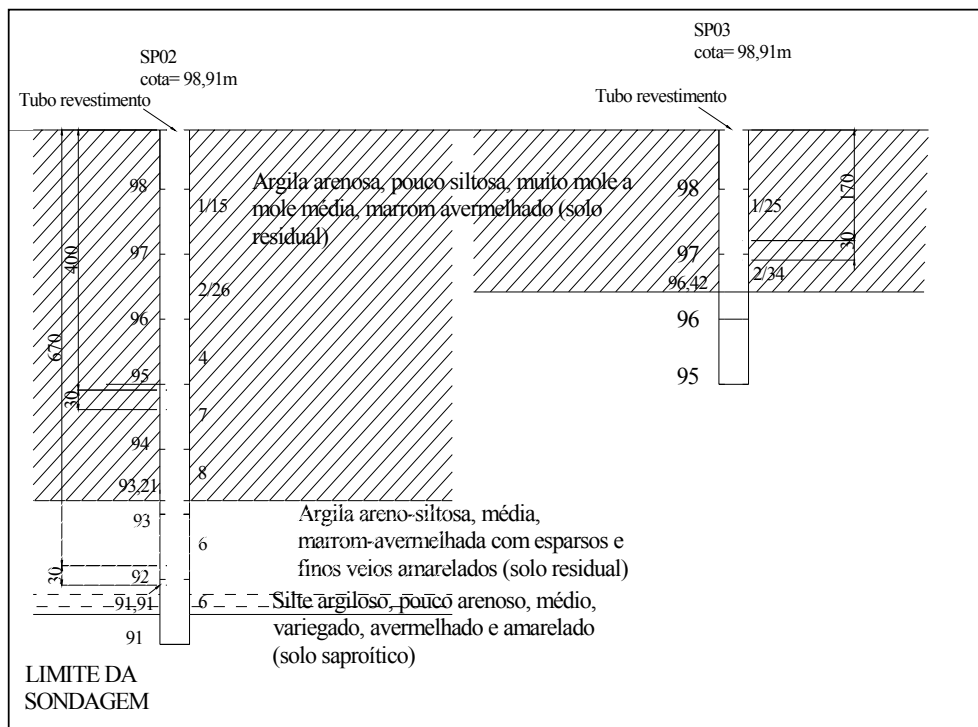


Figura 63. Perfil e SPT-T/02 e SPT-T/03 e execução do ensaio de permeabilidade “*in situ*”.

A figura 64 apresenta a variação da umidade natural higroscópica com a profundidade para os furos SP02 e SP03 executadas no período de 24/09 à 27/09/2001.

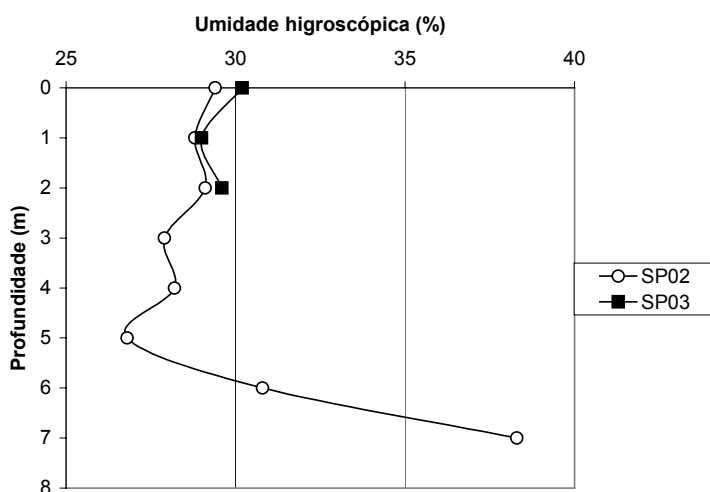


Figura 64. Variação da umidade natural higroscópica com a profundidade para as sondagens SP02 e SP03.

Observando-se as sondagens representadas, nota-se que o perfil ensaiado é composto por uma camada de argila silto arenosa de coloração marrom avermelhada até uma profundidade máxima de aproximadamente 8,0m. Logo após esta é seguida por uma camada caracterizada como um silte argiloso pouco arenoso até uma profundidade máxima de 19,80m. O nível d'água foi encontrado durante a execução da sondagem SP01 a uma profundidade de 17m. Entre 19,80 e 21,80m é observado no perfil a presença de uma alteração de rocha caracterizada como um silte areno-argiloso muito compacto. Após esta camada podem-se verificar as presenças de vestígios de rocha decomposta e de silte arenoso com mica de coloração amarelada e cinza amarelado. Esta última camada foi observada até o limite da sondagem, que atingiu uma profundidade máxima de 40,0m. O impenetrável não foi atingido até a cota máxima de investigação.

A umidade natural higroscópica do terreno apresentou uma tendência de crescimento até uma profundidade de 20m, para em seguida manter-se constante em valores próximos à 25%.

Os valores de N_{spt} e de torque apresentaram uma tendência de aumento até a cota atingida.

Na tabela 28 são apresentados os valores dos coeficientes de permeabilidade in situ para as sondagens SP02 e SP03.

Tabela 28. Parâmetros obtidos nos ensaios de permeabilidade “*in situ*”.

SP02	Profundidade do Ensaio	4,30m	Comprimento do revestimento	4,0m
			Tempo de duração	45 minutos
			Temperatura	25°C
			<i>Coefficiente de permeabilidade</i>	<i>5,01 x 10⁻⁴ cm/s</i>
	Profundidade do Ensaio	7,0m	Comprimento do revestimento	6,70m
			Tempo de duração	45 minutos
			Temperatura	25°C
			<i>Coefficiente de permeabilidade</i>	<i>2,06 x 10⁻⁵ cm/s</i>
SP03	Profundidade do Ensaio	2,0m	Comprimento do revestimento	1,70m
			Tempo de duração	45 minutos
			Temperatura	25°C
			<i>Coefficiente de permeabilidade</i>	<i>2,27 x 10⁻⁴ cm/s</i>

Com base nos coeficientes fornecidos pela tabela 28 percebe-se que para SP02 a permeabilidade diminuiu com a profundidade, talvez influenciada pela redução do índice de vazios com a profundidade e aumento do confinamento nas camadas inferiores.

6.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Os fatores de segurança obtidos durante as análises para a configuração hipotética 1 são apresentados na tabela 29. A figura 65 apresenta e compara os fatores de segurança obtidos para a condição de solicitação de reservatório cheio.

Tabela 29. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 1.

BARRAGEM DE 5,0m DE ALTURA E FILTRO HORIZONTAL													
Talude	Inclinação	Reservatório cheio			FSmin	Rebaixamento			FSmin	Final de construção			FSmin
		-4%	Wót	+4%		-4%	Wót	+4%		-4%	Wót	+4%	
Jusante	2,5: 1,0	2,0	2,9	1,8	1,5	----	----	----	1,1	----	----	----	1,3
Jusante	2,0: 1,0	2,0	3,6	1,6	1,5	----	----	----	1,1	----	----	1,4	1,3
Jusante	1,5: 1,0	1,8	2,3	1,4	1,5	----	----	----	1,1	----	----	----	1,3
Jusante	1,0: 1,0	1,7	2,1	----	1,5	----	----	----	1,1	1,4	2,9	----	1,3
Montante	3,0: 1,0	3,6	3,9	2,7	1,5	2,7	2,7	1,8	1,1	----	----	----	1,3
Montante	2,5: 1,0	3,4	3,7	2,6	1,5	1,7	1,8	1,2	1,1	----	----	1,6	1,3
Montante	2,0: 1,0	3,0	3,7	2,3	1,5	1,4	1,5	1,0	1,1	----	----	----	1,3
Montante	1,5: 1,0	2,7	3,7	2,1	1,5	1,3	1,5	----	1,1	----	----	----	1,3
Montante	1,0: 1,0	2,7	3,8	2,0	1,5	1,1	1,7	----	1,1	1,4	2,9	----	1,3

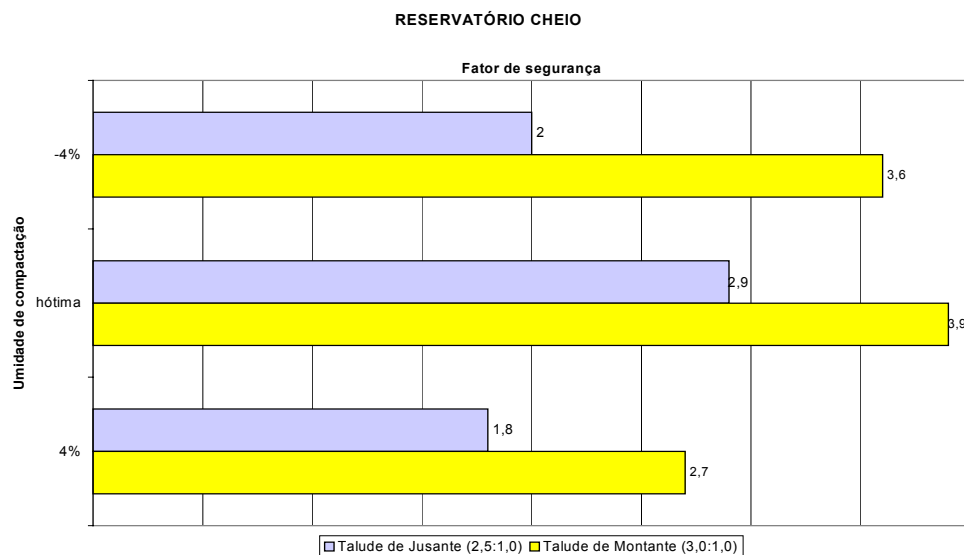


Figura 65. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 1 (filtro horizontal) para a condição de reservatório cheio.

Observando-se a tabela 29, nota-se que o solo compactado acima da umidade ótima apresentou para a condição de solicitação de reservatório cheio uma inclinação crítica para o talude de jusante igual a 2,0:1,0. Já a inclinação crítica do talude de jusante para a mesma condição de solicitação, considerando solo compactado na sua umidade ótima e abaixo desta, apresentaram valores semelhantes, chegando ao valor máximo de 1,0:1,0. Dessa maneira percebe-se a influência da umidade de compactação na estabilidade dos taludes observados. Observando-se o talude de montante para a mesma condição de solicitação, nota-se que este apresenta valores maiores de fatores de segurança em relação ao talude de jusante em qualquer teor de umidade estudado. Neste caso, pode ser observado que a inclinação crítica deste espaldar para o solo compactado acima da umidade ótima, atinge fator de segurança satisfatório para uma inclinação máxima de valor semelhante aos demais teores estudados. Assim, pode-se concluir com o auxílio da figura 65 que para a condição de solicitação de reservatório cheio, o talude de jusante será o mais crítico, pois este em relação ao talude de montante apresentou os menores fatores de segurança em qualquer teor de umidade estudado. Tal fato provavelmente pode ser explicado pelo incremento em termos de estabilidade no talude de montante gerado pela carga imposta pelo reservatório.

Durante o rebaixamento do reservatório, a carga imposta pela água sobre o talude de montante não existe mais, além disso, este espaldar está saturado. Assim para a seção hipotética em estudo nota-se que os fatores de segurança apresentados pelas análises de estabilidade foram menores para os três teores de umidade estudados, comparando-se com a condição de solicitação de reservatório cheio. O talude de jusante não apresenta variações em termos de valores de fator de segurança em relação à condição acima comentada. Portanto, nessa condição de solicitação, o talude crítico será desta vez o de montante. Comparando-se as inclinações críticas dos teores de umidade estudados, nota-se que novamente o solo

compactado acima da umidade ótima apresentou menor fator de segurança satisfatório em relação aos teores de umidade ótima e abaixo desta.

As figuras 66, 67, 68 e 69 apresentam o estudo da estabilidade dos taludes nas condições de solicitação em análise para o solo compactado no teor ótimo.

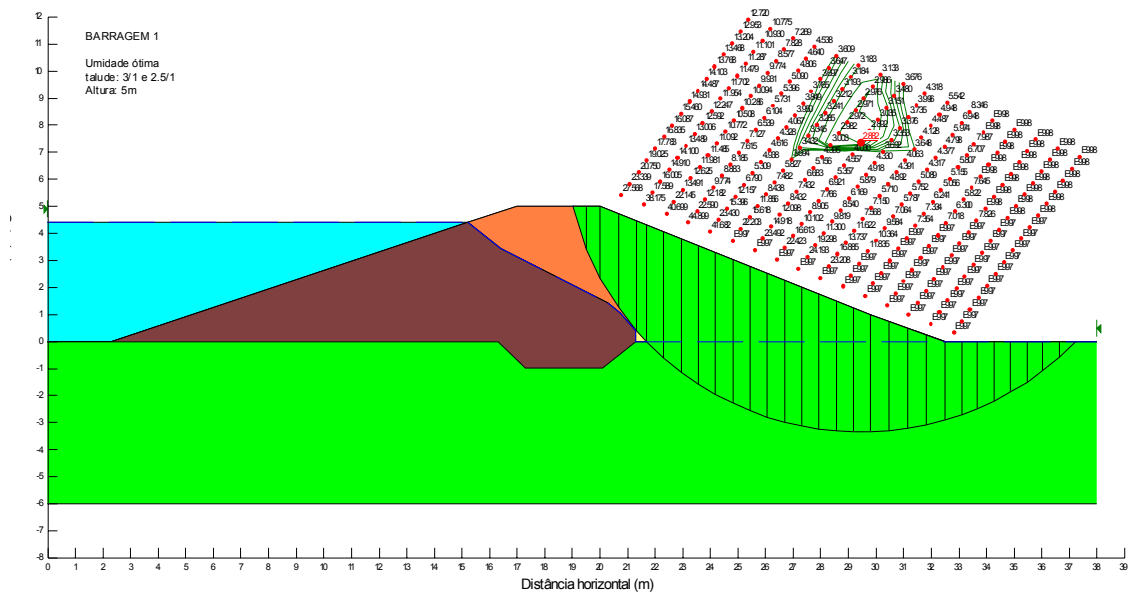


Figura 66. Análise de estabilidade do talude de jusante (2,5:1,0) da configuração hipotética 1 para a condição de reservatório cheio.

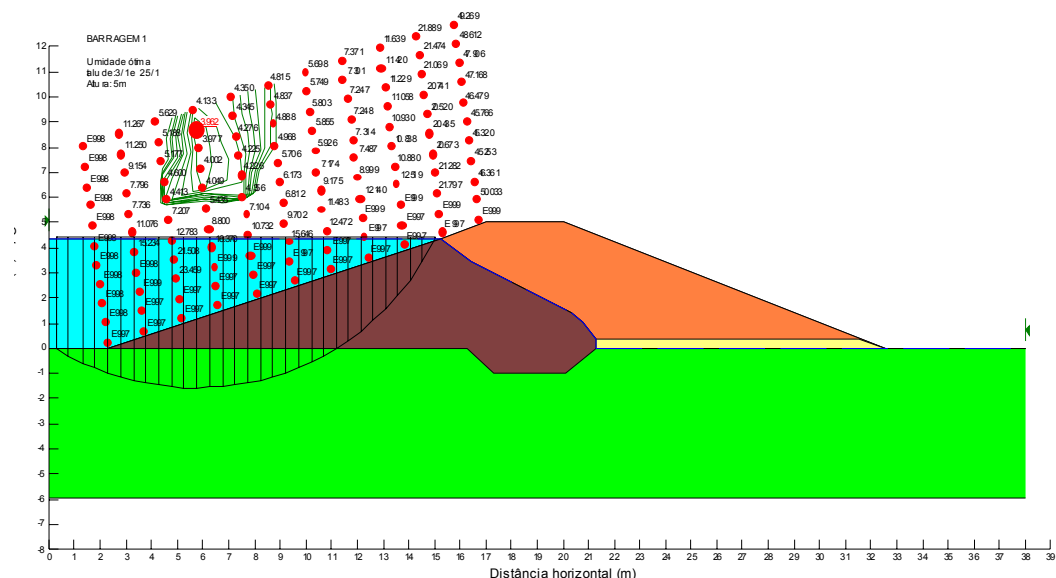


Figura 67. Análise de estabilidade do espaldar de montante (3,0:1,0) para a configuração hipotética 1 e condição de reservatório cheio.

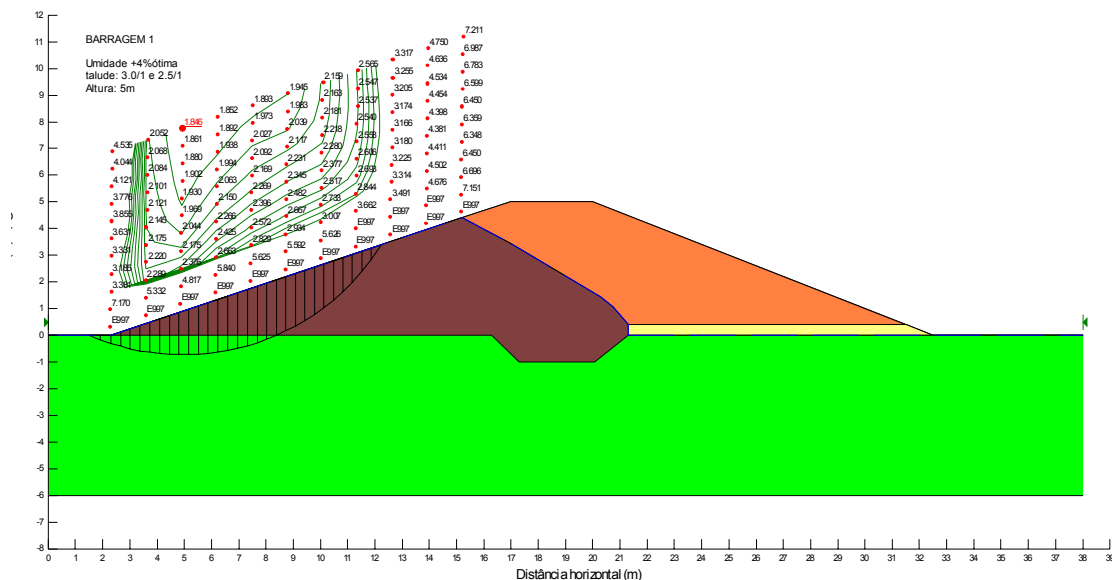


Figura 68. Análise de estabilidade do espaldar de montante (3,0:1,0) para a condição de rebaixamento rápido do reservatório para a configuração hipotética 1.

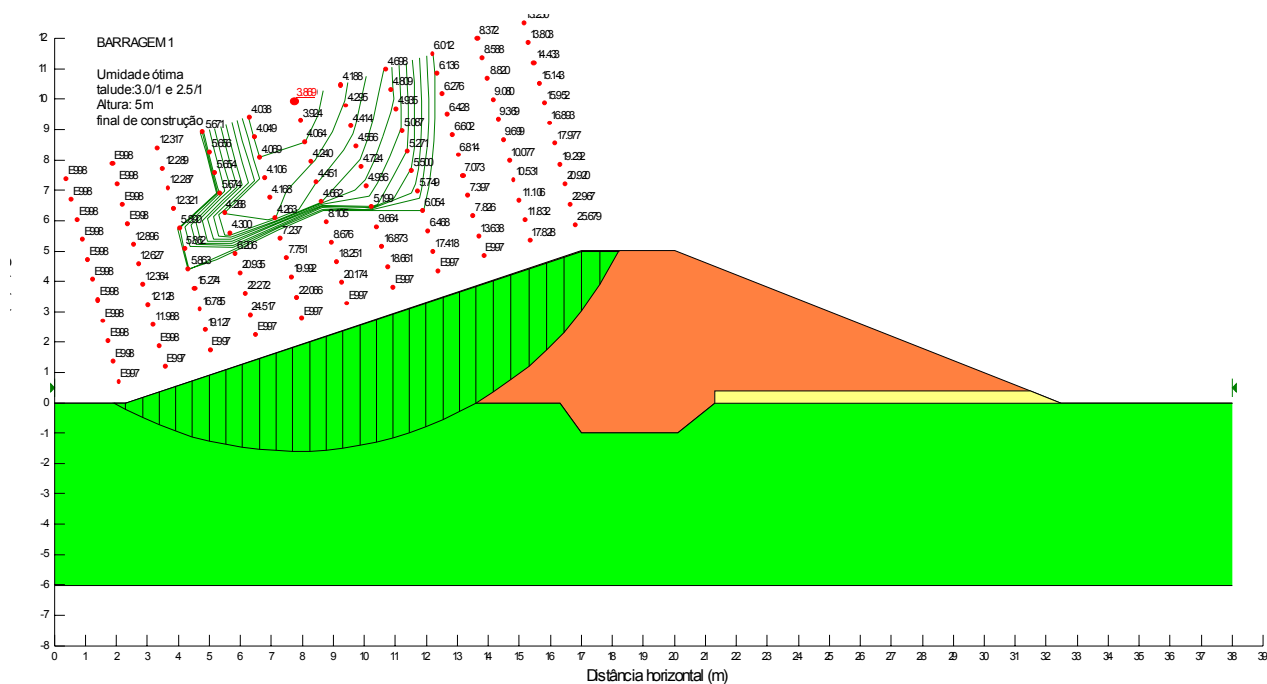


Figura 69. Análise de estabilidade do espaldar de montante (3,0:1,0) para a condição de final de construção para a configuração 1 (nota-se que não há a presença de zona de saturação).

Os fatores de segurança obtidos durante as análises para a configuração hipotética 2 são apresentados na tabela 30. A figura 70 apresenta e compara os fatores de segurança obtidos para a condição de solicitação de reservatório cheio

Tabela 30. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 2.

BARRAGEM DE 5,0m DE ALTURA E DRENO DE PÉ													
Talude	Inclinação	Reservatório cheio			FSmin	Rebaixamento			FSmin	Final de construção			FSmin
		-4%	Wót	+4%		-4%	Wót	+4%		-4%	Wót	+4%	
Jusante	2,5: 1,0	1,7	1,7	1,7	1,5	----	----	----	1,1	----	----	----	1,3
Jusante	2,0: 1,0	1,5	1,5	1,5	1,5	----	----	----	1,1	1,8	1,8	1,7	1,3
Montante	3,0: 1,0	3,9	4,2	2,9	1,5	1,8	2,0	1,4	1,1	----	----	----	1,3
Montante	2,5: 1,0	3,3	3,8	2,5	1,5	1,7	1,8	1,2	1,1	----	----	1,8	1,3
Montante	2,0: 1,0	3,0	3,7	2,3	1,5	1,5	1,6	1,0	1,1	----	----	----	1,3
Montante	1,5: 1,0	2,7	3,5	2,0	1,5	1,2	1,4	----	1,1	----	----	----	1,3
Montante	1,0: 1,0	2,6	3,5	1,9	1,5	1,1	1,6	----	1,1	1,6	3,2	----	1,3

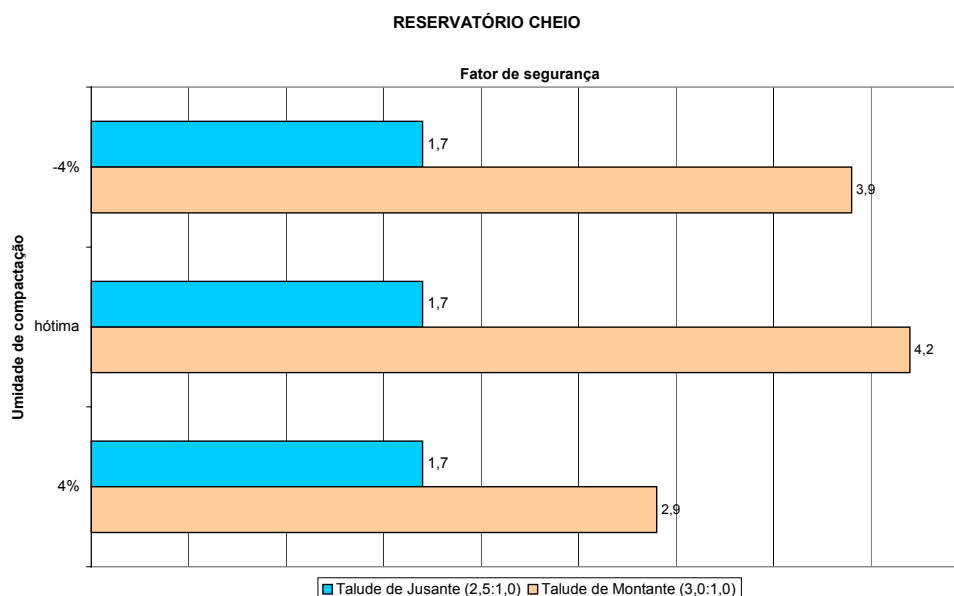


Figura 70. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 2 (dreno de pé) para a condição de reservatório cheio.

As figuras 71, 72 e 73 apresentam as análises de estabilidade executadas e determinação dos fatores de segurança mínimos para o espaldar de jusante durante a condição de reservatório cheio.

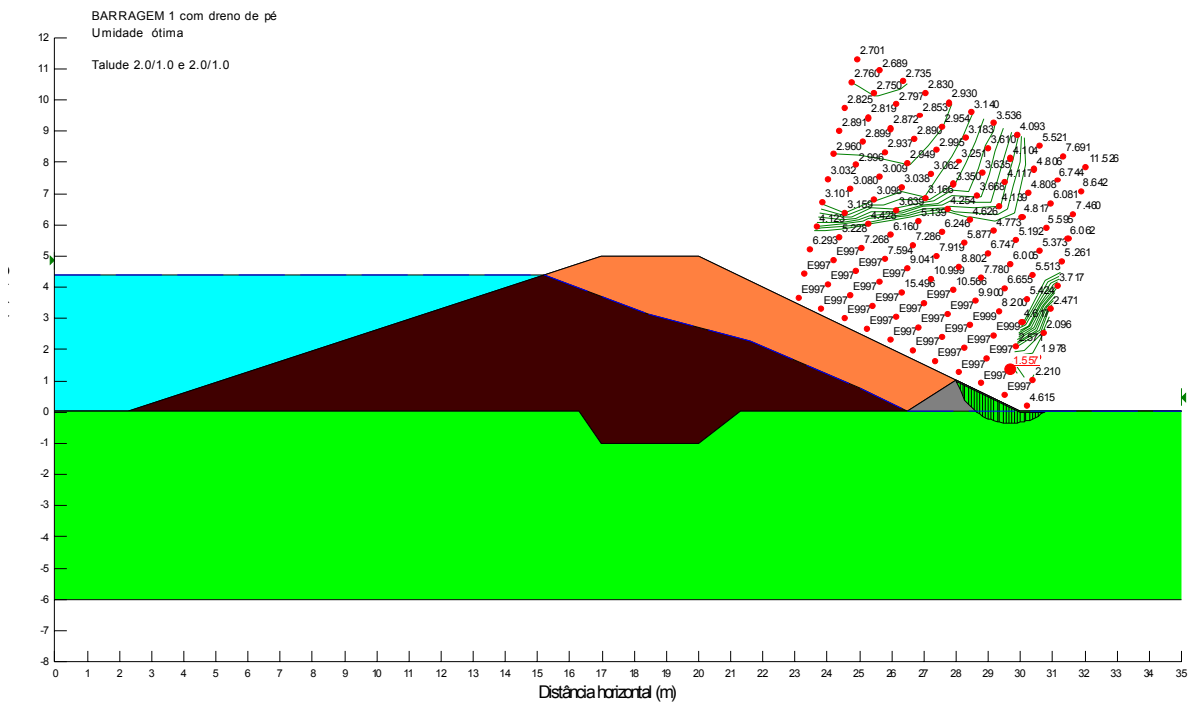


Figura 71. Obtenção do fator de segurança mínimo para o espaldar de jusante compactado na umidade ótima durante a condição de reservatório cheio para a configuração 2.

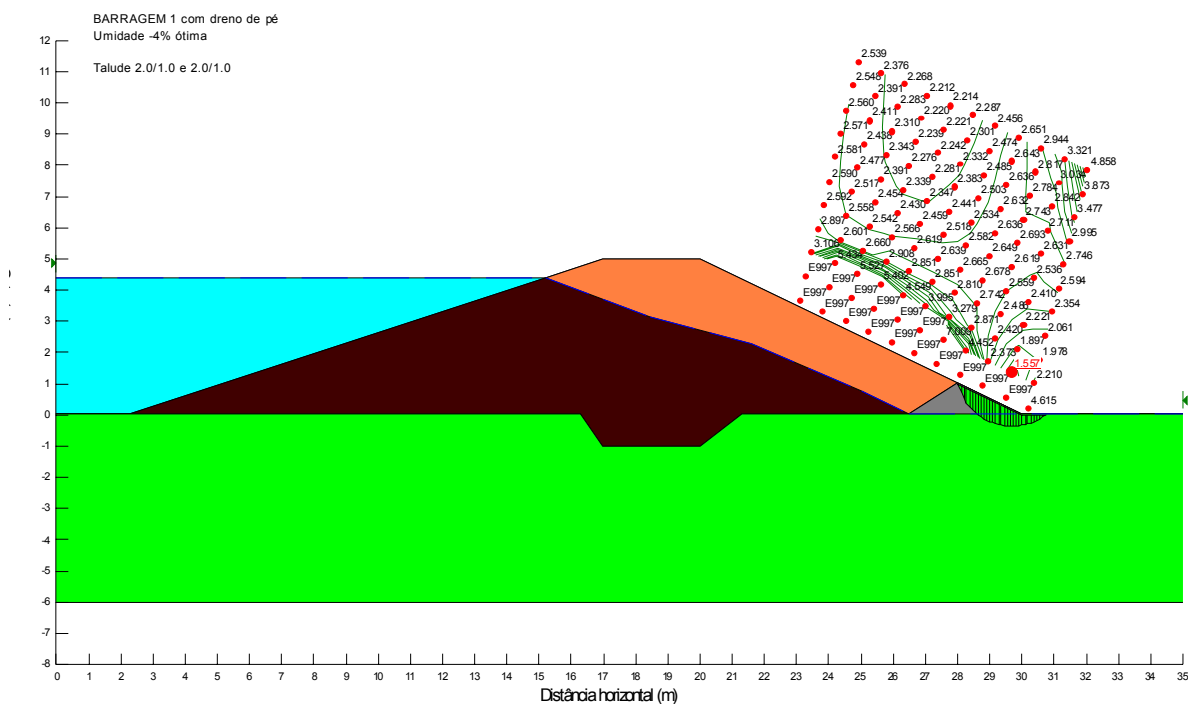
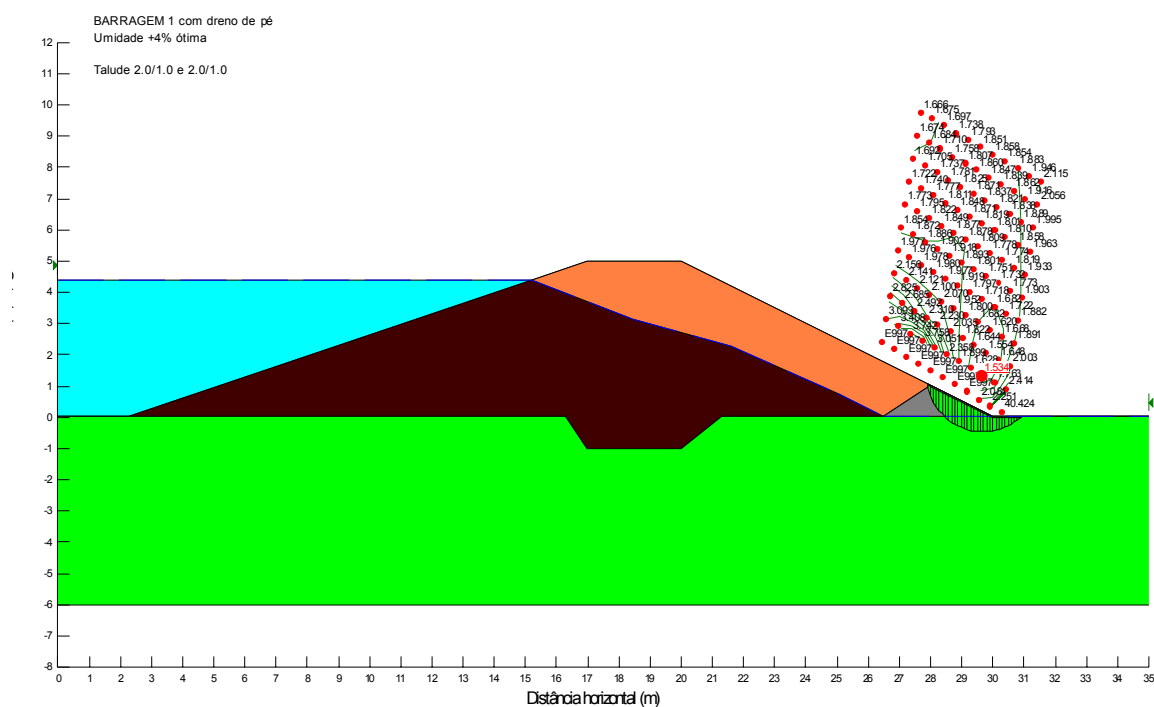


Figura 72. Obtenção do fator de segurança mínimo para o espaldar de jusante compactado a umidade de $-4\%W_{\text{ótima}}$ para a condição de reservatório cheio para a configuração 2.



Assumindo-se a tabela 30, percebe-se que para a condição de solicitação de reservatório cheio, a inclinação máxima referente ao fator de segurança mínimo para o espaldar de jusante foi o mesmo para os três teores de umidade estudados. Além disso, pode-se afirmar que os fatores de segurança obtidos para esta inclinação foram inferiores quando comparados com a condição de solicitação estudada anteriormente. Tal fato provavelmente pode ser explicado observando-se as figuras 71, 72 e 73, onde nota-se que as superfícies cilíndricas de ruptura atravessam os drenos de pé e uma porção da fundação, deixando intocado o espaldar de jusante. Isto vem indicar que, caso venha a ocorrer uma ruptura do talude de jusante na condição de solicitação em estudo, esta acontecerá provavelmente no dreno de pé. Dessa forma, o enrocamento escolhido para compor o dreno de pé desta seção não foi satisfatório.

Quanto ao talude de montante, da mesma forma que a seção anterior, este apresentou bons valores de fator de segurança para todos os teores de umidade estudados.

Observando-se as demais condições de solicitação, percebe-se da mesma forma que a seção anteriormente comentada, que o solo compactado acima da umidade ótima foi o que apresentou os menores fatores de segurança aceitáveis e conseqüentemente inclinação mais suave.

Na tabela 31 apresenta os fatores de segurança obtidos para a seção hipotética 3. A figura 74 apresenta uma comparação entre os fatores de segurança obtidos para a condição de solicitação de reservatório cheio e talude de montante e jusante com valores de 3,0:1,0 e 2,5 :1,0 respectivamente.

Tabela 31. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 3.

BARRAGEM DE 15,0m DE ALTURA E FILTRO HORIZONTAL E VERTICAL													
Talude	Inclinação	Reservatório cheio			FSmin	Rebaixamento			FSmin	Final de construção			FSmin
		-4%	Wót	+4%		-4%	Wót	+4%		-4%	Wót	+4%	
Jusante	2,5: 1,0	1,8	2,2	1,8	1,5	----	----	----	1,1	----	----	----	1,3
Jusante	2,0: 1,0	1,6	2,0	1,6	1,5	----	----	----	1,1	1,5	----	1,6	1,3
Jusante	1,5: 1,0	1,4	1,7	1,4	1,5	----	----	----	1,1	----	----	----	1,3
Jusante	1,0: 1,0	---	1,6	---	1,5	----	----	----	1,1	----	1,5	----	1,3
Montante	3,0: 1,0	6,6	7,0	7,0	1,5	1,6	2,3	1,5	1,1	----	----	----	1,3
Montante	2,5: 1,0	4,1	4,5	4,3	1,5	1,4	2,0	1,3	1,1	----	----	----	1,3
Montante	2,0: 1,0	3,1	3,5	3,3	1,5	1,3	1,6	1,2	1,1	----	----	1,4	1,3
Montante	1,5: 1,0	2,7	3,0	2,9	1,5	1,1	1,5	1,0	1,1	1,3	----	----	1,3
Montante	1,0: 1,0	2,5	2,8	2,6	1,5	----	1,2	----	1,1	----	1,4	----	1,3

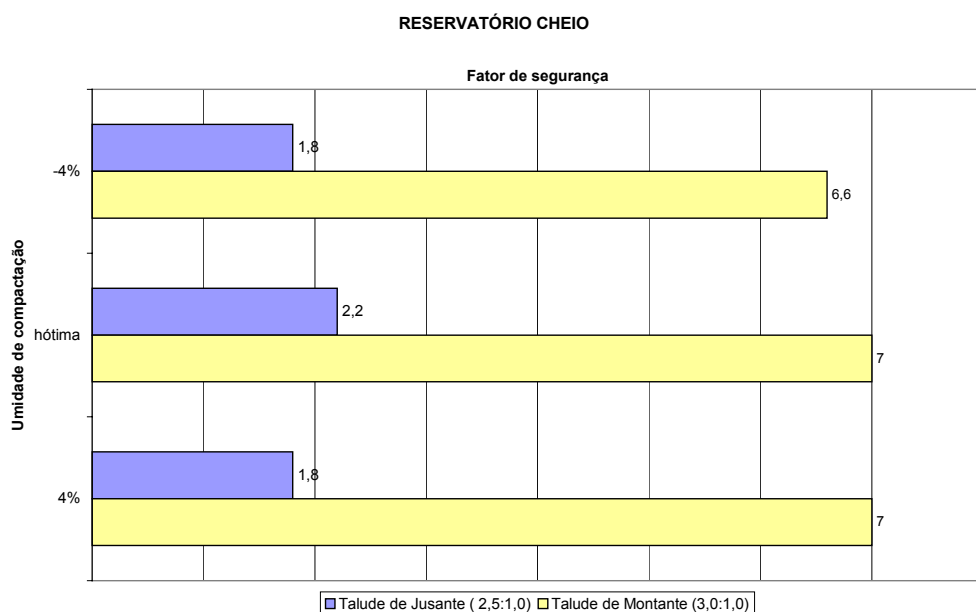


Figura 74. Fatores de segurança obtidos para a configuração hipotética 3 (filtro horizontal e vertical, altura de 15m) para a condição de reservatório cheio.

Observando-se a tabela 31, percebe-se que a altura do aterro influenciou consideravelmente nos valores dos fatores de segurança. Ao serem comparados com os fatores de

segurança obtidos para as seções 1 e 2, os fatores determinados para a seção em estudo apresentou para as mesmas inclinações fatores de segurança menores.

Porém da mesma forma que as seções anteriormente estudadas, o solo compactado na umidade ótima foi o que apresentou os melhores fatores de segurança para as inclinações máximas em qualquer condição de solicitação e talude analisado.

O espaldar de jusante compactado abaixo da umidade ótima, que na condição de reservatório cheio apresentava inclinação máxima semelhante ao talude compactado na umidade ótima, desta vez apresentou valores de inclinação menores, semelhantes ao espaldar compactado acima da umidade ótima.

Da mesma maneira que as seções anteriormente verificadas, percebeu-se que para a condição de solicitação de reservatório cheio, o talude mais crítico foi o de jusante, enquanto que para a condição de rebaixamento, o talude de montante apresentou uma tendência a apresentar menores fatores de segurança, quando comparados com a condição de reservatório cheio.

6.4 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO

Para a determinação das linhas freáticas das seções hipotéticas em estudo foram considerados os coeficientes de permeabilidade equivalente resultantes da estimativa dos coeficientes de permeabilidade na direção de fluxo horizontal.

Já as análises de fluxo pela fundação foram executadas com base no valor de coeficiente de permeabilidade obtido na cota do perfil 4,0m. Esta cota foi escolhida por situar-se quase que no meio da camada homogênea de solo residual considerado como fundação.

A figura 75 apresenta os locais da configuração hipotética 1 compactada onde foram determinadas as vazões. Na tabela 32 são apresentados os valores das vazões calculadas.

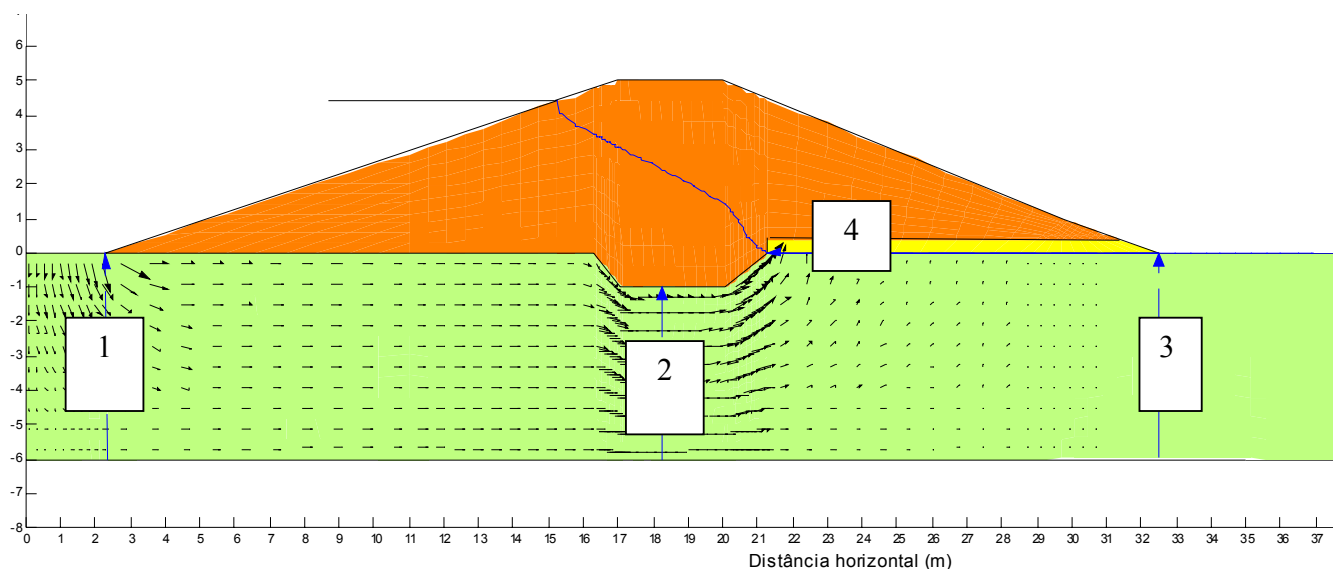


Figura 75. Locais da configuração onde foram determinadas as vazões (as setas indicam a região onde foi calculada a vazão) para a configuração 1.

Onde: 1= Porção de solo de fundação logo abaixo ao pé do talude de montante de espessura igual a 1m, 2= Porção de solo de fundação localizada no eixo da trincheira vedante de espessura igual a 1m, 3= Porção de solo de fundação localizado logo abaixo do pé de jusante da configuração de espessura igual a 1m, 4= Região do filtro horizontal de coleta da água que percola do aterro, de espessura igual a 1m.

Tabela 32. Vazões determinadas para a configuração 1 e e talude de montante e jusante igual a 3,0:1,0 e 2,5:1,0 respectivamente.

Umidade de compactação	Região da configuração	Vazão (m ³ /s/m)	Vazão (l/dia/m)
-4% W _{ótima}	1	3,47 x10 ⁻⁶	300
	2	4,5 x 10 ⁻⁶	390
	3	1,84 x10 ⁻⁷	16
	4	1,6 x10 ⁻⁷	14
W _{ótima}	1	3,6x10 ⁻⁶	311
	2	4,5 x10 ⁻⁶	390
	3	1,8x10 ⁻⁷	16
	4	1,47x10 ⁻⁸	1,30
+4%W _{ótima}	1	3,6x10 ⁻⁶	311
	2	4,5x10 ⁻⁶	390
	3	1,82x10 ⁻⁷	16
	4	1,85x10 ⁻⁸	1,6

De acordo com a figura 75, pode-se verificar que o fluxo, indicado pelos vetores, ocorrerá preferencialmente pela fundação, uma vez que a diferença entre o coeficiente de permeabilidade equivalente determinado para o aterro, em qualquer teor de umidade de compactação estudada, é muitas vezes superior ao coeficiente de permeabilidade do solo de fundação, determinado pelo ensaio “*in situ*”. Assim pode-se considerar o aterro compactado como impermeável comparando-se com a fundação. Esta diferença provavelmente vem a ocorrer devido às características da argila, que quando compactada (mesmo em teores de umidade abaixo da ótima) apresentam coeficientes de permeabilidade bem baixos. Na tabela 33 são apresentados os valores dos coeficientes de permeabilidade equivalente do solo

compactado para cada teor de umidade em estudo, o valor da permeabilidade da fundação determinada “*in situ*” e a relação entre ambos.

Verificando-se a tabela 32, nota-se que a vazão pela fundação na região 1 foi menor para o aterro compactado abaixo da umidade ótima. Percebe-se também que a região 4, compreendida pelo filtro horizontal, apresentou maior fluxo para o aterro compactado abaixo da umidade ótima. As seções compactadas na umidade ótima e acima desta, apresentaram valores de vazões semelhantes. Isto provavelmente vem a ocorrer devido à estruturação do solo ao ser compactado. O solo em estudo ao ser compactado abaixo da umidade ótima tende a apresentar maior tendência ao fluxo. Dessa forma, a fundação na região 1 tenderá a apresentar um fluxo menor, pois haverá uma maior concentração de fluxo de água percolando pelo aterro, quando comparado com as seções compactadas na umidade ótima e acima desta. Quanto a região 4 (compreendida pelo filtro), esta certamente apresentará maior vazão para o aterro compactado abaixo da umidade ótima, pois há um fluxo maior de água percolando pelo aterro, sendo este captado pelo filtro.

Tabela 33. Relação entre a permeabilidade do solo compactado nos teores de umidade em estudo com a permeabilidade da fundação considerada.

Umidade de compactação	$K'(\text{cm/s})$	$K_{\text{fundação}}(\text{cm/s})$	K_{fund}/K'
-4% $W_{\text{ótima}}$	$1,68 \times 10^{-5}$	$5,01 \times 10^{-4}$	30
$W_{\text{ótima}}$	$1,54 \times 10^{-6}$	$5,01 \times 10^{-4}$	325
+4% $W_{\text{ótima}}$	$1,93 \times 10^{-6}$	$5,01 \times 10^{-4}$	260

Onde: K' = coeficiente de permeabilidade equivalente do solo compactado, $K_{\text{fundação}}$ = coeficiente de permeabilidade da fundação determinado “in situ”, K_{fund}/K' = relação entre a permeabilidade da fundação e a permeabilidade equivalente do solo compactado.

Percebe-se também pela figura 75 e pela tabela 32, que a região situada logo abaixo ao eixo da trincheira de vedação é a que apresenta maior fluxo. Em contrapartida, há uma vazão muito pequena logo abaixo do pé do talude de jusante, indicando que esta configuração apoiada sobre o solo de fundação em estudo provavelmente não tenderá a apresentar problemas de ascensão de fluxo de água a jusante da barragem. Isto provavelmente venha a ocorrer devido a baixa carga hidráulica imposta pelo reservatório, o coeficiente de permeabilidade da fundação e a influência do filtro horizontal de areia.

A figura 76 apresenta as regiões da configuração 2 compactada na umidade ótima onde foram determinadas as vazões. A tabela 34 apresenta os valores das vazões para cada região.

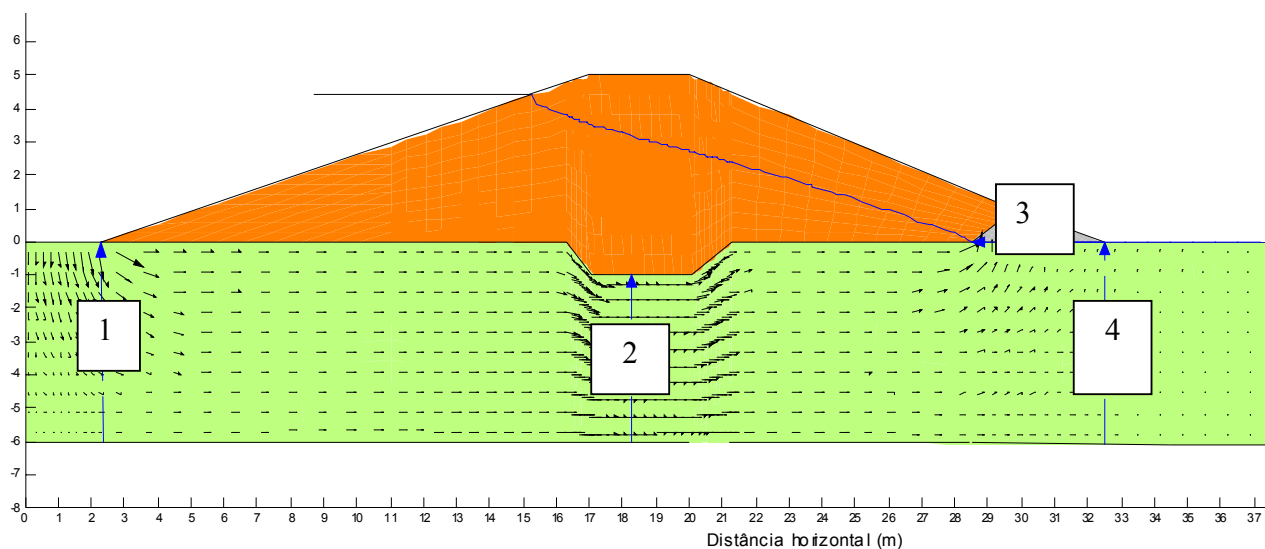


Figura 76. Locais da configuração onde foram determinadas as vazões (as setas indicam a região onde foi calculada a vazão) para a configuração 2.

Onde: 1= Porção de solo de fundação logo abaixo ao pé do talude de montante de espessura igual a 1m, 2= Porção de solo de fundação localizada no eixo da trincheira vedante de espessura igual a 1m, 3= Região do dreno de pé que coleta a água que percola do aterro, de espessura igual a 1m, 4= Porção de solo de fundação localizado logo abaixo do pé de jusante da configuração de espessura igual a 1m.

Tabela 34. Vazões determinadas para a configuração 2 e talude de montante e jusante igual a 3,0:1,0 e 2,5:1,0 respectivamente.

Umidade de compactação	Região da configuração	Vazão (m ³ /s/m)	Vazão (l/dia/m)
-4% W _{ótima}	1	2,76x10 ⁻⁶	240
	2	3,6x10 ⁻⁶	311
	3	5,6x10 ⁻⁸	5
	4	8,4x10 ⁻⁷	73
W _{ótima}	1	2,86x10 ⁻⁶	247
	2	3,6x10 ⁻⁶	311
	3	5x10 ⁻⁹	0,4
	4	8,2x10 ⁻⁷	71
+4%W _{ótima}	1	2,85x10 ⁻⁶	247
	2	3,6x10 ⁻⁶	311
	3	6,36x10 ⁻⁹	,55
	4	8,2x10 ⁻⁷	71

Da mesma forma que a configuração anterior, a seção compactada abaixo da umidade ótima apresentou menores valores de vazão na região 1 (compreendida pela região da fundação imediatamente abaixo do pé de montante do aterro), e maiores valores de vazão na região que representa o dreno de pé. Indicando dessa maneira, uma maior tendência de fluxo através do aterro para a seção compactada abaixo da ótima em relação às outras seções analisadas.

A região na fundação que apresentou maior vazão como no caso anterior também está situada logo abaixo do eixo da trincheira de vedação.

Verificando a tabela 34 nota-se que esta configuração apresentará um fluxo na fundação (na região do pé de jusante da barragem) bem maior que na situação anteriormente

comentada. Nota-se também que a água coletada pelo dreno de pé é quase desprezível para as seções compactadas na umidade ótima e acima desta.

Da mesma forma que no caso anterior, este aterro mesmo compactado fora da umidade ótima pode ser considerado impermeável comparando-se com a fundação (vide tabela 33).

A figura 77 apresenta as regiões da configuração 3 onde foram determinadas as vazões. A tabela 35 apresenta estes valores calculados pelo programa.

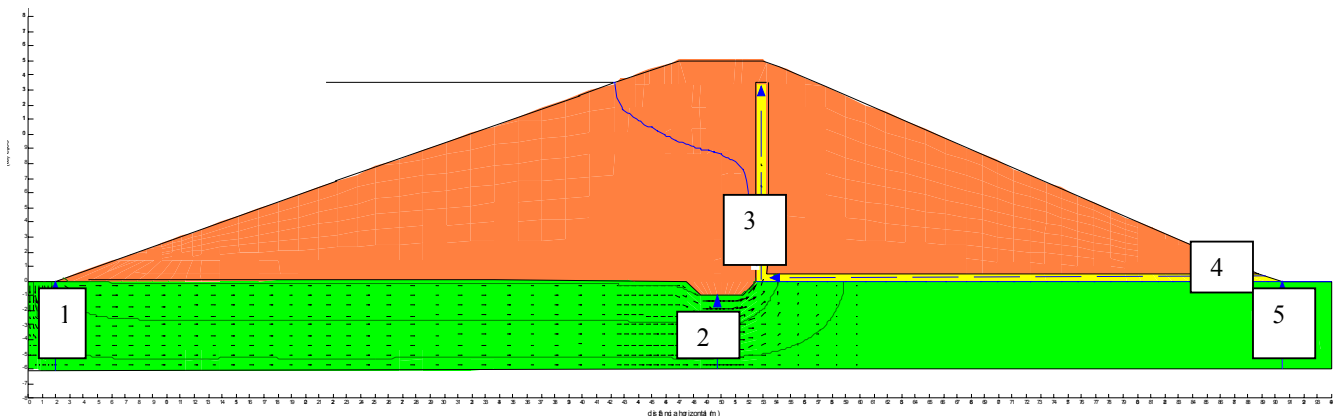


Figura 77. Locais da configuração onde foram determinadas as vazões (as setas indicam a região onde foi calculada a vazão).

Onde: 1= Porção de solo de fundação logo abaixo ao pé do talude de montante de espessura igual a 1m, 2= Porção de solo de fundação localizada no eixo da trincheira vedante de espessura igual a 1m, 3= Região do dreno vertical que coleta a água que percola do aterro, de espessura igual a 1m, 4= Região do dreno horizontal que coleta a água que percola do filtro vertical, de espessura igual a 1m, 5= Porção de solo de fundação localizado logo abaixo do pé de jusante da configuração de espessura igual a 1m.

Tabela 35. Vazões determinadas para a configuração 3 e talude de montante e jusante igual a 3,0:1,0 e 2,5:1,0 respectivamente.

Umidade de compactação	Região da configuração	Vazão (m ³ /s/m)	Vazão (l/dia/m)
-4% W _{ótima}	1	4,6x10 ⁻⁶	400
	2	7,2x10 ⁻⁶	622
	3	1,3x10 ⁻⁶	112
	4	3,6x10 ⁻⁷	31
	5	3,4x10 ⁻¹⁰	0,03
W _{ótima}	1	4,9x10 ⁻⁶	423
	2	7x10 ⁻⁶	605
	3	8,5x10 ⁻⁷	73,4
	4	3,3x10 ⁻⁸	3
	5	2,7x10 ⁻¹⁰	0,02
+4% W _{ótima}	1	4,9x10 ⁻⁶	423
	2	7x10 ⁻⁶	605
	3	8,6x10 ⁻⁷	74,3
	4	4,2x10 ⁻⁸	4
	5	2,6x10 ⁻¹⁰	0,02

Da mesma forma que nos casos anteriores, o fluxo se dará preferencialmente pela fundação do que pelo aterro, mesmo neste caso a configuração apresentar uma carga hidráulica imposta pelo reservatório maior do que nos casos vistos anteriormente.

Novamente a região onde tenderá a apresentar o maior fluxo será a região imediatamente localizada sob o eixo da trincheira de vedação.

Apesar desta configuração apresentar um reservatório mais profundo e conseqüentemente uma maior carga hidráulica, nota-se pela figura 77 e pela tabela 35 que o fluxo de água pela fundação não chegará a emergir no pé de jusante das seções estudadas.

Desta maneira, pode-se considerar que esta seção não possuirá problemas com a ascensão da água em áreas a jusante do barramento e assim não será necessário a construção de poços de alívio.

A vazão coletada pelo filtro vertical, representado pela região 3, apresentou uma variação comparando-se o aterro compactado na umidade ótima e acima desta com o aterro compactado abaixo da ótima. O filtro vertical presente na configuração compactada abaixo da umidade ótima apresentou uma vazão coletada superior aos demais teores de umidade estudados. Tal fato vem a ocorrer, provavelmente, devido a maior susceptibilidade à percolação de água que a seção compactada abaixo da umidade ótima vem a apresentar, conforme o comentado nas seções anteriormente analisadas.

O filtro horizontal apresenta em todas as seções verificadas uma vazão muito pequena, sendo o filtro encontrado na seção compactada abaixo da umidade ótima, o que apresentou maiores valores de vazão por metro.

7.CONCLUSÕES FINAIS

Por meio dos estudos executados neste trabalho podem ser feitas as seguintes conclusões:

a) Comportamento do solo residual de Diabásio compactado em três diferentes teores de umidade e em seu estado indeformado:

- Através dos ensaios referentes à Análise Granulométrica, Determinação dos Limites de Atterberg e o cálculo dos índices físicos do solo em estudo, pode-se caracterizar o solo em estudo como de acordo com a Classificação Unificada como um solo CL e caracterizá-lo como um solo de alta porosidade.
- Os dados obtidos por meio dos ensaios executados e o cálculo dos índices físicos para os solo compactado nos teores de umidade em estudo, demonstraram em comparação com o solo indeformado um incremento em termos de peso específico e redução no índice de vazios, sendo o solo compactado na umidade ótima o que apresentou os melhores resultados.
- Os ensaios de permeabilidade à carga variável executado nas direções de fluxo horizontal e vertical permitiram verificar a influência da anisotropia no comportamento do fluxo de água no interior de um aterro compactado. Verificou-se que o solo compactado na umidade ótima e acima deste apresentou valores de permeabilidades equivalentes semelhantes, enquanto que o solo compactado abaixo da umidade ótima apresentou maiores valores de permeabilidade equivalente. Os dados gerados nestes ensaios podem ser utilizados em anteprojetos de barragens de terra de pequeno porte e seção homogênea, desde que o solo em questão seja semelhante ao estudado.

- Pelo ensaio de compressão simples notou-se em termos de resistência a compressão máxima, que os corpos de prova compactados na umidade ótima foram os que apresentaram os maiores valores, seguidos pelos corpos de prova compactados abaixo do teor ótimo. Os corpos de prova talhados a partir das amostras indeformadas foram os que demonstraram o menor valor de resistência a compressão máxima. Em termos de deformação específica, o solo compactado abaixo do teor ótimo foi o que apresentou os menores valores enquanto que os compactados acima da ótima foram os que demonstraram os maiores valores.
- De uma maneira geral as envoltórias geradas pelos ensaios triaxiais rápidos saturados foram as que apresentaram menores parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas e totais. O solo compactado na umidade ótima foi o que apresentou de uma forma geral os melhores parâmetros de resistência.
- Durante a realização dos ensaios de adensamento, pode-se concluir que um aterro compactado na umidade ótima apresentará menor suscetibilidade a recalques verticais comparando-se com os outros teores de umidade estudados, demonstraram a variação da permeabilidade do solo a medida em que são incrementados novos carregamentos. O solo de fundação (representado pelas amostras indeformadas) apresentou-se bastante compressível quando comparado com os corpos de prova compactados.

b) Ensaios de Campo

- Os dados obtidos por meio de ensaios de Campo, como sondagens tipo SPT-T e permeabilidade “*in situ*”, proporcionaram uma melhor caracterização do Campo Experimental da Feagri/Unicamp, além de contribuírem com a geração de parâmetros

até então inéditos, como a determinação da permeabilidade do perfil até uma profundidade de 7,0m, caracterização do perfil até uma profundidade de 40m e obtenção da umidade higroscópica do perfil até uma profundidade de 30m.

c) Análises de estabilidade de Taludes e Percolação de água pela fundação e aterro da barragem.

- Em termos das análises de estabilidade de taludes executadas para as configurações utilizadas, pode-se verificar que o solo compactado na umidade ótima foi o que obteve melhores fatores de segurança aceitáveis para as maiores inclinações dos espaldares simulados, indicando dessa maneira a importância do controle de compactação durante à execução da obra. A variação dos fatores de segurança com a umidade de compactação comprovam a necessidade de um controle efetivo de compactação durante a construção de um aterro compactado. O dreno de pé de enrocamento apresentado não foi satisfatório em termos de estabilidade, pois as análises demonstraram que a superfície de ruptura se encontrará na região do dreno, prejudicando desta maneira a estabilidade do espaldar de jusante, isto provavelmente veio a ocorrer devido à escolha de material de enrocamento e inclinação do talude do dreno não estáveis, devendo portanto serem reconsiderados. Os taludes aprovados pelas análises de estabilidade executadas podem ser utilizados em anteprojetos de barragens de pequeno porte de seção homogênea desde que o solo em projeto e a fundação sejam semelhantes aos aqui estudados. Os taludes normalmente utilizados em anteprojetos de barragens de terra de pequeno porte (3,0:1,0 para o espaldar de montante e 2,5:1,0 para o de jusante) conduziram a fatores de segurança conservativos

em todas as seções estudadas, podendo dessa maneira serem otimizados caso haja um controle eficiente de compactação.

- Com base nas análises de percolação executadas, conclui-se que as seções estudadas não tenderão a apresentar problemas de fluxo pelo aterro, pois este pode ser considerado como impermeável em relação à fundação. Desse modo o fluxo será preferencialmente pelo solo de fundação, e assim mesmo em pequenos volumes. Porém as seções analisadas não tenderão a apresentar problemas referentes à ascensão de água em áreas a jusante da barragem, desde que sejam previstos no projeto a presença de elementos filtrantes e drenantes para a barragem.
- O filtro horizontal utilizado para a seção hipotética de 5,0m foi satisfatório, uma vez teve importante papel na coleta do fluxo proveniente da fundação. Quanto ao fluxo originado pela percolação da água no interior do aterro, este filtro coletou pequenos volumes devido a impermeabilidade do solo compactado das seções analisadas.
- O sistema de filtros da seção hipotética de altura de 15m, também se mostrou eficiente no controle do fluxo de água tanto pela fundação, quanto pelo aterro. O filtro vertical preveniu a saturação do espaldar de jusante enquanto que o horizontal atuou na captação da água proveniente do aterro e da fundação da seção analisada.

d) Programas computacionais utilizados

- Os programas computacionais utilizados foram adequados para as análises executadas, pois forneceram parâmetros coerentes em termos de estabilidade de taludes e percolação.

8. SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

Os autores sugerem os seguintes tópicos a serem pesquisados que não foram contemplados nesta pesquisa devido a falta de tempo:

- Determinação em laboratório das características dos materiais a serem utilizados nos drenos e nos filtros lançados nas seções hipotéticas;
- reavaliar e escolher um material competente para a execução do dreno de pé da seção hipotética 2;
- simular e analisar a estabilidade de outras seções hipotéticas, variando sua altura;
- analisar o solo de fundação em termos de colapsibilidade;
- simular e analisar por meio de programas computacionais específico a susceptibilidade ao recalque das seções aqui estudadas compactadas nos teores de umidade aqui analisados;
- analisar a percolação de água pela fundação, variando sua espessura em valores diferente do aqui estudado, utilizando os mesmos programas descritos nesta pesquisa;

- avaliar a percolação pelo aterro compactado nos teores de umidade estudados variando-se a inclinação dos taludes de jusante e montante.

8.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANAGNOSTI, P. Some lessons from the behavior of small dams. **De Mello Volume**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, Cap 1.

ARTHUR, H.G. Selection of type of dam. **Design of Small Dams**. Washington DC: United State Government Printing Office, Cap 3. 1960.

ALBUQUERQUE, P.J.R. **Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de Diabásio da região de Campinas**. p67-80. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola)- Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 1996.

ALBUQUERQUE, P.J.R. **Estacas escavadas, Hélice contínua e Ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de Diabásio**. 259p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2001.

BORDEAUX, G.H.M. **Barragens de terra e enrocamento, projeto e construção**. Salvador: Clube de Engenharia, 1980.

BUENO, B.S, VILAR, O. M. **Mecânica dos solos**. São Carlos: Gráfica EESC/USP. v2, 1985

CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P.J.R; GIACHETTI, H.L. Campo experimental para estudos de mecânicas dos solos e fundações em Campinas/SP. In: Seminário Brasileiro de Investigações de Campo, 2000, São Paulo. **Anais...**:São Paulo, v 3, p90-99, 2000.

CEDERGREEN, H.R. Seepage requirements of filters and pervious base. ASCE **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v.86, sm5, oct. 1960

CONSOLI, C.N.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. Interpretation of plate load tests on residual soil site. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.124, n.09, p857-867. sep., 1998.

CRUZ, P.T. **100 Barragens brasileiras**: 1ed. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

CRUZ, P.T. **Propriedades de engenharia de solos residuais compactados da região Centro-Sul do Brasil**. 1ed. São Paulo: Grêmio Politécnico da USP, v.1. 1967.

CRUZ, P.T. **Propriedades de engenharia de solos residuais compactados da região Centro-Sul do Brasil**. 1ed. São Paulo: Grêmio Politécnico da USP, v.2. 1969

CRUZ, P.T. **Estabilidade de Taludes**. 1ed. São Paulo: Grêmios Politécnicos da USP, 1980.

CRUZ, P.T. Materiais de Construção. In Simpósio sobre geotecnia da bacia do Alto Paraná, 1, 1983, São Paulo. **Anais...** : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Associação

Brasileira de Geologia de Engenharia, Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas, v.1b, p379-423, 1983.

DUARTE NETO, T. G.; SERIZAWA, M.H. Um método para o controle de compactação de barragem de terra. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 7, 1982, Olinda. **Anais...**: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v.4, p105-124, 1982

FRAZÃO, B.;CARUSO, L.G. Síntese do conhecimento sobre a alterabilidade de rochas basálticas como material de construção em algumas barragens da Bacia do Alto Paraná. In: Simpósio sobre a geotecnia da Bacia do Alto Paraná, 1, 1983, São Paulo. **Anais...** : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas, v.2a, p 21-35, 1983.

FRAENKEL, B.B. **Engenharia Rodoviária**. 1ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1980.

GAIOTO, N. **Barragens de terra e enrocamento**. São Carlos: Gráfica EESC/USP, 1998.

GAIOTO, N. Fundações e escavações em solos. In: Simpósio sobre a geotecnia da Bacia do Alto Paraná, 1, 1983, São Paulo. **Anais...** : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas, v.3, p61-93. 1983.

GAIOTO, N. **Curso de barragens de terra e enrocamento** (notas de aula). São Carlos. Departamento de Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos. 2000.

GALLETI, A.B.; CAPRONI JUNIOR, N; ARAUJO, L.A.P. Comportamento dos medidores de nível d'água instalados a jusante da barragem de terra de Itumbiara. In: Simpósio sobre a geotecnia da Bacia do Alto Paraná, 1, 1983, São Paulo. **Anais...** : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas, v.2b, p397-409. 1983.

GIACHETTI, H.L. **Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do estado de São Paulo**. 232p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1991

JOHNSON, A.F. Project Planning. **Design of Small Dams**. Washington DC: United State Government Printing Office, Cap 1. 1960.

LAMBE, T.W; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons Inc., 1969.

MACCARI, E.J.;HOYOS JUNIOR, L. Effect of degree of weathering on dynamic properties of residual soils. . **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v122, n12, p988-997. dec 1996.

MATERON, B.; AVILA, W.V.; BLINDER, S.; MOTTER, J.L. Critérios para a escolha do tipo de barragem da Usina Hidrelétrica Foz do Areia. In: Seminário Nacional de Grandes

Barragens, 8, 1980, Rio de Janeiro. **Anais...**Comitês Brasileiros de Grandes Barragens, v1, p293-313. 1980.

MELLO, V.F.B., TEIXEIRA, A.H. **Fundações e obras de terra**. São Carlos: Gráfica EESC/USP, 1968.

MENDES, J.B.C. Compactação de solos. In: Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos, 3, 1966, Belo Horizonte. **Anais...**Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, v1, p25-33. 1966.

MONACCI, M.D. **Estudo da colapsibilidade de um solo do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola**. 114p.Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 1995.

MORI, R.T. **Engineering properties of compacted residual soils from the south central region of Brazil**. 110p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculty of Engineering, University of London, London.1975.

NAKAO, H.; FREITAS JUNIOR, M.S; ARAYA, J.A.M. Percolações preferenciais nas fundações das barragens sobre maciços basálticos. In: Simpósio sobre a geotecnia da Bacia do Alto Paraná, 1, 1983, São Paulo. **Anais...** : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas, v.2b, p425-441, 1983.

NBR 6457. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. Preparo de amostras. 1986.

NBR 6459. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. Determinação do LP. 1984.

NBR 6502. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. Ensaio de Granulometria. 1995.

NBR 7181. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. Rio de Janeiro. Determinação de LL . 1984. 7p

NBR 7182. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. Ensaio de Compactação Proctor Normal. 1986. 2p.

Resumo do boletim 4 da ABGE “Ensaio de permeabilidade em solos – orientações para execução em campo- 1ª tentativa. São Carlos. Ed. EESC/USP. 1997.

OLIVEIRA, H.G.; MORI, R.T.;FREITAS JUNIOR, M.S.;FRANÇA, P.C.T. Desempenho das fundações e maciços da barragem de terra e enrocamento de Itumbiara. In:Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 7, 1982, Olinda. **Anais...**Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, v6, pág 101 a 109.

PASCHOALIN FILHO, J.A.; CARVALHO, D.; JAVARES JUNIOR, A. Determinação dos teores de umidade e curva de secagem de um solo residual utilizando microondas. **Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola**, 30, Foz do Iguaçu: jul 2001, CD Rom.

PEIXOTO. A.S.P. **Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia**. 468p. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

PINTO, C.S. **Resistência ao cisalhamento dos solos**. São Paulo: Ed Grêmio Politécnico, 1979.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 lições**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SANTOS, O.G. Considerações sobre o emprego de solos residuais maduros coluviais e aluviais da Bacia do Alto Paraná, na construção de maciços compactados. In: Simpósio sobre a geotecnia da Bacia do Alto Paraná, 1, 1983, São Paulo. **Anais...** : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas, v1a, p141-163, 1983.

SCHNITER, J.N.A. **History of dams**. Rotterdam: AAB, 1994.

SILVA, F.P. Considerações sobre filtros de proteção. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 3, 1966, Belo Horizonte. **Anais...** Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, v.1, p48-53. 1966.

SILVEIRA, A.J.F. Comportamento de barragens de terra e suas fundações. Tentativa de síntese da experiência Brasileira na Bacia do Alto Paraná. In: Simpósio sobre a geotecnia da Bacia do Alto Paraná, 1, 1983, São Paulo. **Anais...** : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas, v.1b, p335-379, 1983.

SILVEIRA, A.J.F.; MACEDO, S.; MIYA, S. Observações de deslocamentos e deformações na fundação da barragem de terra de Água Vermelha. In: Seminário Nacional de Grandes Barragens, 7, 1978, São Paulo. **Anais...** Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, v.1, p135-158. 1978

SOUTO, E.B. Condicionantes quanto a deformabilidade. In: Simpósio sobre a geotecnia da Bacia do Alto Paraná, 1, 1983, São Paulo. **Anais...** : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Comitê Brasileiro de Mecânica das Rochas, v.1a, p213-235. 1983.

SOWERS, G.F. **Earthfill and Rockfill Dam Engineering**. Bombay: Asia Publishing House. 1962.

TEIXEIRA, C.Z. **Barragens de pequena altura**. Lavras: Editora UFLA, 1997.

TEIXEIRA, H.R.; PAIVA.; CAMACHO, A.E.; DUARTE, L.A. Aspectos do controle e da construção dos maciços de terra das barragens de Jaguari e Jacaré. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 7, 1982, Olinda. **Anais...** Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v.4, p.154 à 173. 1982.