UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL

ERICK CEZAR MARQUES DE ALMEIDA
FLAVIO CICCONE DE FARIA MENDONÇA
RAPHAEL BONTEMPO LAPERCHE

ESTUDO DE DIFERENTES SOLUÇÕES DE MURO DE SOLO ESTABILIZADO MECANICAMENTE (MSE) PARA A CONSTRUÇÃO DE UM VIADUTO NA CIDADE DE GOIÂNIA.

Goiânia - GO
2013

ERICK CEZAR MARQUES DE ALMEIDA
FLAVIO CICCONE DE FARIA MENDONÇA
RAPHAEL BONTEMPO LAPERCHE

ESTUDO DE DIFERENTES SOLUÇÕES DE MURO DE SOLO ESTABILIZADO MECANICAMENTE (MSE) PARA A CONSTRUÇÃO DE UM VIADUTO NA CIDADE DE GOIÂNIA.

Trabalho apresentado à Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, como requisito para a avaliação da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II.

ORIENTADOR: PROF. DR. CARLOS ALBERTO LAURO VARGAS

Goiânia - GO
2013

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Muros de arrimo (DAS, 2007) 6
Figura 1.2 - Muro de terra armada (REINFORCED EARTH, 2013) 7
Figura 1.3 - Obra com muro de terra armada (REINFORCED EARTH, 2013) 8
Figura 3.1 - Soquete proctor e molde cilíndrico grande (SOLOTEST, 2013) 10
Figura 3.2 - Curva de compactação 11
Figura 3.3 - Instrumento para ensaio de cisalhamento direto (SOLOTEST) 12
Figura 3.4 - Gráfico tensão cisalhante (τ) x deformação (ε) para a tensão normal σ_{n1} 12
Figura 3.5 - Gráfico tensão normal (σ) x tensão cisalhante (τ) 13
Figura 3.6 - Gráfico ε x σ 13
Figura 3.7 - Vista do aparelho Casagrande (SOLOTEST) 14
Figura 3.8 - Seções (ABNT, 1984) 14
Figura 3.9 - Gráfico de curva granulométrica 17
Figura 3.10 - Sistema de reforço de solos (MAPARAGEM, 2011) 18
Figura 3.11 - Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras nervuradas (ABNT, 1986) 19
Figura 3.12 - Notações utilizadas (ABNT, 1986) 20
Figura 3.13 - Mecanismo de ruptura (MAPARAGEM, 2011) 21
Figura 3.14 - Tração máxima em cada armadura (ABNT, 1986) 22
Figura 3.15 - Sistema de terra armada com blocos de ancoragem 24
Figura 3.16 - Equilibrio de forças horizontais no bloco de ancoragem 24
Figura 3.17 – Posicionamento dos blocos de ancoragem 25
Figura 3.18 - Segurança ao deslizamento e tombamento (MAPARAGEM, 2011) 28
Figura 3.19 - Segurança da fundação e ruptura global (MAPARAGEM, 2011) 28
Figura 4.1 - Projeção da obra concluída 29
Figura 4.2 - Posicionamento das fitas metálicas 34
Figura 4.3 - Posicionamento dos tirante com blocos de ancoragem 36
Figura 4.4 - Cálculo das distâncias de colocação dos blocos 36
Figura 4.5 – Análise de capacidade de carga 37
Figura 5.1 - Curva granulométrica do solo 39
Figura 5.2 - Carta de plasticidade 41
Figura 5.3 - Homogeneização do solo 42
Figura 5.4 - Cortes de solo fora do volume do cilindro 42

Figura 5.5 - Curva de compactação do solo 43
Figura 5.6 - Retirada da amostra do interior do cilindro 44
Figura 5.7 - Moldagem do CP 45
Figura 5.8 - Adensamento do CP 45
Figura 5.9 - Gráfico Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal 46
Figura 5.10 - Gráfico deslocamento vertical x deslocamento horizontal 46
Figura 5.11 - Gráfico tensão cisalhante x tensão normal 47
Figura 5.12 - Moldagem de CP para ensaio de compressão simples 48
Figura 5.13 - Ensaio de compressão simples 48
Figura 5.14 - Compressão simples CP 01 49
Figura 5.15 - Compressão simples CP 02 49
Figura 5.17 - Resultado da análise de estabilidade global 56

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Determinação do peso da amostra seca ao ar (ABNT, 1984) 16
Tabela 4.1 - Parâmetros para análise de estabilidade global 38
Tabela 5.1 - Faixas granulométricas 40
Tabela 5.2 – Índices da curva granulométrica 40
Tabela 5.3 - Resultados das moldagens por compactação 44
Tabela 5.4 - Parâmetros de resistência do solo estudado 47
Tabela 5.5 - Parâmetros obtidos no ensaio de compressão simples 50
Tabela 5.6 - Resultados do dimensionamento de muro de 4 m com fitas 50
Tabela 5.7 - Resultados do dimensionamento de muro de 6 m com fitas 51
Tabela 5.8 - Resultados do dimensionamento de muro de 8 m com fitas 51
Tabela 5.9 - Resultados do dimensionamento de muro de 4 m com blocos de ancoragem 52
Tabela 5.10 - Resultados do dimensionamento de muro de 6 m com blocos de ancoragem 53
Tabela 5.11 - Resultados do dimensionamento de muro de 8 m com blocos de ancoragem 54
Tabela 5.12 - Análise de capacidade de carga da fundação 55
Tabela 6.1 - Consumos de aço dos muros de terra armada 58

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 6
2 OBJETIVOS 9
2.1 OBJETIVO GERAL 9
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 9
3 REVISÃO BILIOGRÁFICA 10
3.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E RESISTENCIA DO SOLO 10
3.1.1 Ensaio de Compactação Normal 10
3.1.2 Ensaio de Cisalhamento Direto 11
3.1.3 Ensaio Compressão Simples 13
3.1.4 Limite de Liquidez 14
3.1.5 Limite de plasticidade 15
3.1.6 Massa específica dos sólidos 15
3.1.7 Análise Granulométrica 16
3.2 TERRA ARMADA - MÉTODO CONVENCIONAL COM O USO DE FITAS GALVANIZADAS 17
3.2.1 Generalidades 17
3.2.2 Condições para dimensionamento 20
3.2.3 Verificação da estabilidade interna 20
3.3 TERRA ARMADA - MÉTODO ALTERNATIVO COM O USO DE BLOCOS DE ANCORAGEM (“MORTOS”) 23
3.3.1 Verificação da estabilidade interna 24
3.4 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE EXTERNA 26
4 METODOLOGIA 29
4.1 GERAL 29
4.2 ENSAIOS LABORATORIAIS 30
4.2.1 Massa específica dos sólidos 31
4.2.2 Análise Granulométrica 31
4.2.3 Limites de liquidez e plasticidade 32
4.2.4 Compactação Normal 32
4.2.5 Moldagem por compactação 32
4.2.6 Cisalhamento Direto 33
4.2.7 Compressão Simples 33

4.3 DIMENSIONAMENTO 34
4.3.1 Terra armada - método convencional com o uso de fitas galvanizadas 34
4.3.2 Terra armada - método alternativo com o uso de blocos de ancoragem ("mortos") 35
4.3.3 Estabilidade externa 37
5 RESULTADOS 39
5.1 COLETA DE MATERIAL 39
5.2 ENSAIOS LABORATORIAIS 39
5.2.1 Massa específica dos sólidos 39
5.2.2 Análise granulométrica 39
5.2.3 Limites de Consistência 40
5.2.4 Compactação simples 41
5.2.5 Moldagem por compactação 43
5.2.6 Cisalhamento direto 44
5.2.7 Compressão simples 47
5.3 DIMENSIONAMENTO 50
5.3.1 Terra armada - método convencional com o uso de fitas galvanizadas 50
5.3.2 Terra armada - método alternativo com o uso de blocos de ancoragem ("mortos") 52
5.3.3 Verificações de estabilidade externa 54
6 CONCLUSÕES 57
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 59
APÊNDICE A – PLANILHAS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO 61
APÊNDICE A.1 – MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS 62
APÊNDICE A.2 – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA 63
APÊNDICE A.3 – LIMITES DE CONSISTÊNCIA 67
APÊNDICE A.4 – COMPACTAÇÃO SIMPLES 69
APÊNDICE A.5 – MOLDAGEM POR COMPACTAÇÃO 70
APÊNDICE A.6 – ENSAIO DE CISALHAMENTO 74
APÊNDICE A.7 – COMPRESSÃO SIMPLES 81
APÊNDICE B – PLANILHAS DE CÁLCULO DA ESTABILIDADE INTERNA 83
APÊNDICE B.1 – FITAS METÁLICAS 84
APÊNDICE B.2 – BLOCOS DE ANCORAGEM 89
ANEXO A – RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT 95

1 INTRODUÇÃO

Desde os tempos antigos, a humanidade se deparou com a necessidade de realizar obras com solos reforçados. Segundo Seraphin e Mello (2003) antigamente foram utilizados diversos materiais como lã de lhama misturada com solo, troncos de árvores, arbustos, pele de animais, entre outros com o objetivo de melhorar as características de resistência dos solos naturais.

Atualmente a engenharia moderna possui diversos métodos construtivos que podem ser utilizados para reforçar ou conter maciços de solo, quando necessário. É interessante citar os métodos de muros de arrimo, que podem ser subdivididos em muros de gravidade, muros de semigravidade, muros de flexão e muros de contraforte, e também o método de muro de solo estabilizado mecanicamente (*Mechanically Stabilized Earth - MSE*), que possui como componentes principais o aterro, o reforço e a cobertura.

Os muros de arrimo citados podem ser vistos na Figura 1.1.

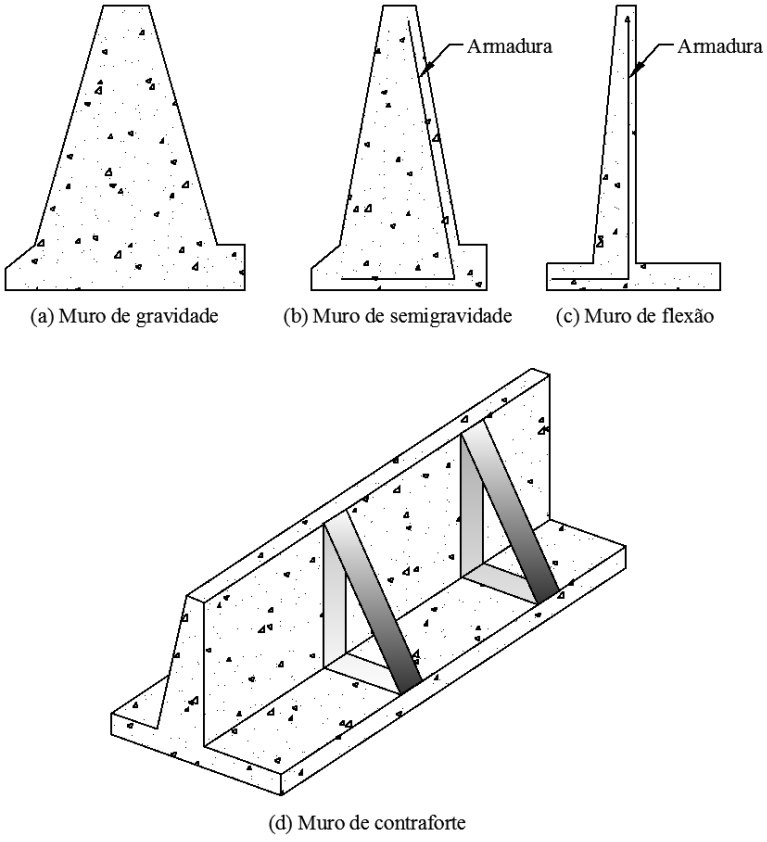


Figura 1.1 - Muros de arrimo (DAS, 2007)

Entre os MSE, pode-se destacar a solução da terra armada. Esta solução foi proposta inicialmente por Henri Vidal na década de 1960, que mostrou, através de experimentos simples, que a adição de pequenas quantidades de um material resistente à tração a um solo granular produz efeitos benéficos muito consideráveis (FÉLIX, 1991).

Atualmente, a tecnologia faz o uso de maciços de terra armados com aço galvanizado ou material plástico e estruturados por escamas ou elementos de pele, geralmente pré-fabricados, metálicos ou em concreto simples ou armado (Figura 1.2 e Figura 1.3).

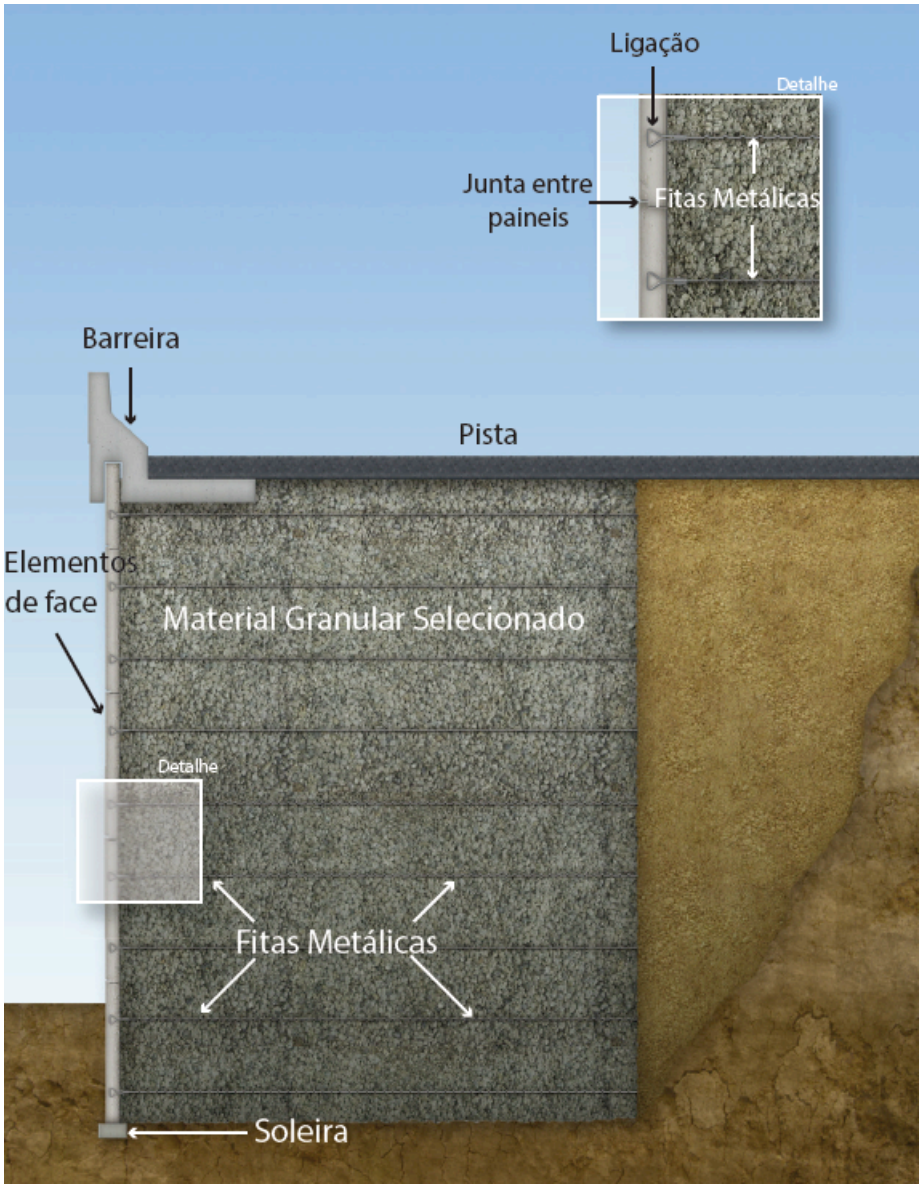


Figura 1.2 - Muro de terra armada (REINFORCED EARTH, 2013)

Figura 1.3 - Obra com muro de terra armada (REINFORCED EARTH, 2013)

O funcionamento da terra armada baseia-se na existência de atrito entre o solo e as armaduras, sendo, conveniente que o material de aterro possua um elevado ângulo de atrito interno, que em princípio, exclui a utilização de solos com elevadas percentagens de finos (FÉLIX, 1991).

O fato de se necessitar de material granular para o corpo do aterro, muitas vezes é um fator que dificulta o uso deste tipo de solução no Brasil, já que a grande maioria dos nossos solos é fino e, por conseguinte, com pouco atrito.

Frente a esta situação, este trabalho de conclusão de curso estudará uma solução de MSE com uso de solo argilo arenoso e travamento da armadura com uso de bloco de ancoragem e será comparado com a solução original de terra armada. Será estudada a viabilidade técnica e econômica deste método construtivo, perante a solução proposta por Henry Vidal.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Estudar processo construtivo e dimensionamento de um MSE (Muro de Solo Estabilizado mecanicamente) na cidade de Goiânia com uso de solo coesivo e blocos de ancoragem, como comparação com alternativa convencional de terra armada com fitas galvanizadas.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Determinar os parâmetros de resistência e deformações do solo (coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade, densidade) envolvido no estudo, nas condições compactadas (Proctor Normal).

Verificação da estabilidade completa da estrutura de contenção em MSE.

Estudar possibilidades e viabilidades de MSE, para uso em viadutos na cidade de Goiânia.

3 REVISÃO BILIOGRÁFICA

3.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E RESISTENCIA DO SOLO

3.1.1 Ensaio de Compactação Normal

O objetivo da realização deste ensaio é de determinar curva de compactação do solo, de forma a se obter a umidade ótima de compactação e a densidade seca máxima do material em estudo.

Para a execução deste ensaio é utilizada a metodologia descrita na norma de ensaio de compactação NBR 7182 (ABNT, 1986). Esta norma pede que sejam executados cinco moldes, variando-se a umidade em 2% entre cada amostra sendo que a primeira amostra deverá estar em uma umidade 5% abaixo da umidade ótima presumível.

A moldagem das amostras pode ser feita em cilindro pequeno ou grande, sendo o tamanho do cilindro escolhido em função do tamanho das partículas do solo e a compactação em energia normal é feita em função do cilindro escolhido, no que diz respeito ao número de camadas, quantidade de golpes e tipo de soquete proctor (Figura 3.1).

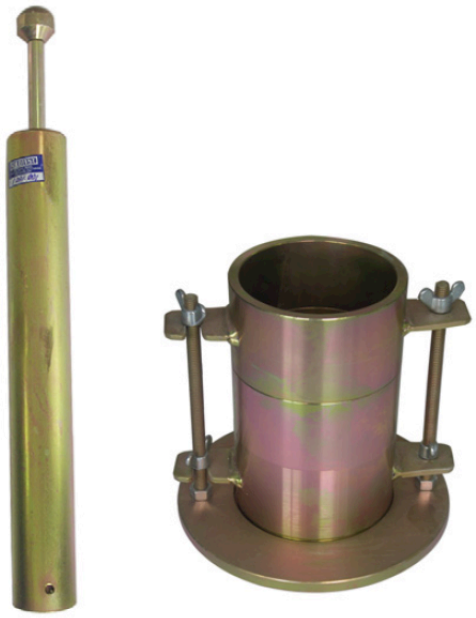


Figura 3.1 - Soquete proctor e molde cilíndrico grande (SOLOTEST, 2013)

Os cinco corpos de prova são pesados e tem suas densidades determinadas. A partir dos resultados dos cinco corpos de prova será elaborado um gráfico γ_d x ω, conforme ilustrado na Figura 3.2 e determinada ω_{ot} onde ocorre $\gamma_{d.máx}$.

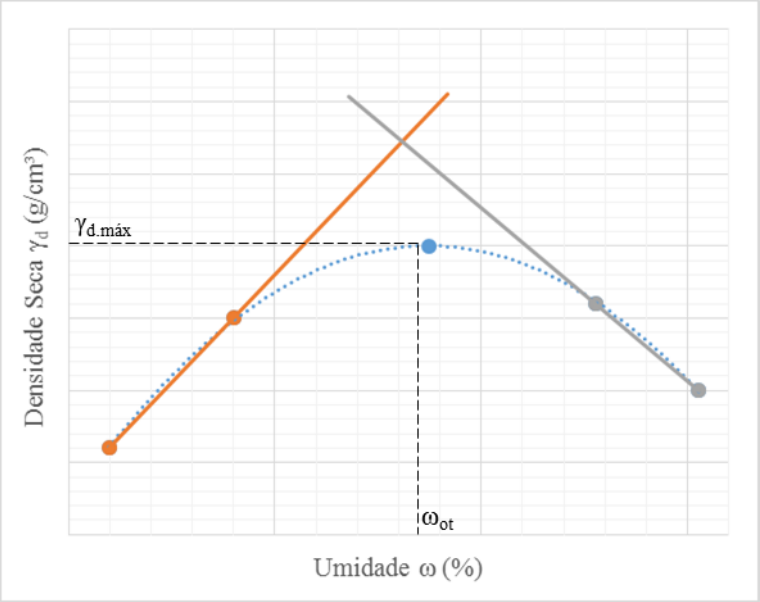


Figura 3.2 - Curva de compactação

3.1.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto, feito conforme a norma D3080 (ASTM, 1998), é um método para a determinação da coesão e do ângulo de atrito do solo.

Este ensaio consiste em um dos procedimentos mais antigos para a determinação da resistência ao cisalhamento. Essa determinação se baseia diretamente no critério de Coulomb, que diz que não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c + f \cdot \sigma$, sendo c e f constantes do material e σ a tensão normal no plano de ruptura.

A execução deste ensaio se inicia a partir de uma amostra de solo compactada na umidade ótima com energia proctor normal. A partir desta amostra, é extraído um corpo de prova de formato prismático com base quadrada. Este corpo de prova é colocado em uma "caixa" metálica dividida horizontalmente em duas metades. São colocadas pedras porosas em cima e abaixo da amostra e sobre a amostra também é colocada um peso que será responsável por aplicar uma força vertical durante um certo tempo, até que as deformações verticais se estabilizem. Após este tempo, aplica-se uma força tangencial na parte superior da "caixa" provocando um deslocamento desta parte. Com isso se mede a tensão cisalhante aplicada para o respectivo deslocamento até se chegar à tensão cisalhante máxima e a possível tensão

cisalhante residual (Figura 3.3). A partir deste ensaio, será obtida uma curva de tensão cisalhante (τ) x deformação (ε) para uma determinada tensão normal (σ), conforme mostrado na Figura 3.4.

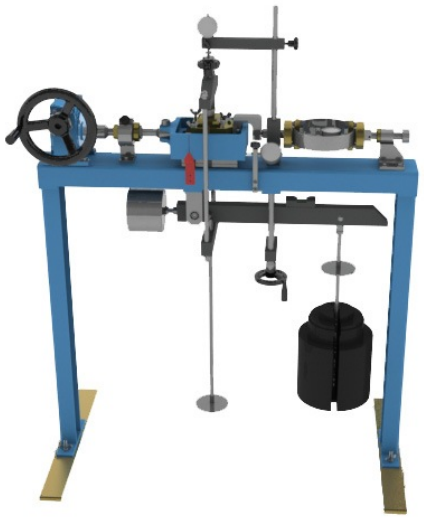


Figura 3.3 - Instrumento para ensaio de cisalhamento direto (SOLOTEST)

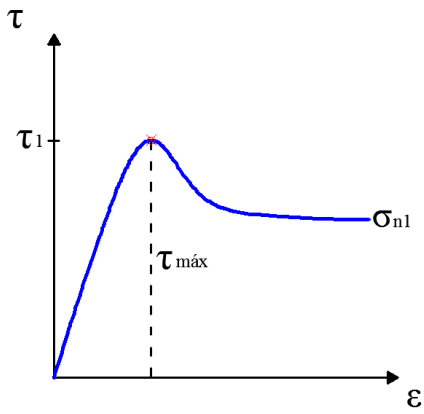


Figura 3.4 - Gráfico tensão cisalhante (τ) x deformação (ε) para a tensão normal σ_{n1}

Este ensaio deve ser repetido com a aplicação de diferentes valores de força normal, para que possa ser traçado um gráfico de σ x τ com os valores de tensão cisalhante máxima para cada força normal, conforme mostrado na Figura 3.5. O gráfico encontrado é uma reta seguindo a expressão $c + \tan(\phi) \cdot \sigma$, de forma que c é a coesão do material e ϕ é o ângulo de atrito interno.

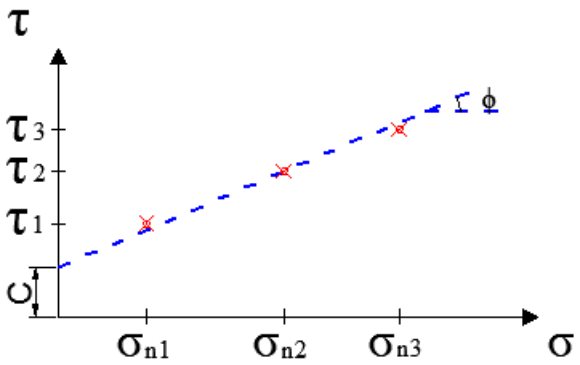


Figura 3.5 - Gráfico tensão normal (σ) x tensão cisalhante (τ)

3.1.3 Ensaio Compressão Simples

O ensaio de compressão simples é realizado com o objetivo de se obter o módulo de elasticidade e a resistência a compressão de um solo.

A execução deste ensaio é baseada na norma de determinação da resistência à compressão não confinada NBR 12770 (ABNT, 1992). Desta forma, utiliza-se uma amostra de solo nas condições desejadas para o estudo. Leva-se, então, a amostra para a prensa de compressão. Aplica-se uma força axial e são realizadas medições da deformação axial em função da tensão aplicada. Eleva-se a tensão axial até a ruptura do corpo de prova.

A partir das leituras feitas, é feito um gráfico σ x ε e obtém-se a resistência a compressão do corpo de prova e o módulo de elasticidade (E) a partir da tangente do trecho linear do gráfico, conforme representado na Figura 3.6.

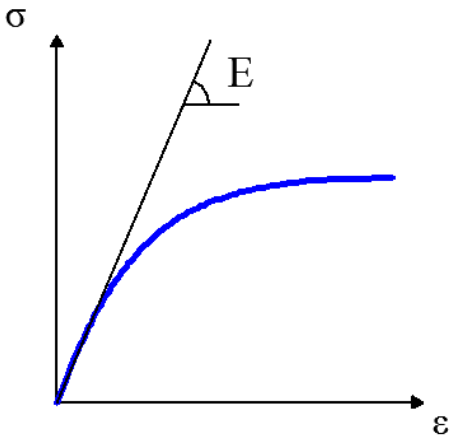


Figura 3.6 - Gráfico ε x σ

3.1.4 Limite de Liquidez

Para a caracterização de um solo realiza-se, entre outros ensaios, o ensaio de limite de liquidez, conforme a NBR 6459 (ABNT, 1984).

Este ensaio é feito com amostras de solo em diferentes umidades no aparelho de Casagrande, mostrado na Figura 3.7, contando o número de golpes necessários para se fechar a ranhura aberta com o cinzel, conforme a Figura 3.8.

Figura 3.7 - Vista do aparelho Casagrande (SOLOTEST)

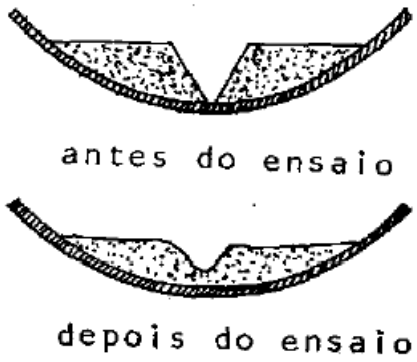


Figura 3.8 - Seções (ABNT, 1984)

A partir dos dados obtidos, traça-se um gráfico no qual as ordenadas (em escala logarítmica) são os números de golpes e as abscissas (em escala aritmética) são os teores de umidade. Ajusta-se uma reta pelos pontos obtidos e o limite de liquidez será o teor de umidade correspondente a 25 golpes.

3.1.5 Limite de plasticidade

Ainda tratando da caracterização de solos, há o ensaio de limite de plasticidade, feito conforme a NBR 7180 (ABNT, 1984).

A realização do ensaio se dá com a execução de cilindros de solo rolando-os sobre uma placa de vidro com a palma da mão. Os cilindros devem ser feitos em uma umidade tal que eles se fragmentem quando tiverem em 3 milímetros de diâmetro e comprimento da ordem de 100 milímetros.

Neste momento deve-se transferir a amostra para cápsulas para que seja feita a determinação da umidade. O valor de umidade obtido para esta amostra corresponde ao limite de plasticidade.

3.1.6 Massa específica dos sólidos

Este ensaio é executado conforme a norma NBR 6508 (ABNT, 1984) para dar continuidade a caracterização do solo.

Para a execução deste ensaio utiliza-se o picnômetro e amostra de solo de aproximadamente 250 gramas.

Para a execução do ensaio, primeiramente é colocada uma amostra de aproximadamente 50 gramas em imersão em água destilada por doze horas dentro de uma cápsula. O restante da amostra é utilizado para a determinação da umidade. A amostra da cápsula é transferida para o copo de dispersão e este preenchido com água destilada até a metade de seu volume e a dispersão será feita durante 15 minutos. A amostra é transferida para o picnômetro com auxílio de funil de vidro, lavando-se o copo e o funil. Enche-se o picnômetro até a metade de seu volume e aplica-se vácuo por 15 minutos com agitação para remoção do ar. É acrescentada água até 1 cm abaixo da marca de calibração do picnômetro e novamente aplicado vácuo por 15 minutos. Enfim é adicionada água até a marca de calibração com auxílio de conta gotas.

Pesa-se o conjunto Picnômetro + Solo + Água. A partir da umidade e do peso da amostra inicial e do peso do conjunto Picnômetro + Água, são feitos os cálculos para a determinação do volume dos grãos da amostra de solo e consequentemente a determinação da massa específica dos grãos do solo.

3.1.7 Análise Granulométrica

A análise granulométrica de um solo é feita a partir do procedimento da NBR 7181 (ABNT, 1984).

Para a execução deste ensaio dimensiona-se, inicialmente, a massa de amostra seca de acordo com a Tabela 3.1.

Dimensão dos grãos maiores contidos na amostra (mm)	Balança a ser utilizada	
	Capacidade Nominal (kg)	Resolução (g)
> 25	10,0	1,0
5 a 25	5,0	0,5
< 5	1,5	0,1

Tabela 3.1 - Determinação do peso da amostra seca ao ar (ABNT, 1984)

Passa-se o material na peneira 2,0 mm tomando a precaução de desmanchar os torrões existentes. Lava-se o retido na peneira 2,0 mm para eliminar o material fino aderente e o restante é secado na estufa. Este material será utilizado no peneiramento grosso.

Do material passante na peneira 2,0 mm é feita uma amostra com peso adequado ao tipo de solo para a realização de sedimentação e umidade. Mistura-se esta amostra com defloculante hexametafosfato de sódio ou com água destilada e deixa em repouso por no mínimo 12 horas. Após o repouso essa amostra é colocada no copo dispersor por 15 minutos e, concluído este processo, a mistura é levada para uma proveta onde adiciona-se água até completar 1.000 cm^3. A proveta deve ser agitada por 1 minuto e colocada sobre uma mesa para a anotação da hora exata de início da sedimentação e colocação do densímetro para a realização das leituras nos tempos estabelecidos.

Após a sedimentação realiza-se o peneiramento fino e o peneiramento grosso do material.

A partir das leituras do ensaio de sedimentação e dos pesos retidos nos peneiramentos, são calculados os percentuais de material retido em cada diâmetro para a apresentação do resultado final da curva granulométrica, semelhante ao ilustrado na Figura 3.9.

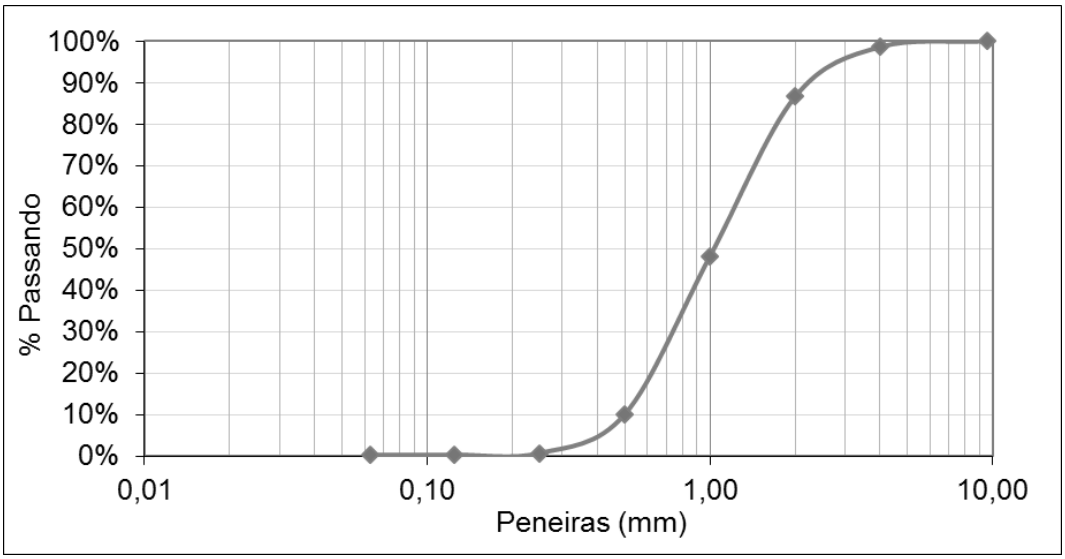


Figura 3.9 - Gráfico de curva granulométrica

3.2 TERRA ARMADA - MÉTODO CONVENCIONAL COM O USO DE FITAS GALVANIZADAS

3.2.1 Generalidades

O emprego de tecnologias baseadas em solos reforçados é de grande importância para o desenvolvimento dos projetos de contenção.

No sistema de solos reforçados "terra armada", pode-se destacar, como principais componentes, o reforço, o material de preenchimento e os elementos de face, como mostrado na Figura 3.10.

As armaduras, no processo "terra armada" convencional, são peças lineares que em conjunto com o maciço do solo trabalham por atrito, resistindo a maior parte da tração interna do aterro. São, portanto, componentes que apresentam boa resistência à tração com ruptura do tipo não frágil, flexibilidade, pequena deformabilidade sob cargas de serviço, bom coeficiente de atrito com o material de aterro e boa durabilidade.

Os elementos de face tem apenas função estrutural secundária, equilibrando tensões periféricas, mantendo o sistema estável e com boa forma. São, geralmente, peças pré-moldadas de concreto armado.

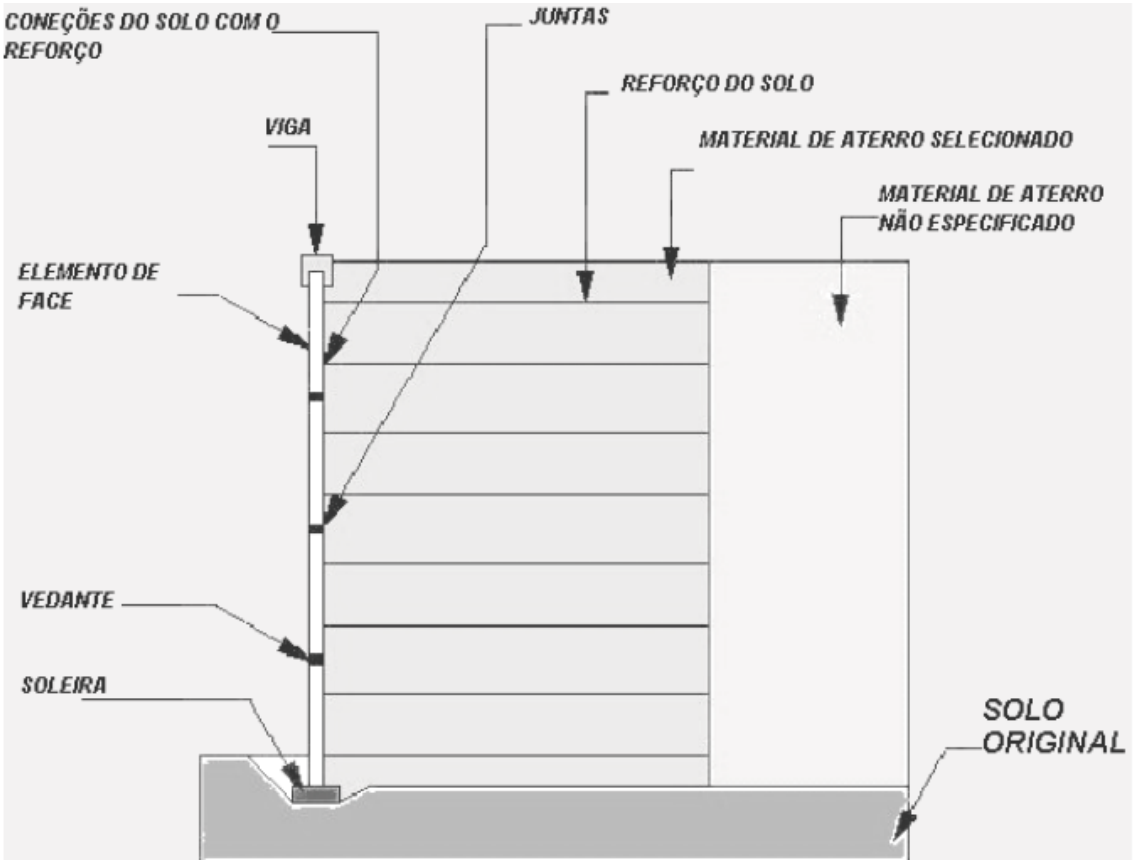


Figura 3.10 - Sistema de reforço de solos (MAPARAGEM, 2011)

O material de aterro normalmente selecionado para obras de "terra armada" são granulares, tendo um coeficiente de atrito interno mínimo de 25° (após consolidado) e seguindo as especificações da NBR 9286 (ABNT, 1986). Essa apresenta critérios mecânicos e químicos para a seleção do solo a ser usado.

Em relação ao critério mecânico, a norma determina um coeficiente de atrito aparente solo-fita metálica (f^*), resultante da razão entre tensão tangencial máxima entre o solo e a fita metálica (τ_{max}) e a tensão vertical efetiva média do nível considerado (σ_v).

$$f^* = \frac{\tau_{max}}{\sigma_v} \tag{3.1}$$

Para aterros compactados cuja granulometria atenda aos critérios definidos para os solos do tipo A e B da Figura 3.11, o valor de f* varia em função da profundidade Z, medida a partir do nível de altura mecânica. Esta variação obedece as seguintes equações propostas pela NBR:

$$f* = fo* \left(1 - \frac{Z}{Z_0}\right) + tg\phi_0 \left(\frac{Z}{Z_0}\right), \text{ para Z < Zo} \quad (3.2)$$

$$f* = fo* tg\phi_0, \text{ para Z > 6m} \quad (3.3)$$

Em que,

$$f_0* = 1{,}2 + log_{10}(\frac{D_{60}}{D_{10}}) \quad (3.4)$$

Onde:

D_{60} = diâmetro correspondente ao ponto 60%, da porcentagem passante, da curva granulométrica

D_{10} = diâmetro correspondente ao ponto 10%, da porcentagem passante, da curva granulométrica

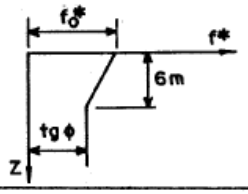
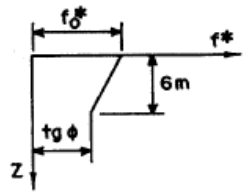
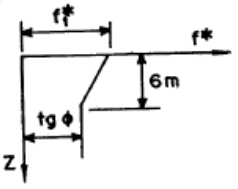
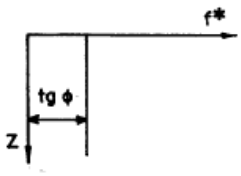
Solo grupo	Granulometria	Atrito interno	Atrito solo-armadura
A	0,08 mm ⩽ D_{15} ou 0,08 mm > D_{15} com 0,015 mm ⩽ D_{10}	Critério mecânico atendido	
B	0,015 mm > D_{10} 0,015 mm ⩽ D_{20}	se ϕ" ⩾ 25° Critério mecânico atendido	
C Obras protegidas de águas superficiais e subterrâneos	0,015 mm > D_{20} 0,015 mm ⩽ D_{40}	se ϕ ⩾ 30° $f_1* = f_o* \times \frac{tg\phi}{tg\phi_o}$ Critério mecânico atendido	
D	0,015 mm > D_{20} 0,015 mm ⩽ D_{40}	se ϕ' ⩾ 25° Critério mecânico atendido	
E	0,015 mm > D_{40}	Utilização depende de estudos especiais	

Figura 3.11 - Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras nervuradas (ABNT, 1986)

3.2.2 Condições para dimensionamento

No dimensionamento de um maciço em terra armada, três passos são essenciais: o pré-dimensionamento, baseado na experiência adquirida em obras anteriores, a verificação da estabilidade interna e externa. De acordo com a NBR-9286/86, devem ser usadas notações constantes como a da Figura 3.12.

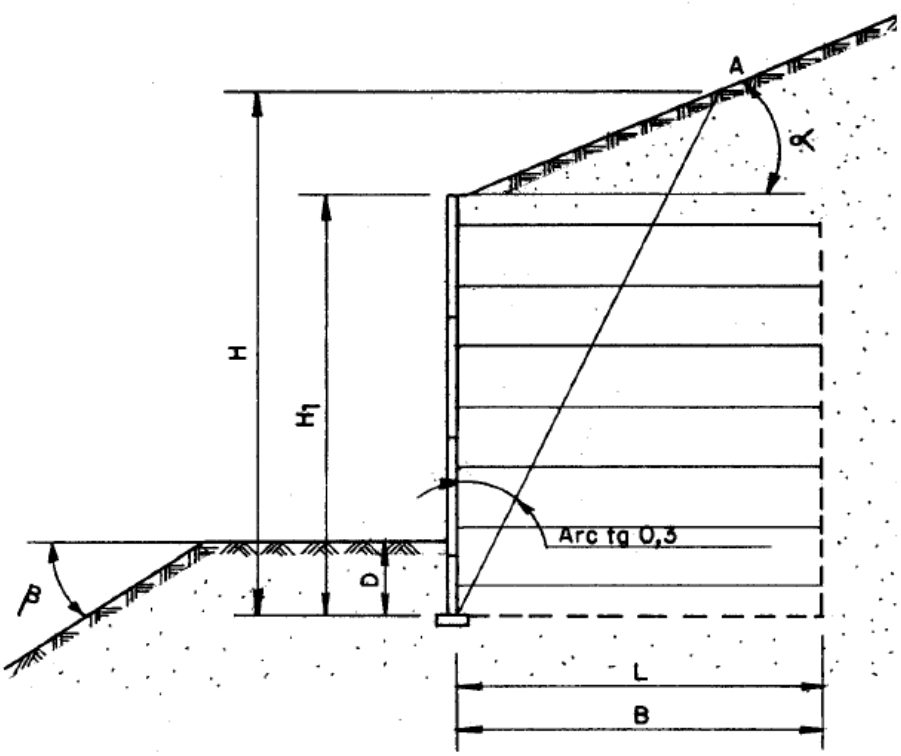


Figura 3.12 - Notações utilizadas (ABNT, 1986)

H1 = altura do paramento

H = altura mecânica

L = comprimento das armaduras

B = largura da base do maciço

D = comprimento da ficha

α = ângulo do talude de montante com a horizontal

β = ângulo do talude de jusante com a horizontal

3.2.3 Verificação da estabilidade interna

A metodologia de cálculo da NBR 9286 (ABNT, 1986) sugere que o lugar geométrico dos pontos de tração máxima nos diversos níveis de armadura forma um modelo de ruptura

triangular - trapezoidal, separando uma zona ativa na qual as tensões tangenciais sobre as armaduras, no contato como solo, estão orientadas para o exterior do maciço, e uma resistente na qual estas tensões estão orientadas para dentro do maciço, conforme a Figura 3.13.

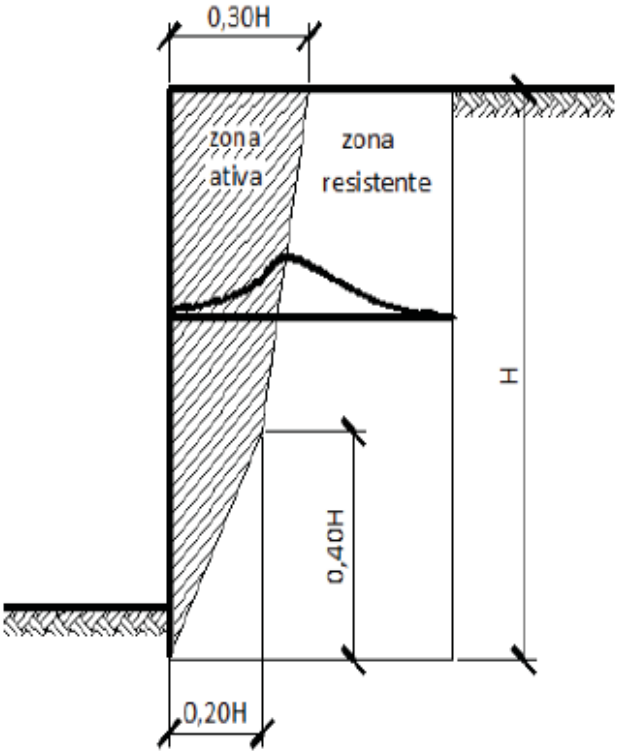


Figura 3.13 - Mecanismo de ruptura (MAPARAGEM, 2011)

O método de verificação da estabilidade interna tem como objetivo calcular a força de tração máxima nas armaduras (T_{max}) a partir das tensões que ocorrem dentro do maciço. Nos pontos em que as tensões de tração são máximas, é conhecido que as tensões horizontais e verticais são principais, respectivamente σ_3 e σ_1. A Figura 3.14 ilustra esse equilíbrio resultante.

Assim sendo, chega-se à seguinte equação:

$$T_{max} = \frac{\Delta H}{N}.\sigma_3, \text{ sendo } \sigma_3 = K.(\sigma_1 + \Delta\sigma_3) \qquad (3.5)$$

Onde:

K = coeficiente de empuxo

$\Delta\sigma_3$ = acréscimo de tensão horizontal proveniente de esforços horizontais externos transmitidos diretamente ao topo do maciço

N = unidades por metro linear horizontal de paramento.

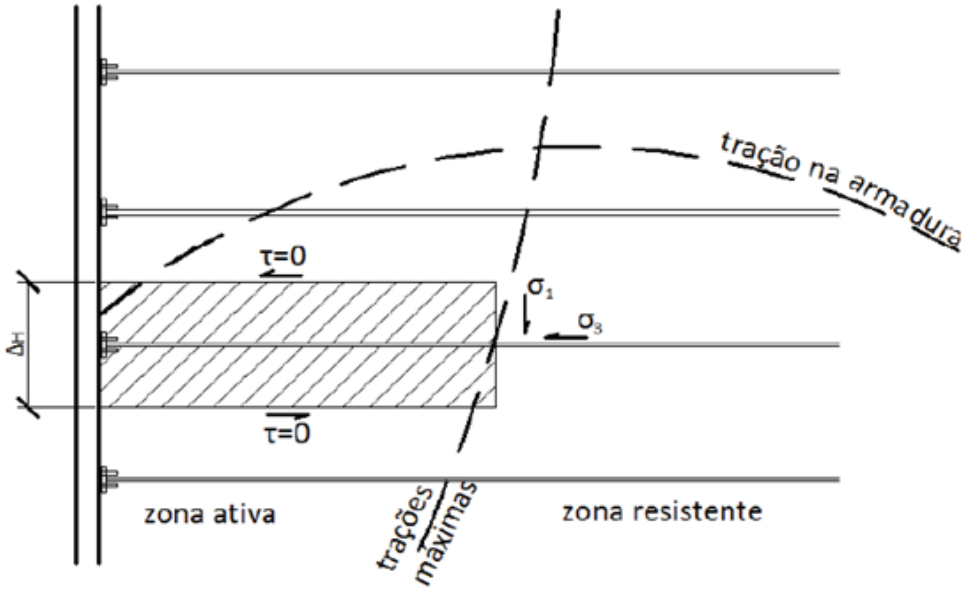


Figura 3.14 - Tração máxima em cada armadura (ABNT, 1986)

Em seguida, deve-se verificar a resistência à tração das armaduras na seção crítica submetida a $T_{máx}$, que ocorre no interior do maciço, e a seção de fixação da armadura ao paramento, onde, devido ao furo para passagem do parafuso, há uma redução de seção.

$$T_{max} \leq T_{r1} = \frac{1}{\gamma_r} . T_r . \frac{e_c}{e_o} \tag{3.6}$$

Em que:

γ_r = *coeficiente de segurança;*

L = *comprimento total da armadura;*

σ_v = *tensão vertical a distância x do paramento;*

L_a = *comprimento de aderência (comprimento das armaduras na zona resistente);*

γ_r = *coeficiente de segurança;*

T_r = *carga de escoamento da armadura, sendo* $T_r = f_y . e_0 . b$;

T_{r1} = *força limite de tração, na seção plena das armaduras;*

e_0 = *espessura nominal;*

e_c = *espessura de cálculo;*

b = *largura da fita;*

f_y = *Tensão de tração máxima resistida pelo aço;*

Portanto, a espessura mínima da fita é obtida isolando e_c, como mostra a equação:

$$e_c = \frac{T_{max}}{f_y.b.(\frac{1}{\gamma_r})} \tag{3.7}$$

É necessário, enfim, verificar a aderência solo-armadura, de modo que T_{max} nunca seja maior que T_f.

$$T_{max} \leq T_f = \frac{1}{\gamma_f}.2b.f^* \int_{L-La}^{L} \sigma_v(x) d_x \tag{3.8}$$

Sendo que:

γ_f = *coeficiente de segurança.*

Logo, o comprimento mínimo de aderência da fita metálica é obtido isolando La, sendo que as fitas se encontram paralelas ao nível do topo do aterro, segundo a seguinte equação:

$$La = \frac{T_{max}}{\frac{1}{\gamma_f}.2b.f^*.\sigma_v(x)} \tag{3.9}$$

3.3 TERRA ARMADA - MÉTODO ALTERNATIVO COM O USO DE BLOCOS DE ANCORAGEM (“MORTOS”)

No sistema alternativo de solos reforçados terra armada com a utilização de blocos de ancoragem, mostrado na Figura 3.15, destaca-se o aproveitamento do empuxo passivo para reagir à força de tração do tirante, causada pelo esforço horizontal que o solo provoca na placa de concreto e ao empuxo ativo no bloco.

Assim como no sistema tradicional de terra armada, para a verificação da estabilidade do muro de contenção é necessário a análise das estabilidades internas e externas. Os cálculos de estabilidade externa dos métodos tradicional e alternativo são iguais, avaliando a contenção quanto ao tombamento, deslizamento, capacidade de carga da fundação e estabilidade global do sistema. As Figura 3.18 e Figura 3.19 demonstram tais equilíbrios.

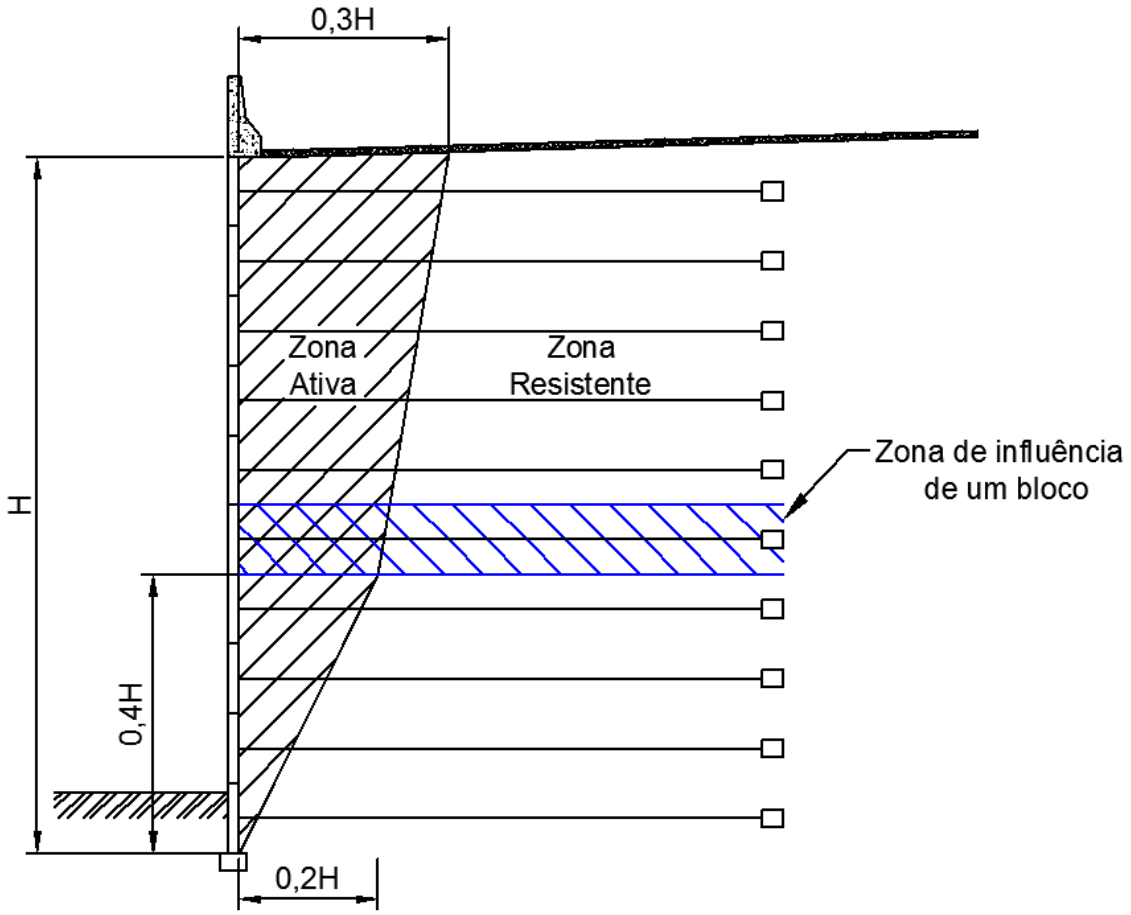


Figura 3.15 - Sistema de terra armada com blocos de ancoragem

3.3.1 Verificação da estabilidade interna

A verificação de estabilidade interna para o método alternativo de Terra Armada é realizado através do equilíbrio das forças horizontais, sendo essas forças o empuxo passivo (Ep), o empuxo ativo (Ea) e a esforço tração máximo nas armaduras (T_{max}), conforme ilustrado na Figura 3.16.

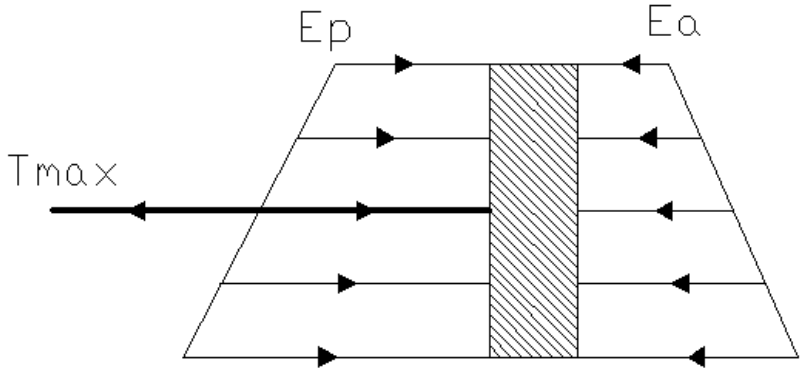


Figura 3.16 - Equilibrio de forças horizontais no bloco de ancoragem

Para a determinação das forças de tração em cada nível de barras (tirantes), será adotado o mesmo método de cálculo da tração máxima nas armaduras, preconizado pela NBR 9286 (ABNT, 1986), para cálculo das contenções de Terra Armada com a utilização de fitas galvanizadas.

Para cada nível de barras é encontrada a distancia de posicionamento, a partir da rotação de 45˚ - ϕ/2 da linha superior da região de influência do aterro, conforme demonstrado na Figura 3.17.

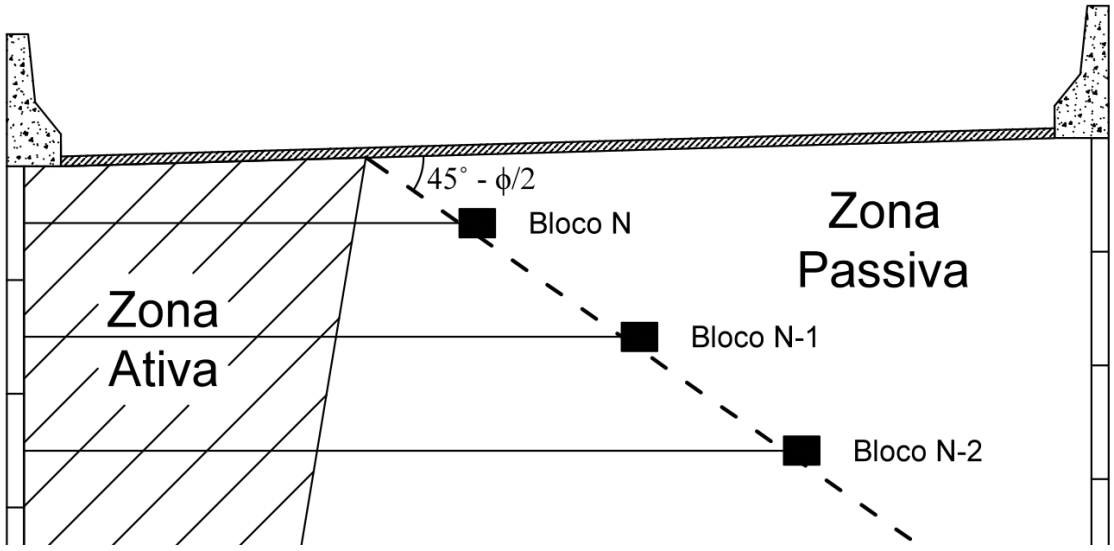


Figura 3.17 – Posicionamento dos blocos de ancoragem

Pela Teoria de Rankine para Empuxos de Terra, tem-se as seguintes equações para a determinação das tensões horizontais ativas e passivas, respectivamente:

$$\sigma_{ha} = \frac{\sigma_V}{N\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} \tag{3.10}$$

$$\sigma_{hp} = \sigma_V \cdot N\phi + 2c \cdot \sqrt{N\phi} \tag{3.11}$$

Sendo:

$$N\phi = \tan(45 + {}^{\phi}/_{2})^2 \tag{3.12}$$

As forças de empuxo ativo e passivo são encontradas multiplicando as suas respectivas tensões ($\sigma_{ha\ e}\ \sigma_{hp}$) pela área resistente à tração de cada bloco.

Sendo assim, o equilíbrio é determinado pela seguinte formulação:

$$T_{max} + Ea = \frac{Ep}{FR} \tag{3.13}$$

Onde:

T_{max} = Esforço de Tração na barra de aço

Ea = Empuxo ativo

Ep = Empuxo passivo

FR = Fator de Segurança

E, tendo que:

$$Ea = \sigma_{ha} \cdot A \tag{3.14}$$

e

$$Ep = \sigma_{hp} \cdot A \tag{3.15}$$

Onde:

A = Área

Pode-se reescrever a Equação 3.13 isolando *A*:

$$A = \frac{T_{máx} \cdot FR}{\sigma_{hp} - \sigma_{ha} \cdot FR} \tag{3.16}$$

Para cálculos de diâmetro de aço, temos os dados de resistência ao escoamento do aço CA - 50 (f_{yk}) de 500 MPa, segundo NBR 7480 (ABNT, 2007), e fator de segurança γ_s de 1,15, segundo NBR 6118 (ABNT, 2004).

3.4 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE EXTERNA

O modelo de verificação da estabilidade externa de um maciço em terra armada é análogo ao de uma estrutura de contenção por gravidade, exceto em sua capacidade de absorver deformações, tanto longitudinais quanto verticais. Logo, são realizados cálculos de fatores de

segurança mínimos relacionados ao tombamento, ao deslizamento, a capacidade de carga da fundação e a estabilidade global.

Quanto ao tombamento, são obtidos quocientes entre o momento das forças verticais em relação ao ponto O da Figura 3.18, e o somatório de momentos provenientes do carregamento externo e forças verticais contrárias à estabilidade. Esse resultado deve ser maior do que 2,0, sendo denotado como o fator de segurança ao tombamento, conforme equação.

$$FS = \frac{\Sigma M_{fy}}{\Sigma M_{empuxos}} \geq 2{,}00 \tag{3.17}$$

No que diz respeito ao deslizamento, deve-se assegurar o equilíbrio de forças entre os esforços horizontais atuantes no maciço e a resistência de cálculo devida ao atrito entre maciço e fundação.

$$FS = \frac{\Sigma FH_R}{\Sigma Empuxos} \geq 1{,}50 \tag{3.18}$$

Para cálculo da $tan\phi_{menor}$ é preciso usar o menor ângulo de atrito entre solo do aterro e fundação, de modo que o resultado do cálculo do FS seja maior ou igual a 1,50. A Figura 3.18 mostra a situação analisada.

Para a segurança contra a ruptura do solo de fundação, deve-se assegurar que a pressão vertical aplicada seja inferior à pressão admissível, obtida da pressão de ruptura do solo. A resistência de ruptura do solo pode ser determinada através de ensaios *in situ,* laboratório ou formulações como $FS_{BC} = \frac{\sigma_r}{\sigma_a} \geq 2{,}0$ de Terzaghi modificada por Meyerhof apud Cintra *2003*.

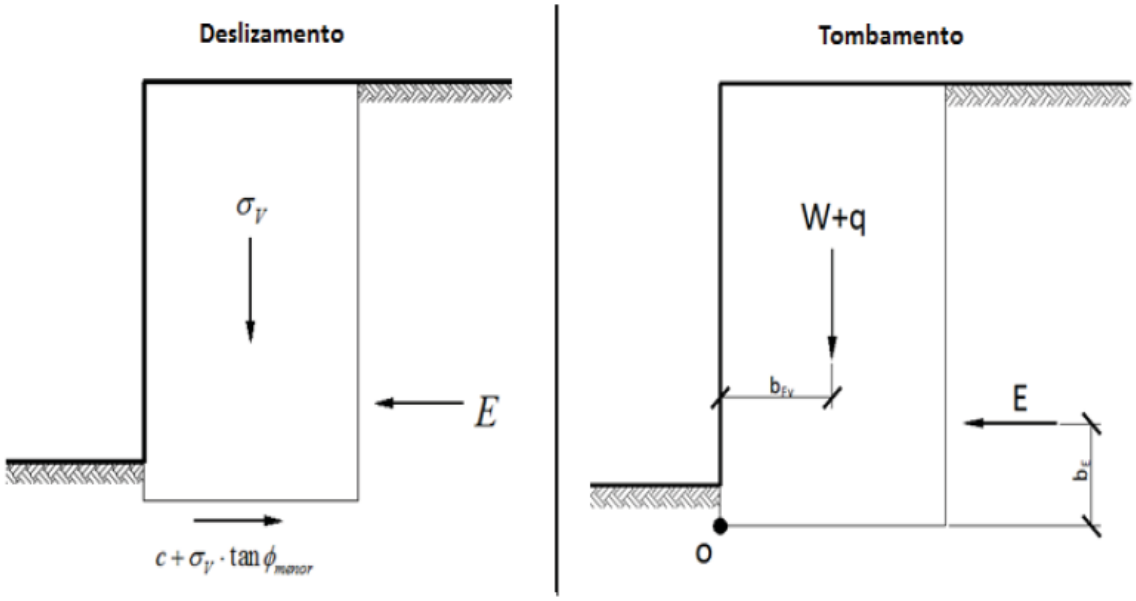


Figura 3.18 - Segurança ao deslizamento e tombamento (MAPARAGEM, 2011)

Por fim, a segurança global é analisada como qualquer obra de contenção, normalmente considerando superfícies circulares. O fator de segurança mínimo normalizado é de 1,50. A Figura 3.19 abaixo representa as os modelos estudados.

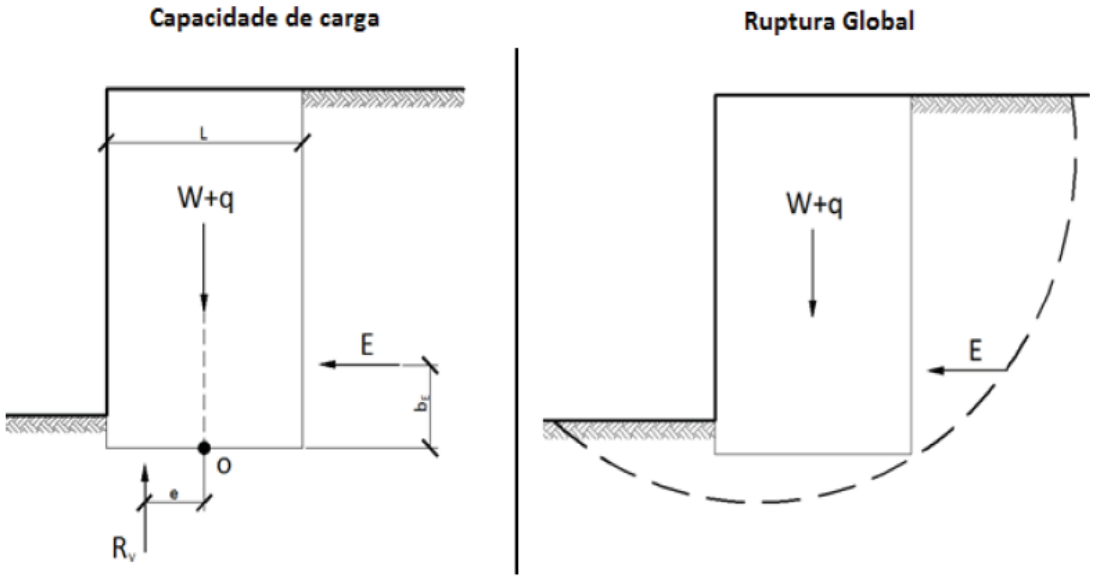


Figura 3.19 - Segurança da fundação e ruptura global (MAPARAGEM, 2011)

4 METODOLOGIA

4.1 GERAL

O objeto de estudo deste trabalho é o viaduto em construção, na cidade de Goiânia, entre a Av. 88 e a Marginal Botafogo, obra de grande impacto para o planejamento do transporte urbano na cidade. Parte da obra será executada utilizando a tecnologia de terra armada, com blocos de ancoragem e solo fino, buscando atender máxima qualidade técnica e econômica. A Figura 4.1 esboça a obra concluída.

Figura 4.1 - Projeção da obra concluída

Para a realização de tal pesquisa, foi feito acompanhamento, *in loco*, da obra, análise dos projetos em execução, coleta de materiais e contato direto com os responsáveis técnicos, a fim de extrair o maior número de informações.

Os materiais coletados, em geral amostras de solo, foram ensaiados para determinação dos seus parâmetros coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), módulo de elasticidade (E), densidade (γ) na condição compactada na umidade ótima com energia proctor normal, granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade e massa específica dos grãos. Foi usado o Laboratório de

Geotecnia da Universidade Federal de Goiás, onde todas as análises foram supervisionadas por um responsável indicado pelo orientador, ou pelo próprio.

Os projetos foram utilizados para a determinação dos parâmetros inseridos no dimensionamento dos diferentes tipos de contenção propostos para estudo, fornecendo o perfil do solo, as dimensões do muro, além de servirem como comparativo aos dados obtidos nos ensaios de laboratório.

Por fim, com tais dados, foi feito um comparativo técnico-econômico entre as soluções propostas.

4.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

Para realização dos cálculos de estabilidade da estrutura em MSE, foram obtidos os parâmetros de resistência e deformação do solo utilizado: coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), módulo de elasticidade (E) e densidade (γ) na condição compactada na umidade ótima com energia proctor normal a partir dos ensaio descritos.

Para a caracterização do solo foram feitos os ensaios de limites de liquidez e plasticidade, massa específica dos grãos e análise granulométrica com e sem defloculante.

Para realização destes ensaios, foi feita a coleta de amostras deformadas de solo do aterro, seguindo as orientações do item 3.1. Foi prevista a coleta de um total de 65 kg de material, distribuídos da seguinte maneira para o uso em cada ensaio:

- Compactação normal: foram executados cinco corpos de prova para a determinação da curva de compactação, utilizando aproximadamente 30 kg de solo;
- Cisalhamento direto: foram moldados três corpos de prova para serem ensaiados sobre diferentes tensões normais (σ), utilizando aproximadamente 20 kg de solo;
- Compressão simples: foram moldados dois corpos em cilindro pequeno para execução deste ensaio e foi adotado o valor médio dos resultados obtidos. Para este ensaio foram utilizados aproximadamente 8 kg de solo.
- Limites de Consistência (ou de Atterberg) e densidade específica dos grãos: foram utilizados 2 kg de solo;
- Análise Granulométrica: foram executados ensaios de peneiramento e sedimentação (com e sem defloculante), utilizando aproximadamente 2 kg de solo;

4.2.1 Massa específica dos sólidos

O ensaio foi realizado com base na norma NBR 6508 (ABNT, 1984).

No dia anterior à realização do ensaio foram preparadas três amostras de 50g cada imersos em água destilada em cadinhos de porcelana. No dia do ensaio cada amostra preparada foi transferida para o copo dispersor e colocada em dispersão com quantidade de água adequada durante 15 minutos. Em seguida o material foi transferido para balão volumétrico e foi acrescentada água destilada até uma altura em que ficasse em torno de três centímetros abaixo da base do gargalo e foi levada a fervura na chapa aquecedora durante 15 minutos com agitação. Posteriormente foi acrescentado água até um centímetro abaixo da marca de calibração do balão e deixado em repouso para resfriamento em um recipiente com água. O procedimento foi repetido para cada uma das três amostras.

No dia seguinte, foi acrescentada água destilada até a marca de calibração dos balões e pesados cada conjunto Balão + Água + Solo. Em seguida foram retiradas as amostras dos balões e estes foram cheios com água destilada até suas respectivas marcas de calibração. Foram então pesados cada conjunto Balão + Água.

A partir destes dados e da umidade inicial da amostra foram calculados valores da massa específica dos grãos.

4.2.2 Análise Granulométrica

A análise granulométrica foi realizada de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 1984).

Inicialmente tomada uma amostra representativa de 1 kg de solo. Este solo foi peneirado na peneira nº 10 (2 mm) e o material retido na peneira nº 10 foi lavado, deixado na estuda e pesado após secagem. Pelo fato da quantidade retida nesta peneira ter sido muito pequena e possuir grãos pequenos, foi descartada a realização de peneiramento grosso. Com o material passante foram preparadas duas amostras de 70 g para realização de sedimentação. Dentre as amostras preparadas, em uma foi utilizado 125 ml de defloculante hexametafosfato de sódio e em outra apenas água destilada. As amostras preparadas foram deixadas em repouso por 12 horas.

No dia do ensaio de sedimentação cada amostra foi levada ao dispersor por 15 minutos e em seguida transferidas para a proveta. Foi adicionada agua destilada até completar 1.000 cm^3 e realizada a agitação da proveta durante 1 minuto. Foram realizadas leituras no termômetro e no densímetro nos diversos tempos decorridos.

4.2.3 Limites de liquidez e plasticidade

O ensaio de limite de liquidez foi realizado segundo a NBR 6459 (ABNT, 1984). Foram homogeneizadas amostras de solo em diferentes umidades para se obter diferentes números de golpes no aparelho Casagrande necessários para fechar a ranhura aberta com cinzel, traçando assim o gráfico golpes x umidade.

O ensaio de limite de plasticidade foi realizado segundo a NBR 7180 (ABNT, 1984). A partir de amostras de solo umedecidas foram executados cilindros de solo, em uma placa de vidro, que estivesse na eminência de se fragmentar com diâmetro na ordem de 3 mm e comprimento na ordem de 100 mm. Essas amostras de solo foram transferidas para cápsulas e realizados a medição da umidade do solo.

4.2.4 Compactação Normal

O ensaio de compactação normal foi realizado segundo a norma NBR 7182 (ABNT, 1986).

Foram realizados cinco moldes em cilindro pequeno variando a umidade em 2% com a aplicação 26 golpes em cada uma das três camadas de solo do cilindro para compactação com energia proctor normal. A partir disso os cilindros foram pesados e o solo compactado teve sua densidade medida. Foi traçado um gráfico umidade x densidade seca e encontrados a densidade seca máxima e a umidade ótima de compactação, conforme mostrado no Anexo 1.

4.2.5 Moldagem por compactação

Este procedimento foi executado quatro vezes de forma a se obter corpos de prova para que pudessem ser realizados ensaios de cisalhamento direto e compressão simples com amostras compactadas de solo.

Para a execução deste procedimento foram tomadas quatro amostras de 2.500 g de solo para moldagem em cilindro pequeno (devido a granulometria fina do solo em estudo) e, a partir do resultado de ω_{ot} obtido do ensaio de compactação simples e da umidade higroscópica do solo, calculou-se a quantidade de água necessária a adicionar em cada amostra para que esta atingisse a umidade ótima.

Seguindo a metodologia da NBR 7182 (ABNT, 1986) a água foi adicionada à amostra que, em seguida foi homogeneizada e transferida para sacos plásticos para que ficasse em repouso por 24 horas. No dia seguinte o solo foi compactado na energia proctor normal com a

aplicação de 26 golpes do soquete pequeno em cada uma das três camadas de solo colocado no cilindro.

Foi feita a pesagem do cilindro e obtenção da umidade de compactação para a verificação da densidade seca atingida e, consequentemente, do grau de compactação. O solo foi retirado do cilindro para que se pudesse proceder com a moldagem dos corpos de prova de compressão simples e cisalhamento direto.

4.2.6 Cisalhamento Direto

Este ensaio foi executado seguindo a literatura de laboratório de mecânica dos solos e a norma americana ASTM D3080/98 (ASTM, 1998).

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados nas amostras compactadas, constituindo o ensaio na moldagem de um corpo de prova quadrado de 6 x 6 cm de área e 2 cm de altura aproximadamente, sendo que este corpo de prova era inundado e submetido a uma pressão normal de aproximadamente 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa (cargas equivalentes a alturas de aterro de aproximadamente 2,50 m, 5,00 m e 8,00 m) e feitas leituras de deformação vertical até o final do processo de adensamento (aproximadamente 12 horas). Após o adensamento é aplicada uma deformação horizontal cisalhante com velocidade constante de 0,042 mm/min e feitas leituras de resistência ao cisalhamento do solo, até uma deformação máxima de 10 mm.

Este ensaio permite determinar os parâmetros de resistência de coesão e ângulo de atrito, da envoltória de resistência de Mohr–Coulomb, plotando os resultados de tensão normal e tensão cisalhante máxima para cada ponto do ensaio de cisalhamento direto, traçando a reta de regressão linear dos três pontos e determinando os parâmetros de coesão (c) e ângulo de atrito (φ).

4.2.7 Compressão Simples

Este ensaio foi executado seguindo a literatura de laboratório de mecânica dos solos e a norma NBR 12770 (ABNT, 1992).

Os ensaios de compressão simples foram realizados nas amostras compactadas, constituindo o ensaio na moldagem de um corpo de prova cilíndrico com dimensões aproximadas de 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura. O corpo de prova é submetido a uma pressão normal aplicada por meio de uma deformação à velocidade constante de 0,69 mm/min

de forma manual e são feitas leituras da carga resistida pelo solo. Entre outros parâmetros, são obtidos a pressão axial máxima, a tensão cisalhante máxima e o módulo de elasticidade médio.

4.3 DIMENSIONAMENTO

4.3.1 Terra armada - método convencional com o uso de fitas galvanizadas

Para o dimensionamento da Terra Armada com o uso de fitas galvanizadas, foi realizado um estudo seguindo as diretrizes de cálculo propostas pela NBR 9286 (ABNT, 1986).

Primeiramente foi adotado que todas as fitas estariam a uma distância horizontal e vertical de 0,75 metros entre si, conforme Figura 4.2, e foram estudadas a estabilidade interna nas situações em que as seções do muro tivessem alturas de 4, 6 e 8 metros.

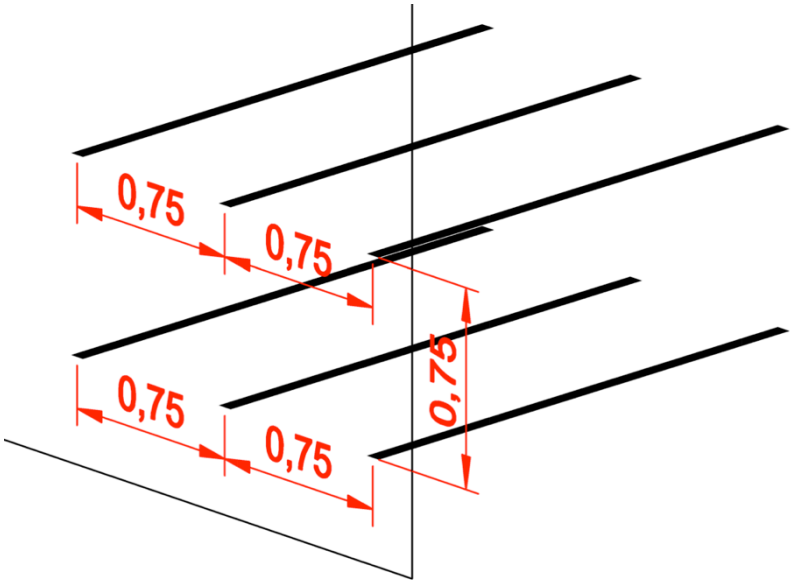


Figura 4.2 - Posicionamento das fitas metálicas

Seguindo as orientações da norma, a partir dos parâmetros granulométricos do solo foi possível classificá-lo de acordo com dados da Figura 3.11 determinando a equação a ser utilizada para o cálculo do coeficiente aparente solo-armadura (f*).

Depois de encontrado o fator f*, calculou-se a tensão vertical atuante (σ_1) na cota de cada fita pela altura de solo existente sobre ele e uma sobrecarga considerada de 0,50 m ($\Delta\sigma_3$), que somadas resultam na tensão vertical total ao longo do paramento (σ_v).

Em seguida, foi calculado o $T_{máx}$ através das tensões, σ_1 e $\Delta\sigma_3$, do coeficiente de empuxo e do espaçamento vertical entre duas armaduras, dispostas a uma razão de N unidades por metro linear horizontal de paramento, como pressuposto pela Equação 3.5.

Com estes dados, adotando uma largura de fita metálica galvanizada de 5 cm, foi então possível encontrar o comprimento de aderência necessário para atender a estabilidade interna suposta pela norma na Equação 3.9.

Sabendo que o comprimento da zona ativa varia de acordo com a cunha triângulo trapezoidal apresentada na Figura 3.13 e que a mesma é função da altura do aterro, determina-se seu comprimento em cada camada de paramento. Sendo assim, a adição entre o comprimento de aderência e a extensão da zona ativa resultam no comprimento total da fita metálica galvanizada.

Tendo já dimensionado a fita, foi feita a verificação da área da seção transversal necessária para suportar a força $T_{máx}$ atuante nas armaduras. Foi calculada a espessura, segundo a Equação 3.7, levando em conta que a fita tenha largura igual a 5 centímetros e apresente tensão de escoamento semelhante à do aço CA-50.

4.3.2 Terra armada - método alternativo com o uso de blocos de ancoragem (“mortos”)

Para o dimensionamento da terra armada com blocos de ancoragem foi realizado um novo estudo de estabilidade interna. A verificação foi realizada para três situações de altura do muro: 4 m, 6 m e 8 m.

Para início dos cálculos, assumiu-se que haveriam tirantes a cada 0,40 m na vertical e a cada 0,80 m na horizontal, conforme representado na Figura 4.3.

Inicialmente foram realizados estudos para determinação do posicionamento do bloco no interior do maciço reforçado. A partir da altura do maciço e da geometria triângulo-trapezoidal da cunha de ruptura, foi calculada a distância da zona ativa para cada fiada de tirantes com blocos da ancoragem. A essa distância, somou-se a distância obtida a partir da rotação de $45^\circ - \phi/2$ da linha superior do aterro e, desta forma, obteve-se a distância mínima de posicionamento do bloco em relação ao paramento, conforme ilustrado na Figura 4.4. Adicionalmente, verifica-se que há uma distância máxima para a colocação do bloco, já que o aterro possui largura fixa de 8,60 m. Desta forma adotou-se a distância máxima como 8,0 m.

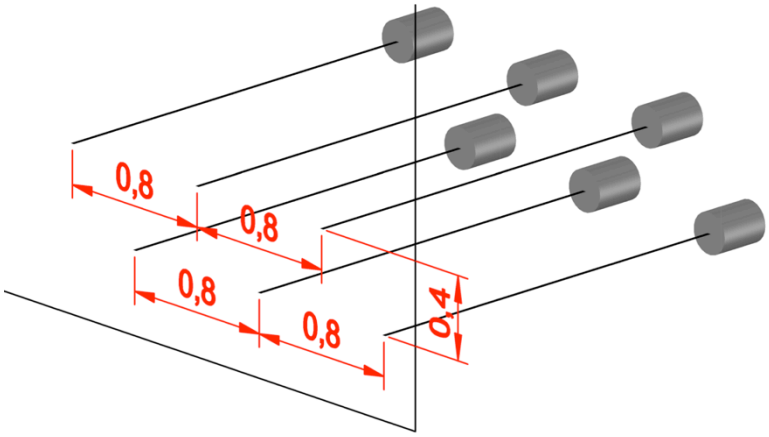


Figura 4.3 - Posicionamento dos tirante com blocos de ancoragem

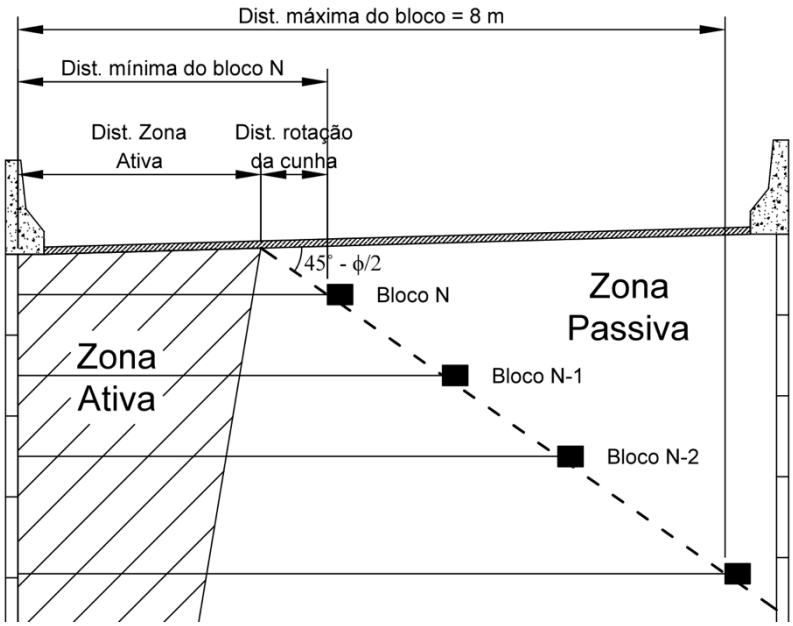


Figura 4.4 - Cálculo das distâncias de colocação dos blocos

Após encontrado o posicionamento do bloco, procedeu-se com o cálculo da força $T_{máx}$ atuante em cada altura de blocos. Para tanto, calculou-se a tensão vertical atuante (σ_1) na cota de cada bloco pela altura de solo existente sobre ele e, adicionalmente, por uma sobrecarga considerada de 0,50 m. A partir destes dados, calculou-se o valor do empuxo ativo (σ_3) pela Teoria de Rankine para empuxos de terra (Equação 3.10). Para cálculo da força atuante em cada bloco $T_{máx}$, dividiu-se σ_3 pela quantidade de blocos por metro nas direções horizontal e vertical.

O passo seguinte do dimensionamento por este método, consistiu na verificação das dimensões de cada bloco. Para tanto, calculou-se inicialmente a tensão vertical atuante em cada altura de bloco (σ_1). A partir deste dado, foram calculadas as tensões horizontais ativa (σ_{ha}) e passiva (σ_{hp}) e a área mínima da face do bloco para que os empuxos atuantes fossem suficientes para alcançar o equilíbrio de forças. Tendo a área, assumiu-se que o bloco utilizado teria formato cilíndrico e foi calculado o diâmetro do bloco.

Tendo já dimensionado o bloco, foi feita a verificação do diâmetro do aço CA-50 necessário para suportar a força $T_{máx}$, majorada por um FR, atuante nos blocos.

Os estudos de estabilidade externa (deslizamento, tombamento, capacidade de carga e estabilidade global) foram os mesmos realizados para a Terra armada convencional. Sendo assim, não houve necessidade de repetição dos cálculos.

4.3.3 Estabilidade externa

Para a determinação da estabilidade externa do muro não foram analisados o deslizamento e tombamento pela inexistência de empuxos externos, já que o aterro possui largura fixa de 8,60 m e não se trata de uma maciço localizado em uma encosta, e sim de um maciço isolado. Serão analisados, porém, a capacidade de carga, recalque da fundação e estabilidade global.

Foi realizada uma análise preliminar da capacidade de carga da fundação, avaliando o ensaio SPT realizado na obra (Anexo A), que permitiu uma estimativa da tensão resistente do solo para uma profundidade até encontro e superação das camadas críticas (com menor Nspt). A tensão foi calculada por um método empírico que preconiza que a tensão resistente, em kgf/cm², seja igual a 25% da média dos Nspt ao longo desta profundidade. A tensão atuante foi obtida a partir da estimativa de que a área de atuação da carga aumentaria com uma angulação de 30˚ a partir do plano vertical para cada lado do aterro, conforme mostrado na xxx.

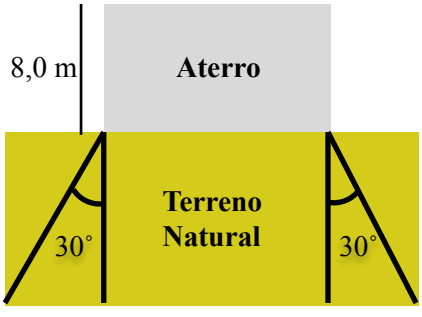


Figura 4.5 – Análise de capacidade de carga

Logo, avaliando a situação crítica em que o aterro tenha 8 metros de altura, pôde ser obtido o fator de segurança da entre a tensão resistente e a tensão aplicada para cada camada.

A estabilidade global do sistema foi analisada através do software Slope/W da GeoSlope. Foi utilizada a seção em que o aterro possuía altura de 8 m, adicionada a uma sobrecarga de 0,50 m e largura de 8,60 m. Os parâmetros utilizados para caracterização do solo natural e do maciço reforçado são os mostrados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Parâmetros para análise de estabilidade global

Solo	Peso Específico (kN/m^3)	Coesão (kPa)	ϕ (º)
Maciço Reforçado	19,2	2500	43
Solo Natural	17	10	25

O parâmetro de peso específico do maciço reforçado foi obtido em conformidade com o peso específico úmido obtido do ensaio de compactação para o terceiro ponto (situação compactada mais próxima de γ_d e ω_{ot}). A coesão do maciço foi adotada como 2500 kPa visando que este se comportasse como um bloco rígido e a cunha de ruptura não passasse pelo mesmo. Os parâmetros do solo natural foram obtidos de valores típicos estimados a partir do ensaio SPT.

Foi dispensada a análise de estabilidade global para seções de aterro com alturas de 6 m e 4 m, já que a análise para 8 m representava a situação mais crítica.

5 RESULTADOS

5.1 COLETA DE MATERIAL

Foi realizada coleta de solo utilizado para execução de aterro na obra no dia 19/07/2013. Ao todo foram retirados cinco sacos de solo com aproximadamente 25kg em cada saco. Após a coleta o material foi levado ao laboratório de solos da Escola de Engenharia Civil da UFG, onde foi devidamente guardado para realização de ensaios.

5.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

5.2.1 Massa específica dos sólidos

No ensaio de massa específico obteve-se um resultado de 2,798 g/cm^3 conforme mostrado no Apêndice A.1. Verifica-se que o valor encontrado é adequado à faixa de valores típicos para solos residuais da região, que vai de 2,6 a 2,9 g/cm3 para solos formados por quartzo e argilo minerais (LAMBE e WHITMAN, 1969).

5.2.2 Análise granulométrica

A partir da realização das análises granulométricas para solo com e sem defloculante, foram obtidas as curvas granulométricas mostradas na Figura 5.1.

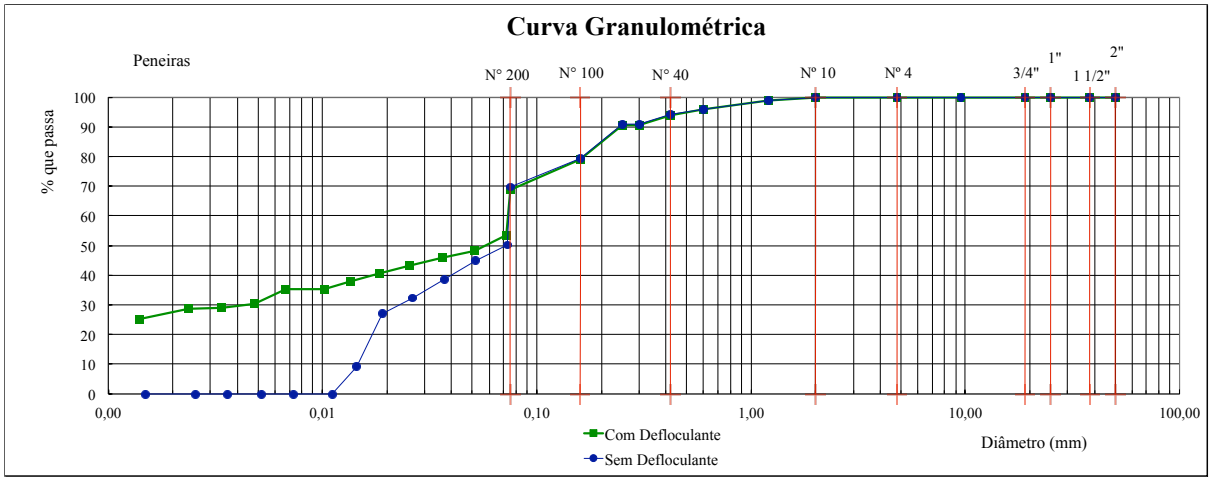


Figura 5.1 - Curva granulométrica do solo

A partir destes ensaios obteve-se também o percentual de cada fração de granulometria contida no solo e os índices da curva granulométrica, conforme mostrado na Tabela 5.1 e na Tabela 5.2.

Tabela 5.1 - Faixas granulométricas

FRAÇÃO	FAIXA (mm)	CD (%)	SD (%)
ARGILA	< 0,002	27,42	0,00
SILTE	0,002 - 0,06	23,07	47,03
AREIA FINA	0,06 - 0,20	33,63	37,52
AREIA MEDIA	0,20 - 0,60	11,68	11,45
AREIA GROSSA	0,60 - 2,0	4,08	3,88
PEDREGULHO	2,0 - 60	0,12	0,12
		100,00	100,00

Tabela 5.2 – Índices da curva granulométrica

PARAMETRO	UNIDADE	SD	CD
% Passa # 200	%	69,89	68,91
D10	mm	0,015	---
D15	mm	0,016	0,000
D20	mm	0,017	0,000
D30	mm	0,023	0,004
D40	mm	0,040	0,017
D60	mm	0,074	0,073
CNU		5,031	---
CC		0,495	---

A partir da Tabela 5.1 verifica-se que o solo em seu estado natural possui grande quantidade de argila que agrega entre si e a outros grãos de silte e faz com que não existam partículas com diâmetro inferior a 0,002 mm em quantidade significativa. A partir destes resultados, espera-se que o solo possua baixa coesão em função da sua distribuição granulométrica corresponder a uma areia argilosa, quando feita análise com defloculante, e a uma areia siltosa, quando feito ensaio sem defloculante.

5.2.3 Limites de Consistência

Conforme pode ser verificado no Apêndice A.3, foi obtido um valor de LL = 47% e LP = 31%. Portanto estes valores resultam em um IP = 16.

A partir destes valores e do fato da quantidade de solo passante na peneira n 200 ser superior a 50% verifica-se na carta de plasticidade da Figura 5.2 que o solo em estudo é classificado como ML (Silte de baixa plasticidade).

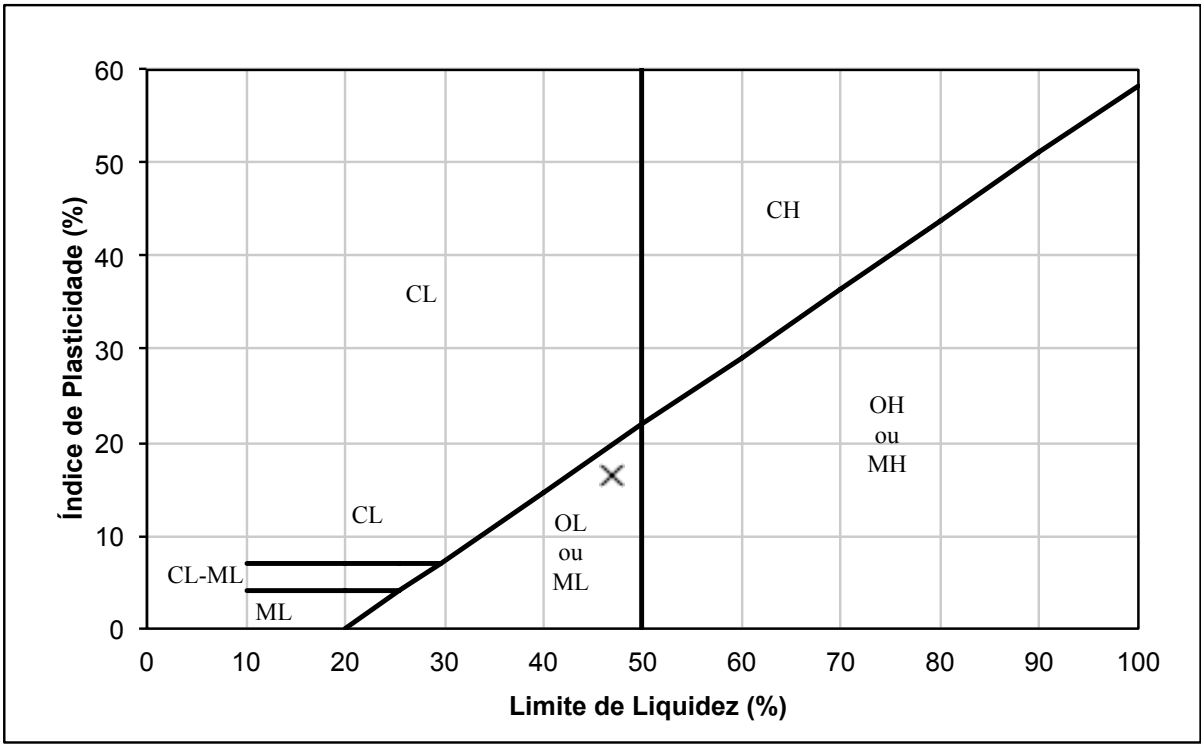


Figura 5.2 - Carta de plasticidade

5.2.4 Compactação simples

Para realização do ensaio de compactação, o solo foi homogeneizado com adição de água, conforme Figura 5.3 e, após compactação, devem ser feitos ajustes com régua biseladora para retirada de solo fora do volume do cilindro, conforme Figura 5.4, antes de se realizar a pesagem.

Figura 5.3 - Homogeneização do solo

Figura 5.4 - Cortes de solo fora do volume do cilindro

A curva de compactação obtida do solo é conforme mostrado na Figura 5.5.

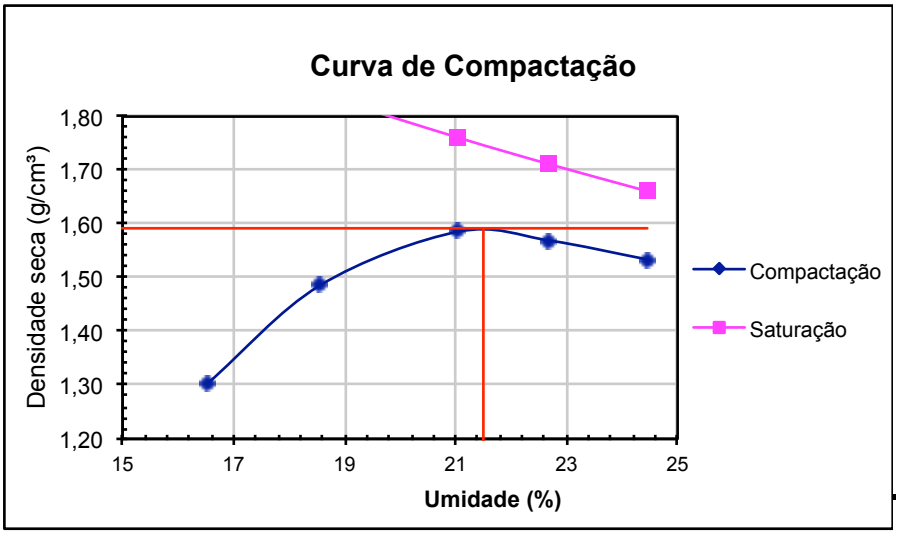


Figura 5.5 - Curva de compactação do solo

No ensaio de compactação foi obtido o valor de ω_{ot} = 21,5% e $\rho_{d.máx}$ = 1,59 g/cm^3.

A partir destes resultados verifica-se que o solo analisado possui valor de umidade ótima e de densidade seca máxima próximos a valores típicos de solos finos existentes na região (PINTO, 2006).

5.2.5 Moldagem por compactação

Após a moldagem de cada amostra no cilindro, as mesmas foram retiradas, conforme mostrado na Figura 5.6 para continuidade dos demais ensaios e obtenção dos corpos de prova necessários.

A partir das medições de peso dos cilindros e umidade de compactação, foram obtidos os valores de ρ_d, ω, e GC para cada um dos quatro cilindros compactados, conforme mostrado na Tabela 5.3.

Figura 5.6 - Retirada da amostra do interior do cilindro

Tabela 5.3 - Resultados das moldagens por compactação

Moldagem	ρ_d (g/cm^3)	ω (%)	G.C. (%)	Ensaio
C 01	1,57	20,97	98,84	Cisalham. Direto CP 01
C 02	1,58	20,64	99,10	Cisalham. Direto CP 02 e 03
C 03	1,50	26,70	94,36	Comp. Simples CP 01
C 04	1,48	26,84	93,18	Comp. Simples CP 02

Verifica-se que os graus de compactação dos moldes utilizados para cisalhamento foram acima de 98%. No caso dos utilizados para ensaio de compressão simples o grau de compactação foi acima de 93%.

5.2.6 Cisalhamento direto

Foi feita a moldagem do CP 01 a partir do cilindro compactado C 01 e dos CP 02 e CP 03 a partir do cilindro compactado C 02. A Figura 5.7 ilustra o processo de moldagem destes CP's.

Figura 5.7 - Moldagem do CP

Os CP’s foram levados ao equipamento de cisalhamento, foram inundados e submetidos ao processo de adensamento, conforme ilustrado na Figura 5.8.

Figura 5.8 - Adensamento do CP

A partir da realização do ensaio puderam ser traçados os gráficos representados nas Figura 5.9, Figura 5.10 e Figura 5.11.

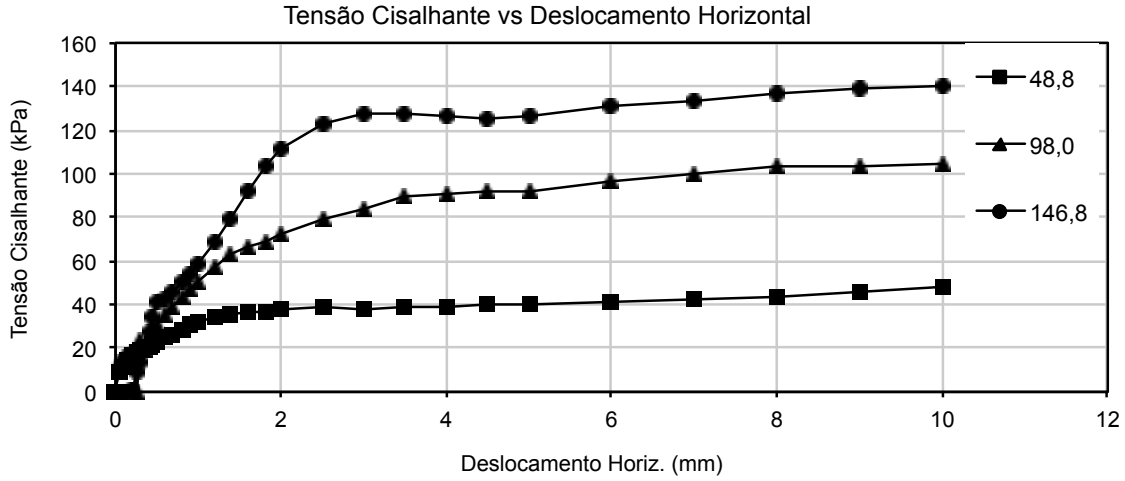


Figura 5.9 - Gráfico Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal

No gráfico da Figura 5.9 verifica-se que o comportamento do solo é de aumento gradual da resistência ao cisalhamento com a deformação horizontal até que haja uma estabilização.

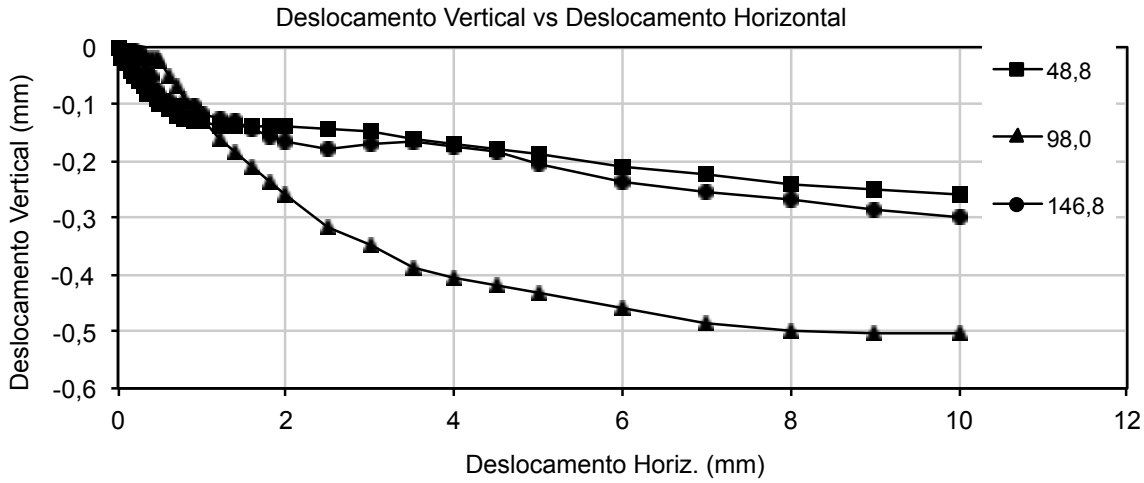


Figura 5.10 - Gráfico deslocamento vertical x deslocamento horizontal

No gráfico da Figura 5.10 observa-se redução de volume para os três ensaios, sendo que o ensaio do corpo de prova realizado com tensão normal de 150 kPa não foi observada redução esperada. Observa-se também que em nenhum caso houve aumento de volume da amostra.

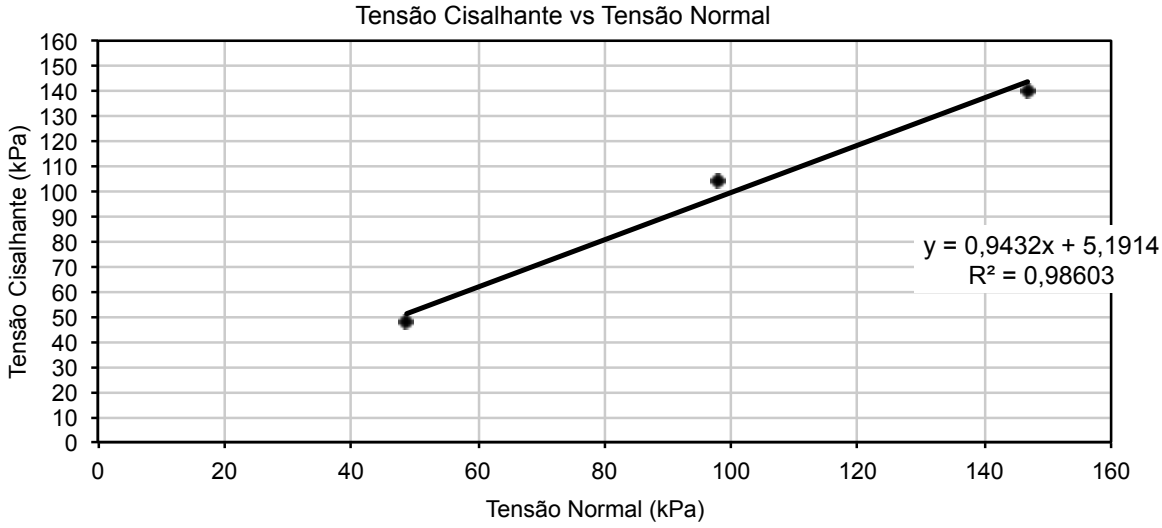


Figura 5.11 - Gráfico tensão cisalhante x tensão normal

No gráfico da Figura 5.11 foram plotados os resultados de tensão cisalhante para deformação de 10 mm e foi traçada a reta de regressão linear para os três pontos, obtendo uma correlação de 98%.

Os parâmetros de resistência do solo obtidos através deste ensaio seguem relatados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Parâmetros de resistência do solo estudado

PARAM. DE RESISTÊNCIA	
Ângulo de Atrito (°)	**43,33**
Coesão (kPa)	**5,19**
Deslocamento (mm)	**10,00**

O resultado mostrado na Tabela 5.4 corresponde a um material granular com ângulo de atrito elevado e coesão baixa, o que remete a um solo arenoso ou siltoso, como indicado na curva granulométrica sem defloculante. Pelo mesmo motivo a coesão foi pequena para este solo granular.

5.2.7 Compressão simples

Foi feita a moldagem do CP 01 a partir do cilindro compactado C 03 e CP 02 a partir do cilindro compactado C 04. A Figura 5.12 ilustra o resultado final da moldagem do corpo de prova ainda em seu berço.

Figura 5.12 - Moldagem de CP para ensaio de compressão simples

Os CP`s foram levados à prensa e submetidos ao carregamento axial determinado até sua completa ruptura. Durante o ensaio, foram monitoradas a carga aplicada, a deformação vertical dos CP`s e o tempo decorrido, como ilustra a Figura 5.13. Foram então traçados os gráficos da Figura 5.14 e da Figura 5.15 para os ensaios com o CP 01 e CP 02, respectivamente.

Figura 5.13 - Ensaio de compressão simples

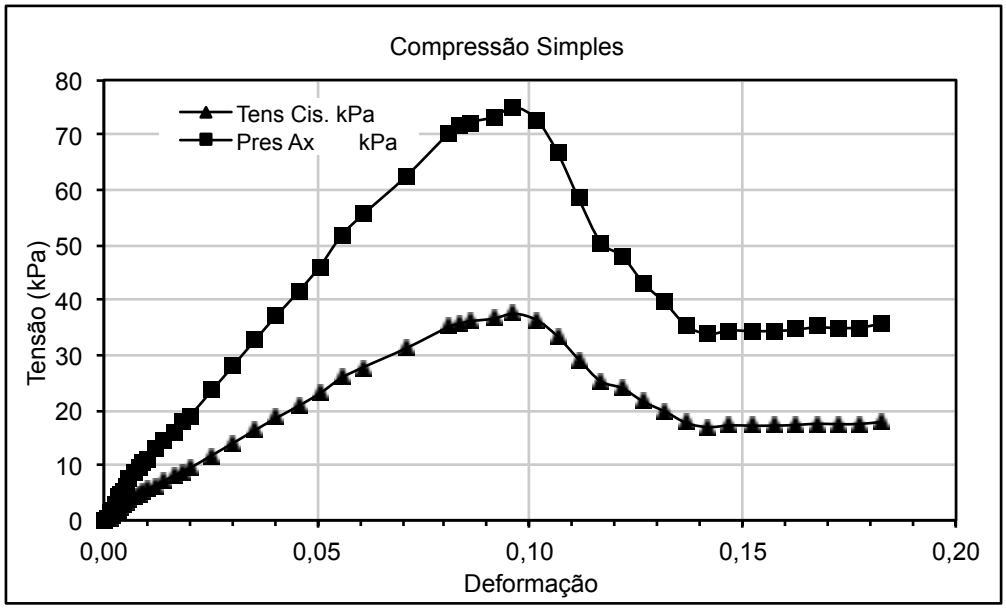


Figura 5.14 - Compressão simples CP 01

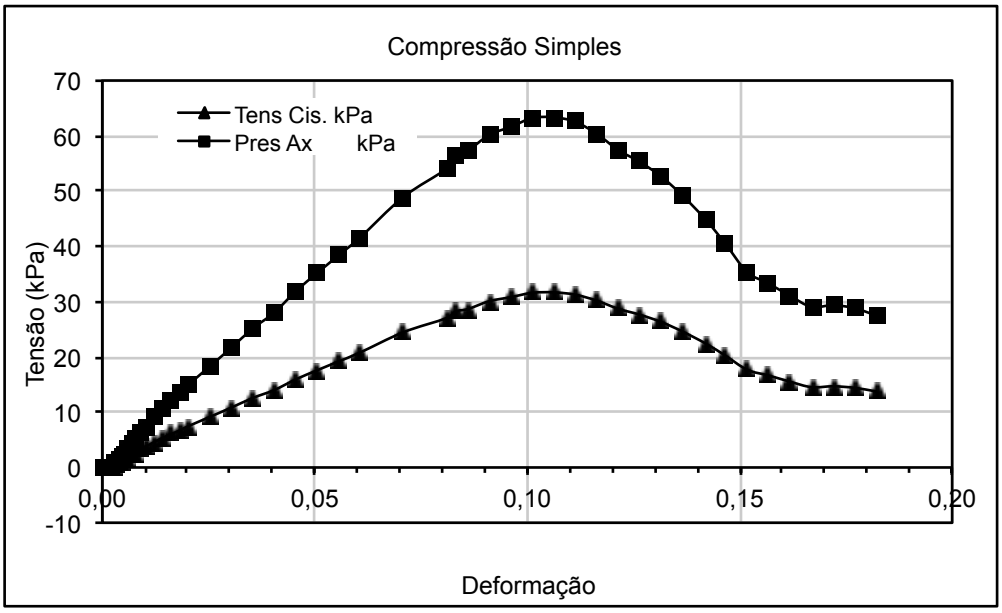


Figura 5.15 - Compressão simples CP 02

A partir da realização deste ensaio com os dois corpos de prova, foram obtidos os resultados mostrados na Tabela 5.5

Tabela 5.5 - Parâmetros obtidos no ensaio de compressão simples

CP	Tensão Cisalhante Máxima (kPa)	Pressão Axial Máxima (kPa)	Módulo De Elasticidade Médio (MPa)
01	37,53	75,05	0,852
02	31,68	63,36	0,657
Média	**34,60**	**69,21**	**0,755**

A resistência a compressão axial máxima do solo foi abaixo do esperado (valor esperado acima de 100 kPa). Isto pode ter ocorrido devido à umidade de compactação ter sido acima da umidade ótima e o grau de compactação abaixo de 95%. Devido aos mesmos fatos, o valor do módulo de elasticidade também ficou abaixo do esperado (acima de 30 MPa).

5.3 DIMENSIONAMENTO

5.3.1 Terra armada - método convencional com o uso de fitas galvanizadas

O dimensionamento da terra armada pelo método convencional foi feito seguindo o item 3.2 da revisão bibliográfica e o item 4.3.1 da metodologia, que foram baseados na Norma NBR 9286 (ABNT, 1986). A seguir são apresentados os resultados.

5.3.1.1 Dimensionamento interno para seção de 4 m de altura

Os resultados obtidos para o dimensionamento interno das fitas para muro de 4 m de altura seguem descritos na Tabela 5.6. O desenvolvimento dos cálculos seguem no Apêndice B.1.

Tabela 5.6 - Resultados do dimensionamento de muro de 4 m com fitas

Z (m)	L (m)	E0 (mm)	Eprojeto
3,50	1,63	6,42	7,00
2,75	1,91	5,22	6,00
2,00	1,94	4,01	5,00
1,25	2,00	2,81	3,00
0,50	2,06	1,61	2,00

5.3.1.2 Dimensionamento interno para seção de 6 m de altura

Os resultados obtidos para o dimensionamento interno das fitas para muro de 6 m de altura seguem descritos na Tabela 5.7. O desenvolvimento dos cálculos seguem no Apêndice B.1.

Tabela 5.7 - Resultados do dimensionamento de muro de 6 m com fitas

Z (m)	L (m)	E0 (mm)	Eprojeto
5,50	2,01	9,63	10,00
4,75	2,22	8,43	9,00
4,00	2,46	7,22	8,00
3,25	2,48	6,02	7,00
2,50	2,51	4,82	5,00
1,75	2,56	3,61	4,00
1,00	2,62	2,41	3,00
0,25	2,68	1,20	2,00

5.3.1.3 Dimensionamento interno para seção de 8 m de altura

Os resultados obtidos para o dimensionamento interno das fitas para muro de 8 m de altura seguem descritos na Tabela 5.8. O desenvolvimento dos cálculos seguem no Apêndice B.1.

Tabela 5.8 - Resultados do dimensionamento de muro de 8 m com fitas

Z (m)	L (m)	E0 (mm)	Eprojeto
7,50	2,15	12,84	13,00
6,75	2,52	11,64	12,00
6,00	2,90	10,43	11,00
5,25	3,08	9,23	10,00
4,50	3,07	8,03	9,00
3,75	3,07	6,82	7,00
3,00	3,09	5,62	6,00
2,25	3,13	4,41	5,00
1,50	3,18	3,21	4,00
0,75	3,24	2,01	3,00

5.3.1.4 Dimensões adotadas para muro de fitas galvanizadas

É indicado adotar uma padronização das dimensões de comprimento, largura e espessura da fita metálica galvanizada. Sendo assim, sugere-se, a partir da pior situação, uso de fitas com comprimento de 3,30 metros, largura pré-estabelecida de 5 centímetros e espessura de

13 milímetros para altura mecânica de solo de 5 a 8 m, de 10 milímetros para altura de 3 a 6 metros e de 6 milímetros de 0,25 a 3 metros.

5.3.2 Terra armada - método alternativo com o uso de blocos de ancoragem (“mortos”)

O dimensionamento da terra armada pelo método alternativo com uso de blocos de ancoragem foi feito seguindo o item 3.3 da revisão bibliográfica e o item 4.3.2 da metodologia, que foram baseados na Norma NBR 9286 (ABNT, 1986) e na Teoria de Empuxo de terra de Rankine. A seguir são apresentados os resultados.

5.3.2.1 Dimensionamento interno para seção de 4 m de altura

Os resultados obtidos para o dimensionamento interno do muro com blocos de ancoragem de 4 m de altura seguem descritos na Tabela 5.9. O desenvolvimento dos cálculos seguem no Apêndice B.2.

Tabela 5.9 - Resultados do dimensionamento de muro de 4 m com blocos de ancoragem

Bloco	Z (H_{solo}) (m)	Comprimento mínimo tirante (m)	Diâmetro do aço (mm)	Diâmetro Bloco (cm)
1	3,80	9,94	4,52	15,16
2	3,40	9,02	4,22	14,86
3	3,00	8,10	3,88	14,48
4	2,60	7,18	3,52	13,98
5	2,20	6,26	3,11	13,31
6	1,80	5,34	2,65	12,32
7	1,40	4,42	2,08	10,71
8	1,00	3,50	1,27	7,48
9	0,60	2,58	-	-
10	0,20	1,66	-	-

5.3.2.2 Dimensionamento interno para seção de 6 m de altura

Os resultados obtidos para o dimensionamento interno do muro com blocos de ancoragem de 6 m de altura seguem descritos na Tabela 5.10. O desenvolvimento dos cálculos seguem no Apêndice B.2.

Tabela 5.10 - Resultados do dimensionamento de muro de 6 m com blocos de ancoragem

Bloco	Z (H_{solo}) (m)	Comprimento mínimo tirante (m)	Diâmetro do aço (mm)	Diâmetro Bloco (cm)
1	5,80	15,14	5,83	16,03
2	5,40	14,22	5,59	15,91
3	5,00	13,30	5,34	15,76
4	4,60	12,38	5,09	15,60
5	4,20	11,46	4,81	15,40
6	3,80	10,54	4,52	15,16
7	3,40	9,62	4,22	14,86
8	3,00	8,70	3,88	14,48
9	2,60	7,78	3,52	13,98
10	2,20	6,86	3,11	13,31
11	1,80	5,94	2,65	12,32
12	1,40	5,02	2,08	10,71
13	1,00	4,10	1,27	7,48
14	0,60	3,18	-	-
15	0,20	2,26	-	-

5.3.2.3 Dimensionamento interno para seção de 8 m de altura

Os resultados obtidos para o dimensionamento interno do muro com blocos de ancoragem de 8 m de altura seguem descritos na Tabela 5.11. O desenvolvimento dos cálculos seguem no Apêndice B.2.

Tabela 5.11 - Resultados do dimensionamento de muro de 8 m com blocos de ancoragem

Bloco	Z (H_{solo}) (m)	Comprimento mínimo tirante (m)	Diâmetro do aço (mm)	Diâmetro Bloco (cm)
1	7,80	20,34	6,89	16,46
2	7,40	19,42	6,69	16,39
3	7,00	18,50	6,48	16,32
4	6,60	17,58	6,27	16,23
5	6,20	16,66	6,05	16,14
6	5,80	15,74	5,83	16,03
7	5,40	14,82	5,59	15,91
8	5,00	13,90	5,34	15,76
9	4,60	12,98	5,09	15,60
10	4,20	12,06	4,81	15,40
11	3,80	11,14	4,52	15,16
12	3,40	10,22	4,22	14,86
13	3,00	9,30	3,88	14,48
14	2,60	8,38	3,52	13,98
15	2,20	7,46	3,11	13,31
16	1,80	6,54	2,65	12,32
17	1,40	5,62	2,08	10,71
18	1,00	4,70	1,27	7,48
19	0,60	3,78	-	-
20	0,20	2,86	-	-

5.3.2.4 Dimensões adotadas para muro com blocos de ancoragem

Sugere-se adotar uma padronização das dimensões de comprimento das barras, diâmetro do aço e diâmetro do bloco de ancoragem. Para tanto, sugere-se, a partir da pior situação, uso de aço com comprimento de 8,0 m; diâmetro de 8,0 mm nas três primeiras fiadas de tirantes para muro com altura total entre 6 m e 8 m e 6,3 mm nos demais tirantes; e blocos de ancoragem de 20 cm de diâmetro. Verificou-se que, no caso do comprimento ser padronizado em 8,0 metros, os blocos que necessitariam de tirantes com comprimento maior ficariam de fora da cunha passiva analisada, porém, como há uma simetria do aterro, os blocos estariam na cunha ativa da outra face do muro, estando assim posicionados de forma segura.

5.3.3 Verificações de estabilidade externa

5.3.3.1 Capacidade de carga da fundação

Seguindo a metodologia proposta pôde-se calcular o valor do fator de segurança da fundação do aterro, como mostra a Tabela 5.12.

Tabela 5.12 - Análise de capacidade de carga da fundação

Profundidade (m)	NSPT	σr (kN/m2)	σa (kN/m2)	F.S.
0	-	-	153,60	-
1	13	325	135,42	2,40
2	14	350	121,08	2,89
3	7	175	109,50	1,60
4	6	150	99,93	1,50
5	4	100	91,90	1,09
6	5	125	85,07	1,47
7	19	475	79,18	6,00
8	17	425	74,05	5,74
9	14	350	69,55	5,03
10	11	275	65,57	4,19

A partir dos resultados obtidos, verifica-se que em nenhuma camada analisada há fator de segurança inferior a 1,0. Há porém 4 camadas consecutivas em que o fator de segurançaa é inferior ao valor preconizado na norma NBR 9286 (ABNT, 1986). Estes valores necessitam de maior análise, porém é previsto que ocorreria apenas um maior recalque da obra sem ocorrência de ruptura, sendo este recalque minimizado pelo processo construtivo de aterro.

5.3.3.2 Estabilidade global

A análise de estabilidade global resultou em um fator de segurança de 2,501 para as duas situações de muro estudadas, conforme mostrado na Figura 5.16.

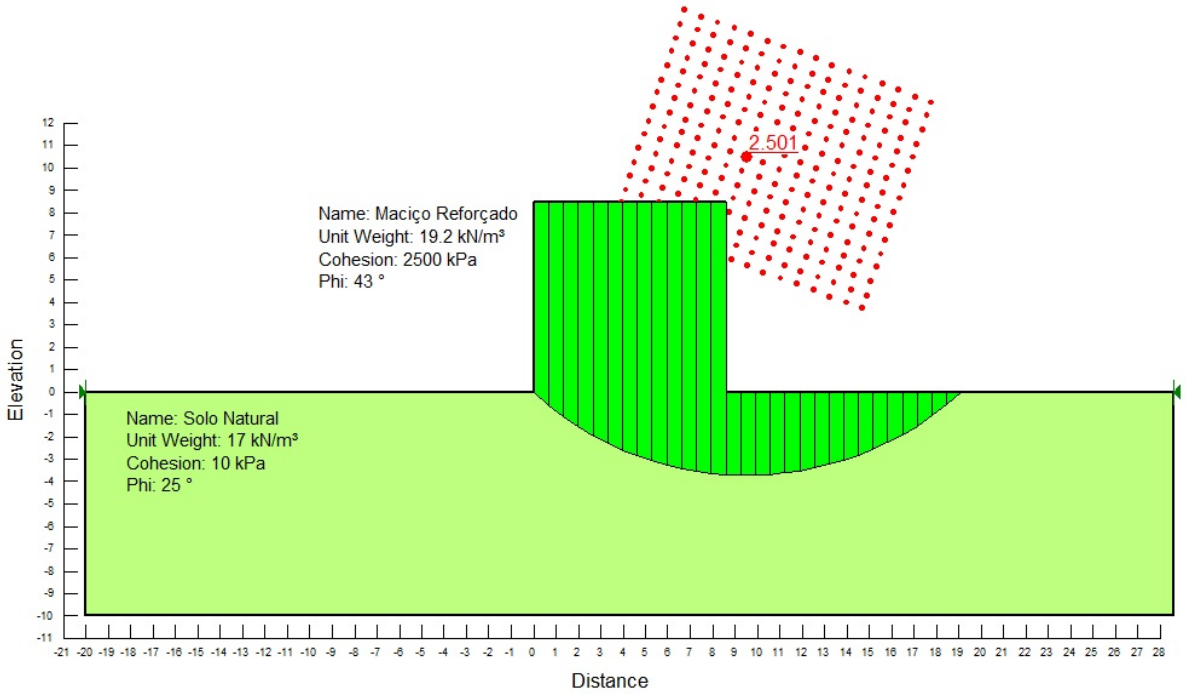


Figura 5.16 - Resultado da análise de estabilidade global

6 CONCLUSÕES

A partir dos ensaios de caracterização do solo, foi possível identificar o grau de agregação das partículas de argila no silte e na areia, resultando num valor acima de 25%. Foi também identificado o solo em estudo como um solo fino siltoso com baixa plasticidade (ML e IP <20).

Através dos ensaios de resistência e deformabilidade foi possível determinar a resistência ao cisalhamento do solo compactado na energia proctor normal na situação inundada. Pode-se observar que, para as tensões de 100 kPa e 150 kPa, os comportamentos da tensão cisalhante em função do deslocamento horizontal foram similares e, para a tensão de 50 kPa, houve diferenças (Figura 5.9). Se for retirado o resultado do cisalhamento realizado sob tensão de 50 kPa e traçado o gráfico de tensão cisalhante por tensão normal, o valor de ϕ passa a ser de 36,77º e a coesão passa a ser de 30 kPa, estando mais próximo de esperado para este tipo de solo. Sugere-se, portanto, a realização de 4 pontos no ensaio de cisalhamento para que se possa descartar possíveis pontos discordantes. Para o caso deste estudo, sugere-se realização do ensaio com 200 kPa de tensão normal.

Foi verificado que os ensaios em laboratório precisam de maior tempo e treino para serem realizados com boa precisão e de forma adequada. Se atendidos estes requisitos, são ferramentas úteis e indispensáveis para subsidiar os parâmetros necessários para o projeto.

A partir dos resultados encontrados para as análises executadas, é possível concluir que ambas as soluções são possíveis de serem executadas com o solo estudado.

Como o mesmo solo é compatível com ambas as soluções, observa-se que nenhuma delas é mais econômica em termos de distância menor para transporte, ou custo de aquisição de solo.

É interessante observar que a solução de terra armada com fitas é mais favorável para solos granulares, sendo que estes geralmente são encontrados a maiores distâncias do local da obra e possuem custo de aquisição mais elevado. A solução com blocos de ancoragem é viável com uso de solos finos, sendo estes mais abundantes na região de Goiânia, possuem distância de transporte mais curta e menor custo de aquisição.

A partir dos resultados simplificados dos dois métodos apresentados nos Itens 5.3.1.4 e 5.3.2.4, é possível calcular o consumo de aço para cada solução, nas diferentes alturas de aterro estudadas, e obter importantes parâmetros comparativos, conforme feito na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Consumos de aço dos muros de terra armada

Altura da Seção (m)	Consumo de aço por seção (kg)		Economia Blocos / Fitas
	Muro com fitas	Muro com blocos	
4	44,04	19,58	55,55%
6	82,90	29,36	64,58%
8	120,46	42,75	64,51%

Verifica-se que, no caso do muro com fitas galvanizadas, há sempre um maior consumo de aço em relação à solução com blocos de ancoragem. Supondo ainda que o custo do aço para fitas é superior ao do aço CA-50, tem-se a situação de que o custo da solução de terra armada convencional é muito superior ao da solução alternativa, já que há grande economia no consumo de aço por parte do segundo método, conforme mostrado na Tabela 6.1. Para que seja realizada análise mais aprofundada desta comparação necessita-se considerar também que o vergalhão utilizado nos tirantes da solução com blocos é galvanizado, conforme exigido pela NBR 9286 (ABNT, 1986).

Analisando o consumo de concreto, por sua vez, sabe-se que há maior volume utilizado no muro com blocos, do que na situação com fitas. Para quantificar este aumento, é suposto que ambos os muros possuem espessura de 0,12 m e o bloco possui diâmetro de 20 cm por 25 cm de comprimento. Desta forma, são obtidos consumos de concreto por m2 de muro de 0,120 m3 para situação convencional e 0,144 m3 para a situação alternativa, representando um aumento de 20%.

Desta forma, ressalta-se que ambas as situações são viáveis tecnicamente porém possuem custos de execução diferentes e que devem ser considerados para a escolha da melhor alternativa.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459 Solo - Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 1984. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508 Solo - Determinação da massa específica dos grãos**. Rio de Janeiro, 1984. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180 Solo - Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 1984. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181 Solo - Análise Granulometrica**. Rio de Janeiro, 1984. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182 Solo - Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro, 1986. 10 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9286 Terra Armada**. Rio de Janeiro, 1986. 20 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770 Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada**. Rio de Janeiro, 1992. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro, 2007. 18 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3080 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**. West Conshohocken, 1998. 6 p.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 2ª. ed. Tokyo: McGRAW-HILL KOGAKUSHA, LTD., 1977. 750 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas, projeto geométrico**. São Carlos, 2010.

DAS, B. M. **Fundamento da engenharia geotécnica**. 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

FÉLIX, C. M. D. S. **Comportamento de Muros de Terra Armada**. 1991. 179 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa. Porto. 1991.

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

MAPARAGEM, A. S. **Avaliação da interação solo-fitas metálicas e poliméricas para solução em terra armada em solos não convencionais**. 2011. 137 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 2011.

PINTO, C. D. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª Edição. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

REINFORCED EARTH. Reinforced Earth Brochure, Reston, p. 8, 2013. Disponivel em: <http://www.reinforcedearth.com/sites/default/files/file/Reinforced%20Earth%20Brochure.pdf>. Acesso em: 15 maio 2013.

SERAPHIN; MELO. PUC - Rio. Certificação Digital n° 0321277/CA. 2003.

SILVA, N. H. D. **Muros de terra armada - Verificação de segurança**. 2012. 140 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Faculdade de Lisboa. Lisboa. 2012.

SOLOTEST. Catálogo, São Paulo, p. 125. Disponivel em: <http://www.solotest.com/catalogos/SOLOTEST_Catalogo_Inteiro.pdf>. Acesso em: 17 jun. 2013.

APÊNDICE A – PLANILHAS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

APÊNDICE A.1 – MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS DO SOLO

Ficha de Cálculo

Furo		**Profundidade (m)**	
Projeto	**TCC**	**Cliente**	UFG
Registro nº		Data:	07/11/13
Ensaio nº		Ensaiado por:	Erick, Flávio, Raphael
Calculado/visto por:	Carlos	Teor de umidade (%)	11,53
Solo úmido (g)	50	Solo seco (g)	44,832

Picnômetro nº	**07**	**08**	**12**
Peso do picnômetro (g)	183,930	157,590	182,610
Peso do Pic. + Solo (g)	228,762	202,422	227,442
Peso solo seco (g)	44,832	44,832	44,832
Peso do Pic.+ Solo + Água (g)	709,400	683,850	708,470
Peso d'água Complementar (g)	480,638	481,428	481,028
Peso Pic + Água (g)	681,010	654,980	679,620
Peso de água (no Pic) (g)	497,080	497,390	497,010
Peso d'água deslocado (g)	16,442	15,962	15,982
Temperatura d'água (°C)	26,5	26,5	26,5
Peso esp. água (Temp) (g/cm^3)	0,9967	0,9967	0,9967
Volume de água deslocado (cm^3)	16,497	16,015	16,035
Peso esp. dos Grãos	**2,718**	**2,799**	**2,796**
Média		**2,798**	

APÊNDICE A.2 – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA COM SEDIMENTAÇÃO
COM DEFLOCULANTE
Ficha de Cálculo

Peneiramento

Furo :	**---**	**Profundidade (m) :**	**----**
Obra :	**TCC**	**Cliente**	**UFG**
Registro nº	Com Defloculante	Data:	30/08/13
Ensaio nº		Ensaiado por:	Erick, Flávio, Raphael
Calculado por:	Erick, Flávio, Raphael	Visto por:	Carlos

Umidade

Recipiente nº	06m	04m	
Solo Úmido + Tara (g)	55,62	59,28	
Solo Seco + Tara (g)	55,31	58,94	
Água (g)	0,31	0,34	
Tara (g)	14,16	13,73	
Solo Seco (g)	41,15	45,21	
Umidade (%)	**0,75**	**0,75**	
Média		**0,75**	

Amostra total úmida (g)
1000

Amostra total seca (g)
992,53

w%(miúdo)
0,75
Amostra parcial úmida (g)
70
Amostra parcial seca (g)
69,48

Peneiramento graúdo

Peneiras		Peso do material (g)		% Passando
Nº	Abertura (mm)	Retido	Passando	
2"	50,0	0,00	992,53	100,00
1 1/2"	38,0	0,00	992,53	100,00
1"	25,0	0,00	992,53	100,00
3/4"	19,0	0,00	992,53	100,00
3/8"	9,5	0,00	992,53	100,00
Nº 4	4,8	0,00	992,53	100,00
Nº 10	2,0	1,23	991,30	99,88

Peneiras		Peso do material (g)		% Passando	% Passando no total
Nº	Abertura (mm)	Retido	Passando		
N° 16	1,20	0,73	68,75	98,9	98,83
N° 30	0,60	2,11	66,64	95,9	95,79
N° 40	0,42	1,33	65,31	94,0	93,88
N° 50	0,30	2,26	63,05	90,7	90,63
N° 60	0,25	0,00	63,05	90,7	90,63
N° 100	0,16	8,16	54,89	79,0	78,90
N° 200	0,075	6,95	47,94	69,0	68,91

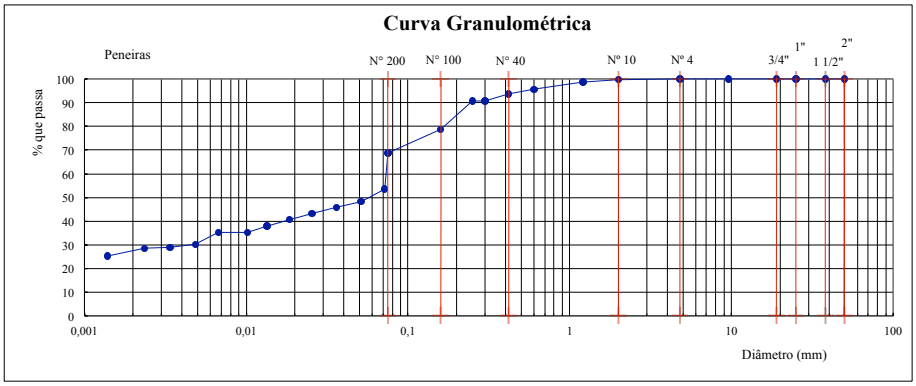
Furo:	---	Profundidade (m):	----
Obra:	TCC	Cliente	UFG
Registro Nº.	Com Defloculante	Data:	30/08/13
Ensaio Nº.		Ensaiado por:	Erick, Flávio e Raphael
Densímetro Nº.	SOLOTEST 22713-06	Proveta Nº.	10
Calculado por:	Erick, Flávio e Raphael	Visto por:	Carlos

Peso do Solo Úmido (Ph)	g	70	Tempo de Dispersão	15 min.
Peso do Solo Seco (Ps)	g	69,48	Tipo de Defloculante	Hexametafosfato de Sódio - Quantidade 125 ml
Massa Específica Real dos Grãos	g/cm^3	2,298385		
Teor de Umidade	%	0,75	Solo Passado # Nº. 10	99,88

Hora	Tempo decorrido (min)	Diâmero padrão D (mm)	Tempe-ratura (ºC)	Leitura L	Correção da Leitura	Leitura Corr. (Lc)	Altura de queda (a)	Fator Ka	Fator de correção K	Diâmetro corrigido D * K	% de matéria c/ diam. menor que diam. corr. (Q)
8:28:30	0,5	0,0871	26,5	23,0	2,0055	20,9946	12,5463	0,7920	0,8272	0,0720	53,43
08:29	1	0,0610	26,5	21,0	2,0055	18,9946	12,9017	0,8032	0,8388	0,0512	48,34
08:30	2	0,0430	26,5	20,0	2,0055	17,9946	13,0794	0,8087	0,8446	0,0363	45,79
08:32	4	0,0310	26,5	19,0	2,0055	16,9946	12,5694	0,7928	0,8279	0,0257	43,25
08:36	8	0,0220	26,3	18,0	2,0466	15,9534	12,7534	0,7985	0,8358	0,0184	40,60
08:43	15	0,0160	26,2	17,0	2,0672	14,9328	12,9339	0,8042	0,8427	0,0135	38,00
08:58	30	0,0120	26,1	16,0	2,0878	13,9122	13,1143	0,8098	0,8495	0,0102	35,40
09:28	60	0,0079	26,1	16,0	2,0878	13,9122	13,1143	0,8098	0,8495	0,0067	35,40
10:28	120	0,0056	26,1	14,0	2,0878	11,9122	13,4679	0,8206	0,8609	0,0048	30,31
12:28	240	0,0039	26,0	13,5	2,1084	11,3916	13,5600	0,8234	0,8648	0,0034	28,99
16:28	480	0,0028	28,0	13,0	1,6978	11,3022	13,5758	0,8239	0,8463	0,0024	28,76
09:28	1500	0,0016	26,1	12,0	2,0878	9,9122	13,8215	0,8313	0,8721	0,0014	25,22

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

Furo : ---
Obra : TCC
Profundidade (m) : ----
Registro nº Com Defloculante



SEGUNDO: NBR: 6502 / SET 1995

FRAÇÃO	FAIXA (mm)	(%)
ARGILA	< 0,002	27,42
SILTE	0,002 - 0,06	23,07
AREIA FINA	0,06 - 0,20	33,63
AREIA MEDIA	0,20 - 0,60	11,68
AREIA GROSSA	0,60 - 2,0	4,08
PEDREGULHO	2,0 - 60	0,12
		100,00

PARAMETRO	UNIDADE	CD
% Passa # 200	%	68,91
D10	mm	---
D15	mm	0,000
D20	mm	0,000
D30	mm	0,004
D40	mm	0,017
D60	mm	0,073
CNU		---
CC		---

Classificação SUCS ML Silte de baixa plasticidade
Classificação SCR A-7-5 Solo Argiloso

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA COM SEDIMENTAÇÃO
SEM DEFLOCULANTE
Ficha de Cálculo

Peneiramento

Furo :	**---**	**Profundidade (m) :**	**----**
Obra :	**TCC**	**Cliente**	**UFG**
Registro nº	Sem Defloculante	Data:	30/08/13
Ensaio nº		Ensaiado por:	Erick, Flávio e Raphael
Calculado por:	Erick, Flávio e Raphael	Visto por:	Carlos

Umidade

Recipiente nº	06m	04m	
Solo Úmido + Tara (g)	55,62	59,28	
Solo Seco + Tara (g)	55,31	58,94	
Água (g)	0,31	0,34	
Tara (g)	14,16	13,73	
Solo Seco (g)	41,15	45,21	
Umidade (%)	**0,75**	**0,75**	
Média		**0,75**	

Amostra total úmida (g)
1000

Amostra total seca (g)
992,53

w%(miúdo)
0,75
Amostra parcial úmida (g)
70
Amostra parcial seca (g)
69,48

Peneiramento graúdo

Peneiras		Peso do material (g)		% Passando
Nº	Abertura (mm)	Retido	Passando	
2"	50,0	0,00	992,53	100,00
1 1/2"	38,0	0,00	992,53	100,00
1"	25,0	0,00	992,53	100,00
3/4"	19,0	0,00	992,53	100,00
3/8"	9,5	0,00	992,53	100,00
Nº 4	4,8	0,00	992,53	100,00
Nº 10	2,0	1,23	991,30	99,88

Peneiras		Peso do material (g)		% Passando	% Passando no total
Nº	Abertura (mm)	Retido	Passando		
N° 16	1,20	0,74	68,74	98,9	98,81
N° 30	0,60	1,96	66,78	96,1	95,99
N° 40	0,42	1,27	65,51	94,3	94,17
N° 50	0,30	2,17	63,34	91,2	91,05
N° 60	0,25	0,00	63,34	91,2	91,05
N° 100	0,16	8,14	55,20	79,4	79,35
N° 200	0,075	6,58	48,62	70,0	69,89

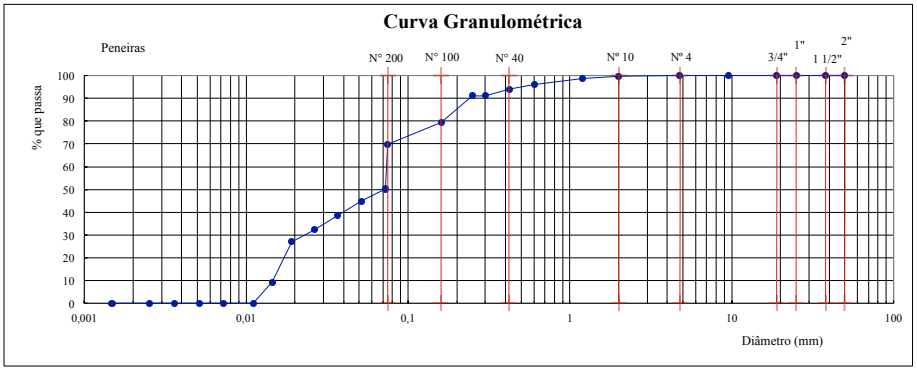
Furo:	---	Profundidade (m):	----
Obra:	**TCC**	**Cliente**	**UFG**
Registro Nº.	Sem Defloculante	Data:	30/08/13
Ensaio Nº.		Ensaiado por:	Erick, Flávio e Raphael
Densímetro Nº.	SOLOTEST 22713-06	Proveta Nº.	8
Calculado por:	Erick, Flávio e Raphael	Visto por:	Carlos

Peso do Solo Úmido (Ph)	g	70	Tempo de Dispersão	15 min.
Peso do Solo Seco (Ps)	g	69,48	Tipo de Defloculante	Hexametafosfato de Sódio - Quantidade 125 ml
Massa Específica Real dos Grãos	g/cm^3	2,29838502		
Teor de Umidade	%	0,75	Solo Passado # Nº. 10	99,88

Hora	Tempo decorrido (min)	Diâmero padrão D (mm)	Tempe-ratura (ºC)	Leitura L	Correção da Leitura	Leitura Corr. (Lc)	Altura de queda (a)	Fator Ka	Fator de correção K	Diâmetro corrigido D * K	% de matéria c/ diam. menor que diam. corr. (Q)
8:51:30	0,5	0,0871	26,5	21,0	1,3139	19,6861	12,7788	0,7993	0,8348	0,0727	50,10
08:52	1	0,0610	26,5	19,0	1,3139	17,6861	13,1342	0,8104	0,8463	0,0516	45,01
08:53	2	0,0430	26,5	16,5	1,3139	15,1861	13,5784	0,8240	0,8605	0,0370	38,64
08:55	4	0,0310	26,5	14,0	1,3139	12,6861	13,3041	0,8156	0,8518	0,0264	32,28
08:59	8	0,0220	26,3	12,0	1,3609	10,6391	13,6660	0,8266	0,8652	0,0190	27,07
09:06	15	0,0160	26,2	5,0	1,3845	3,6155	14,9078	0,8634	0,9047	0,0145	9,20
09:21	30	0,0120	26,1	1,0	1,4080	0,0000	15,5470	0,8817	0,9249	0,0111	0,00
09:51	60	0,0079	26,1	0,0	1,4080	0,0000	15,5470	0,8817	0,9249	0,0073	0,00
10:51	120	0,0056	26,1	0,0	1,4080	0,0000	15,5470	0,8817	0,9249	0,0052	0,00
12:51	240	0,0039	26,0	0,0	1,4316	0,0000	15,5470	0,8817	0,9260	0,0036	0,00
16:51	480	0,0028	28,0	0,0	0,9634	0,0000	15,5470	0,8817	0,9057	0,0025	0,00
09:51	1500	0,0016	26,1	0,0	1,4080	0,0000	15,5470	0,8817	0,9249	0,0015	0,00

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

Furo : ---
Obra : TCC
Profundidade (m) : ----
Registro nº Sem Defloculante



SEGUNDO: NBR: 6502 / SET 1995

FRAÇÃO	FAIXA (mm)	(%)
ARGILA	< 0,002	0,00
SILTE	0,002 - 0,06	47,03
AREIA FINA	0,06 - 0,20	37,52
AREIA MEDIA	0,20 - 0,60	11,45
AREIA GROSSA	0,60 - 2,0	3,88
PEDREGULHO	2,0 - 60	0,12
		100,00

PARAMETRO	UNIDADE	SD
% Passa # 200	%	69,89
D10	mm	0,015
D15	mm	0,016
D20	mm	0,017
D30	mm	0,023
D40	mm	0,040
D60	mm	0,074
CNU		5,031
CC		0,495

Classificação SUCS ML Silte de baixa plasticidade
Classificação SCR A-7-5 Solo Argiloso

APÊNDICE A.3 – LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

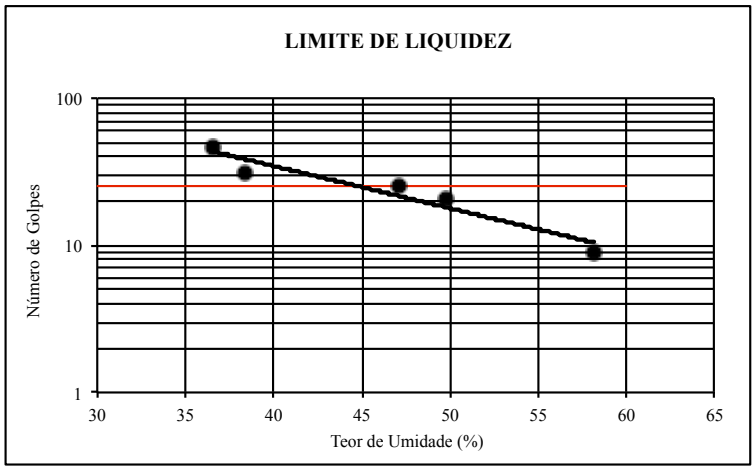
LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Ficha de Cálculo

Furo :	**---**	**Profundidade (m) :**	**---**
Obra :	**TCC**	**Cliente**	**UFG**
Registro nº		Data:	07/08/13
Ensaio nº		Ensaiado por:	Erick, Flávio, Raphael
Calculado por:	Erick, Flávio, Raphael	Visto por:	Carlos

LIMITE DE LIQUIDEZ

Cápsula nº	152	146	6	126	135
C + S + A (g)	14,61	15,30	12,58	16,57	13,58
C + Solo (g)	11,33	12,17	10,31	13,68	11,54
Cápsula (g)	5,69	5,89	5,49	6,15	5,97
Água (g)	3,28	3,13	2,27	2,89	2,04
Solo (g)	5,64	6,28	4,82	7,53	5,57
Umidade (%	58,16	49,84	47,10	38,38	36,62
GOLPES	9	21	25	31	46



Limite de Liquidez (%)
47

Limite de Plasticidade (%)
31

Índice de Plasticidade (%)
16

LIMITE DE PLASTICIDADE

Cápsula nº	25	153	10	4	137
C + S + A (g)	9,16	8,82	8,76	8,83	10,07
C + Solo (g)	8,25	8,03	8,07	8,11	9,1
Cápsula (g)	5,24	5,45	5,66	5,70	6,01
Água (g)	0,91	0,79	0,69	0,72	0,97
Solo (g)	3,01	2,58	2,41	2,41	3,09
Umidade (%)	30,2	30,6	28,6	29,9	31,4
Média	31				

*Foi desconsiderado a umidade da cápsula 10

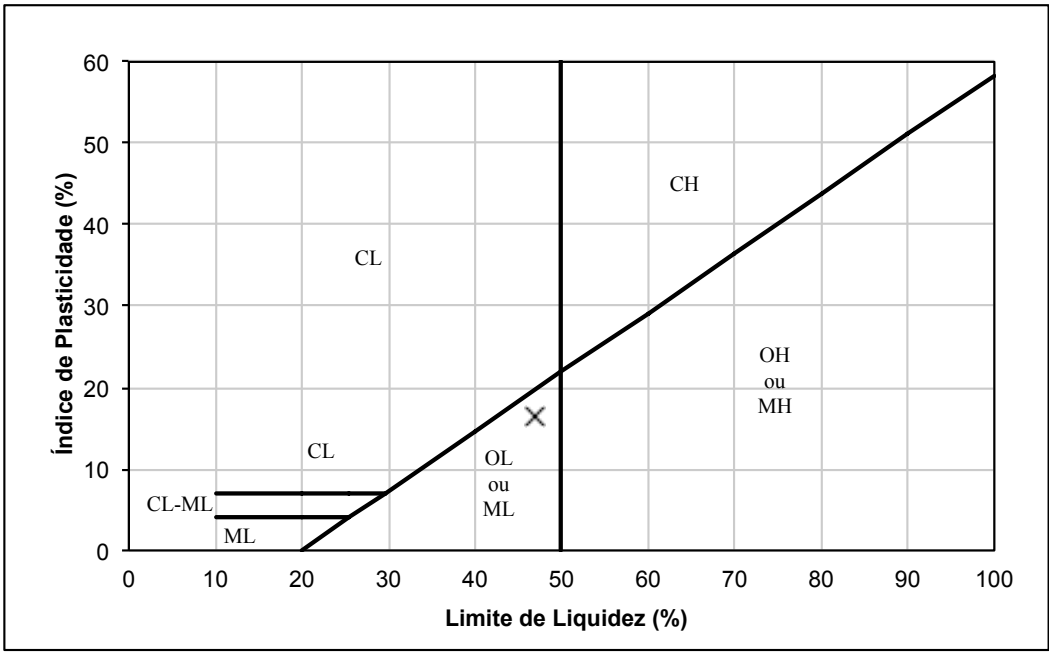
Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Ficha de Cálculo

Furo :	---	**Profundidade (m) :**	---
Obra :	TCC	**Cliente**	UFG
Registro nº	0	Data:	07/08/13
Ensaio nº		Ensaiado por:	Erick, Flávio, Raphael
Calculado por:	Erick, Flávio, Raphael	Visto por:	Carlos Lauro

CARTA DE PLASTICIDADE



Classificação conforme a carta de plasticidade:

ML - Silte de baixa plasticidade

APÊNDICE A.4 – COMPACTAÇÃO SIMPLES

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

Planilhas e gráficos com resultados de ensaios de laboratório

COMPACTAÇÃO

Data: 03/09/13 Executante: Erick, Flávio, Raphael
Cliente: UFG

Energia Proctor Normal

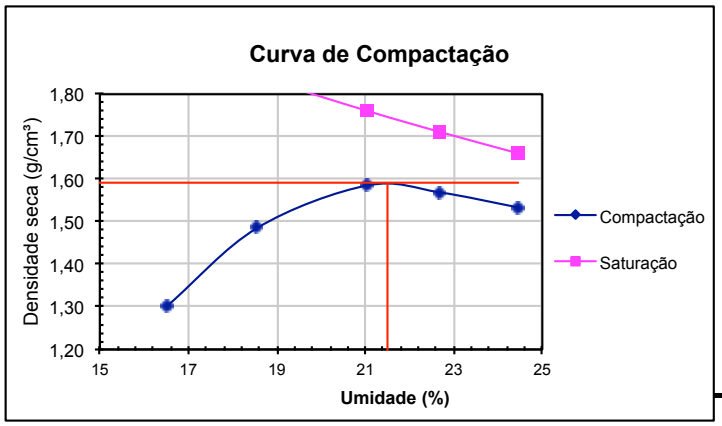
Teor de umidade

Cilindro	10			30			23			14			15		
Cápsula n.	11	45	147	01T	57	116	113	2	T61	13-65	6004	G5-12	N13	93	133
C + S + A	36,25	43,4	36,0	55,2	46,4	42,3	41,0	44,4	43,9	52,6	49,5	47,4	38,7	45,6	54,1
C + S	33,0	39,6	32,9	48,6	41,5	34,1	36,5	40,0	38,8	45,5	42,5	40,9	33,8	39,3	46,7
A (g)	3,23	3,76	3,1	6,59	4,96	8,16	4,56	4,47	5,08	7,12	6,97	6,54	4,89	6,26	7,36
C (g)	13,6	16,8	14,1	13,3	14,6	13,4	14,7	18,8	14,7	14,1	11,7	12,2	13,8	13,8	16,6
S (g)	19,45	22,8	18,8	35,4	26,8	20,7	21,8	21,2	24,1	31,4	30,8	28,7	20	25,5	30,1
Umidade (%)	16,61	16,5	16,5	18,6	18,5	39,4	21	21,13	21	22,7	22,6	22,8	24,4	24,5	24,5
Média (%)	**16,52**			**18,55**			**21,04**			**22,69**			**24,47**		

Peso do material Peso do material 2500 g Densidade real dos grãos 2,8

Peso específico aparente seco

Cilindro	1	1	1	1	1
Molde (g)	2400	2400	2400	2400	2400
Volume (g)	1001	1001	1001	1001	1001
Água (g)	400	450	500	550	600
M+S+ A (g)	3918,1	4162,7	4321,3	4327,2	4310,9
S + A (g)	1518,1	1762,7	1921,3	1927,2	1910,9
γ (kN/m^3)	1,52	1,76	1,92	1,93	1,91
γ_d (kN/m^3)	**1,30**	**1,49**	**1,59**	**1,57**	**1,53**



Compactação	
w	γd
16,5	1,30
18,6	1,49
21,0	1,59
22,7	1,57
24,5	1,53

Saturação	
w	γd
16,5	1,9
18,6	1,8
21,0	1,8
22,7	1,7
24,5	1,7

Umidade ótima (%)	**21,5**
Densidade seca máxima (g/cm³)	**1,59**

APÊNDICE A.5 – MOLDAGEM POR COMPACTAÇÃO

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

MOLDAGEM DE CORPO DE PROVA
POR COMPACTAÇÃO
Ficha de Cálculo - Para ensaio de cisalhamento CP 01

Furo :	**---**	**Profundidade (m) :**	**---**
Obra :	**TCC**	**Cliente**	**UFG**
Registro nº	Ensaio de Compressão	Data:	07/11/13
Ensaio nº	01	Ensaiado por:	Erick, Flavio, Raphael
Calculado por:	Erick, Flávio, Raphael	Visto por:	Carlos Lauro

Condição desejada do C.P.

Diâmetro	cm	
Área	cm2	
Altura	cm	
Volume	cm3	1001,00
Densidade Seca	g/cm3	1,59
Umidade Ótima	%	21,50
Peso do cilindro	g	2400,00
Densidade dos sólidos	g/cm3	2,798

Valores de Moldagem do C.P.

Solo seco	g	1591,59
Umidade higroscopica	%	11,53
Solo + umidade higroscopic	g	1775,06
Solo umido no molde	g	1933,78
Água a acrescentar	g	158,72
Número de camadas	n	3
Solo úmido por camada	g	644,59
Peso a obter do C. P. + Cilir	g	4333,78

Amostra adicional para determinação da úmidade

Solo seco	g	650,01
Solo + umidade higroscópica	g	724,94
Solo úmido	g	789,76
Água a acrescentar	g	64,82

Valores totais a serem usados para moldagem

Solo + umidade higroscopic	g	2500,00
Água a acrescentar	g	223,54
Percentagem de Evaporação	%	0,25
Água por evaporação	g	0,56
Total de água	g	224,10

Umidade Higroscopica		**Antes Moldagem**			**Após Moldagem**		
Cápsula	n	136	23	11	135	43	131
Amostra + tara + água	g	51,21	51,37	43,28	17,13	22,04	19,11
Amostra + tara	g	47,40	47,59	40,20	15,20	19,29	16,88
Água	g	3,81	3,78	3,08	1,93	2,75	2,23
Tara	g	14,28	14,87	13,48	5,97	6,19	6,26
Amostra seca	g	33,12	32,72	26,72	9,23	13,10	10,62
Umidade	%	11,50	11,55	11,53	20,91	20,99	21,00
Média	%		11,53			20,97	

Dados do C. P. Antes e Após Moldagem

Dados do C. P.				**Resumo do Ensaio**		
Determinação		Calculado	Moldagem	Densidade seca atingida	g/cm3	1,572
Número cilindro	N	1	1	Umida obtida	%	20,97
Cilindro + solo úmido	g	4333,78	4302,9	Grau de Compactação	%	98,84
Solo umido	g	1933,78	1902,90	Desvio da ótima	%	-0,53
Volume	cm3	1001,00	1001,00	Água absorvida	g	-8,39
Densidade úmida	g/cm3	1,932	1,901	Saturação	%	75,18
Densidade seca	g/cm3	1,590	1,572			
Índice de vazios		0,759	0,780			

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

MOLDAGEM DE CORPO DE PROVA
POR COMPACTAÇÃO
Ficha de Cálculo - Para ensaio de cisalhamento CP 02 e 03

Furo :	---	**Profundidade (m) :**	---
Obra :	**TCC**	**Cliente**	**UFG**
Registro nº	Ensaio de Compressão	Data:	07/11/13
Ensaio nº	02	Ensaiado por:	Erick, Flavio, Raphael
Calculado por:	Erick, Flávio	Visto por:	Carlos Lauro

Condição desejada do C.P.

Diâmetro	cm	
Área	cm2	
Altura	cm	
Volume	cm3	1001,00
Densidade Seca	g/cm3	1,59
Umidade Ótima	%	21,50
Peso do cilindro	g	2400,00
Densidade dos sólidos	g/cm3	2,798

Valores de Moldagem do C.P.

Solo seco	g	1591,59
Umidade higroscopica	%	11,53
Solo + umidade higroscopic	g	1775,06
Solo umido no molde	g	1933,78
Água a acrescentar	g	158,72
Número de camadas	n	3
Solo úmido por camada	g	644,59
Peso a obter do C. P. + Cilir	g	4333,78

Amostra adicional para determinação da úmidade

Solo seco	g	650,01
Solo + umidade higroscópica	g	724,94
Solo úmido	g	789,76
Água a acrescentar	g	64,82

Valores totais a serem usados para moldagem

Solo + umidade higroscopic	g	2500,00
Água a acrescentar	g	223,54
Percentagem de Evaporação	%	0,25
Água por evaporação	g	0,56
Total de água	g	224,10

Umidade Higroscopica		**Antes Moldagem**			**Após Moldagem**		
Cápsula	n	136	23	11	14	25	17
Amostra + tara + água	g	51,21	51,37	43,28	25,51	21,43	20,15
Amostra + tara	g	47,40	47,59	40,20	22,32	18,65	17,58
Água	g	3,81	3,78	3,08	3,19	2,78	2,57
Tara	g	14,28	14,87	13,48	6,87	5,23	5,08
Amostra seca	g	33,12	32,72	26,72	15,45	13,42	12,50
Umidade	%	11,50	11,55	11,53	20,65	20,72	20,56
Média	%		11,53			20,64	

Dados do C. P. Antes e Após Moldagem

Dados do C. P.				**Resumo do Ensaio**		
Determinação		Calculado	Moldagem	Densidade seca atingida	g/cm3	1,576
Número cilindro	N	1	1	Umida obtida	%	20,64
Cilindro + solo úmido	g	4333,78	4302,9	Grau de Compactação	%	99,10
Solo umido	g	1933,78	1902,90	Desvio da ótima	%	-0,86
Volume	cm3	1001,00	1001,00	Água absorvida	g	-13,55
Densidade úmida	g/cm3	1,932	1,901	Saturação	%	74,47
Densidade seca	g/cm3	1,590	1,576			
Índice de vazios		0,759	0,775			

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

MOLDAGEM DE CORPO DE PROVA
POR COMPACTAÇÃO
Ficha de Cálculo - Para ensaio de compressão simples CP 01

Furo :	**---**	**Profundidade (m) :**	**---**
Obra :	**TCC**	**Cliente**	**UFG**
Registro nº	Ensaio de Compressão	Data:	18/09/13
Ensaio nº	03	Ensaiado por:	Erick, Flavio
Calculado por:	Erick, Flávio	Visto por:	Carlos Lauro

Condição desejada do C.P.

Diâmetro	cm	
Área	cm2	
Altura	cm	
Volume	cm3	1001,00
Densidade Seca	g/cm3	1,59
Umidade Ótima	%	21,50
Peso do cilindro	g	2400,00
Densidade dos sólidos	g/cm3	2,30

Valores de Moldagem do C.P.

Solo seco	g	1591,59
Umidade higroscopica	%	5,86
Solo + umidade higroscopic	g	1684,86
Solo umido no molde	g	1933,78
Água a acrescentar	g	248,92
Número de camadas	n	3
Solo úmido por camada	g	644,59
Peso a obter do C. P. + Cilir	g	4333,78

Amostra adicional para determinação da úmidade

Solo seco	g	770,02
Solo + umidade higroscópica	g	815,14
Solo úmido	g	935,57
Água a acrescentar	g	120,43

Valores totais a serem usados para moldagem

Solo + umidade higroscopic	g	2500,00
Água a acrescentar	g	369,35
Percentagem de Evaporação	%	2,00
Água por evaporação	g	7,39
Total de água	g	376,74

Umidade Higroscopica		**Antes Moldagem**			**Após Moldagem**		
Cápsula	n	**4**		**152**	**t62**	**g521**	**147**
Amostra + tara + água	g	11,93	12,75	10,47	45,91	45,92	46,06
Amostra + tara	g	11,59	12,40	10,19	39,06	39,15	39,34
Água	g	0,34		0,28	6,85	6,77	6,72
Tara	g	5,69	5,85	5,49	13,68	13,57	14,13
Amostra seca	g	5,90		4,70	25,38	25,58	25,21
Umidade	%	5,76		5,96	26,99	26,47	26,66
Média	%		5,86			26,70	

Dados do C. P. Antes e Após Moldagem

Dados do C. P.				**Resumo do Ensaio**		
Determinação		Calculado	Moldagem	Densidade seca atingida	g/cm3	1,500
Número cilindro	N	1	1	Umida obtida	%	26,70
Cilindro + solo úmido	g	4333,78	4302,9	Grau de Compactação	%	94,36
Solo umido	g	1933,78	1902,90	Desvio da ótima	%	5,20
Volume	cm3	1001,00	1001,00	Água absorvida	g	78,16
Densidade úmida	g/cm3	1,932	1,901	Saturação	%	115,24
Densidade seca	g/cm3	1,590	1,500			
Índice de vazios		0,447	0,533			

Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Laboratório de Solos

MOLDAGEM DE CORPO DE PROVA
POR COMPACTAÇÃO
Ficha de Cálculo - Para ensaio de compressão simples CP 02

Furo :	**---**	**Profundidade (m) :**	**---**
Obra :	**TCC**	**Cliente**	**UFG**
Registro nº	Ensaio de Compressão	Data:	18/09/13
Ensaio nº	02	Ensaiado por:	Erick, Flavio
Calculado por:	Erick, Flávio	Visto por:	Carlos Lauro

Condição desejada do C.P.

Diâmetro	cm	
Área	cm2	
Altura	cm	
Volume	cm3	1001,00
Densidade Seca	g/cm3	1,59
Umidade Ótima	%	21,50
Peso do cilindro	g	2400,00
Densidade dos sólidos	g/cm3	2,30

Valores de Moldagem do C.P.

Solo seco	g	1591,59
Umidade higroscopica	%	5,86
Solo + umidade higroscopic	g	1684,86
Solo umido no molde	g	1933,78
Água a acrescentar	g	248,92
Número de camadas	n	3
Solo úmido por camada	g	644,59
Peso a obter do C. P. + Cilir	g	4333,78

Amostra adicional para determinação da úmidade

Solo seco	g	770,02
Solo + umidade higroscópica	g	815,14
Solo úmido	g	935,57
Água a acrescentar	g	120,43

Valores totais a serem usados para moldagem

Solo + umidade higroscopic	g	2500,00
Água a acrescentar	g	369,35
Percentagem de Evaporação	%	2,00
Água por evaporação	g	7,39
Total de água	g	376,74

Umidade Higroscopica		**Antes Moldagem**			**Após Moldagem**		
Cápsula	n	**4**		**152**	**17F**	**43T**	**34**
Amostra + tara + água	g	11,93	12,75	10,47	58,80	49,42	51,55
Amostra + tara	g	11,59	12,40	10,19	49,31	41,90	43,55
Água	g	0,34		0,28	9,49	7,52	8,00
Tara	g	5,69	5,85	5,49	14,02	13,72	13,85
Amostra seca	g	5,90		4,70	35,29	28,18	29,70
Umidade	%	5,76		5,96	26,89	26,69	26,94
Média	%		5,86			26,84	

Dados do C. P. Antes e Após Moldagem

Dados do C. P.				**Resumo do Ensaio**		
Determinação		Calculado	Moldagem	Densidade seca atingida	g/cm3	1,482
Número cilindro	N	1	1	Umida obtida	%	26,84
Cilindro + solo úmido	g	4333,78	4281,1	Grau de Compactação	%	93,18
Solo umido	g	1933,78	1881,10	Desvio da ótima	%	5,34
Volume	cm3	1001,00	1001,00	Água absorvida	g	79,16
Densidade úmida	g/cm3	1,932	1,879	Saturação	%	111,75
Densidade seca	g/cm3	1,590	1,482			
Índice de vazios		0,447	0,552			

APÊNDICE A.6 – ENSAIO DE CISALHAMENTO

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

Projeto	TCC Erick, Flávio, Raphael			Poço	---	Registro	---	Prof.	---	m
Tipo Ensaio	Cis. Dir. Inundado		T. Normal (σ_n)		48,8	kPa	Velocidade		0,042	mm/min
Tipo C. P.	Compactado	Ens. nº	1	Data	13/11/13		Executado por		Erick, Flávio, Raphael	

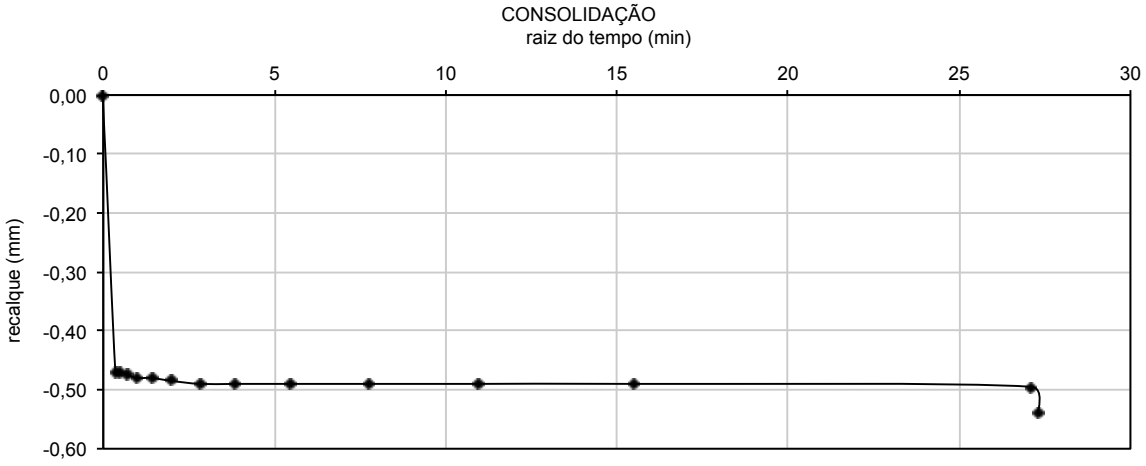
DADOS DO CORPO DE PROVA								CONSOLIDAÇÃO				
DETERMINAÇÃO			ANTES DO ENSAIO				APÓS O ENSAIO	TEMPO			LEITURA NO DEFLECTÔMETRO	
			CORPO DE PROVA	RECIPIENTE			RECIPIENTE	Dia	Hora	Δt min	Leitura (mm)	Recalque (mm)
			MOLDE	7	02F	92	01	13/nov	19:25	0	5,000	0,00
PESO EM GRAMAS	Ph + Tara		229,71	22,14	28,03	29,10	186,44	13/nov	19:25	1/8	5,470	-0,47
	Ps + Tara		-	20,38	25,53	26,44	155,56	13/nov	19:25	1/4	5,470	-0,47
	Pa			1,76	2,50	2,66	30,88	13/nov	19:25	1/2	5,475	-0,48
	Tara		97,39	11,64	13,26	13,48	49,41	13/nov	19:26	1	5,480	-0,48
	Solo Úmido	Ph	132,32	10,50	14,77	15,62	137,03	13/nov	19:27	2	5,480	-0,48
	Solo Seco	Ps	109,95	8,74	12,27	12,96	106,15	13/nov	19:29	4	5,485	-0,49
Umidade (%)		h	20,3	20,1	20,4	20,5	29,1	13/nov	19:33	8	5,490	-0,49
Média (%)		h		20,3				13/nov	19:40	15	5,490	-0,49
								13/nov	19:55	30	5,490	-0,49
								13/nov	20:25	60	5,490	-0,49

CONDIÇÃO INICIAL DO CORPO DE PROVA							
Área			cm²	A	36,20	13/nov	21:25	120	5,490	-0,49
Altura			mm	H_O	19,63	13/nov	23:25	240	5,490	-0,49
Volume (A x H_O)			cm³	V_O	71,08	14/nov	07:40	735	5,495	-0,50
Peso Específico do Graõs			g/cm³	δ_r	2,798	14/nov	07:50	745	5,540	-0,54
Índice de Vazios (V_O - V_S) / V_S			-	e_O	0,808					
Volume de Sólidos (P_S / δ_r)			cm³	V_S	39,30					
Grau de Saturação			%	S_O	70,400					
Densidade Seca (P_S / V_O)			g/cm³	γ_d	1,547	γn g/cm³	1,862			

CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA APÓS O ENSAIO			
Variação em Altura durante o ensaio	mm	ΔH	0,80
Altura (H_O - ΔH)	mm	H_f	18,83
Volume (A x H_f)		V_f	68,18
Índice de Vazios (V_f - V_S) / V_S		e_f	0,735
Grau de Saturação final	%	S_f	110,755

CONDIÇÃO DO C. P. NA CONSOLIDAÇÃO			
LEITURA NO DEFLEC.	Inicial:	5,00	mm
	Após C.:	5,54	mm
ΔH APÓS CONS. :		0,54	mm
Dimensões do C. P.	Altura (mm)	Volume (cm³)	Área (cm²)
Inicial	19,63	71,08	36,20
Após cons.	19,09	69,12	36,20
Índice de Vazios Após C.		**e**	0,759

l1 (cm) 6,013 Área (cm2) 36,20427
l2 (cm) 6,021



ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

Projeto		TCC Erick, Flávio, Raphael			Poço	---	Registro	---	
Tipo Ensaio	Cis. Dir. Inundada		T. Normal (σ_n)	48,8	kPa	Velocidade		0,02146	mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Ens. nº	1	Prof. (m)	---	Executado por		Erick, Flávio, Raphael	
Área Inicial do C. P.		36,20	cm²	K	1	Data		28/06/10	

Hora da Leitura	Leitura do Anel		Força Cisalha-mento (kg)	Área Corrigida (cm²)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Leitura nos Deflectômetros		Deformação	
	Obtida	Corrigida				Vert. (mm)	Horiz. (mm)	Vert. (mm)	Horiz. (mm)
07:50	0,00	0,00	0,00	35,58	0,00	5,540	0,00	0,00	0,00
	3,20	3,20	3,20	35,55	8,83	5,560	0,05	-0,02	0,05
	4,30	4,30	4,30	35,52	11,87	5,570	0,10	-0,03	0,10
	5,30	5,30	5,30	35,49	14,64	5,580	0,15	-0,04	0,15
	6,10	6,10	6,10	35,46	16,87	5,590	0,20	-0,05	0,20
	6,50	6,50	6,50	35,43	17,99	5,600	0,25	-0,06	0,25
	6,90	6,90	6,90	35,40	19,11	5,610	0,30	-0,07	0,30
	7,20	7,20	7,20	35,37	19,96	5,620	0,35	-0,08	0,35
	7,60	7,60	7,60	35,34	21,09	5,620	0,40	-0,08	0,40
	7,90	7,90	7,90	35,31	21,94	5,630	0,45	-0,09	0,45
	8,20	8,20	8,20	35,28	22,79	5,640	0,50	-0,10	0,50
	8,90	8,90	8,90	35,22	24,78	5,650	0,60	-0,11	0,60
	9,60	9,60	9,60	35,16	26,77	5,660	0,70	-0,12	0,70
	10,30	10,30	10,30	35,10	28,78	5,665	0,80	-0,13	0,80
	10,90	10,90	10,90	35,04	30,50	5,670	0,90	-0,13	0,90
	11,50	11,50	11,50	34,98	32,24	5,670	1,00	-0,13	1,00
	12,20	12,20	12,20	34,86	34,32	5,680	1,20	-0,14	1,20
	12,60	12,60	12,60	34,74	35,56	5,680	1,40	-0,14	1,40
	12,90	12,90	12,90	34,62	36,54	5,680	1,60	-0,14	1,60
	13,00	13,00	13,00	34,50	36,95	5,680	1,80	-0,14	1,80
	13,10	13,10	13,10	34,39	37,36	5,680	2,00	-0,14	2,00
	13,40	13,40	13,40	34,09	38,55	5,685	2,50	-0,15	2,50
	13,10	13,10	13,10	33,79	38,02	5,690	3,00	-0,15	3,00
	13,20	13,20	13,20	33,49	38,65	5,700	3,50	-0,16	3,50
	13,30	13,30	13,30	33,19	39,30	5,710	4,00	-0,17	4,00
	13,40	13,40	13,40	32,89	39,95	5,720	4,50	-0,18	4,50
	13,40	13,40	13,40	32,59	40,32	5,730	5,00	-0,19	5,00
	13,60	13,60	13,60	31,99	41,69	5,750	6,00	-0,21	6,00
	13,50	13,50	13,50	31,40	42,17	5,765	7,00	-0,23	7,00
	13,80	13,80	13,80	30,80	43,94	5,780	8,00	-0,24	8,00
	14,10	14,10	14,10	30,20	45,79	5,790	9,00	-0,25	9,00
15:36	14,50	14,50	14,50	29,60	48,04	5,800	10,00	-0,26	10,00
					48,04				

C = 59,5 mm
L = 59,8 mm
g = 9,80665 m/s²
vel = 0,02146 mm/min

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

Projeto	TCC Erick, Flávio, Raphael			Poço	---	Registro	---	Prof.	---	m
Tipo Ensaio	Cis. Dir. Inundado		T. Normal (σ_n)		98,0	kPa	Velocidade		0,042	mm/min
Tipo C. P.	Compactado	Ens. nº	2	Data	14/11/13		Executado por		Erick, Flávio, Raphael	

DADOS DO CORPO DE PROVA

DETERMINAÇÃO			ANTES DO ENSAIO				APÓS O ENSAIO
			CORPO DE PROVA	RECIPIENTE			RECIPIENTE
			MOLDE	03T	12	16	01
PESO EM GRAMAS	Ph + Tara		239,30	31,46	32,82	33,05	196,17
	Ps + Tara		-	28,43	30,36	30,17	165,27
	Pa			3,03	2,46	2,88	30,90
	Tara		97,38	12,87	17,80	14,97	49,41
	Solo Úmido	Ph	141,92	18,59	15,02	18,08	146,76
	Solo Seco	Ps	118,93	15,56	12,56	15,20	115,86
Umidade (%)		h	19,3	19,5	19,6	18,9	26,7
Média (%)		h		19,3			

CONDIÇÃO INICIAL DO CORPO DE PROVA

Área	cm²	A	36,02
Altura	mm	H_O	19,72
Volume (A x H_O)	cm³	V_O	71,02
Peso Específico do Graõs	g/cm³	δ_r	2,798
Índice de Vazios (V_O - V_S) / V_S	-	e_O	0,671
Volume de Sólidos (P_S / δ_r)	cm³	V_S	42,51
Grau de Saturação	%	S_O	80,661
Densidade Seca (P_S / V_O)	g/cm³	γ_d	1,675

CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA APÓS O ENSAIO

Variação em Altura durante o ensaio	mm	ΔH	1,00
Altura (H_O - ΔH)	mm	H_f	18,72
Volume (A x H_f)		V_f	67,43
Índice de Vazios (V_f - V_S) / V_S		e_f	0,586
Grau de Saturação final	%	S_f	127,257

CONSOLIDAÇÃO

TEMPO			LEITURA NO DEFLECTÔMETRO	
Dia	Hora	Δt min	Leitura mm	Recalque mm
14/nov	12:56	0	5,000	0,00
14/nov	12:56	1/8	5,370	-0,37
14/nov	12:56	1/4	5,380	-0,38
14/nov	12:56	1/2	5,390	-0,39
14/nov	12:57	1	5,395	-0,40
14/nov	12:58	2	5,400	-0,40
14/nov	13:00	4	5,410	-0,41
14/nov	13:04	8	5,410	-0,41
14/nov	13:11	15	5,420	-0,42
14/nov	13:26	30	5,430	-0,43
14/nov	13:56	60	5,430	-0,43
14/nov	14:56	120	5,430	-0,43
14/nov	16:56	240	5,430	-0,43
15/nov	07:15	3979	5,450	-0,45
15/nov	07:20	3983	5,490	-0,49

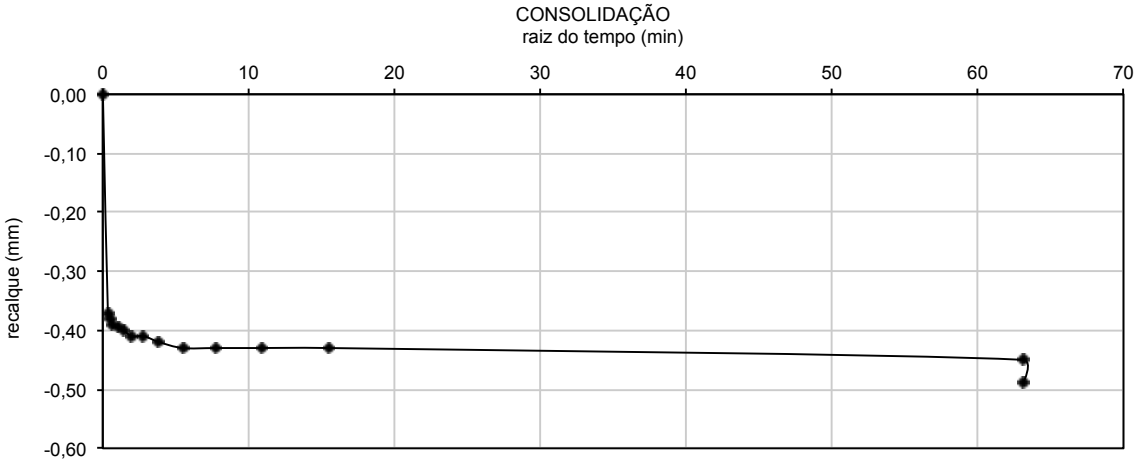
γn g/cm³	1,998			

CONDIÇÃO DO C. P. NA CONSOLIDAÇÃO

LEITURA NO DEFLEC.	Inicial:	5,00	mm
	Após C.:	5,49	mm
ΔH APÓS CONS. :		0,49	mm

Dimensões do C. P.	Altura (mm)	Volume (cm³)	Área (cm²)
Inicial	19,72	71,02	36,02
Após cons.	19,23	69,25	36,02
Índice de Vazios Após C.		**e**	0,629

l1 (cm) 5,992 Área (cm2) 36,01791
l2 (cm) 6,011



ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

Projeto		TCC Erick, Flávio, Raphael			Poço		Registro	---	
Tipo Ensaio	Cis. Dir. Inundado		T. Normal (σ_n)	98,0	kPa	Velocidade		0,03058	mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Ens. nº	2	Prof.	---	Executado por		Erick, Flávio, Raphael	
Área Inicial do C. P.	36,02	cm²	K	1		Data		29/06/10	

Hora da Leitura	Leitura do Anel		Força Cisalha-mento (kg)	Área Corrigida (cm²)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Leitura nos Deflectômetros		Deformação	
	Obtida	Corrigida				Vert. (mm)	Horiz. (mm)	Vert. (mm)	Horiz. (mm)
07:20	0,00	0,00	0,00	35,58	0,00	5,490	0,00	0,00	0,00
	5,00	5,00	5,00	35,55	13,79	5,490	0,05	0,00	0,05
	5,60	5,60	5,60	35,52	15,46	5,500	0,10	-0,01	0,10
	6,20	6,20	6,20	35,49	17,13	5,505	0,15	-0,01	0,15
	6,40	6,40	6,40	35,46	17,70	5,505	0,20	-0,01	0,20
		0,00	0,00	35,43	0,00	5,505	0,25	-0,01	0,25
	8,70	8,70	8,70	35,40	24,10	5,505	0,30	-0,01	0,30
	7,00	7,00	7,00	35,37	19,41	5,510	0,35	-0,02	0,35
	8,30	8,30	8,30	35,34	23,03	5,510	0,40	-0,02	0,40
	10,10	10,10	10,10	35,31	28,05	5,510	0,45	-0,02	0,45
	11,10	11,10	11,10	35,28	30,85	5,515	0,50	-0,02	0,50
	12,60	12,60	12,60	35,22	35,08	5,540	0,60	-0,05	0,60
	14,00	14,00	14,00	35,16	39,05	5,560	0,70	-0,07	0,70
	15,50	15,50	15,50	35,10	43,30	5,580	0,80	-0,09	0,80
	16,90	16,90	16,90	35,04	47,29	5,600	0,90	-0,11	0,90
	18,20	18,20	18,20	34,98	51,02	5,615	1,00	-0,13	1,00
	20,50	20,50	20,50	34,86	57,66	5,650	1,20	-0,16	1,20
	22,20	22,20	22,20	34,74	62,66	5,675	1,40	-0,19	1,40
	23,50	23,50	23,50	34,62	66,56	5,700	1,60	-0,21	1,60
	24,40	24,40	24,40	34,50	69,35	5,725	1,80	-0,23	1,80
	25,40	25,40	25,40	34,39	72,44	5,750	2,00	-0,26	2,00
	27,40	27,40	27,40	34,09	78,83	5,805	2,50	-0,32	2,50
	28,90	28,90	28,90	33,79	83,88	5,840	3,00	-0,35	3,00
	30,40	30,40	30,40	33,49	89,02	5,880	3,50	-0,39	3,50
	30,80	30,80	30,80	33,19	91,01	5,895	4,00	-0,40	4,00
	30,70	30,70	30,70	32,89	91,54	5,910	4,50	-0,42	4,50
	30,70	30,70	30,70	32,59	92,38	5,920	5,00	-0,43	5,00
	31,30	31,30	31,30	31,99	95,94	5,950	6,00	-0,46	6,00
	32,00	32,00	32,00	31,40	99,96	5,975	7,00	-0,48	7,00
	32,40	32,40	32,40	30,80	103,17	5,990	8,00	-0,50	8,00
	31,70	31,70	31,70	30,20	102,94	5,995	9,00	-0,51	9,00
12:47	31,40	31,40	31,40	29,60	104,03	5,995	10,00	-0,51	10,00
					104,03				

C = 59,5 mm
L = 59,8 mm
g = 9,80665 m/s²
vel = 0,03058 mm/min

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

Projeto	TCC Erick, Flávio, Raphael			Poço	---	Registro	---	Prof.	---	m
Tipo Ensaio	Cis. Dir. Inundado		T. Normal (σ_n)		146,8	kPa	Velocidade		0,042	mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Ens. nº	3	Data	16/11/13		Executado por		Erick, Flávio, Raphael	

DADOS DO CORPO DE PROVA

DETERMINAÇÃO			ANTES DO ENSAIO				APÓS O ENSAIO
			CORPO DE PROVA	RECIPIENTE			RECIPIENTE
			MOLDE	07	02F	92	01
PESO EM GRAMAS	Ph + Tara		246,06	32,32	34,74	27,49	198,32
	Ps + Tara			28,91	31,21	25,19	169,06
	Pa			3,41	3,53	2,30	29,26
	Tara		98,98	11,64	13,26	13,48	49,41
	Solo Úmido	Ph	147,08	20,68	21,48	14,01	148,91
	Solo Seco	Ps	122,89	17,27	17,95	11,71	119,65
Umidade (%)		h	19,7	19,7	19,7	19,6	24,5
Média (%)		h		19,7			

CONDIÇÃO INICIAL DO CORPO DE PROVA

Área	cm²	A	36,08
Altura	mm	H_O	19,91
Volume (A x H_O)	cm³	V_O	71,83
Peso Específico do Graõs	g/cm³	δ_r	2,798
Índice de Vazios (V_O - V_S) / V_S	-	e_O	0,635
Volume de Sólidos (P_S / δ_r)	cm³	V_S	43,93
Grau de Saturação	%	S_O	86,710
Densidade Seca (P_S / V_O)	g/cm³	γ_d	1,711

CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA APÓS O ENSAIO

Variação em Altura durante o ensaio	mm	ΔH	0,79
Altura (H_O - ΔH)	mm	H_f	19,12
Volume (A x H_f)		V_f	68,97
Índice de Vazios (V_f - V_S) / V_S		e_f	0,570
Grau de Saturação final	%	S_f	119,985

CONSOLIDAÇÃO

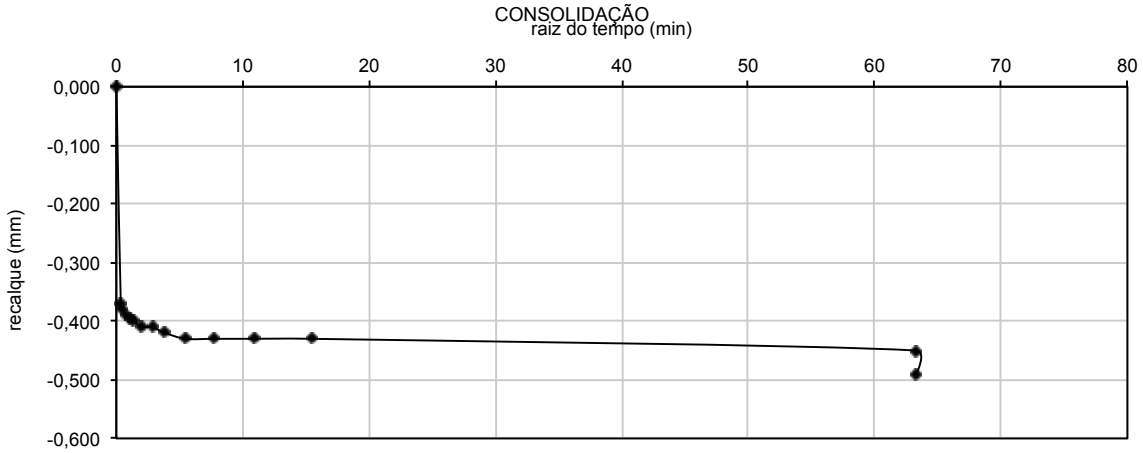
TEMPO			LEITURA NO DEFLECTÔMETRO	
Dia	Hora	Δt min	Leitura mm	Recalque mm
16/nov	12:54	0	5,000	0,00
16/nov	12:54	1/8	5,370	-0,37
16/nov	12:54	1/4	5,380	-0,38
16/nov	12:54	1/2	5,390	-0,39
16/nov	12:55	1	5,395	-0,40
16/nov	12:56	2	5,400	-0,40
16/nov	12:58	4	5,410	-0,41
16/nov	13:02	8	5,410	-0,41
16/nov	13:09	15	5,420	-0,42
16/nov	13:24	30	5,430	-0,43
16/nov	13:54	60	5,430	-0,43
16/nov	14:54	120	5,430	-0,43
16/nov	16:54	240	5,430	-0,43
17/nov	07:37	4003	5,450	-0,45
17/nov	07:41	4007	5,490	-0,49

CONDIÇÃO DO C. P. NA CONSOLIDAÇÃO

LEITURA NO DEFLEC.	Inicial:	5,00	mm
	Após C.:	5,49	mm
ΔH APÓS CONS. :		0,49	mm

Dimensões do C. P.	Altura (mm)	Volume (cm³)	Área (cm²)
Inicial	19,91	71,83	36,08
Após cons.	19,42	70,06	36,08
Índice de Vazios Após C.		**e**	0,595

l1 (cm)	5,998	Área (cm2)	36,08397
l2 (cm)	6,016		



ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

Projeto		TCC Erick, Flávio, Raphael			Poço		Registro	---	
Tipo Ensaio	Cis. Dir. Inundado		T. Normal (σ_n)	146,8	kPa	Velocidade		0,02950	mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Ens. nº	3	Prof.	---		Executado por	Erick, Flávio, Raphael	
Área Inicial do C. P.		36,08	cm²	K	1		Data	30/06/10	

Hora da Leitura	Leitura do Anel		Força Cisalha-mento (kg)	Área Corrigida (cm²)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Leitura nos Deflectômetros		Deformação	
	Obtida	Corrigida				Vert. (mm)	Horiz. (mm)	Vert. (mm)	Horiz. (mm)
07:41	0,00	0,00	0,00	35,58	0,00	6,065	0,00	0,00	0,00
	0,10	0,10	0,10	35,55	0,28	6,070	0,05	0,00	0,05
	0,10	0,10	0,10	35,52	0,28	6,070	0,10	0,00	0,10
	0,10	0,10	0,10	35,49	0,28	6,070	0,15	0,00	0,15
	0,20	0,20	0,20	35,46	0,55	6,070	0,20	0,00	0,20
	3,40	3,40	3,40	35,43	9,41	6,075	0,25	-0,01	0,25
	4,80	4,80	4,80	35,40	13,30	6,090	0,30	-0,02	0,30
	7,10	7,10	7,10	35,37	19,68	6,105	0,35	-0,04	0,35
	10,00	10,00	10,00	35,34	27,75	6,120	0,40	-0,05	0,40
	12,50	12,50	12,50	35,31	34,71	6,140	0,45	-0,07	0,45
	14,90	14,90	14,90	35,28	41,41	6,150	0,50	-0,09	0,50
	15,20	15,20	15,20	35,22	42,32	6,160	0,60	-0,09	0,60
	16,40	16,40	16,40	35,16	45,74	6,170	0,70	-0,11	0,70
	17,90	17,90	17,90	35,10	50,01	6,170	0,80	-0,11	0,80
	19,20	19,20	19,20	35,04	53,73	6,170	0,90	-0,11	0,90
	20,80	20,80	20,80	34,98	58,31	6,180	1,00	-0,11	1,00
	24,30	24,30	24,30	34,86	68,35	6,190	1,20	-0,13	1,20
	28,00	28,00	28,00	34,74	79,03	6,195	1,40	-0,13	1,40
	32,40	32,40	32,40	34,62	91,77	6,210	1,60	-0,15	1,60
	36,50	36,50	36,50	34,50	103,74	6,220	1,80	-0,15	1,80
	39,00	39,00	39,00	34,39	111,23	6,230	2,00	-0,17	2,00
	42,80	42,80	42,80	34,09	123,14	6,245	2,50	-0,18	2,50
	43,90	43,90	43,90	33,79	127,42	6,235	3,00	-0,17	3,00
	43,50	43,50	43,50	33,49	127,39	6,230	3,50	-0,17	3,50
	42,90	42,90	42,90	33,19	126,76	6,240	4,00	-0,18	4,00
	42,10	42,10	42,10	32,89	125,53	6,250	4,50	-0,19	4,50
	42,20	42,20	42,20	32,59	126,98	6,270	5,00	-0,20	5,00
	42,60	42,60	42,60	31,99	130,58	6,300	6,00	-0,23	6,00
	42,70	42,70	42,70	31,40	133,38	6,320	7,00	-0,26	7,00
	42,80	42,80	42,80	30,80	136,29	6,335	8,00	-0,27	8,00
	42,80	42,80	42,80	30,20	138,99	6,350	9,00	-0,28	9,00
13:20	42,40	42,40	42,40	29,60	140,47	6,365	10,00	-0,30	10,00
					140,47				

C = 59,5 mm
L = 59,8 mm
g = 9,80665 m/s²
vel = 0,02950 mm/min

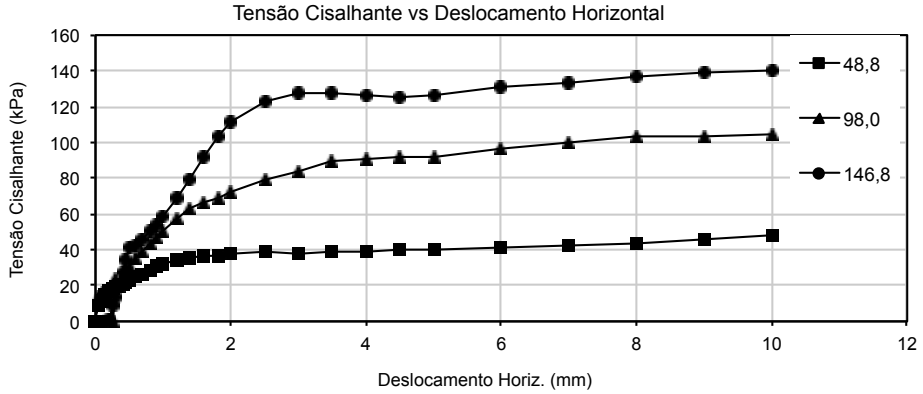
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CAIXA 6 X 6 CM)

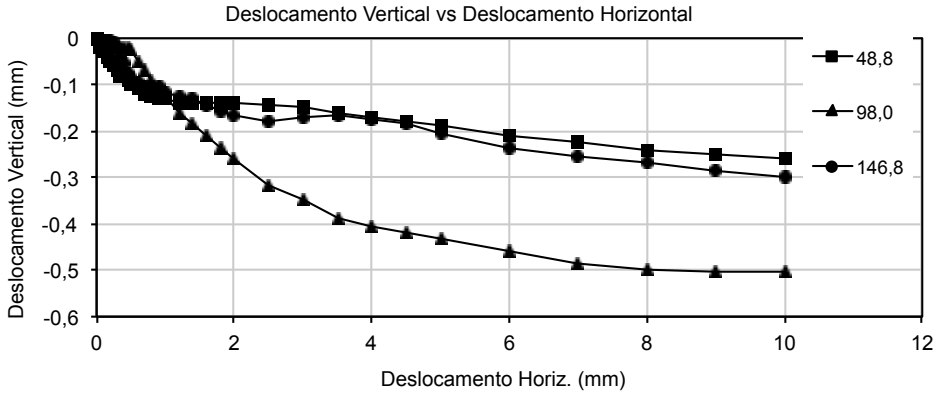
Projeto	TCC Erick, Flávio, Rap	Poço	---	Registro	---	Prof.	---	m
Tipo Ensaio	Cis. Dir. Inundado		σ_0 (kPa)	---	Velocidade		0,042	mm/min
Tipo C. P.	Compactado	Data	17/11/2013		Executado por		Erick, Flávio, Raphael	

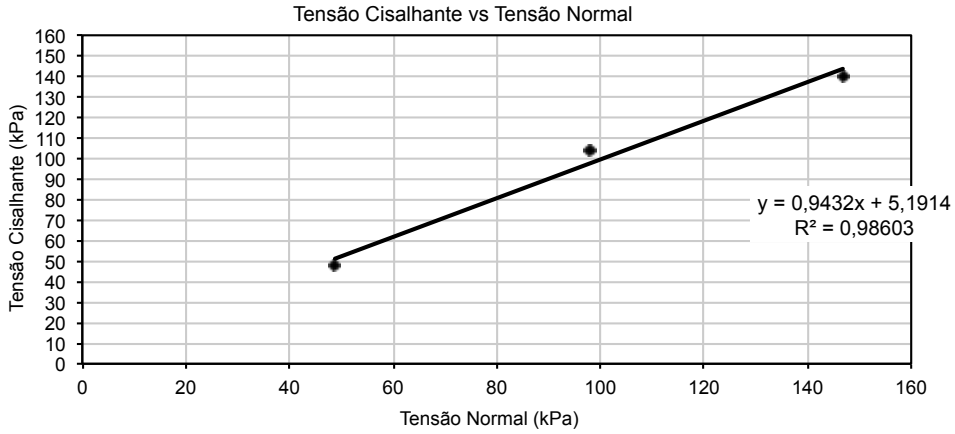
Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalha-mento (kPa)	Deslocamento atingido (mm)	Umidade de Consolid. (%)	Densidade natural (g/cm^3)
1	48,78	48,04	10,00	20,3	1,862
2	98,05	104,03	10,00	19,3	1,998
3	146,80	140,47	10,00	19,7	2,048
4					
5					

REGRESSÃO LINEAR	
Inclinação	0,9432
Intercepção	5,1914
Coef. Correlação	0,9860

PARAM. DE RESISTÊNCIA	
Ângulo de Atrito (°)	**43,33**
Coesão (kPa)	**5,19**
Deslocamento (mm)	**10,00**







APÊNDICE A.7 – COMPRESSÃO SIMPLES

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

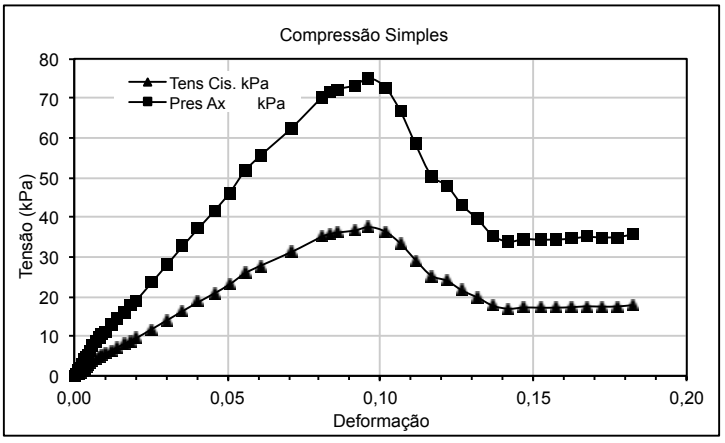
Projeto	TCC Erick, Flávio, Raphael			Poço		Registro		Prof.	0 m
Tipo Ensaio	Comp. Simples. Natural						Velocidade		0,69 mm/min
Tipo C. P.	Compactado	Ens. nº	1	Data	19/09/13		Executado por		Erick

DADOS DO CORPO DE PROVA								COMPRESSÃO				
DETERMINAÇÃO			ANTES DO ENSAIO				APÓS O ENSAIO	Hora ini.	11:10	Hora ini.	11:22	
			CORPO DE PROVA	RECIPIENTE			RECIPIENTE	Recal. mm	Carga g	Area cor cm^2	Pres Ax kPa	Tens Cis. kPa
			MOLDE	t62	g521	147	17+88F	0,00	0,00	18,40	0,00	0,00
PESO EM GRAMAS	Ph + Tara		351,82	45,91	45,92	46,06	412,80	0,06	64,00	18,41	0,35	0,17
	Ps + Tara		-	39,06	39,15	39,34	341,22	0,15	231,00	18,42	1,25	0,63
	Pa			6,85	6,77	6,72	71,58	0,20	324,00	18,43	1,76	0,88
	Tara		0,00	13,68	13,57	14,13	62,87	0,25	483,00	18,44	2,62	1,31
	Solo Úmido	Ph	351,82	32,23	32,35	31,93	349,93	0,30	617,00	18,45	3,34	1,67
	Solo Seco	Ps	277,67	25,38	25,58	25,21	278,35	0,35	766,00	18,46	4,15	2,07
Umidade (%)		h	26,7	27,0	26,5	26,7	25,7	0,40	894,00	18,47	4,84	2,42
Média (%)		h		26,7				0,45	1004,00	18,48	5,43	2,72
								0,50	1141,00	18,49	6,17	3,09
								0,60	1398,00	18,51	7,55	3,78

CONDIÇÃO INICIAL DO CORPO DE PROVA			
Diâmetro	cm	D	4,84
Área inicial (pi x D^2)/ 4	cm^2	A	18,40
Altura inicial	mm	H_O	98,67
Volume (A x H_O)	cm^3	V_O	181,51
Peso Específico do Graõs	g/cm^3	δ_r	2,798
Índice de Vazios (V_O - V_S) / V_S	-	e_O	0,829
Volume de Sólidos (P_S / δ_r)	cm^3	V_S	99,24
Grau de Saturação	%	S_O	90,13
Densidade Seca (P_S / V_O)	g/cm^3	γ_d	1,530
Densidade Natural (Ph / Vo)	g/cm^3	γ_n	1,938

CALCULO DO MODULO DE ELASTICIDADE

Deform. Inicial	Deforma. final	Pres ini kPa	Pres final kPa	Modulo de Elastic. (kPa)
0,0000	0,0709	0,00	62,51	881,10
0,0253	0,0811	23,57	70,40	840,15
0,0142	0,0834	14,46	71,46	823,41
0,0122	0,0507	12,80	46,09	864,59
MODULO DE ELASTICIDADE MEDIO (kPa)				**852,31**
PRESSÃO AXIAL MÁXIMA (kPa)				**75,05**
TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)				**37,53**



0,70	1606,00	18,53	8,67	4,33
0,80	1758,00	18,55	9,48	4,74
0,90	1933,00	18,57	10,41	5,21
1,00	2079,00	18,58	11,19	5,59
1,20	2383,00	18,62	12,80	6,40
1,40	2698,00	18,66	14,46	7,23
1,60	2984,00	18,70	15,96	7,98
1,80	3313,00	18,74	17,68	8,84
2,00	3574,00	18,78	19,03	9,52
2,50	4449,00	18,87	23,57	11,79
3,00	5335,00	18,97	28,12	14,06
3,50	6245,00	19,07	32,74	16,37
4,00	7136,00	19,17	37,22	18,61
4,50	7995,00	19,27	41,48	20,74
5,00	8932,00	19,38	46,09	23,05
5,50	10075,00	19,48	51,71	25,86
6,00	10880,00	19,59	55,55	27,77
7,00	12377,00	19,80	62,51	31,25
8,00	14094,00	20,02	70,40	35,20
8,23	14341,00	20,07	71,46	35,73
8,50	14569,00	20,13	72,37	36,19
9,02	14833,00	20,25	73,26	36,63
9,50	15278,00	20,36	75,05	37,53
10,02	14902,00	20,48	72,78	36,39
10,50	13766,00	20,59	66,87	33,43
11,00	12083,00	20,70	58,36	29,18
11,50	10527,00	20,82	50,56	25,28
12,00	10053,00	20,94	48,00	24,00
12,50	9067,00	21,06	43,04	21,52
13,00	8357,00	21,19	39,44	19,72
13,50	7520,00	21,31	35,29	17,64
14,00	7258,00	21,44	33,86	16,93
14,50	7438,00	21,56	34,49	17,25
15,00	7453,00	21,69	34,36	17,18
15,50	7507,00	21,82	34,40	17,20
16,00	7597,00	21,96	34,60	17,30
16,50	7747,00	22,09	35,07	17,54
17,00	7758,00	22,23	34,91	17,45
17,51	7831,00	22,36	35,01	17,51
18,00	8037,00	22,50	35,72	17,86
		18,40	0,00	0,00

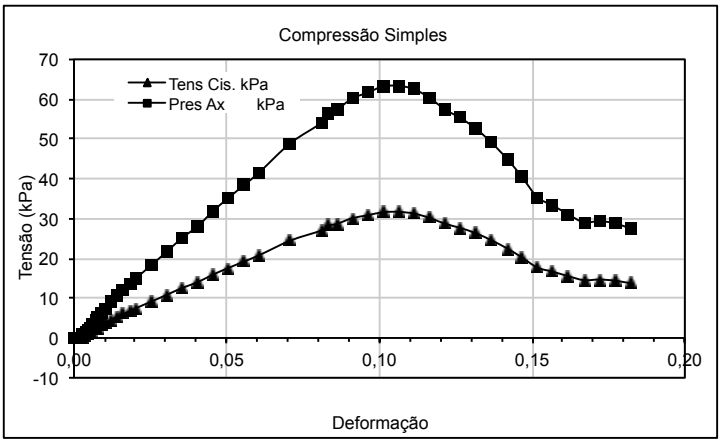
ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

Projeto	TCC Erick, Flávio, Raphael			Poço		Registro		Prof.	0 m
Tipo Ensaio	Comp. Simples. Natural						Velocidade	0,69	mm/min
Tipo C. P.	Compactado	Ens. nº	2	Data	19/09/13		Executado por	Erick	

DADOS DO CORPO DE PROVA								COMPRESSÃO				
DETERMINAÇÃO			ANTES DO ENSAIO				APÓS O ENSAIO	Hora ini.	11:30	Hora ini.	11:42	
			CORPO DE PROVA	RECIPIENTE			RECIPIENTE	Recal. mm	Carga g	Area cor cm^2	Pres Ax kPa	Tens Cis. kPa
			MOLDE	17F	43T	34	109+62	0,00	0,00	18,90	0,00	0,00
PESO EM GRAMAS	Ph + Tara		349,83	58,80	49,42	51,55	409,52	0,06	0,00	18,91	0,00	0,00
	Ps + Tara		-	49,81	41,90	43,55	338,06	0,15	8,00	18,93	0,04	0,02
	Pa			8,99	7,52	8,00	71,46	0,20	32,00	18,94	0,17	0,08
	Tara		0,00	14,02	13,72	13,85	62,24	0,25	79,00	18,95	0,42	0,21
	Solo Úmido	Ph	349,83	44,78	35,70	37,70	347,28	0,30	142,00	18,96	0,75	0,37
	Solo Seco	Ps	277,10	35,79	28,18	29,70	275,82	0,35	225,00	18,97	1,19	0,59
Umidade (%)		h	26,2	25,1	26,7	26,9	25,9	0,40	310,00	18,98	1,63	0,82
Média (%)		h		26,2				0,45	400,00	18,98	2,11	1,05
								0,50	479,00	18,99	2,52	1,26
								0,60	638,00	19,01	3,36	1,68

CONDIÇÃO INICIAL DO CORPO DE PROVA			
Diâmetro	cm	D	4,91
Área inicial (pi x D^2)/ 4	cm^2	A	18,90
Altura inicial	mm	H_O	98,84
Volume (A x H_O)	cm^3	V_O	186,80
Peso Específico do Graõs	g/cm^3	δ_r	2,798
Índice de Vazios (V_O - V_S) / V_S	-	e_O	0,886
Volume de Sólidos (P_S / δ_r)	cm^3	V_S	99,04
Grau de Saturação	%	S_O	82,87
Densidade Seca (P_S / V_O)	g/cm^3	γ_d	1,483
Densidade Natural (Ph / Vo)	g/cm^3	γ_n	1,873

CALCULO DO MODULO DE ELASTICIDADE				
Deform. Inicial	Deforma. final	Pres ini kPa	Pres final kPa	Modulo de Elastic. (kPa)
0,0253	0,0708	18,28	48,92	672,96
0,0162	0,0556	12,06	38,40	667,45
0,0304	0,0961	21,66	61,62	607,66
0,0000	0,0833	0,00	56,51	678,72
MODULO DE ELASTICIDADE MEDIO (kPa)				**656,70**
PRESSÃO AXIAL MÁXIMA (kPa)				**63,36**
TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)				**31,68**



9,00	12508,00	20,79	60,16	30,08
9,50	12883,00	20,91	61,62	30,81
10,00	13288,00	21,03	63,20	31,60
10,50	13398,00	21,14	63,36	31,68
11,00	13296,00	21,27	62,53	31,26
11,50	12911,00	21,39	60,37	30,18
12,00	12351,00	21,51	57,42	28,71
12,50	11962,00	21,63	55,29	27,65
13,00	11455,00	21,76	52,64	26,32
13,50	10759,00	21,89	49,15	24,58
14,05	9849,00	22,03	44,71	22,35
14,50	8945,00	22,15	40,39	20,19
15,00	7875,00	22,28	35,35	17,67
15,50	7459,00	22,41	33,28	16,64
16,00	6996,00	22,55	31,03	15,51
16,50	6590,00	22,69	29,05	14,52
17,00	6703,00	22,82	29,37	14,68
17,50	6616,00	22,96	28,81	14,40
18,00	6356,00	23,11	27,51	13,75
		18,90	0,00	0,00

APÊNDICE B – PLANILHAS DE CÁLCULO DA ESTABILIDADE INTERNA

APÊNDICE B.1 – FITAS METÁLICAS

Método de fitas metálicas
Altura 4 m

1. Cálculo do f*

Z (m)	d_{60}	d_{10}	fo*	f* (grupo A)
3,50	0,074	0,015	1,89	1,33
2,75	0,074	0,015	1,89	1,45
2,00	0,074	0,015	1,89	1,57
1,25	0,074	0,015	1,89	1,69
0,50	0,074	0,015	1,89	1,81

2. Cálculo do Tmax

Z (m)	σ_1 (kN/m^2)	H $_{Sobrecarga}$ (m)	$\Delta\sigma_3$ (kN/m2)	σ_v (kN/m^2)	σ_3 (kN/m^2)	$T_{máx}$ (kN)
3,50	61,25	0,50	8,75	70,00	13,23	7,44
2,75	48,13	0,50	8,75	56,88	10,75	6,05
2,00	35,00	0,50	8,75	43,75	8,27	4,65
1,25	21,88	0,50	8,75	30,63	5,79	3,26
0,50	8,75	0,50	8,75	17,50	3,31	1,86

3. Cálculo do Comprimento de aderência

Z (m)	f* (grupo A)	σ_v (kN/m^2)	b (m)	$T_{máx}$ (kN)	La (m)
3,50	1,33	70,00	0,05	7,44	1,20
2,75	1,45	56,88	0,05	6,05	1,10
2,00	1,57	43,75	0,05	4,65	1,01
1,25	1,69	30,63	0,05	3,26	0,94
0,50	1,81	17,50	0,05	1,86	0,88

4. Cálculo do comprimento total da fita

Z (m)	Zona Ativa (m)	La (m)	L (m)
3,50	0,44	1,20	1,63
2,75	0,81	1,10	1,91
2,00	0,93	1,01	1,94
1,25	1,05	0,94	2,00
0,50	1,18	0,88	2,06

5. Dimensionamento da espessura da fita

Z (m)	Tmáx (kN)	Ec (mm)	E0 (mm)	Eprojeto
3,50	7,44	5,14	6,42	7,00
2,75	6,05	4,17	5,22	6,00
2,00	4,65	3,21	4,01	5,00
1,25	3,26	2,25	2,81	3,00
0,50	1,86	1,28	1,61	2,00

Método de fitas metálicas
Altura 6 m

1. Cálculo do f*

Z (m)	d_{60}	d_{10}	fo*	f* (grupo A)
5,50	0,074	0,015	1,89	1,01
4,75	0,074	0,015	1,89	1,13
4,00	0,074	0,015	1,89	1,25
3,25	0,074	0,015	1,89	1,37
2,50	0,074	0,015	1,89	1,49
1,75	0,074	0,015	1,89	1,61
1,00	0,074	0,015	1,89	1,73
0,25	0,074	0,015	1,89	1,85

2. Cálculo do Tmax

Z (m)	σ_1 (kN/m^2)	$H_{Sobrecarga}$ (m)	$\Delta\sigma_3$ (kN/m2)	σ_v (kN/m^2)	σ_3	$T_{máx}$ (kN)
5,50	96,25	0,50	8,75	105,00	19,85	11,17
4,75	83,13	0,50	8,75	91,88	17,37	9,77
4,00	70,00	0,50	8,75	78,75	14,89	8,37
3,25	56,88	0,50	8,75	65,63	12,41	6,98
2,50	43,75	0,50	8,75	52,50	9,93	5,58
1,75	30,63	0,50	8,75	39,38	7,44	4,19
1,00	17,50	0,50	8,75	26,25	4,96	2,79
0,25	4,38	0,50	8,75	13,13	2,48	1,40

3. Cálculo do Comprimento de aderência

Z (m)	f* (grupo A)	σ_v (kN/m^2)	b (m)	$T_{máx}$ (kN)	La (m)
5,50	1,01	105,00	0,05	11,17	1,58
4,75	1,13	91,88	0,05	9,77	1,41
4,00	1,25	78,75	0,05	8,37	1,27
3,25	1,37	65,63	0,05	6,98	1,16
2,50	1,49	52,50	0,05	5,58	1,07
1,75	1,61	39,38	1,05	4,19	0,99
1,00	1,73	26,25	2,05	2,79	0,92
0,25	1,85	13,13	3,05	1,40	0,86

4. Cálculo da zona ativa

Z (m)	Zona Ativa (m)	La (m)	L (m)
5,50	0,44	1,58	2,01
4,75	0,81	1,41	2,22
4,00	1,19	1,27	2,46
3,25	1,32	1,16	2,48
2,50	1,45	1,07	2,51
1,75	1,57	0,99	2,56
1,00	1,70	0,92	2,62
0,25	1,82	0,86	2,68

5. Dimensionamento da espessura da fita

Z (m)	Tmáx (kN)	Ec (mm)	E0 (mm)	Eprojeto
5,50	11,17	7,70	9,63	10,00
4,75	9,77	6,74	8,43	9,00
4,00	8,37	5,78	7,22	8,00
3,25	6,98	4,82	6,02	7,00
2,50	5,58	3,85	4,82	5,00
1,75	4,19	2,89	3,61	4,00
1,00	2,79	1,93	2,41	3,00
0,25	1,40	0,96	1,20	2,00

Método de fitas metálicas
Altura 8 m

1. Cálculo do f*

Z (m)	d_{60}	d_{10}	fo*	f* (grupo A)
7,50	0,074	0,015	1,89	0,93
6,75	0,074	0,015	1,89	0,93
6,00	0,074	0,015	1,89	0,93
5,25	0,074	0,015	1,89	1,05
4,50	0,074	0,015	1,89	1,17
3,75	0,074	0,015	1,89	1,29
3,00	0,074	0,015	1,89	1,41
2,25	0,074	0,015	1,89	1,53
1,50	0,074	0,015	1,89	1,65
0,75	0,074	0,015	1,89	1,77

2. Cálculo do Tmax

Z (m)	σ_1 (kN/m^2)	$H_{Sobrecarga}$ (m)	$\Delta\sigma_3$ (kN/m2)	σ_v (kN/m^2)	σ_3	$T_{máx}$ (kN)
7,50	131,25	0,50	8,75	140,00	26,47	14,89
6,75	118,13	0,50	8,75	126,88	23,99	13,49
6,00	105,00	0,50	8,75	113,75	21,51	12,10
5,25	91,88	0,50	8,75	100,63	19,02	10,70
4,50	78,75	0,50	8,75	87,50	16,54	9,31
3,75	65,63	0,50	8,75	74,38	14,06	7,91
3,00	52,50	0,50	8,75	61,25	11,58	6,51
2,25	39,38	0,50	8,75	48,13	9,10	5,12
1,50	26,25	0,50	8,75	35,00	6,62	3,72
0,75	13,13	0,50	8,75	21,88	4,14	2,33

3. Cálculo do Comprimento de aderência

Z (m)	f* (grupo A)	σ_v (kN/m^2)	b (m)	$T_{máx}$ (kN)	La (m)
7,50	0,93	140,00	0,05	14,89	1,71
6,75	0,93	126,88	0,05	13,49	1,71
6,00	0,93	113,75	0,05	12,10	1,71
5,25	1,05	100,63	0,05	10,70	1,52
4,50	1,17	87,50	0,05	9,31	1,36
3,75	1,29	74,38	1,05	7,91	1,23
3,00	1,41	61,25	2,05	6,51	1,13
2,25	1,53	48,13	3,05	5,12	1,04
1,50	1,65	35,00	4,05	3,72	0,97
0,75	1,77	21,88	5,05	2,33	0,90

4. Cálculo do comprimento total da fita

Z (m)	Zona Ativa (m)	La (m)	L (m)
7,50	0,44	1,71	2,15
6,75	0,81	1,71	2,52
6,00	1,19	1,71	2,90
5,25	1,56	1,52	3,08
4,50	1,71	1,36	3,07
3,75	1,84	1,23	3,07
3,00	1,96	1,13	3,09
2,25	2,09	1,04	3,13
1,50	2,21	0,97	3,18
0,75	2,34	0,90	3,24

5. Dimensionamento da espessura da fita

Z (m)	$T_{máx}$ (kN)	Ec (mm)	E0 (mm)	Eprojeto
7,50	14,89	10,27	12,84	13,00
6,75	13,49	9,31	11,64	12,00
6,00	12,10	8,35	10,43	11,00
5,25	10,70	7,38	9,23	10,00
4,50	9,31	6,42	8,03	9,00
3,75	7,91	5,46	6,82	7,00
3,00	6,51	4,49	5,62	6,00
2,25	5,12	3,53	4,41	5,00
1,50	3,72	2,57	3,21	4,00
0,75	2,33	1,61	2,01	3,00

APÊNDICE B.2 – BLOCOS DE ANCORAGEM

Método de blocos de ancoragem
Altura Total 4 m

1- Verificação do comprimento mínimo da barra

Bloco	Altura do Tirante (m)	H_{solo} (m)	Dist. Zona Ativa (m)	Dist. Rotação cunha (m)	Dist. Mínima Bloco (m)
1	0,20	3,80	1,20	8,74	9,94
2	0,60	3,40	1,20	7,82	9,02
3	1,00	3,00	1,20	6,90	8,10
4	1,40	2,60	1,20	5,98	7,18
5	1,80	2,20	1,20	5,06	6,26
6	2,20	1,80	1,20	4,14	5,34
7	2,60	1,40	1,20	3,22	4,42
8	3,00	1,00	1,20	2,30	3,50
9	3,40	0,60	1,20	1,38	2,58
10	3,80	0,20	1,20	0,46	1,66

2- Cálculo de Tmáx

Bloco	Altura do Tirante (m)	H_{solo} (m)	σ_1 (kN/m2)	$H_{sobrecarga}$ (m)	$\Delta\sigma_3$ (kN/m^2)	σ_3 (kN/m^2)	$T_{máx}$ (kN)
1	0,20	3,80	72,20	0,50	9,50	10,92	3,50
2	0,60	3,40	64,60	0,50	9,50	9,49	3,04
3	1,00	3,00	57,00	0,50	9,50	8,05	2,58
4	1,40	2,60	49,40	0,50	9,50	6,61	2,12
5	1,80	2,20	41,80	0,50	9,50	5,18	1,66
6	2,20	1,80	34,20	0,50	9,50	3,74	1,20
7	2,60	1,40	26,60	0,50	9,50	2,30	0,74
8	3,00	1,00	19,00	0,50	9,50	0,87	0,28
9	3,40	0,60	11,40	0,50	9,50	(0,57)	(0,18)
10	3,80	0,20	3,80	0,50	9,50	(2,01)	(0,64)

3- Cálculo dos empuxos

Bloco	Altura do Tirante (m)	H_{solo} (m)	σ_1 (kN/m^2)	σ_{ha} (kN/m^2)	σ_{hp} (kN/m^2)	Área bloco (m^2)	Diâmetro (cm)
1	0,20	3,80	72,20	9,13	405,80	0,018	15,16
2	0,60	3,40	64,60	7,69	365,61	0,017	14,86
3	1,00	3,00	57,00	6,25	325,41	0,016	14,48
4	1,40	2,60	49,40	4,82	285,21	0,015	13,98
5	1,80	2,20	41,80	3,38	245,01	0,014	13,31
6	2,20	1,80	34,20	1,94	204,81	0,012	12,32
7	2,60	1,40	26,60	0,51	164,61	0,009	10,71
8	3,00	1,00	19,00	(0,93)	124,41	0,004	7,48
9	3,40	0,60	11,40	(2,37)	84,22	(0,004)	-
10	3,80	0,20	3,80	(3,80)	44,02	(0,025)	-

4- Verifição da espessura das armaduras

Bloco	$T_{máx}$ (kN) * FR	Área da seção (cm^2)	Diâmetro da seção (mm)
1	6,99	0,161	4,52
2	6,07	0,140	4,22
3	5,15	0,119	3,88
4	4,23	0,097	3,52
5	3,31	0,076	3,11
6	2,39	0,055	2,65
7	1,47	0,034	2,08
8	0,55	0,013	1,27
9	(0,37)	(0,008)	-
10	(1,28)	(0,030)	-

Método de blocos de ancoragem
Altura Total 6 m

1- Verificação do comprimento mínimo da barra

Bloco	Altura do Tirante (m)	H_{solo} (m)	Dist. Zona Ativa (m)	Dist. Rotação cunha (m)	Dist. Mínima Bloco (m)
1	0,20	5,80	1,80	13,34	15,14
2	0,60	5,40	1,80	12,42	14,22
3	1,00	5,00	1,80	11,50	13,30
4	1,40	4,60	1,80	10,58	12,38
5	1,80	4,20	1,80	9,66	11,46
6	2,20	3,80	1,80	8,74	10,54
7	2,60	3,40	1,80	7,82	9,62
8	3,00	3,00	1,80	6,90	8,70
9	3,40	2,60	1,80	5,98	7,78
10	3,80	2,20	1,80	5,06	6,86
11	4,20	1,80	1,80	4,14	5,94
12	4,60	1,40	1,80	3,22	5,02
13	5,00	1,00	1,80	2,30	4,10
14	5,40	0,60	1,80	1,38	3,18
15	5,80	0,20	1,80	0,46	2,26

2- Cálculo de Tmáx

Bloco	Altura do Tirante (m)	H_{solo} (m)	σ_1 (kN/m2)	$H_{sobrecarga}$ (m)	$\Delta\sigma_3$ (kN/m^2)	σ_3 (kN/m^2)	$T_{máx}$ (kN)
1	0,20	5,80	110,20	0,50	9,50	18,11	5,79
2	0,60	5,40	102,60	0,50	9,50	16,67	5,33
3	1,00	5,00	95,00	0,50	9,50	15,23	4,88
4	1,40	4,60	87,40	0,50	9,50	13,80	4,42
5	1,80	4,20	79,80	0,50	9,50	12,36	3,96
6	2,20	3,80	72,20	0,50	9,50	10,92	3,50
7	2,60	3,40	64,60	0,50	9,50	9,49	3,04
8	3,00	3,00	57,00	0,50	9,50	8,05	2,58
9	3,40	2,60	49,40	0,50	9,50	6,61	2,12
10	3,80	2,20	41,80	0,50	9,50	5,18	1,66
11	4,20	1,80	34,20	0,50	9,50	3,74	1,20
12	4,60	1,40	26,60	0,50	9,50	2,30	0,74
13	5,00	1,00	19,00	0,50	9,50	0,87	0,28
14	5,40	0,60	11,40	0,50	9,50	(0,57)	(0,18)
15	5,80	0,20	3,80	0,50	9,50	(2,01)	(0,64)

3- Cálculo dos empuxos

Bloco	Altura do Tirante (m)	H_{solo} (m)	σ_1 (kN/m^2)	σ_{ha} (kN/m^2)	σ_{hp} (kN/m^2)	Área bloco (m^2)	Diâmetro (cm)
1	0,20	5,80	110,20	16,31	606,80	0,020	16,03
2	0,60	5,40	102,60	14,88	566,60	0,020	15,91
3	1,00	5,00	95,00	13,44	526,40	0,020	15,76
4	1,40	4,60	87,40	12,00	486,20	0,019	15,60
5	1,80	4,20	79,80	10,57	446,00	0,019	15,40
6	2,20	3,80	72,20	9,13	405,80	0,018	15,16
7	2,60	3,40	64,60	7,69	365,61	0,017	14,86
8	3,00	3,00	57,00	6,25	325,41	0,016	14,48
9	3,40	2,60	49,40	4,82	285,21	0,015	13,98
10	3,80	2,20	41,80	3,38	245,01	0,014	13,31
11	4,20	1,80	34,20	1,94	204,81	0,012	12,32
12	4,60	1,40	26,60	0,51	164,61	0,009	10,71
13	5,00	1,00	19,00	(0,93)	124,41	0,004	7,48
14	5,40	0,60	11,40	(2,37)	84,22	(0,004)	-
15	5,80	0,20	3,80	(3,80)	44,02	(0,025)	-

4- Verifição da espessura das armaduras

Bloco	$T_{máx}$ (kN) * FR	Área da seção (cm^2)	Diâmetro da seção (mm)
1	11,59	0,267	5,83
2	10,67	0,245	5,59
3	9,75	0,224	5,34
4	8,83	0,203	5,09
5	7,91	0,182	4,81
6	6,99	0,161	4,52
7	6,07	0,140	4,22
8	5,15	0,119	3,88
9	4,23	0,097	3,52
10	3,31	0,076	3,11
11	2,39	0,055	2,65
12	1,47	0,034	2,08
13	0,55	0,013	1,27
14	(0,37)	(0,008)	-
15	(1,28)	(0,030)	-

Método de blocos de ancoragem
Altura Total 8 m

1- Verificação do comprimento mínimo da barra

Bloco	Altura do Tirante (m)	H_{solo} (m)	Dist. Zona Ativa (m)	Dist. Rotação cunha (m)	Dist. Mínima Bloco (m)
1	0,20	7,80	2,40	17,94	20,34
2	0,60	7,40	2,40	17,02	19,42
3	1,00	7,00	2,40	16,10	18,50
4	1,40	6,60	2,40	15,18	17,58
5	1,80	6,20	2,40	14,26	16,66
6	2,20	5,80	2,40	13,34	15,74
7	2,60	5,40	2,40	12,42	14,82
8	3,00	5,00	2,40	11,50	13,90
9	3,40	4,60	2,40	10,58	12,98
10	3,80	4,20	2,40	9,66	12,06
11	4,20	3,80	2,40	8,74	11,14
12	4,60	3,40	2,40	7,82	10,22
13	5,00	3,00	2,40	6,90	9,30
14	5,40	2,60	2,40	5,98	8,38
15	5,80	2,20	2,40	5,06	7,46
16	6,20	1,80	2,40	4,14	6,54
17	6,60	1,40	2,40	3,22	5,62
18	7,00	1,00	2,40	2,30	4,70
19	7,40	0,60	2,40	1,38	3,78
20	7,80	0,20	2,40	0,46	2,86

2- Cálculo de Tmáx

Bloco	Altura do Tirante (m)	H_{solo} (m)	σ_1 (kN/m2)	$H_{sobrecarga}$ (m)	$\Delta\sigma_3$ (kN/m^2)	σ_3 (kN/m^2)	$T_{máx}$ (kN)
1	0,20	7,80	148,20	0,50	9,50	25,29	8,09
2	0,60	7,40	140,60	0,50	9,50	23,86	7,63
3	1,00	7,00	133,00	0,50	9,50	22,42	7,17
4	1,40	6,60	125,40	0,50	9,50	20,98	6,71
5	1,80	6,20	117,80	0,50	9,50	19,55	6,25
6	2,20	5,80	110,20	0,50	9,50	18,11	5,79
7	2,60	5,40	102,60	0,50	9,50	16,67	5,33
8	3,00	5,00	95,00	0,50	9,50	15,23	4,88
9	3,40	4,60	87,40	0,50	9,50	13,80	4,42
10	3,80	4,20	79,80	0,50	9,50	12,36	3,96
11	4,20	3,80	72,20	0,50	9,50	10,92	3,50
12	4,60	3,40	64,60	0,50	9,50	9,49	3,04
13	5,00	3,00	57,00	0,50	9,50	8,05	2,58
14	5,40	2,60	49,40	0,50	9,50	6,61	2,12
15	5,80	2,20	41,80	0,50	9,50	5,18	1,66
16	6,20	1,80	34,20	0,50	9,50	3,74	1,20
17	6,60	1,40	26,60	0,50	9,50	2,30	0,74
18	7,00	1,00	19,00	0,50	9,50	0,87	0,28
19	7,40	0,60	11,40	0,50	9,50	(0,57)	(0,18)
20	7,80	0,20	3,80	0,50	9,50	(2,01)	(0,64)

3- Cálculo dos empuxos

Bloco	Altura do Tirante (m)	H_{solo} (m)	σ_1 (kN/m^2)	σ_{ha} (kN/m^2)	σ_{hp} (kN/m^2)	Área bloco (m^2)	Diâmetro (cm)
1	0,20	7,80	148,20	23,50	807,79	0,021	16,46
2	0,60	7,40	140,60	22,06	767,59	0,021	16,39
3	1,00	7,00	133,00	20,62	727,39	0,021	16,32
4	1,40	6,60	125,40	19,19	687,19	0,021	16,23
5	1,80	6,20	117,80	17,75	647,00	0,020	16,14
6	2,20	5,80	110,20	16,31	606,80	0,020	16,03
7	2,60	5,40	102,60	14,88	566,60	0,020	15,91
8	3,00	5,00	95,00	13,44	526,40	0,020	15,76
9	3,40	4,60	87,40	12,00	486,20	0,019	15,60
10	3,80	4,20	79,80	10,57	446,00	0,019	15,40
11	4,20	3,80	72,20	9,13	405,80	0,018	15,16
12	4,60	3,40	64,60	7,69	365,61	0,017	14,86
13	5,00	3,00	57,00	6,25	325,41	0,016	14,48
14	5,40	2,60	49,40	4,82	285,21	0,015	13,98
15	5,80	2,20	41,80	3,38	245,01	0,014	13,31
16	6,20	1,80	34,20	1,94	204,81	0,012	12,32
17	6,60	1,40	26,60	0,51	164,61	0,009	10,71
18	7,00	1,00	19,00	(0,93)	124,41	0,004	7,48
19	7,40	0,60	11,40	(2,37)	84,22	(0,004)	-
20	7,80	0,20	3,80	(3,80)	44,02	(0,025)	-

4- Verifição da espessura das armaduras

Bloco	$T_{máx}$ (kN) * FR	Área da seção (cm^2)	Diâmetro da seção (mm)
1	16,19	0,372	6,89
2	15,27	0,351	6,69
3	14,35	0,330	6,48
4	13,43	0,309	6,27
5	12,51	0,288	6,05
6	11,59	0,267	5,83
7	10,67	0,245	5,59
8	9,75	0,224	5,34
9	8,83	0,203	5,09
10	7,91	0,182	4,81
11	6,99	0,161	4,52
12	6,07	0,140	4,22
13	5,15	0,119	3,88
14	4,23	0,097	3,52
15	3,31	0,076	3,11
16	2,39	0,055	2,65
17	1,47	0,034	2,08
18	0,55	0,013	1,27
19	(0,37)	(0,008)	-
20	(1,28)	(0,030)	-

ANEXO A – RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT

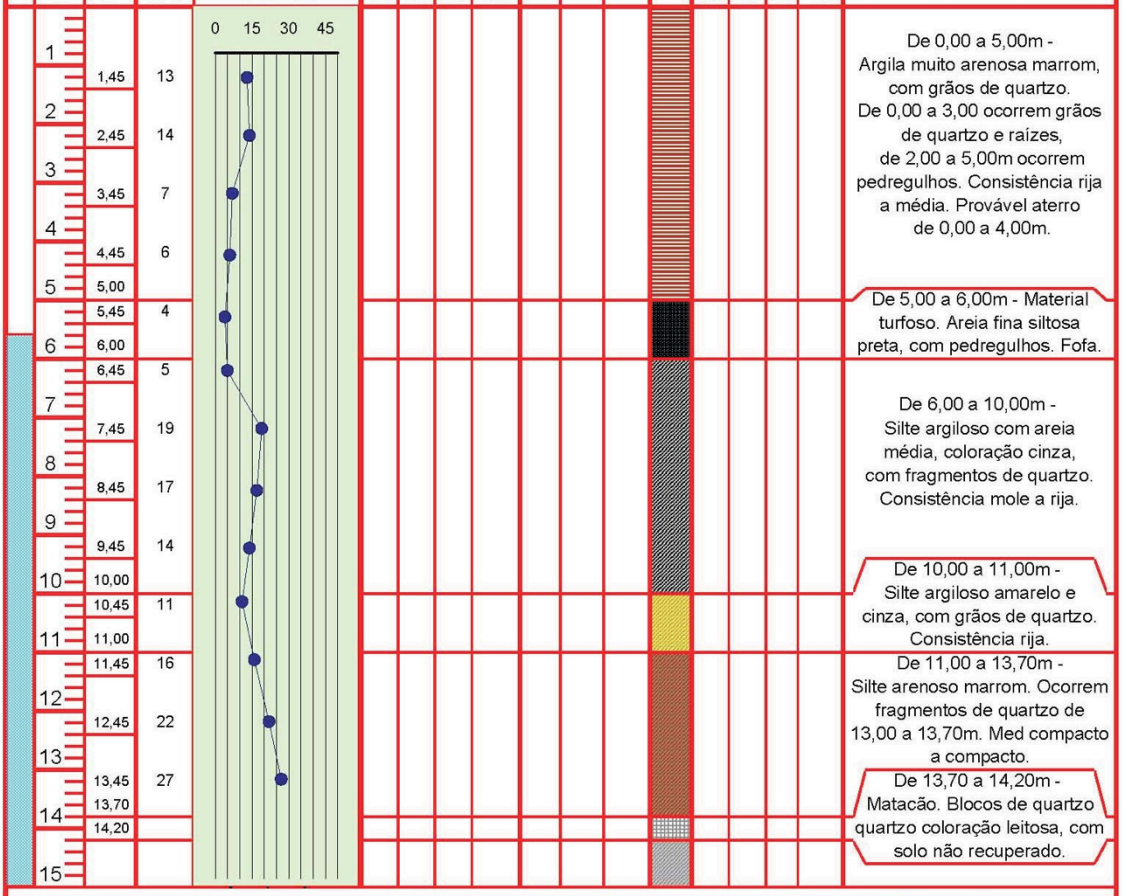
SETE - SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA LTDA

Av. Independência nº 1024 - Setor Leste Vila Nova - Goiânia-GO - fone/fax: (62) 3202-0600

Revisão: 02

Data: Abril/2010

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA



Cliente: BASITEC PROJETOS E CONSTRUÇÕES LTDA			Início e término do furo:	Furo nr. SM-01
Obra: VIADUTOS			Sondadores: Airton e Jaime	Limite de sondagem: 21,30m
Local: Av. Marginal Botafogo com Rua 88, Setor Sul			Leitura do nível d´água: Dia / Hora / N.A	Cota:
Cidade: Goiânia - GO	Nº OS: 234/10	Nº Relatório: 062/10	07/04/10 13:20h 5,60m 20/04/10 17:45h 5,56m	Diâmetro: BW
Análise: Douglas/Márcio	Resp. Técnico: Márcio Careli Moreira CREA-GO 11866/D		Verificação/aprovação: Márcio C. Moreira CREA-GO 11866/D	Inclinação: Vertical

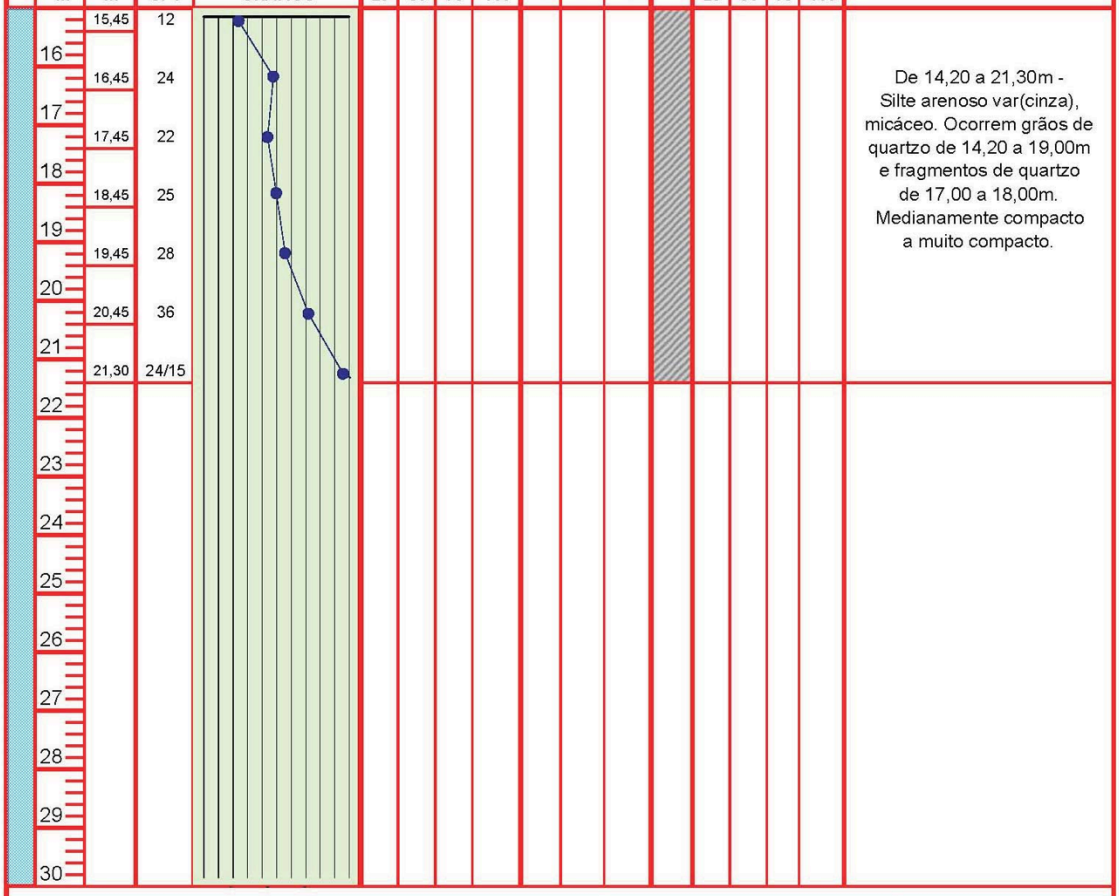
SETE - SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA LTDA

Av. Independência nº 1024 - Setor Leste Vila Nova - Goiânia-GO - fone/fax: (62) 3202-0600

Revisão: 02

Data: Abril/2010

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA



Cliente: BASITEC PROJETOS E CONSTRUÇÕES LTDA			Início e término do furo:		Furo nr. SM-01
Obra: VIADUTOS			Sondadores: Airton e Jaime		Limite de sondagem: 21,30m
Local: Av. Marginal Botafogo com Rua 88, Setor Sul			Leitura do nível d´água		Cota:
			Dia	Hora / N.A	
Cidade: Goiânia - GO	Nº OS: 234/10	Nº Relatório: 062/10	07/04/10	13:20h / 5,60m	Diâmetro: BW
			20/04/10	17:45h / 5,56m	
Análise: Douglas/Márcio	Resp. Técnico: Márcio Careli Moreira CREA-GO 11866/D		Verificação/aprovação: Márcio C. Moreira CREA-GO 11866/D		Inclinação: Vertical