



**FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**NATÁLIA OLIVEIRA BORGES
SAMARA RAYKA RODRIGUES LOPES**

**DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO A PARTIR
DO ENSAIO TRIAXIAL**

PUBLICAÇÃO Nº: 12

**GOIANÉSIA / GO
2019**



**NATÁLIA OLIVEIRA BORGES
SAMARA RAYKA RODRIGUES LOPES**

**DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO A PARTIR
DO ENSAIO TRIAXIAL**

PUBLICAÇÃO N°: 12

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO
AO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACEG.**

**ORIENTADOR: PROF. ME. IGOR CÉZAR SILVA
BRAGA**

GOIANÉSIA / GO: 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

BORGES, NATÁLIA OLIVEIRA; LOPES, SAMARA RAYKA RODRIGUES

Determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo a partir do ensaio triaxial **2007xi, 79 P, 297 mm** (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).

TCC – FACEG – FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA

Curso de Engenharia Civil.

- | | |
|-------------|------------------------|
| 1. Amostras | 2. Ângulo de atrito |
| 3. Coesão | 4. Capacidade de carga |
| I. ENC/UNI | II. Título (Série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BORGES, NATÁLIA OLIVEIRA; LOPES, SAMARA RAYKA RODRIGUES. Determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo a partir do ensaio triaxial. TCC, Publicação ENC. PF-001A/07, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Evangélica de Goianésia, Goianésia, GO, 79 p. 2019.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DOS AUTORES: Natália Oliveira Borges e Samara Rayka Rodrigues Lopes.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo a partir do ensaio triaxial.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2019

É concedida à Unievangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Natália Oliveira Borges
Rua 2 n° 266 A, setor Sul
76382-253 - Goianésia/GO – Brasil

Samara Rayka Rodrigues Lopes
Av. Contorno n° 3318, Muniz Falcão
76380-290 - Goianésia/GO – Brasil

**NATÁLIA OLIVEIRA BORGES
SAMARA RAYKA RODRIGUES LOPES**

**DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO A PARTIR
DO ENSAIO TRIAXIAL**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA FACEG COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL.**

APROVADO POR:

**Me. IGOR CÉZAR SILVA BRAGA, (FACEG)
(ORIENTADOR)**

**Me. EDUARDO MARTINS TOLEDO, (FACEG)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**Ma. DANIELLY LUZ ARAÚJO DE MORAIS, (FACEG)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: GOIANÉSIA/GO, 14 de JUNHO de 2019.

Dedico este trabalho;
Aos meus pais Rosirene e Paulo,
Aos meus irmãos Natan e Paulo Júnior,
Aos meus avós Maria, Divina e Albino (in memoriam),
A todos meus familiares e amigos.
Natália Oliveira Borges

Dedico esse trabalho:
Aos meus pais, Gildete e Ronaldo,
Ao meu irmão Maiko,
A todos os familiares e amigos,
por todo apoio nessa jornada de graduação.
Samara Rayka Rodrigues Lopes

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pelo dom da vida, por permitir que este sonho se concretizasse, por estar comigo em todos os momentos. Por conceder esperança, sabedoria, ânimo e fé, nos momentos mais difíceis.

Aos meus pais por todos ensinamentos transmitidos, e principalmente a minha mãe por todo apoio e carinho de sempre é meu exemplo. Ao meus irmãos Natan Henrique e Paulo Júnior pela amizade. Ao meu namorado Paulo Afonso pelo companheirismo e apoio durante esta caminhada.

Aos meus avós por toda sabedoria e experiência transmitidos. A todos meus familiares que me incentivaram neste período.

Aos meus amigos de faculdade que tornaram essa caminhada mais alegre. A minha amiga Samara Rayka pela amizade e companheirismo, durante este período e principalmente para a realização deste trabalho.

Agradeço a amizade da Elizabete e Luiza da biblioteca, durante toda essa caminhada.

Ao professor Igor César Silva Braga pela atenção e prontidão em ajudar sempre que necessário. Ao professor Daniel Caixeta por todo auxílio prestado.

A todos os professores e funcionários do curso de Engenharia civil, por todo conhecimento e experiências disseminadas.

Natália Oliveira Borges

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me dado força e sabedoria para enfrentar todas as barreiras de cada dia e sempre permanecendo ao meu lado e me protegendo de todo mal.

Aos meus pais, Gildete e Ronaldo, que fizeram o possível e o impossível para que eu tivesse uma ótima educação, tenho certeza que tudo que conquistei é um reflexo do que aprendi com vocês, ao meu irmão Maiko, que sempre me apoiou nas minhas decisões, e também ao meu namorado Luís Eduardo por ter sido um companheiro nas horas de alegria e tristeza, por ter me apoiado a cada decisão desse caminhada.

Agradeço a minha amiga e companheira desse trabalho, Natália Oliveira Borges, pela paciência e compreensão durante esse tempo todo, sou grata por ter sua amizade.

Aos meus colegas de faculdade Danilo Antônio, Jefferson Luiz, Kelliton Sanchs, Lucas Rabelo, Natália Oliveira e Renato Capone pela paciência, companhia e a amizade durante todo esse tempo, pelas brincadeiras e por compartilharem comigo os conhecimentos da área de Engenharia Civil.

Agradeço pelas amizades feita durante esse tempo todo, principalmente a Elizabete e a Luiza da biblioteca, que nos auxiliou durante desta caminhada.

Agradeço ao Prof. Me. Igor César Silva Braga, orientador desse trabalho, pela contribuição e disponibilidade para o enriquecimento do desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço ao Prof. Daniel Caixeta, professor da disciplina por suas correções e auxílio em cada etapa desse projeto.

Aos componentes da banca e aos professores da instituição Faculdade Evangélica de Goianésia que me passaram todo o conhecimento necessário para estarmos aptos a exercer a engenharia construindo aos poucos a realização de um sonho.

A todos meu Muito Obrigada!

Samara Rayka Rodrigues Lopes

“Nasce o sol e põe-se o sol, e volta ao seu lugar onde nasceu. O vento vai para o sul e faz seu giro para o norte. Continuamente vai girando o vento e volta a fazer os seus circuitos. Uma geração vai, outra geração vem, porém, a terra para sempre permanece.”

Érico Veríssimo

RESUMO

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo são compostos por dois componentes a coesão e o ângulo de atrito. Estes fatores são utilizados para o dimensionamento de fundações, taludes, paredes de subsolos, cortinas de contenções, dentre outros. O objetivo desse estudo foi determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo a partir de laudos laboratoriais do ensaio triaxial do tipo adensado não drenado. Ao todo, foram utilizadas, quatro amostras indeformadas de solo. Características físicas dos corpos de provas como peso e diâmetro foram avaliadas antes dos ensaios para estimar a deformação axial. As amostras foram submetidas a aplicação de tensões confinantes crescentes entre 50 a 400 kPa. A partir das tensões principais, efetivas, e poropressão, foram estimadas a coesão do solo, ângulo de atrito drenado e não drenado. Estes fatores possibilitaram estimar a capacidade de carga para uma fundação rasa de base quadrada de 2x2 metros com profundidade de 1,5 metros a partir da teoria da capacidade de carga de Terzaghi. As amostras estudadas apresentaram coesão total e efetiva nula. Os valores obtidos para o ângulo de atrito drenado foram superiores ao ângulo de atrito não drenado. O solo da amostra 04 possui a maior envoltória de resistência, dentre as amostras estudadas. A partir da aplicação da teoria da capacidade de carga de Terzaghi, foi possível determinar que a amostra 04 possui as maiores capacidades de cargas do que a amostra 01. O solo da amostra 04 apresenta a maior capacidade de carga admissível no solo de 6.208,14 kN/m², já a amostra 01 apresenta a menor capacidade de carga admissível de 762,14 kN/m². A maior capacidade de carga bruta admissível é apresentada pelo solo da amostra 04 de 24.832,57 kN e o solo da amostra 01 possui a menor capacidade de carga bruta admissível, sendo está de 3.048,57 kN/m².

Palavras-chave: Amostras. Ângulo de atrito. Capacidade de carga. Coesão. Tensões.

ABSTRACT

The parameters of shear strength of the soil are composed of two components the cohesion and the angle of friction. These factors are used for the sizing of foundations, slopes, subsoil walls, curtains of contentions, among others. The objective of this study was to determine the shear strength parameters of the soil from laboratory reports of the triaxial test of the undrained type. In all, four undisturbed soil samples were used. Physical characteristics of evidence bodies such as weight and diameter were evaluated before the tests to estimate axial deformation. The samples were subjected to the application of increasing confinant tensions between 50 and 400 kPa. From the main tensions, effective, and by oppression, the soil cohesion, drained and undrained friction angle were estimated. These factors allowed estimating the load capacity for a shallow foundation of square base of 2x2 meters depth of 1,5 meters from Terzaghi's load capacity theory. The samples studied showed total and zero effective cohesion. The values obtained for the drained friction angle were higher than the undrained friction angle. The soil of sample 04 has the greatest resistance envelopment, among the samples studied. From the application of Terzaghi's load capacity theory, it was possible to determine that the sample 04 has the highest loads capacities than the sample 01. The soil in sample 04 shows the highest allowable load capacity in the soil of 6,208.14 kN/m², the sample 01 has the lowest permissible load capacity of 762.14 kN/m². The highest permissible gross load capacity is presented by the soil of sample 04 of 24,832.57 kN and the soil of sample 01 has the lowest permissible gross load capacity, being 3,048.57 kN/m².

Keywords: Samples. Friction angle. Load capacity. Cohesion. Tensions.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Ensaio de cisalhamento direto	2
Figura 1.2 - Aparelho triaxial.	3
Figura 3.1 - Curvas granulométricas de alguns tipos de solos brasileiros.	5
Figura 3.2 - Limite de liquidez como parâmetro para a resistência ao cisalhamento.	6
Figura 3.3 - Limites de Atterberg.	7
Figura 3.4 - Partes do solo: (a) Estado natural, (b) dividido em volumes, (c) em relação ao volume dos sólidos.	8
Figura 3.5 - Modelo de cisalhamento de Collin, 1846.	10
Figura 3.6 - Critérios de ruptura: (a) Coulomb (b) Mohr.	11
Figura 3.7 - Determinação da envoltória de resistência.	13
Figura 3.8 - Deslizamento de um corpo sobre uma superfície plano.	14
Figura 3.9 - Ensaio de cisalhamento direto.	15
Figura 3.10 – Equipamento triaxial.	17
Figura 3.11 - Envoltória de resistência traçado por meio do ensaio triaxial.	19
Figura 3.12 – Envoltória de ruptura para tensão efetiva em ensaios drenados normalmente adensados em areia e argila	21
Figura 3.13 - Envoltória de ruptura e círculos de Mohr da tensão total, concebido por ensaio triaxial em solo coesivo totalmente saturado.	23
Figura 3.14 - Modelos comuns de fundações, sendo: (a) fundação com sapata; (b) fundação radier; (c) fundação sobre estacas; (d) fundação sobre tubulões.	24
Figura 3.15 – Capacidade de carga final do solo em fundações rasas: (a) Fundações em sapatas; (b) relação entre carga-recalque.	26
Figura 3.16 – Sapata corrida rasa.	27
Figura 4.1 – Sapata quadrada: (a) vista lateral, (b) vista superior.	31
Figura 5.1 – Corpo de provas amostra 01.	33
Figura 5.2 – Corpo de provas amostra 02	34
Figura 5.3 – Corpo de provas amostra 03	34
Figura 5.4 – Corpo de provas amostra 04.	35
Figura 5.5 – Tensões amostra 01	36
Figura 5.6 – Tensões amostra 02	36

Figura 5.7 – Tensões amostra 03	37
Figura 5.8 – Tensões amostra 04	37
Figura 5.9 – Comparação entre tensões totais	38
Figura 5.10 – Comparativo entre tensões efetivas.....	38
Figura 5.11 – Envoltória de resistência amostra 01	40
Figura 5.12 – Envoltória de resistência amostra 02	41
Figura 5.13 – Envoltória de resistência amostra 03	41
Figura 5.14 – Envoltória de resistência amostra 04	42

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Exemplificação dos critérios de ruptura.	12
Tabela 3.2 – Fatores da capacidade de carga de Terzaghi.....	28
Tabela 3.3 – Fatores de segurança para fundações Rasas	29
Tabela 5.1 – Características iniciais dos corpos de provas.....	32
Tabela 5.2 - Dados do ensaio.....	33
Tabela 5.3 – Tensões principais totais, efetivas e máxima de cisalhamento.....	35
Tabela 5.4 – Tensões normais, cisalhantes totais e efetivas, poropressão, tensão desviadora e inclinação do plano.	39
Tabela 5.5 – Parâmetros de resistência do solo.	40
Tabela 5.6 – Capacidade de carga dos solos.....	43

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ASSHTO - *American Association of State Highway and transportation officials*

CD - Ensaio adensado drenado

CU - Ensaio adensado não drenado

FACEG – Faculdade Evangélica de Goianésia

SI – Sistema Internacional de Unidades

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

SPT - *Standard Penetration Test*

UU - Ensaio não adensado não drenado

LISTA DE SÍMBOLOS

ϕ	Ângulo de atrito interno ($^{\circ}$)
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo ($^{\circ}$)
\bar{A}	Aumento da poropressão (Pa)
$q_{u(líquido)}$	Capacidade de carga líquida admissível (N/m ²)
q_{total}	Capacidade de carga total (N/m ²)
q_u	Capacidade de carga última do solo (N/m ²)
q	Carga (N)
Q	Carga bruta admissível total do solo (N)
c	Coesão (Pa)
c'	Coesão efetiva (Pa)
cos	Cosseno ($^{\circ}$)
N_c	Fator de capacidade de carga
N_q	Fator de capacidade de carga
N_{γ}	Fator de capacidade de carga
F_s	Fator de segurança
S	Grau de Saturação (%)
α	Inclinação do plano ($^{\circ}$)
e	Índice de vazios
B	Largura (m)
LC	Limite de contração
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
γ_d	Peso específico aparente seco (N/m ³)
γ_{sat}	Peso específico aparentemente saturado (N/m ³)
γ_w	Peso específico da água (N/m ³)
γ	Peso específico do solo (N/m ³)
γ_s	Peso específico dos sólidos (N/m ³)
γ_n	Peso específico natural (N/m ³)
γ_{sub}	Peso específico submerso (N/m ³)
(Δ_{ud})	Poropressão (Pa)

n	Porosidade (m ³)
D_f	Profundidade (m)
Sen	Seno (°)
q	Sobrecarga uniforme (Pa)
τ	Tensão cisalhante total (Pa)
σ_c	Tensão confinante (Pa)
$\tau_{m\acute{a}x}$	Tensão de cisalhamento máxima (Pa)
$(\Delta\sigma_d)_f$	Tensão desviadora (Pa)
σ	Tensão normal total (Pa)
σ_2	Tensão principal intermediária (Pa)
σ'_2	Tensão principal intermediária efetiva (Pa)
σ_1	Tensão principal Maior (Pa)
σ'_1	Tensão principal Maior efetiva (Pa)
σ_3	Tensão principal menor (Pa)
σ'_3	Tensão principal menor efetiva (Pa)
w	Teor de umidade (%)
v	Velocidade (mm/s)

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 3.1 – Tensão normal.....	11
Equação 3.2 – Tensão cisalhante.....	11
Equação 3.3 – Tensão cisalhamento máxima.....	11
Equação 3.4 – Resistência ao cisalhamento.....	12
Equação 3.5 – Inclinação no plano.....	13
Equação 3.6 – Tensão desviadora.....	19
Equação 3.7 – Tensão de confinamento total e efetiva na ruptura.....	20
Equação 3.8 - Tensão axial total e efetiva na ruptura.....	20
Equação 3.9 – Aumento da poropressão.....	22
Equação 3.10 – Tensão principal maior na ruptura (total)	21
Equação 3.11 - Tensão principal maior na ruptura (efetiva).....	21
Equação 3.12 – Tensão principal menor na ruptura (total)	21
Equação 3.13 – Tensão principal menor na ruptura (efetiva)	21
Equação 3.14 – Poropressão na ruptura.....	22
Equação 3.15 - Ângulo de atrito não drenado adensado.....	22
Equação 3.16 - Ângulo de atrito drenado.....	22
Equação 3.17 - Efeitos da sobrecarga de peso do solo.....	26
Equação 3.18 - Capacidade de carga última do solo.....	26
Equação 3.19 - Capacidade de carga total.....	28
Equação 3.20 - Capacidade de carga líquida admissível.....	28
Equação 3.21 - Cálculo da carga bruta admissível total.....	29

Sumário

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS	3
2. OBJETIVOS	4
2.1 OBJETIVO GERAL	4
2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS	5
3.1.1 Análise granulométrica	5
3.1.2 Limites de Atterberg	6
3.1.3 Índices físicos	7
3.1.4 Coeficiente de Permeabilidade	8
3.1.5 Teoria do adensamento	9
3.2 RESISTÊNCIA AO CISCALHAMENTO	9
3.2.1 Tensões no solo	10
3.2.2 Critérios de ruptura	11
3.2.3 Parâmetros de resistência	13
3.2.3.1 Atrito	13
3.2.3.2 Coesão	14
3.3 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS SOLOS	15
3.3.1 Ensaio de cisalhamento direto	15
3.3.2 Ensaio triaxial	16
3.3.2.1 Corpo de prova	17
3.3.2.2 Tensões	18
3.3.2.3 Controle da poropressão	19
3.3.2.4 Ensaio adensado drenado (CD)	20
3.3.2.5 Ensaio adensado não drenado (CU)	21
3.3.2.6 Ensaio não adensado não drenado (UU)	23

3.4 FUNDAÇÕES RASAS OU DIRETAS.....	24
3.4.1 Capacidade de cargas dos solos.....	25
3.4.2 Capacidade de carga última segundo a Teoria de Terzaghi	26
3.4.3 Fator de Segurança	28
4. METODOLOGIA.....	30
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO	32
5.2 CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS	32
5.3 TENSÕES PRINCIPAIS E CISALHANTES	35
5.4 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO	39
5.4.5 APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS EM FUNDAÇÕES RASAS	42
5.5 OUTRAS APLICAÇÕES.....	43
6. CONCLUSÃO.....	44
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	45
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	46
APÊNDICE A.....	48

1. INTRODUÇÃO

Caputo (1988) relata que desde a antiguidade o homem tem a necessidade de trabalhar com o solo, os problemas de fundações e obras de terra surgiram durante as grandes construções como as pirâmides do Egito e os templos da Babilônia.

Ainda de acordo com Caputo (1988) os primeiros relatos do comportamento do solo foram encontrados a partir do século XVII, com trabalhos de Vauban em 1687, Coulomb em 1773, Rankine em 1856. Mas apenas em 1925 os estudos realizados pelo Professor Karl Terzaghi publicados em seu livro *Erdbaumechanik* marcaram as orientações a serem seguidas para a análise do comportamento dos solos.

Segundo Pinto (2006), os solos são constituídos a partir da decomposição de rochas originadas da crosta terrestre, devido a ação de fatores físicos e químicos como a água, fauna e flora existentes. Podemos definir o solo como uma combinação de partículas diferenciadas por sua composição química e seu tamanho.

Pinto (2006) esclarece que a existência de diversos tipos de solos com características e comportamentos diferentes, face às solicitações para aplicação na engenharia ocasionou o agrupamento de conjuntos distintos de solo, que possuam propriedades similares. A classificação dos solos visa verificar seu comportamento para melhor análise de problemas.

Das (2007), ressalta que existem dois sistemas de classificação de solos mais utilizados hoje em dia. Estes sistemas consideram a distribuição granulométrica e os limites de Atterberg, sendo eles: Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) e a classificação da *American Association of State Highway and transportation officials* (ASSHTO).

Para Marinho (2005), a ausência de investigações e análises geotécnicas gera complicações como atrasos no cronograma da obra, problemas ambientais e até mesmo a ruptura da obra. Schnaid (2000) explica que as práticas internacionais referenciam que as análises geotécnicas, são significativas para atender as exigências fundamentais de um projeto, assim como os cálculos e coeficientes de segurança.

Caputo (1988) afirma que o estudo do solo possibilita a determinação da interação do terreno, fundação e estrutura, permitindo adotar critérios para sanar futuros problemas nas estruturas como recalques, ruptura do terreno e por fim o colapso da edificação.

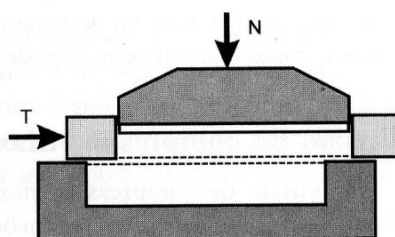
Para Magalhães (1993) um fator para determinar as características do solo com exatidão, são as amostras do solo. Recomenda-se que estas amostras sejam indeformadas e que exemplifiquem as condições do ambiente ao qual foram retiradas.

Segundo Pinto (2006) os solos se rompem principalmente pela ação do cisalhamento, exceto em casos específicos em que a ruptura ocorre pela aplicação de tensões de tração. A capacidade de resistência do solo ao cisalhamento é caracterizada pela tensão cisalhante máxima, que este solo pode suportar até sua ruptura.

Craig (2007) relata que as resistências dos solos podem ser estabelecidas através de ensaios realizados em laboratórios com amostras de solo *in situ*. Das (2014) explica que existem vários métodos de ensaios para obtenção destes parâmetros. O ensaio de cisalhamento direto e o ensaio triaxial são as técnicas mais utilizadas, a diferença entre estes ensaios é a falta de controle de drenagem no ensaio de cisalhamento direto suprimindo as análises das tensões totais.

A NBR 6502 (ABNT, 1995), norma que trata de rochas e solos, define o ensaio de cisalhamento direto do solo, é realizado para estabelecer padrões de resistência ao cisalhamento de um determinado solo. Este ensaio é realizado em laboratório onde se aplica tensão normal até a ruptura do corpo de prova. A ruptura ocorre devido ao deslocamento entre os fragmentos de solo, através de um plano de cisalhamento pré-estipulado. A Figura 1.1 apresenta o ensaio de cisalhamento direto.

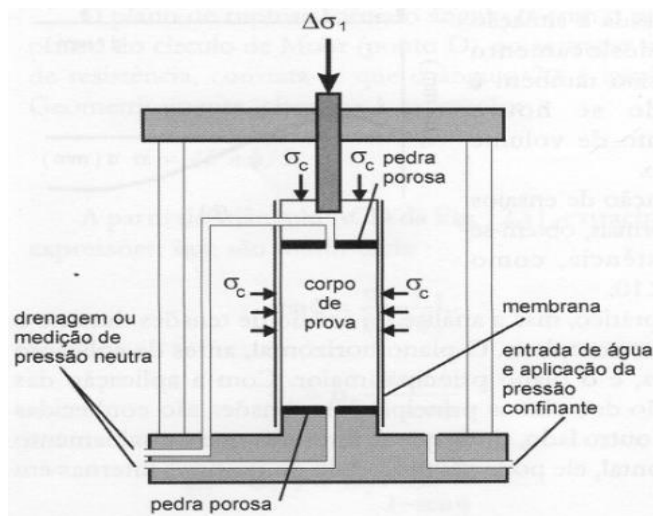
Figura 1.1 - Ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Pinto (2006).

O ensaio de compressão triaxial conforme explica Craig (2007) e Das (2014), é muito utilizado tanto para ensaios de pesquisa quanto para ensaios convencionais, devido à sua exatidão, apropriação para o uso em todos os tipos de solos. Este método também pode ser associado a problemas práticos. A Figura 1.2 apresenta a estrutura da câmara de ensaio triaxial montada para realização do ensaio.

Figura 1.2 - Aparelho triaxial.



Fonte: Pinto (2006).

Das (2014) esclarece que para a medição da drenagem e poropressão do corpo de prova, normalmente são utilizados três tipos de ensaios sendo eles: Ensaio adensado drenado ou ensaio drenado (CD), Ensaio adensado não drenado (CU) e Ensaio não adensado não drenado ou ensaio não drenado (UU).

1.1 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

No Capítulo 2 são apresentados os objetivos gerais e específicos do trabalho apresentado.

No Capítulo 3 é apresentada a revisão bibliográfica utilizada como referencial teórico neste trabalho.

O Capítulo 4 traz a metodologia utilizada, para a obtenção dos resultados necessários para o trabalho.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos através de tabelas e graficamente pelo círculo de Mohr e envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, assim como as interpretações destes, de acordo com as teorias empregadas para suas determinações.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões das determinações feitas no trabalho, e também as sugestões para trabalhos futuros.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo deste trabalho é a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, a partir de laudos do ensaio de compressão triaxial do tipo adensado não drenado e estabelecer as capacidades de cargas admissíveis nos solos estudados com fundações rasas.

2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudar sobre a importância dos ensaios de determinação dos parâmetros físicos dos solos;
- Conhecer os ensaios que determinam a resistência ao cisalhamento do solo, como o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio triaxial;
- Analisar os resultados sobre a resistência ao cisalhamento, através de laudos de ensaios laboratoriais;
- Correlacionar os resultados obtidos através dos ensaios com prováveis cargas admissíveis que podem ser aplicados aos solos;
- Concluir sobre os resultados obtidos e viabilidade de aplicação em obras de engenharia.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

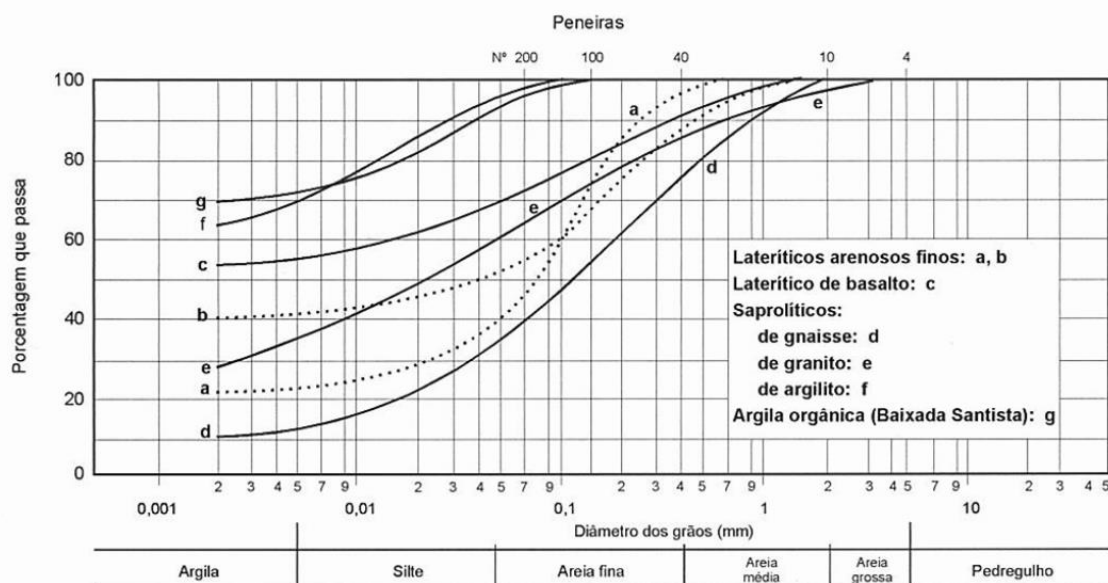
Segundo Das (2014) os diferentes tipos de solos com características similares, ocasionaram a classificação destes segundo seu comportamento. Para análises dos solos os sistemas de classificação fundamentam-se na distribuição granulométrica e na plasticidade. Devido as várias propriedades dos solos nenhum sistema de classificação é definitivo.

3.1.1 Análise granulométrica

Das (2007) explica que o tamanho prevaente das partículas dos solos, podem ser caracterizados como pedregulho, areia, silte ou argila. A variação do tamanho das partículas que constituem o solo é vasta, desta forma muitas organizações estabeleceram seus sistemas de classificações.

A NBR 7181 (ABNT, 2016) determina o método utilizado para verificação granulométrica dos solos, que podem ser realizados através da combinação de sedimentos e por peneiramento, com a finalidade de padronizar a caracterização dos solos de acordo com as dimensões de suas partículas. A Figura 3.1 apresenta alguns exemplos de curvas granulométricas de solos brasileiros apresentados por Pinto (2006).

Figura 3.1 - Curvas granulométricas de alguns tipos de solos brasileiros.



Fonte: Pinto (2006).

Pinto (2006) esclarece que a análise granulométrica contém duas etapas o peneiramento e a sedimentação. Considera-se que a abertura das peneiras equivale ao diâmetro das partículas do solo estudado. Esta análise é limitada a abertura da malha das peneiras, pois as amostras não podem ser tão pequenas em relação ao diâmetro de interesse. A abertura da menor peneira é de 0,075 milímetros sendo está a peneira de número 200. Para partes mais finas do solo é empregado o método da sedimentação, baseada na Lei de Stokes,

3.1.2 Limites de Atterberg

De acordo com Das (2007) o cientista sueco Atterberg no início do século 20, aprimorou o método para caracterização da consistência dos solos que possuem grãos finos e teor de umidade instável.

Massad (2016) explica que o estudo de Atterberg foi padronizado e habilitado por Arthur Casagrande, apontou que a caracterização do limite de liquidez é um parâmetro para a resistência ao cisalhamento a percussão, como podemos observar na Figura 3.2.

Figura 3.2 - Limite de liquidez como parâmetro para a resistência ao cisalhamento.

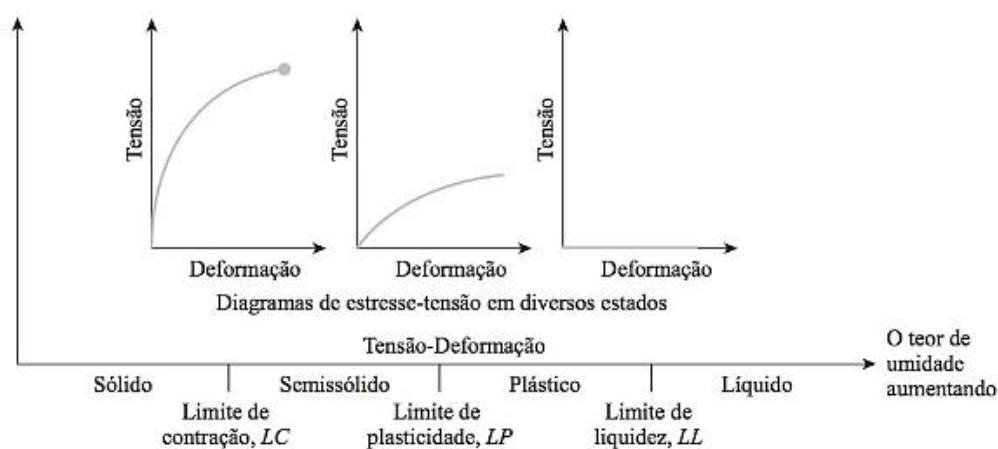


Fonte: Massad (2016).

Para Pinto (2006) os limites são embasados na análise de solos argilosos, que conforme o teor de umidade dos solos, apresentam diferentes aspectos, como em estado muito úmido porta-se como líquido, com a perda de água comporta-se como plástico e em estado seco apresenta-se quebradiço.

Segundo Das (2014) existem quatro estados fundamentais dos solos: Sólido, semissólido, plástico e líquido. De acordo com Massad (2016), os limites de consistência dos solos podem ser definidos em três, conhecidos como limites de contração (LC), de plasticidade (LP) e de liquidez (LL). Na Figura 3.3 podemos verificar os limites de Atterberg de acordo com as resistências dos solos elaborada por Das (2007).

Figura 3.3 - Limites de Atterberg.



Fonte: Das (2014).

De acordo com Fiori (2015) no Limite de Liquidez (LL) o solo pode passar do estado líquido para o plástico devido a perda de água. Devemos ressaltar que no estado líquido devido à combinação solo-água a resistência ao cisalhamento é nula. No limite de plasticidade (LP) ocorre a redução da umidade do solo, fazendo com que este deixe o estado plástico e se torne quebradiço. No limite de contração (LC) o solo não sofre mais a perda de água e torna-se sólido.

3.1.3 Índices físicos

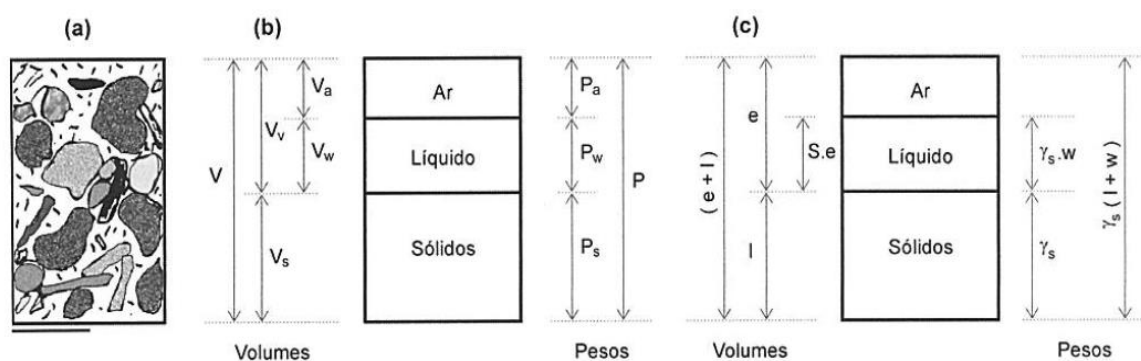
Segundo Pinto (2006) em uma determinada massa de solo apenas parte de seu volume possui elementos sólidos, o volume excedente é denominado vazios, ainda que este seja constituído por água ou ar. Desta forma podemos admitir que o solo é composto por três partes: as partículas sólidas, água e ar, conforme na Figura 3.4. O comportamento das amostras de solo é correlacionado à quantidade dessas três partes.

Pinto (2006) ainda resalta que a partir dos índices físicos podemos medir os volumes, massas, esforços que atuam nas amostras e também controlar os estados das amostras. O estado do solo é conhecido usando índices que relacionam volumes e pesos das três partes, que podem ser verificados na Figura 3.4, sendo eles:

- Teor de umidade (w);
- Índice de vazios (e);

- Porosidade (n);
- Grau de Saturação (S);
- Peso específico dos sólidos (γ_s);
- Peso específico da água (γ_w);
- Peso específico natural (γ_n);
- Peso específico aparente seco (γ_d);
- Peso específico aparentemente saturado (γ_{sat});
- Peso específico submerso (γ_{sub}).

Figura 3.4 - Partes do solo: (a) Estado natural, (b) dividido em volumes, (c) em relação ao volume dos sólidos.



Fonte: Pinto (2006).

3.1.4 Coeficiente de Permeabilidade

Para Craig (2007) todos os solos são permeáveis, a água existente nestes está livre para fluir entre os poros e partículas sólidas. A pressão neutra ou poropressão é a pressão da água nos poros, medida de acordo com a pressão atmosférica. Considera-se que quando o solo está submerso este esteja totalmente saturado, embora nestas condições ainda exista pequenos volumes de ar.

Caputo (1988) a permeabilidade é uma propriedade do solo que possibilita o escoamento da água por este. O coeficiente de permeabilidade do solo é o grau de permeabilidade descrita numericamente. Este coeficiente varia de acordo com o tipo do solo e depende principalmente da temperatura e do índice de vazios.

Para Das (2014) o estudo dos fluxos de águas existentes no solo é muito importante para a mecânica dos solos. A análise permite determinar os fluxos subterrâneos em várias situações hidráulicas, permitindo sanar problemas como o bombeamento de água em construções subterrâneas, realizar análises de estabilidade de barragens e estruturas de contenção de terra que estejam sujeitas a forças de percolação.

3.1.5 Teoria do adensamento

Segundo Craig (2007) o adensamento é a diminuição progressiva do volume de um determinado solo, completamente saturado com baixa permeabilidade devido à drenagem de uma quantidade de água nos poros. Este processo ocorre até que o excesso poropressão conhecida também por pressão neutra tenha se dissipado.

Para Das (2014) um solo saturado submetido a um aumento de tensão, tem a poropressão aumentada repentinamente. Nos solos arenosos devido ao aumento da poropressão a drenagem da água ocorre imediatamente. A drenagem da água é aliada a redução do volume da massa do solo resultando no recalque.

De acordo com Craig (2007) o recalque provocado pelo adensamento é o deslocamento no sentido horizontal da superfície do solo, devido à variação do volume nos estágios do processo de adensamento. Este tipo de recalque ocorrerá em uma estrutura por exemplo, que for construída sob uma camada de argila saturada ou caso o lençol freático estiver rebaixado em um estrato localizado em uma camada de argila.

3.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

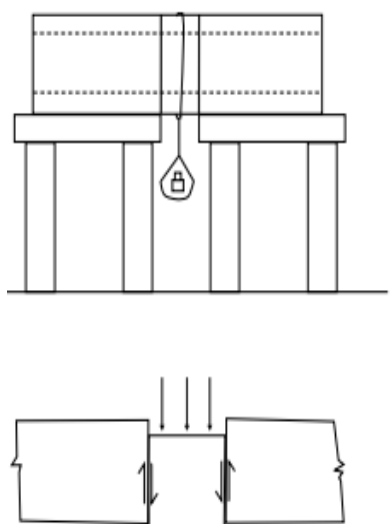
De acordo com Das (2014) a resistência ao cisalhamento de um solo é a resistência interna de acordo com a área específica, que este pode resistir sem que ocorra deslizamentos e rupturas em um plano qualquer do seu interior. A partir da análise dessa resistência, podemos analisar questões de estabilidade do solo como sua capacidade de carga, estabilidade de taludes dentre outros.

Caputo (1988) esclarece que as massas de solo se rompem quando a resistência ao cisalhamento é excedida, esta resistência pode ser constituída por duas componentes a coesão e o atrito existentes nas partículas do solo. De acordo com Craig (2007) nas partes

dos solos onde exista a combinação crítica da tensão de cisalhamento e a tensão normal efetiva ocorrerá a ruptura deste.

Segundo Head e Epps (1986) em 1846 o engenheiro francês Alexandre Collin realizou o primeiro teste para medir os esforços de cisalhamento em uma amostra de solo, conforme Figura 3.5. O ensaio foi realizado com uma caixa deslizante com 350 milímetros de comprimento, uma amostra de argila com tamanho de 40x40 milímetros, foi colocada em cisalhamento duplo, devido à aplicação de uma carga.

Figura 3.5 - Modelo de cisalhamento de Collin, 1846.



Fonte: Muller (2015).

3.2.1 Tensões no solo

Para Pinto (2006), em um plano comum no interior do subsolo, a tensão que atua não é obrigatoriamente normal a um determinado plano, está pode ser dividida em uma componente normal ao plano denominada tensão normal (σ), e a outra tangencial ao plano chamada tensão cisalhante (τ), onde estas tensões não podem existir de formas individuais. Considerando um ponto qualquer do solo a tensão atuante e a inclinação variam de acordo com o plano.

Pinto (2006) ainda explica que estes planos são ortogonais entre si, denominados planos principais, as tensões que atuam neste solo são as tensões principais, sendo a tensão principal maior, (σ_1), principal menor, (σ_3), e a principal intermediária, (σ_2). A máxima

tensão de cisalhamento é dada pela Equação 3.3, sendo ela a semidiferença entre as tensões principais.

Conforme explica Pinto (2006) em um estado plano de deformação, conhecendo os planos e as tensões principais em um ponto podemos determinar as tensões no plano que passa por esse ponto. Com as Equações 3.1, 3.2. determinamos a tensão normal e cisalhante.

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\alpha) \quad (3.1)$$

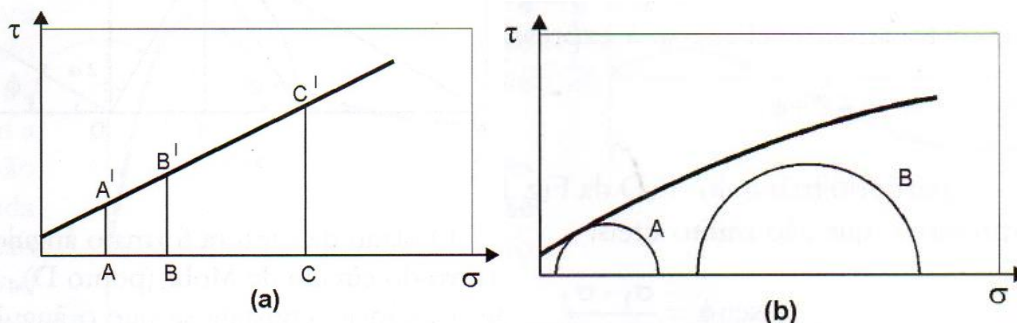
$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen}(2\alpha) \quad (3.2)$$

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.3)$$

3.2.2 Critérios de ruptura

Pinto (2006) explica que os critérios de ruptura são definições que retratam as circunstâncias onde ocorre a ruptura dos materiais. O estudo da resistência ao cisalhamento dos solos é a verificação dos estados das tensões que ocasionam sua ruptura. Os critérios de Mohr e Coulomb caracterizam o comportamento dos solos, conforme Figura 3.6, a analogia entre estes critérios ocasionou a expressão utilizada na mecânica dos solos Mohr-Coulomb.

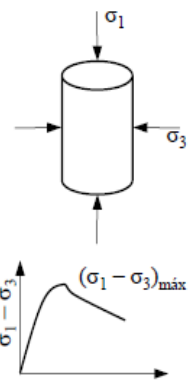
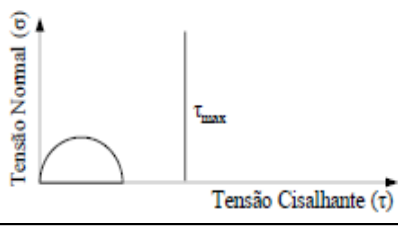
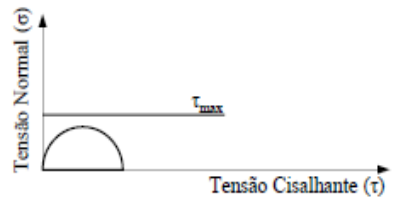
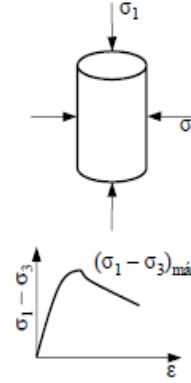
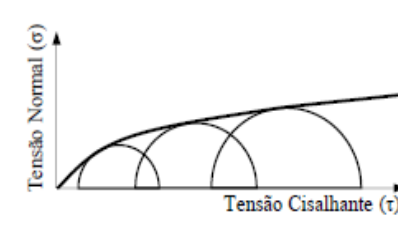
Figura 3.6 - Critérios de ruptura: (a) Coulomb (b) Mohr.



Fonte: Pinto (2006).

Gerscovich (2016) afirma que a ruptura de um solo é definida pela curva de tensão x deformação que possui variações de acordo com solo analisado. Na Tabela 3.1 ilustra alguns exemplos de critérios de ruptura. As situações de estabilidades são obtidas quando o estado de tensão é inferior aos contidos na envoltória de ruptura, em casos onde estes são coincidentes ocorre a ruptura e em situações onde exista pontos acima desta envoltória são considerados estados impossíveis de acontecer.

Tabela 3.1 - Exemplificação dos critérios de ruptura.

Critério	Condição	Determinação Experimental	Envoltória de Ruptura
Rankine	A ruptura ocorre quando a tensão de tração normal máxima ($\sigma_{\text{máx}}$) observada em ensaio de tração não confinada		
Tresca			
Mohr	A ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes (σ , τ) é tal que a tensão de cisalhamento é máxima; isto é $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}} = f(\sigma)$		

Fonte: Modificada Gerscovich (2016).

Segundo Gerscovich (2016) a relação entre as tensões de rupturas determinadas nos ensaios é feita com o traçado de uma reta. Na Figura 3.7 podemos ver o traçado de uma envoltória, derivada do círculo de Mohr correspondente a ruptura em condições de pico residual.

De acordo com Das (2014) a envoltória é dada pela Equação 3.4 idealizada por Coulomb em 1776, é uma linha curva que aproxima a tensão de cisalhamento no plano da ruptura de modo a uma função linear da tensão normal.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.4)$$

Onde,

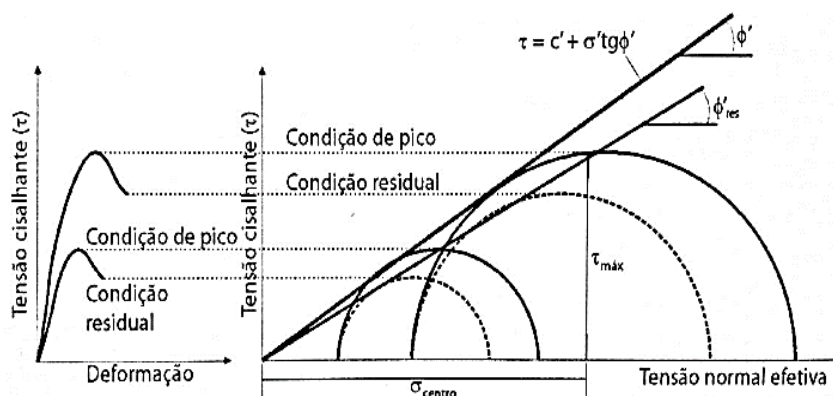
c = coesão;

ϕ = ângulo de atrito interno;

σ = tensão normal do plano de ruptura;

τ = resistência ao cisalhamento.

Figura 3.7 - Determinação da envoltória de resistência.



Fonte: Gerscovich (2016).

3.2.3 Parâmetros de resistência

Craig (2007) na Equação 3.4 idealizada por Coulomb podemos destacar os fatores c' e ϕ' , sendo estes fatores da resistência ao cisalhamento denominados respectivamente coesão e ângulo de atrito interno. Estes parâmetros são critérios matemáticos que relacionam a resistência ao cisalhamento e a tensão normal linearmente.

3.2.3.1 Atrito

Pinto (2006) esclarece que o ângulo de atrito é o ângulo máximo entre a força transferida de um corpo para uma superfície com a normal ao plano de contato sem que haja

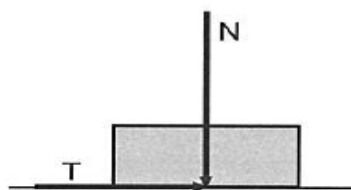
deslizamentos. Nos solos este deslocamento engloba vários grãos que tendem a se deslizar ou rolar uns sobre os outros e assim alojam-se em vazios ao longo do caminho.

Segundo Pinto (2006), a inclinação (α) da reta pode ser definida a partir da Equação 3.5.

$$\alpha = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (3.5)$$

Segundo Caputo (1988) o atrito interno dos solos não abrange apenas o atrito existente entre suas partículas. Diferente da maioria dos casos onde existem apenas uma superfície de contato no solo, onde há inúmeros contatos pontuais. Pinto (2006) afirma que a resistência devido ao atrito existente entre as partículas dos solos pode ser caracterizada pelo deslizamento de um corpo em uma superfície plana horizontal, conforme Figura 3.8.

Figura 3.8 - Deslizamento de um corpo sobre uma superfície plano.



Fonte: Pinto (2006).

3.2.3.2 Coesão

Pinto (2006) afirma que a atração química existente nas partículas dos solos, geram resistência não dependente da tensão normal atuante no plano, instituindo a coesão real. A coesão pode ser real ou aparente, sendo a real uma parte da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, ocasionada pela tensão entre as partículas devido a pressão capilar da água, já a coesão aparente pode ser considerada um fenômeno de atrito em que a tensão, ocorre devido a pressão capilar.

Das (2014) explica que a coesão para areia e silte inorgânico é igual a zero. Para as argilas geralmente adensadas a coesão pode ser aproximadamente zero, já nas argilas sobreadensadas a coesão tem valor maior que zero.

3.3 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS SOLOS

Para Head (1982) a tensão de cisalhamento aplicada aos solos, não é uma propriedade essencial, como por exemplo a resistência a compressão é uma propriedade do concreto, pois a tensão de cisalhamento é relacionada às condições do solo *in situ* que podem variar conforme o tempo.

Segundo Craig (2007) os critérios de resistência dos solos podem ser definidos com o auxílio de ensaios laboratoriais, onde são utilizados corpos de prova obtidos de amostras significativas do solo *in situ*. São necessários alguns cuidados na operação de amostragem, armazenamento e manejo das amostras, principalmente com as amostras indeformadas onde o objetivo é conservar sua estrutura e o teor de umidade *in situ*.

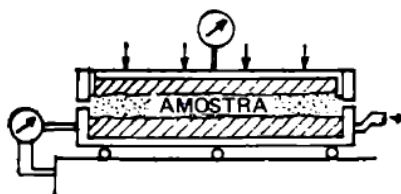
Das (2014) explica que entre os vários tipos de ensaios realizados em laboratório, utilizados a obtenção dos parâmetros do solo, os mais utilizados são o ensaio de cisalhamento direto e o triaxial.

3.3.1 Ensaio de cisalhamento direto

Head e Epps (1986), relatam que o modelo da caixa de cisalhamento direto, foi desenvolvido em 1915 por Bell, o que possibilitou algumas aferições da resistência ao cisalhamento dos solos. A caixa de cisalhamento que conhecemos hoje, foi elaborada por Casagrande em 1932.

Das (2014) explica que para ensaio de cisalhamento direto é utilizada uma caixa metálica de cisalhamento, dividida em duas metades horizontais, onde são colocados os corpos de prova que podem ter formatos circulares ou quadrados. A Figura 3.9 apresenta o ensaio de cisalhamento direto.

Figura 3.9 - Ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Caputo (1988).

De acordo com Head e Epps (1986) neste ensaio a força normal é aplicada no corpo de prova desde o topo da caixa de cisalhamento, simulando o confinamento natural do solo. Aplica-se uma força horizontal para que a metade da caixa deslize sobre a outra, ocasionando a ruptura do corpo de prova. O ensaio pode ser realizado por deformações ou forças horizontais controladas, velocidade constante e força permanente.

Para Pinto (2006) a envoltória de resistência é obtida através da realização de vários ensaios com tensões normais diferentes. Existem algumas desvantagens neste ensaio como a não determinação dos parâmetros de deformabilidade, do módulo de cisalhamento. Este ensaio é muito utilizado devido a sua simplicidade e principalmente para conhecer a resistência residual.

Das (2014) afirma que a credibilidade dos resultados deste ensaio pode ser questionada devido ao solo não se romper ao longo do plano mais fraco pois sua ruptura é forçada ao longo do plano de separação da caixa de cisalhamento. Pinto (2006) ressalta que o ensaio de cisalhamento direto provoca o deslocamento das partes do solo uma sobre a outra maior do que a obtida no ensaio de compressão triaxial.

3.3.2 Ensaio triaxial

Segundo Das (2014) este ensaio é uma das formas existentes mais confiáveis para a obtenção dos parâmetros da resistência do solo. É muito utilizado em ensaios para pesquisas e ensaios convencionais.

Para Queiroz (2016) a determinação da resistência dos solos é utilizada para sanar muitos problemas geotécnicos, onde a ruptura ocorra devido ao cisalhamento entre duas superfícies que estejam sob atuação da tensão cisalhante, dentre os problemas existentes podemos citar:

- Rompimento de taludes em solos sob ação da gravidade onde as tensões cisalhantes ocorrem no interior do maciço, movimentando as partes deste uma em relação a outra, desta forma a tensão cisalhante supera a tensão resistente deste;

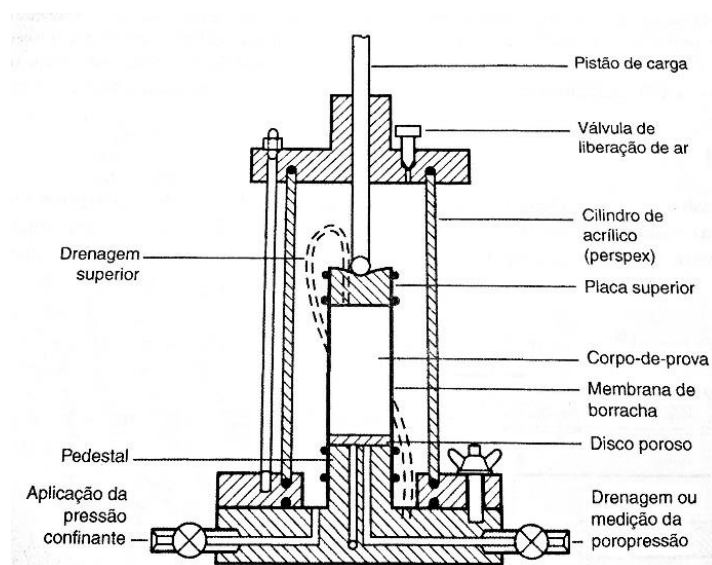
- Em estruturas de arrimo ocorre semelhante ao rompimento de taludes, onde a movimentação da cunha de ruptura ocasiona empuxos sobre este muro de contenção.

Head (1982) relata que a primeira máquina para realização do ensaio de compressão triaxial foi desenvolvida em meados de 1934 na Inglaterra por C. J. Jenkin e D. B. Smith. Neste primeiro equipamento as amostras apresentavam diâmetro de 1 polegada, a carga axial era aplicada por uma mola e a pressão lateral feita em um cilindro de metal.

Conforme explica Craig (2007) a base do equipamento é circular e possui um pedestal no centro onde é colocado o corpo de prova, neste há uma entrada para drenagem e aferição da pressão da água nos poros. O corpo da célula é formado pelo cilindro de acrílico vedado com um anel e a parte superior desta célula. No topo da célula existe um canal central onde passa o pistão de carregamento. O cilindro e o topo da célula são fixos na base e são vedados com um anel de borracha.

A Figura 3.10 apresenta algumas das principais características do equipamento triaxial.

Figura 3.10 – Equipamento triaxial.



Fonte: Craig (2007).

3.3.2.1 Corpo de prova

Craig (2007) explica que este ensaio pode ser realizado em todos os tipos de solos. Possui vantagens como o controle da drenagem, permitindo o adensamento dos solos

saturados com baixas permeabilidades, e caso seja necessário permite medir a poropressão. Geralmente os diâmetros dos corpos de prova são 38 e 100 milímetros.

Para Head (1982) há uma relação entre a altura e o diâmetro das amostras para este ensaio. Se esta relação for inferior a 2:1 ocorrerá interferência das restrições das extremidades a menos que seja utilizada extremidades livres, se superior a 3:1 pode ocorrer instabilidade na direção da deformação e a amostra não se rompe na compressão verdadeira.

3.3.2.2 *Tensões*

Pinto (2006) explica que no ensaio triaxial o corpo de provas cilíndrico é submetido ao estado hidrostático de tensões solicitado por um carregamento axial. O corpo de prova é disposto em uma câmara de ensaio cercada por uma membrana de borracha. Esta câmara normalmente é colocada com água onde é aplicada a pressão confinante ou de confinamento.

Segundo Das (2014) a pressão de confinamento ocorre devido a compressão do fluído na câmara, em alguns casos o ar é utilizado como meio de compressão. A ruptura de cisalhamento no corpo de prova ocorre pela aplicação da tensão axial conhecida também por tensão desviadora, através da haste do carregamento vertical que pode ocorrer de duas formas:

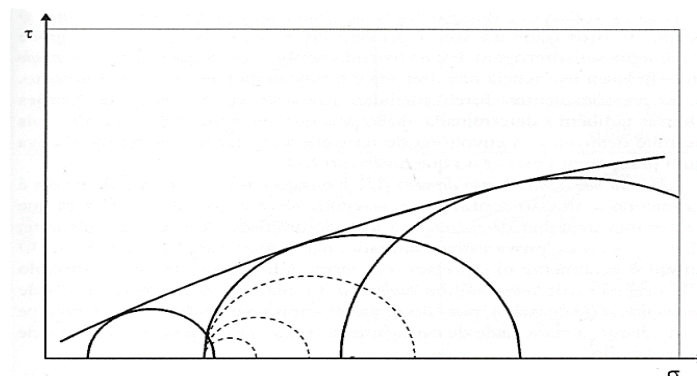
- Utilizando acréscimo de pesos ou pressão hidráulica iguais até o rompimento do corpo de prova;
- Utilizando uma prensa de carregamento mecânico ou hidráulico com taxa constante, conhecido como deformação controlada.

Conforme explica Das (2014) a deformação axial aplicada no corpo de prova em sua haste é medida com um extensômetro. Esta carga axial é equivalente a deformação axial medida pelo anel dinamométrico ou célula de carga.

Pinto (2006) explica que no decorrer do carregamento são medidos os acréscimos de tensão axial atuantes e a deformação vertical do corpo de prova. Ao se dividir está deformação pela altura inicial deste é obtida a deformação vertical específica das quais são originadas a tensão desviadora, variações de volume ou da pressão neutra. A tensão desviadora permite o desenho dos círculos de Mohr equivalente.

A Figura 3.11 apresenta a envoltória de resistência do solo obtida pela realização do ensaio triaxial.

Figura 3.11 - Envoltória de resistência traçado por meio do ensaio triaxial.



Fonte: Pinto (2006).

Head (1982) explica que existem três principais tipos de rupturas neste ensaio sendo elas:

- A ruptura plástica onde amostra é abaulada lateralmente sem intensidade como em um molde cilíndrico;
- A ruptura frágil apresenta o cisalhamento ao longo de uma ou mais superfícies definidas;
- A ruptura de modo intermediário ocorre quando a amostra fica entre a ruptura plástica e frágil.

Lambe (1969) define que as tensões axiais $((\sigma_c + (\Delta\sigma_d)f)$ e confinante (σ_c) são as tensões principais respectivamente (σ_1) e (σ_3) que possibilitam conhecer o estado de tensões em todos os pontos do plano e traçar o círculo de Mohr. O acréscimo de carga axial chamada de tensão desviadora $((\Delta\sigma_d)f)$, pode ser descrita pela Equação abaixo 3.6.

$$(\Delta\sigma_d)f = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.6)$$

3.3.2.3 Controle da poropressão

De acordo com lambe (1969), o sistema de drenagem do equipamento triaxial é composto por uma pedra porosa e uma entrada para água e ar permitindo que estas possam deixar o corpo de prova e garantindo que não haja variações de pressão dentro dos vazios devido a variações das tensões.

Craig (2007) explica que a medida da pressão neutra (poropressão) é feita com o auxílio de um transdutor eletrônico de pressão, qualquer variação na pressão ocasiona uma

deflexão no diagrama do transdutor, a deformação equivalente é calibrada de acordo com à pressão.

Segundo Das (2014) são utilizados três tipos de ensaios triaxiais padronizados sendo eles:

- Ensaio adensado drenado (CD);
- Ensaio adensado não drenado (CU);
- Ensaio não adensado não drenado (UU).

3.3.2.4 Ensaio adensado drenado (CD)

Segundo Pinto (2006) neste ensaio a drenagem do corpo de prova é permanente. A pressão de confinamento é aplicada enquanto a poropressão dissipa-se, ou seja, até que haja o adensamento do corpo de provas. Durante o ensaio a poropressão é quase nula, as tensões efetivas atuantes são demonstradas através das tensões totais aplicadas.

Segundo Das (2014) quando a poropressão é dissipada por completo temos as Equações 3.7 e 3.8:

- Tensão de confinamento total e efetiva = $\sigma_3 = \sigma'_3$ (3.7);

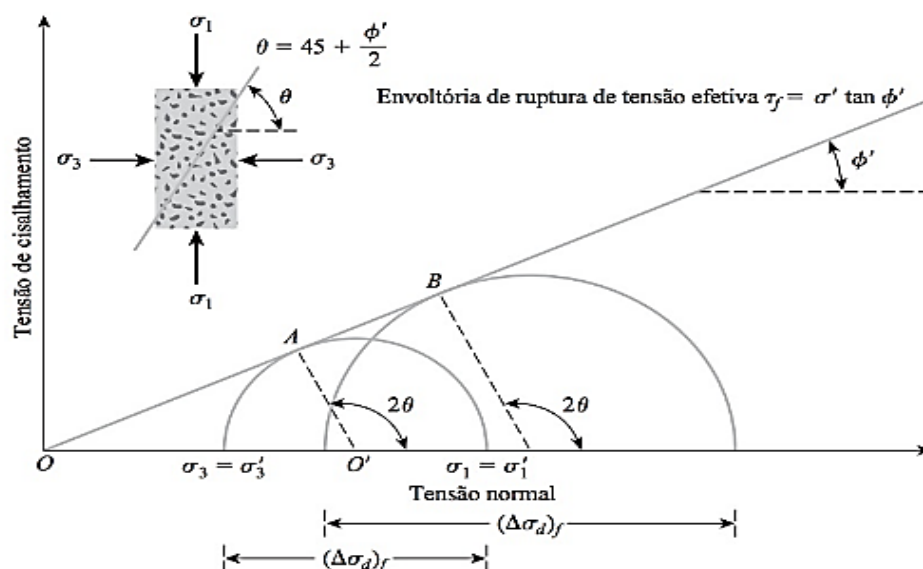
- Tensão axial total e efetiva na ruptura = $\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)f = \sigma_1 = \sigma'_1$ (3.8).

Das (2014) explica que a tensão (σ'_1) é a tensão principal efetiva maior na ruptura e a (σ'_3) é a tensão efetiva principal menor na ruptura. Essas tensões permitem a obtenção das envoltórias de ruptura e desta forma o traçado do círculo de Mohr.

Das (2007) afirma que em solos saturados a variação do volume do corpo de prova que ocorre no adensamento pode ser determinada pelo volume de água drenada nos poros, a tensão desviadora é aumentada lentamente, enquanto a drenagem continua aberta, devido a lenta aplicação da tensão desviadora e dissipação da poropressão que tenha se desenvolvida é completa.

Para Das (2014) a Figura 3.12 apresenta a envoltória de ruptura das tensões efetivas realizados geralmente em areia e argila normalmente adensada. Podemos observar que o ponto A, apresenta a tensão normal e de cisalhamento, no plano de ruptura do corpo de provas, também podemos ver o plano de ruptura inclinado ao plano maior principal.

Figura 3.12 – Envoltória de ruptura para tensão efetiva em ensaios drenados normalmente adensados em areia e argila .



Fonte: Das (2014).

Pinto (2006) explica este ensaio é conhecido como ensaio lento, este nome não é referente a velocidade do carregamento, mas por ser lento para dissipar a poropressão. Em solos pouco permeáveis o ensaio pode ser realizado em poucos minutos, mas nas argilas o carregamento axial solicita vinte dias ou mais. Segundo Das (2007) devido à demora em solos argilosos, o ensaio adensado drenado é incomum.

3.3.2.5 Ensaio adensado não drenado (CU)

De acordo com Pinto (2006) no ensaio a pressão confinante é aplicada, e permite-se que a pressão neutra correspondente se dissipe, desta forma o corpo de prova adensa sob a pressão confinante, logo após é carregado axialmente sem drenagem. Segundo Das (2014) este é o tipo mais comum do ensaio triaxial.

Das (2007) afirma que o ensaio adensado não drenado, podem ser feitos em solos argilosos, com as medições da poropressão são obtidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento drenada. Neste ensaio a drenagem não é permitida na aplicação da tensão desviadora, desta forma sua realização é feita rapidamente.

Das (2014) explica que após a poropressão ser gerada pela aplicação da tensão de confinamento dissipa-se, a tensão desviadora $(\Delta\sigma_d)_f$ atuante no corpo de prova é aumentada

para que haja a ruptura de cisalhamento. Por não ter drenagem a poropressão (Δu_d) aumenta-se. São realizadas medições da tensão desviadora e da poropressão, dessa forma o aumento da poropressão pode ser exibida na Equação 3.9.

$$\bar{A} = \frac{\Delta u_d}{\Delta \sigma_d} \quad (3.9)$$

Das (2014) informa que ao se medir a poropressão na ruptura, podemos analisar as tensões principais, conforme Equações 3.10 a 3.13 abaixo:

- Tensão principal maior na ruptura (total): $\sigma_3 + (\Delta \sigma_d)f = \sigma_1$ (3.10)

- Tensão principal maior na ruptura (efetiva): $\sigma_1 - (\Delta u_d)f = \sigma'_1$ (3.11)

- Tensão principal menor na ruptura (total): σ_3 (3.12)

- Tensão principal menor na ruptura (efetiva): $\sigma_3 - (\Delta u_d)f = \sigma'_3$ (3.13)

Sendo a poropressão na ruptura representada por $(\Delta u_d)f$. Com as equações acima temos a Equação 3.14.

$$\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (3.14)$$

Das (2014) explica que para argilas e areias adensadas normalmente a podemos obter envoltória de ruptura da tensão total com o desenho de uma linha aproximadamente reta, que passa pela origem. A Equação 3.15 e 3.16 descritas abaixo são utilizadas em aplicações práticas, sendo o ângulo de atrito não drenado adensado de resistência de cisalhamento ϕ e o ângulo de atrito drenado ϕ' , são respectivamente:

$$\phi = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right) \quad (3.15)$$

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2(\Delta u_d)f} \right] \quad (3.16)$$

Para Pinto (2006) o ensaio é conhecido também como ensaio rápido pré adensado. Se medirmos as pressões neutras podemos determinar a tensão de acordo com as tensões efetivas. Este é utilizado principalmente por permitir obter a envoltória de resistência nas condições de tensões efetivas, com menor prazo de tempo do que o ensaio adensado drenado (CD).

3.3.2.6 Ensaio não adensado não drenado (UU)

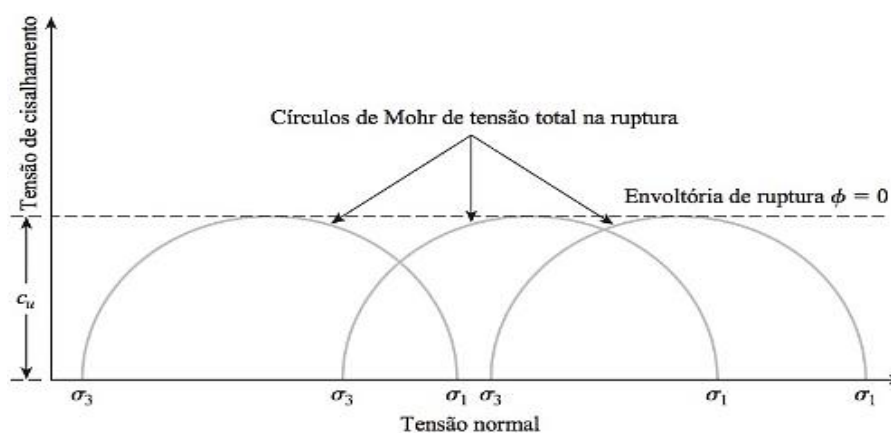
Barnes e Tibana (2016) relatam que este ensaio é comum para obtenção da resistência ao cisalhamento em argila não drenada com teor de umidade *in situ*. Sua aplicação é feita principalmente em projetos de fundações rasas e estacadas, usados para avaliar a estabilidade inicial em aterros feitos sobre argilas moles e na adaptação para terraplanagem de um aterro de argila.

Das (2014) afirma que o corpo de prova é cisalhado ao ser rompido devido a aplicação da tensão desviadora sendo a drenagem vedada. Devido a utilização da pressão de confinamento da câmara a poropressão aumenta e desta forma ocorre o aumento adicional da poropressão ocasionada pela tensão desviadora.

Segundo Pinto (2006) o ensaio não adensado e não drenado o corpo de prova é sujeito à pressão de confinamento logo após ao carregamento axial, sem que ocorra drenagem. Não há alteração do volume se o corpo de prova estiver saturado e o teor de umidade é constante durante o ensaio. Normalmente o ensaio é analisado em condições das tensões normais.

Para Das (2014) o ensaio é realizado normalmente em corpos de prova de argila. Independente da pressão de confinamento da câmara a tensão axial acrescentada para a ruptura é a mesma. Desta forma a envoltória de ruptura para os círculos de Mohr tensão total transforma-se em uma linha horizontal chamada de condição $\phi=0$, conforme Figura 3.13.

Figura 3.13 - Envoltória de ruptura e círculos de Mohr da tensão total, concebido por ensaio triaxial em solo coesivo totalmente saturado.



Fonte: Das (2014).

3.4 FUNDAÇÕES RASAS OU DIRETAS

Conforme Das (2014), a fundação é a parte inferior de uma estrutura, utilizada para transferência de cargas da estrutura para o solo onde está apoiada. As fundações devem ser dimensionadas corretamente para não sobrecarregar o solo, pois a sobrecarga excessiva pode gerar recalque ou rupturas devido ao cisalhamento. Desta forma para projetar as fundações deve ser avaliada a capacidade de carga do solo.

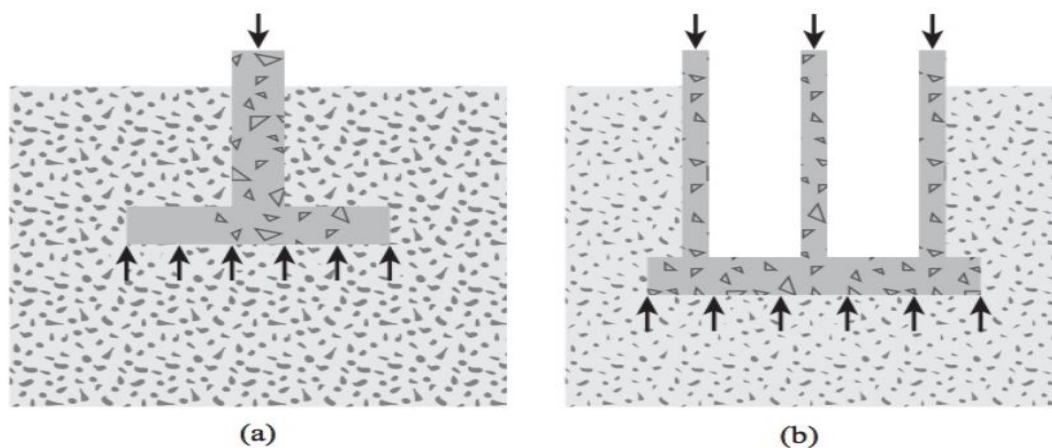
Segundo Hachich *et al.* (1998), as fundações rasas também podem ser chamadas de diretas por serem apoiadas sobre o solo em uma pequena profundidade. Os tipos de fundações rasas são: blocos, sapatas e radier. A NBR 6122 (ABNT, 2010) considera fundações rasas sendo menor que duas vezes a menor dimensão da fundação.

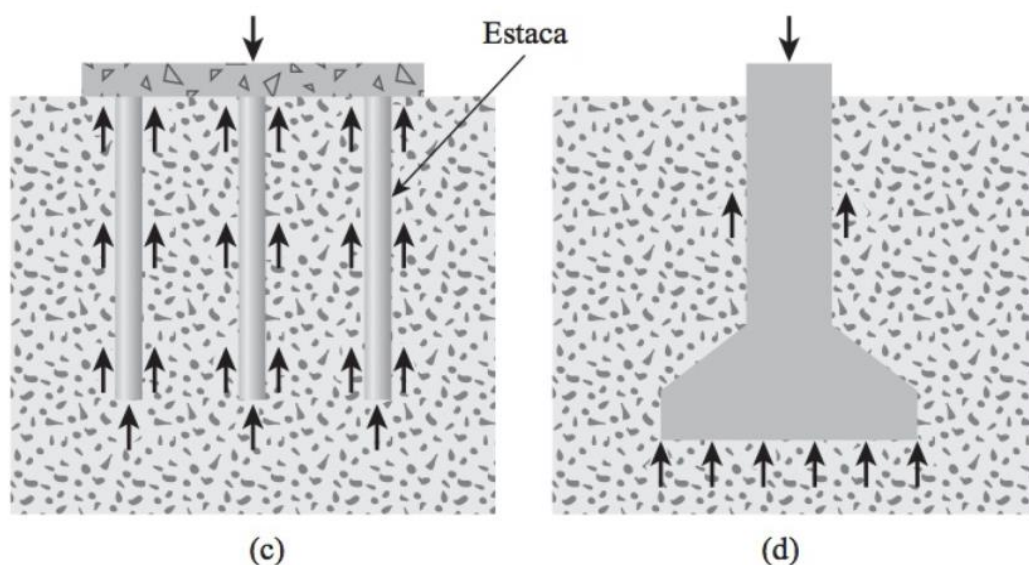
Para Das (2014), as sapatas podem ser consideradas uma extensão de uma parede estrutural, que possibilita a distribuição das cargas da estrutura em uma área maior do solo. Em solos com baixa capacidade de carga, utiliza-se a fundação em radier onde toda a estrutura é construída sob uma base de concreto.

Hachich *et al.* (1998) afirma que os blocos são estruturas de concreto simples, com altura comparativamente grande, que trabalham principalmente a resistência a compressão.

Das (2014) explica que estruturas pesadas onde são necessárias escavações para alcançar solos que suportem as cargas solicitadas, são utilizadas as fundações profundas como as estacas e tubulões. As estacas são estruturas em concreto, aço ou madeira. Já os tubulões são estruturas escavadas até o subsolo preenchidos com concreto. A Figura 3.14 apresenta alguns tipos de fundações mais utilizadas.

Figura 3.14 - Modelos comuns de fundações, sendo: (a) fundação com sapata; (b) fundação radier; (c) fundação sobre estacas; (d) fundação sobre tubulões.





Fonte: Das (2014).

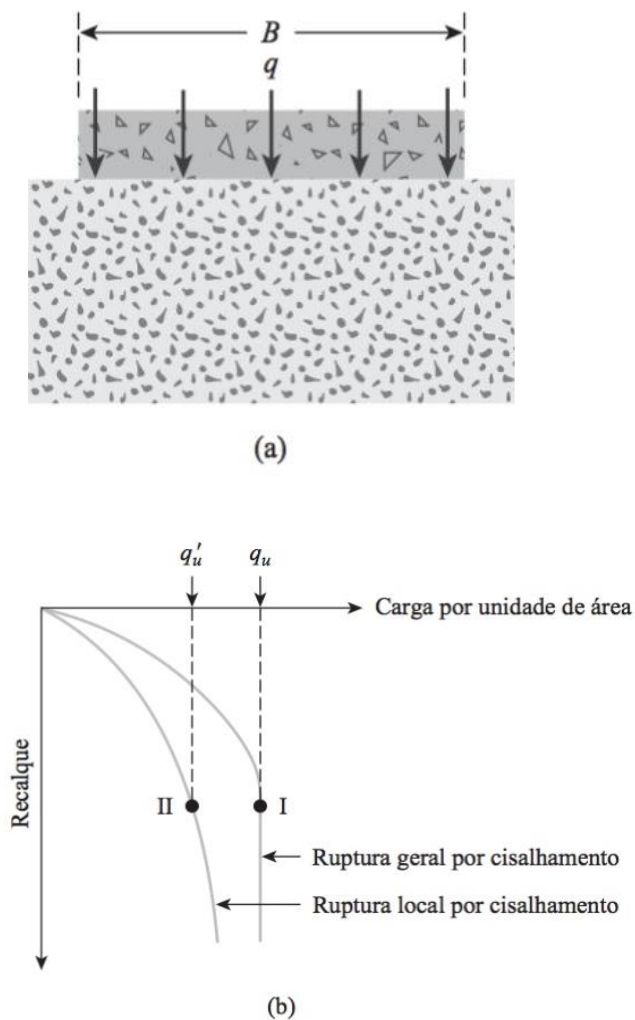
3.4.1 Capacidade de cargas dos solos

Para Caputo, Caputo e Rodrigues (2017), a definição da capacidade de carga dos solos é um dos problemas mais significativos para o engenheiro. A pressão admissível para a ruptura e deformações exorbitantes do solo é determinada a partir da capacidade de carga do solo ou pressão de ruptura a qual este é solicitado, correlacionado ao coeficiente de segurança que varia entre de 2 a 3.

Segundo Das (2014) ao considerar uma sapata retangular com largura B , conforme ilustrado na Figura 3.15 (a), a capacidade de carga última do solo ocorre quando uma carga distribuída uniformemente (q), em uma área específica determinada é aplicada à uma sapata ocasionando o recalque. Se a carga (q) é aumentada o recalque também aumenta. Quando o valor da carga (q) é igual a carga última do solo (q_u), ocorre a ruptura devido a capacidade de carga.

Das (2014) ainda explica que no estado de ruptura a sapata sofre um grande recalque sem que haja o aumento da carga (q), desta forma o solo sedimenta-se em um ou dois lados e a ruptura expõe-se na superfície do solo. A Figura 3.15 (b) apresenta a relação entre carga e recalque.

Figura 3.15 – Capacidade de carga final do solo em fundações rasas: (a) Fundações em sapatas; (b) relação entre carga-recalque.

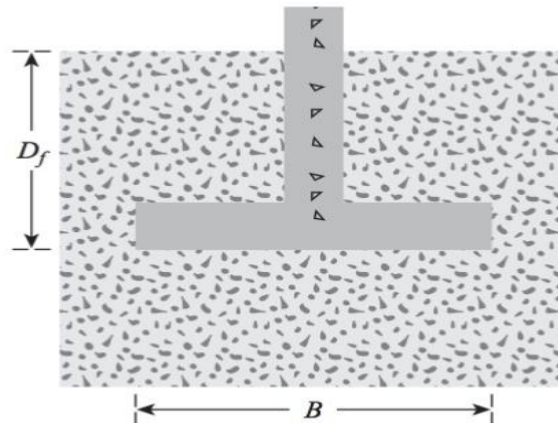


Fonte: Das (2014).

3.4.2 Capacidade de carga última segundo a Teoria de Terzaghi

Segundo Das (2016), Terzaghi (1943) apresentou uma teoria completa para a verificação da capacidade de suporte último das fundações rasas. Esta teoria afirma que uma fundação é rasa quando a profundidade (D_f) for menor ou igual à largura (B), ilustrada na Figura 3.16.

Figura 3.16 – Sapata corrida rasa.



Fonte: Das (2014).

Para Das (2014) de acordo com Terzaghi, o cálculo da capacidade de carga última é determinado com a Equação 3.17 para dimensionamento dos efeitos da sobrecarga de peso do solo acima da base da sapata, sendo esta considerada uma carga uniforme.

$$q = \gamma D_f \quad (3.17)$$

Onde:

q = Sobrecarga uniforme;

γ = Peso específico do solo;

D_f = Profundidade.

Das (2016) explica que Terzaghi apresentou a Equação 3.18 para obter a capacidade de carga última do solo, aplicadas para sapatas quadradas a partir do peso específico do solo, coesão e sobrecarga onde, N_c , N_q , N_γ são denominados de fatores de capacidade de carga, estes valores são exibidos na Tabela 3.2 e são dependentes do ângulo de atrito do solo.

$$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma \quad (3.18)$$

Onde:

q_u = Capacidade de carga última do solo;

c' = Coesão;

γ = Peso específico do solo;

B = Largura.

Tabela 3.2 – Fatores da capacidade de carga de Terzaghi.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5,70	1,00	0,00	26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,10	0,01	27	29,24	15,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,49	0,10	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27	33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35	34	52,64	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,80	65,27
12	10,76	3,29	0,85	38	77,50	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	115,31
15	12,86	4,45	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18	43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	151,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07	45	172,28	173,28	325,34
20	17,69	7,44	3,64	46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00	49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,40	7,08	50	347,50	415,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34				

^a Valores N_γ de Kumbhojkar (1993).

Fonte: Das (2014).

3.4.3 Fator de Segurança

Das (2014) explica que o fator de segurança (F_s) possui valor aproximado igual ou maior que 3, este é aplicado à capacidade de carga última do solo, para a definição da capacidade de carga admissível. A capacidade de carga admissível das fundações rasas pode ser calculada para valores brutos e líquidos.

Das (2016) informa que a capacidade de carga total (q_{total}) pode ser calculada a partir da Equação 3.19. Segundo Das (2014) esta equação é relacionada a carga admissível pela área específica em que este solo com uma fundação pode ser solicitado sem que haja ruptura.

$$q_{total} = \frac{q_u}{F_s} \quad (3.19)$$

Segundo Das (2016) a capacidade de carga líquida admissível ($q_{u(líquido)}$) descrita na Equação 3.20, considera a carga permitida em relação a área específica da fundação superior relacionada a tensão efetiva vertical presente na local da fundação.

$$q_{u(líquido)} = q_u - q \quad (3.20)$$

A NBR 6122 (ABNT,2010) explica para a verificação do fator de segurança devem ser obedecidos os valores determinados na Tabela 3.3 abaixo.

Tabela 3.3 – Fatores de segurança para fundações Rasas

Métodos para determinação da resistência última	Coefficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança global
Semi-empíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos ^b	2,15 3,00	
Semi-empíricos ^a ou analíticos ^b acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	1,40 2,00	

^a Atendendo ao domínio de validade para o terreno local.

^b Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno.

Fonte: ABNT NBR 6122 (2010).

Das (2014) apresenta a Equação 3.21 para o cálculo da carga bruta admissível total do solo.

$$Q = q_{total} * (B)^2 \quad (3.21)$$

4. METODOLOGIA

Este estudo tem o propósito de obter os parâmetros de resistência do solo a partir do ensaio triaxial adensado não drenado (CU), análise e aplicabilidade dos resultados na engenharia civil.

Para a execução do trabalho, foram realizadas pesquisas através de referenciais bibliográficos de caráter qualitativo e quantitativo, para conhecer e estabelecer a importância dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, os ensaios e métodos para obtenção da coesão e ângulo de atrito, as relações necessárias, assim como o método gráfico envolvido para análises gráficas.

O laboratório técnico na área da engenharia, que solicita a não divulgação da razão social e da localidade das amostras, por motivo de resguardo, cedeu quatro laudos de ensaio triaxial para que fosse possível estimar os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito interno).

As amostras de solo indeformadas foram submetidas à ensaios triaxiais do tipo adensado não drenado (CU), onde com foram aplicadas tensões confinantes crescentes.

As características físicas dos corpos de provas foram determinadas após a moldagem das amostras. Os aspectos avaliados foram: Peso (g), diâmetro (cm), área (cm²), altura (mm), volume (cm³), umidade (%). Através dessas características, foi possível estimar a deformação axial do solo.

O laudo do ensaio apresenta as tensões principais e de cisalhamento totais e efetivas. A análise das tensões as quais as amostras foram submetidas foi feita a partir do comportamento gráfico das tensões totais e efetivas, para cada amostra de solo avaliada.

A obtenção da coesão e ângulo de atrito das amostras feitas com o auxílio das equações citadas na revisão bibliográfica, a partir das tensões principais, cisalhantes totais e efetivas, da tensão desviadora, poropressão, inclinação do plano, foram calculadas o ângulo de atrito drenado e não drenado e a coesão total e efetiva.

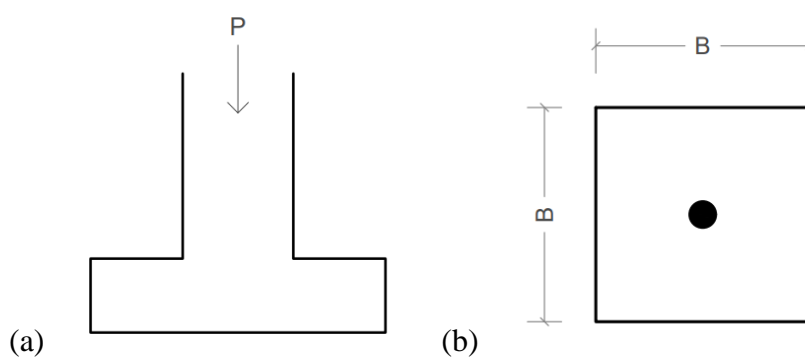
Por meio da coesão, foi possível identificar o grupo de solo em que as amostras estão inseridas.

A capacidade de carga dos solos foi dimensionada de acordo com a teoria da capacidade de carga de Tezaghi, constatando a capacidade de carga última do solo, a carga admissível de acordo com a área específica da fundação e a carga admissível bruta.

Estas determinações foram feitas a partir do ângulo de atrito drenado, coesão efetiva pois estas se aproximam da realidade existente, e do peso específico de cada solo.

A verificação das tensões admissíveis nos solos para as amostras submetidas ao ensaio, foi determinada a partir da aplicação dos coeficientes encontrados, em uma sapata quadrada conforme ilustra a Figura 4.1 (a) vista lateral e (b) vista superior. A sapata considerada possui base 2 metros x 2 metros e profundidade de 1,5 metros.

Figura 4.1 – Sapata quadrada: (a) vista lateral, (b) vista superior.



Fonte: Os autores.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados e discussões, das análises gráficas das tensões de cada amostra de solo, determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, as envoltórias de Mohr-Coulomb, e a capacidade de carga admissível nos solos estudados.

5.2 CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

As amostras de solo foram submetidas a tensões confinantes, sendo estas tensões que atuam em todas as direções do corpo de provas, de 50 kPa (amostra 01), 150 kPa (amostra 02), 300 kPa (amostra 03) e 400 kPa (amostra 04). As características dos corpos de provas foram verificadas antes e após a aplicação do carregamento axial (σ_1), conforme é apresentado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Características iniciais dos corpos de provas.

Amostra	1		2		3		4	
	Antes σ_1	Após ensaio	Antes σ_1	Após ensaio	Antes σ_1	Após ensaio	Antes σ_1	Após ensaio
Peso (g)	255,90	305,18	264,13	318,68	256,92	282,85	256,92	260,71
Diâmetro (cm)	5,03	5,27	5,06	5,15	5,03	5,10	4,98	5,27
Área (cm²)	19,84	21,79	20,08	20,84	19,87	20,43	19,48	21,79
Altura (mm)	100,67	81,00	100,73	86,51	103,16	80,10	102,87	66,00
Volume (cm³)	199,73	176,46	202,24	180,28	204,99	163,63	200,38	143,78
Umidade (%)	35,60	56,70	34,20	39,30	34,30	42,10	35,50	40,10

Fonte: Os autores.

As verificações das características dos corpos de provas antes e após o ensaio, permitem determinar a deformação axial sofrida verticalmente por estes. Durante a realização do ensaio são observados e medidas a velocidade de execução, a pressão axial a quais estas amostras são submetidas, conforme dados indicados na Tabela 5.2.

Conforme apresentado na Tabela 5.2 as amostras 3 e 4 apresentam maiores taxas de deformações axiais devido à aplicação de maiores pressões axiais. Também podemos observar que a velocidade do ensaio é constante durante todo o processo e são iguais para todas as amostras.

Tabela 5.2 - Dados do ensaio.

Amostra	v (mm/s)	Pressão axial (kPa)	Deformação axial (%)
1	0,09	695,00	18,01
2	0,09	790,00	16,00
3	0,09	840,00	17,99
4	0,09	1040,00	20,01

Fonte: Os autores.

As Figuras 5.1 a 5.4 exibem os corpos de provas após serem submetidos ao ensaio triaxial. Nas figuras observa-se o plano de ruptura ao cisalhamento em cada uma das amostras.

Figura 5.1 – Corpo de provas amostra 01.



Fonte: Laboratório técnico (2018).

Figura 5.2 – Corpo de provas amostra 02



Fonte: Laboratório técnico (2018).

Figura 5.3 – Corpo de provas amostra 03



Fonte: Laboratório técnico (2018).

Figura 5.4 – Corpo de provas amostra 04.

Fonte: Laboratório técnico (2018).

5.3 TENSÕES PRINCIPAIS E CISALHANTES

A partir das tensões principais e de cisalhamento totais e efetivas, disponibilizadas no laudo do ensaio, apresentadas na Tabela 5.3. Os círculos de Mohr equivalentes foram traçados.

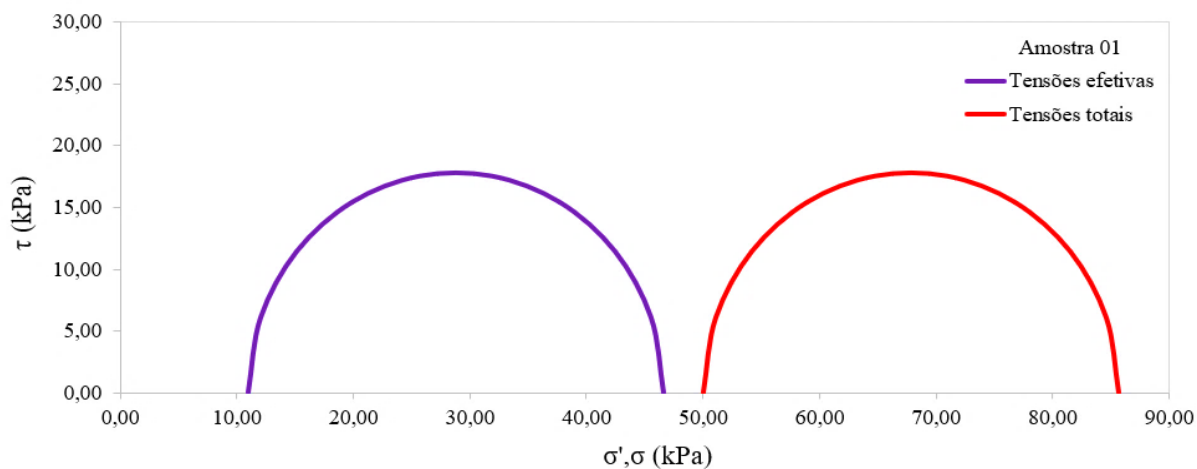
Tabela 5.3 – Tensões principais totais, efetivas e máxima de cisalhamento.

Amostra	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	$\tau_{\text{máx}}$ (kPa)	σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)	$\tau'_{\text{máx}}$ (kPa)
1	85,62	50,00	17,81	46,62	11,00	17,81
2	266,15	150,00	58,08	140,15	24,00	58,08
3	476,55	300,00	88,28	211,55	35,00	88,28
4	726,03	400,00	163,02	375,03	49,00	163,02

Fonte: Os autores.

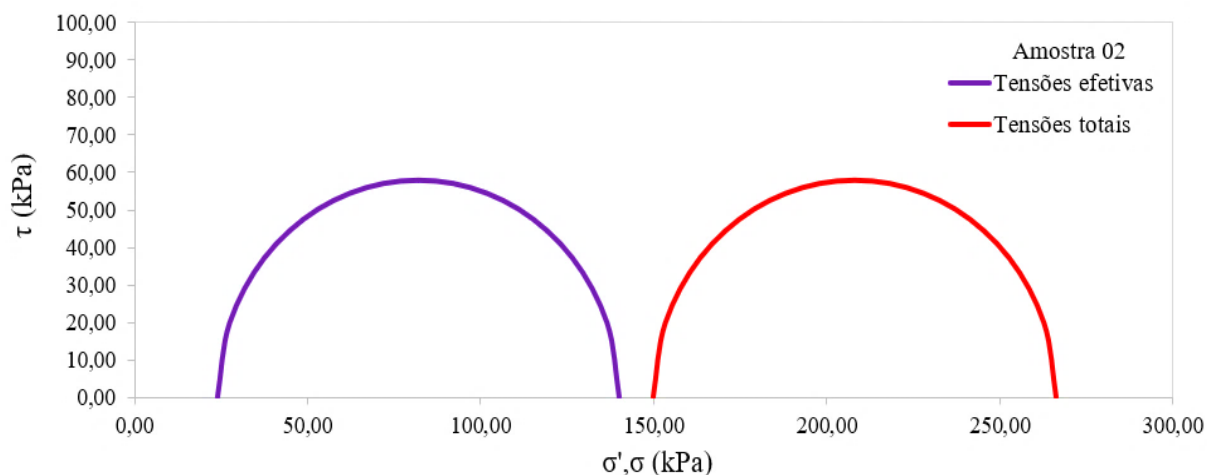
Os gráficos das tensões equivalentes das amostras foram traçados de acordo com a tensão total e efetiva e tensões cisalhantes, conforme são exibidas nas Figuras 5.5 a 5.8. A partir das figuras pode ser observado que as tensões cisalhantes são iguais para tensão total e efetiva em cada amostra de solo.

Na Figura 5.5 são apresentadas as tensões efetivas e totais da amostra 01. Nesta a tensão principal total maior é de 85,62 kPa, Já a tensão principal total efetiva maior é de 46,62 kPa, sendo a máxima tensão cisalhante de 17,81 kPa.

Figura 5.5 – Tensões amostra 01

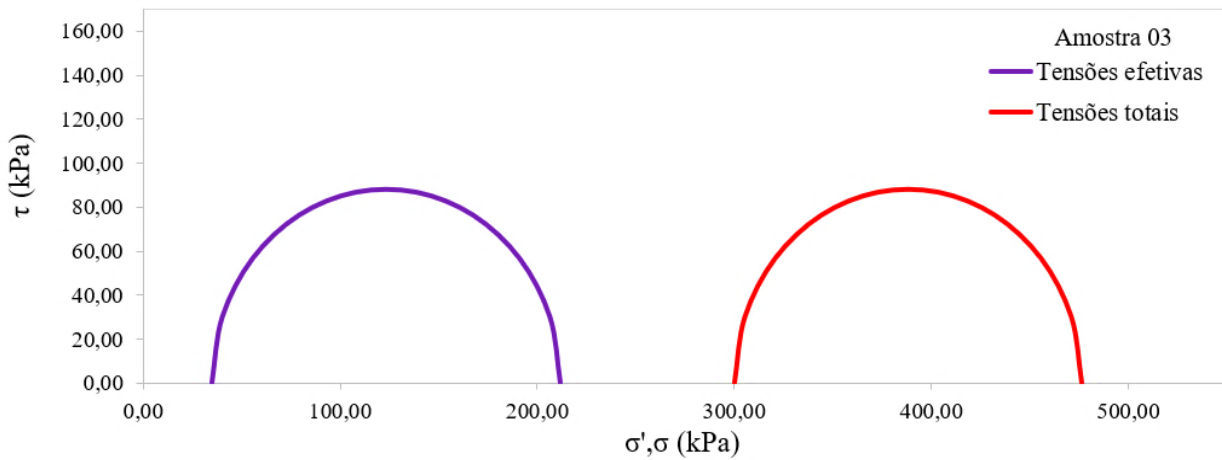
Fonte: Os autores.

A Figura 5.6 apresenta as tensões efetivas e totais da amostra 02, onde podemos observar que a tensão principal total maior é de 266,15 kPa, Já a tensão principal total efetiva maior é de 140,15 kPa, sendo a máxima tensão cisalhante de 58,08 kPa.

Figura 5.6 – Tensões amostra 02

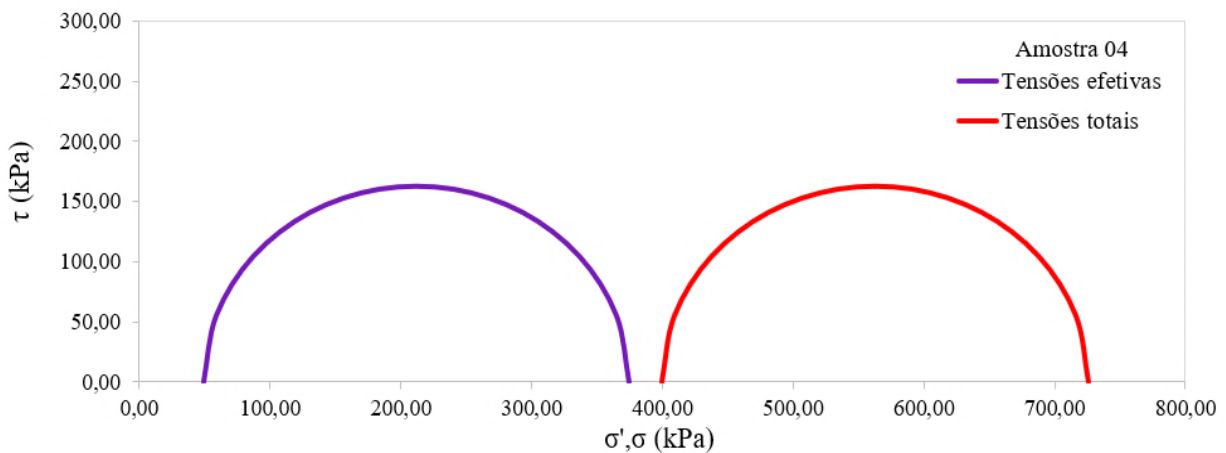
Fonte: Os autores.

São exibidos na Figura 5.7 as tensões efetivas e totais da amostra 03. Onde a tensão principal total maior é de 476,55 kPa, Já a tensão principal total efetiva maior é de 211,55 kPa, sendo a máxima tensão cisalhante de 88,28 kPa.

Figura 5.7 – Tensões amostra 03

Fonte: Os autores.

A Figura 5.8 expõe as tensões efetivas e totais da amostra 04. Onde a tensão principal total maior é de 726,03 kPa, Já a tensão principal total efetiva maior é de 375,03 kPa, sendo a máxima tensão cisalhante de 163,02 kPa.

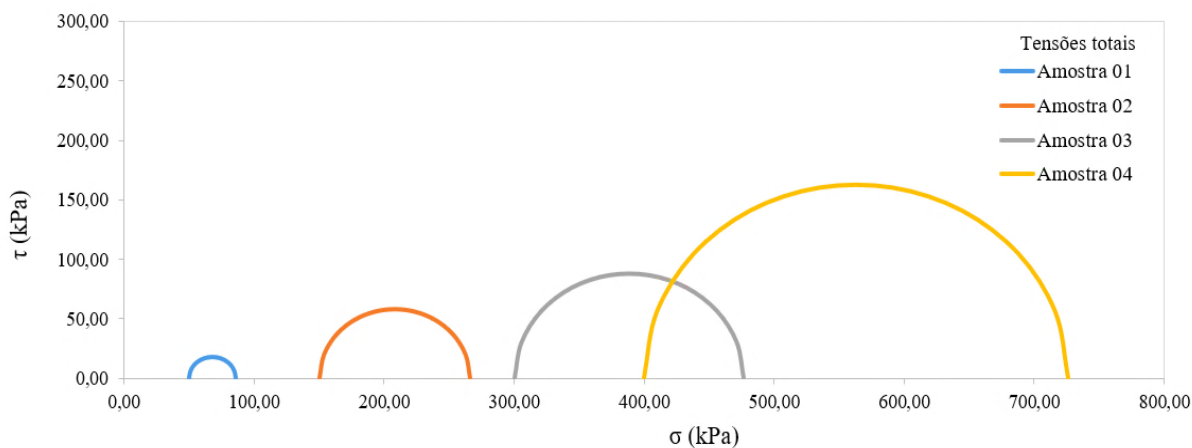
Figura 5.8 – Tensões amostra 04

Fonte: Os autores.

Para a comparação entre as tensões foram traçados os gráficos comparativos das tensões totais de todas as amostras estudadas, apresentado na Figura 5.9 e para as tensões efetivas, exibida na Figura 5.10.

Na Figura 5.9 é exibida a comparação das tensões totais de todas as amostras, permitindo visualizar a diferença entre os valores das tensões totais das amostras, onde pode ser verificado que a amostra 01 apresenta a tensão total maior de 85,62 kPa, e para a amostra 04 esta tensão é de 726,03 kPa.

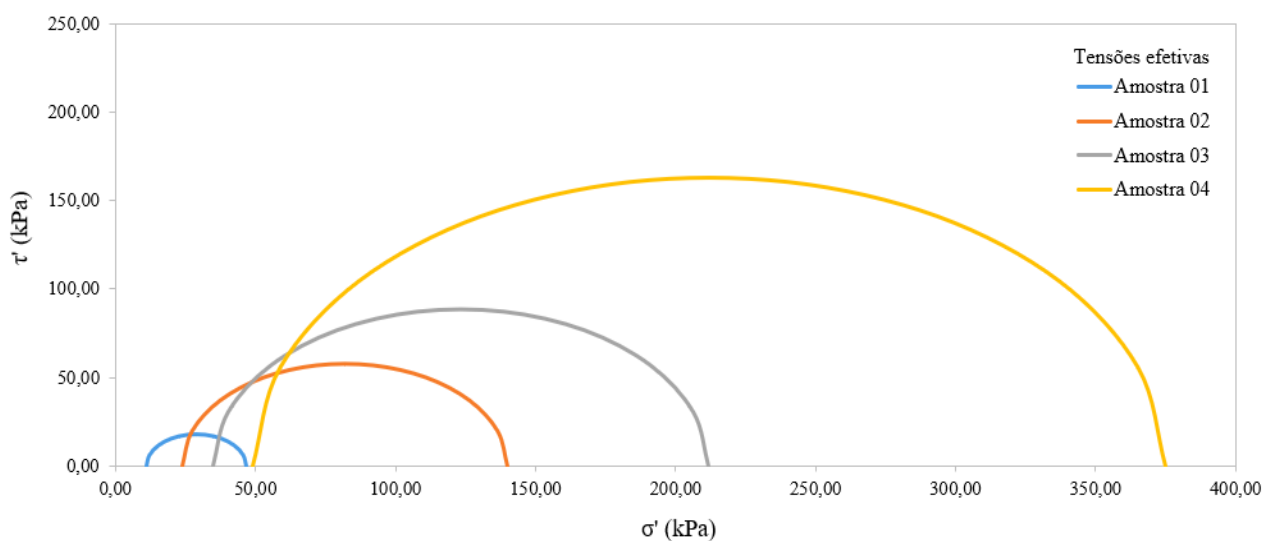
Figura 5.9 – Comparação entre tensões totais



Fonte: Os autores.

A Figura 5.10 mostra o gráfico comparativo entre as tensões efetivas das amostras estudadas. Nesta comparação é possível verificar que a amostra 04 possui maiores tensões e a amostra 01 apresenta as menores, desta forma permite analisar qual amostra possui a maior resistência dentre estas amostras.

Figura 5.10 – Comparativo entre tensões efetivas



Fonte: Os autores.

5.4 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO

As tensões principais totais e efetivas, permitem determinar a inclinação do plano de ruptura (α) de acordo com a Equação 3.5. A tensão desviadora ($(\Delta\sigma_d)f$) aplicada ao corpo de provas até que ocorra a ruptura devido ao cisalhamento, ocasionada pelo carregamento axial é determinada através da Equação 3.6. A partir destas tensões é possível calcular a pressão nos poros ou poropressão de acordo com a Equação 3.14. Estas tensões são apresentadas na Tabela 5.4.

O detalhamento dos cálculos efetuados para a determinação das tensões é exibido no Apêndice A.

Tabela 5.4 – Tensões normais, cisalhantes totais e efetivas, poropressão, tensão desviadora e inclinação do plano.

Amostra	$(\Delta\sigma_d)f$ (kPa)	$(\Delta\sigma_d)f$ (kPa)	α (°)	σ (kPa)	τ (kPa)	α' (°)	σ' (kPa)	τ' (kPa)
1	39,00	35,62	52,61	63,13	17,19	64,09	17,80	13,99
2	126,00	116,15	53,10	191,86	55,77	67,52	40,98	41,04
3	265,00	176,55	51,57	368,21	85,96	67,87	60,06	61,62
4	351,00	326,03	53,42	515,82	156,03	70,13	86,67	104,23

Fonte: Os autores.

Com as determinações das tensões realizadas anteriormente, foram obtidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. O ângulo de atrito interno drenado e não drenado foram calculados a partir das Equações 3.15 e 3.16. A coesão total e efetiva do solo foram determinadas com as Equações 3.4. Os cálculos que possibilitaram estas verificações são detalhados no Apêndice A.

Em todas as amostras obteve-se a coesão total e efetiva igual a zero. De acordo com Das (2014) para argilas normalmente adensadas a coesão possui valor aproximado de zero, a partir dessa concepção podemos classificar este solo como argiloso. A Tabela 5.5 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.

De acordo com a Tabela 5.5 é possível verificar que o aumento existente entre ângulo de atrito não drenado e o ângulo de atrito drenado, ocorre devido a ação da poropressão que é considerado para os cálculos do ângulo de atrito efetivo.

Tabela 5.5 – Parâmetros de resistência do solo.

Amostra	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
1	15,23	0,00	38,18	0,00
2	16,21	0,00	45,04	0,00
3	13,14	0,00	45,73	0,00
4	16,84	0,00	50,25	0,00

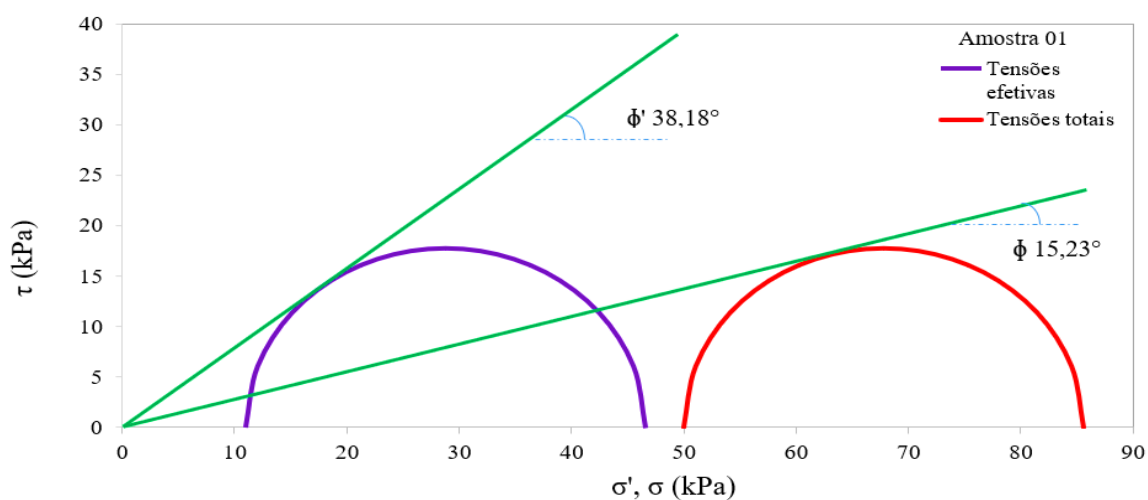
Fonte: Os autores

Nos solos analisados permitem verificar que existe uma variação entre os ângulos de atrito sendo de 15,23° à 16,84° para o ângulo de atrito não drenado e 38,18° à 50,25° para o ângulo de atrito drenado, esta variação permite analisar que existe um padrão de valores dos ângulos de atrito para estes solos estudados.

A partir destes parâmetros e tensões normais, cisalhantes totais e efetivas, permitiram traçar a envoltória de Mohr-Coulomb, descrevendo a linha desta envoltória de ruptura, onde está tangência os círculos de Mohr obtidos. Estes são apresentados nas Figuras 5.11 a 5.14.

A Figura 5.11 apresenta a envoltória de resistência da amostra 01. A reta que tangencia a envoltória parte da origem devida à coesão nula. As duas retas possuem ângulos diferentes devido a consideração da poropressão que para esta amostra tem valor de 39 kPa.

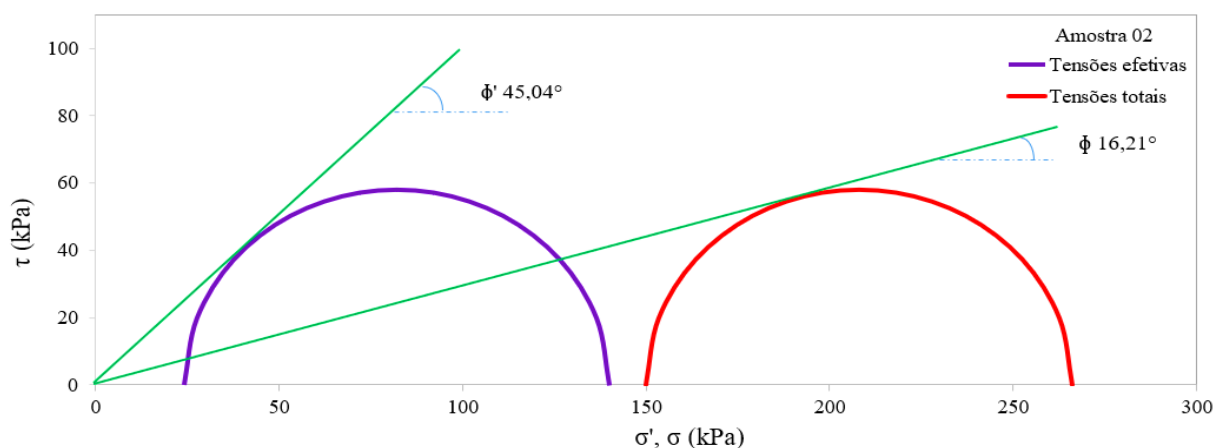
Figura 5.11 – Envoltória de resistência amostra 01



Fonte: Os autores.

A Figura 5.12 exibe a envoltória de resistência para a amostra 02. A reta que tangencia a envoltória parte da origem devido a coesão nula. É observado que a reta das tensões efetivas possui o maior ângulo de atrito de $45,04^\circ$, devido a consideração da poropressão de 126 kPa neste solo.

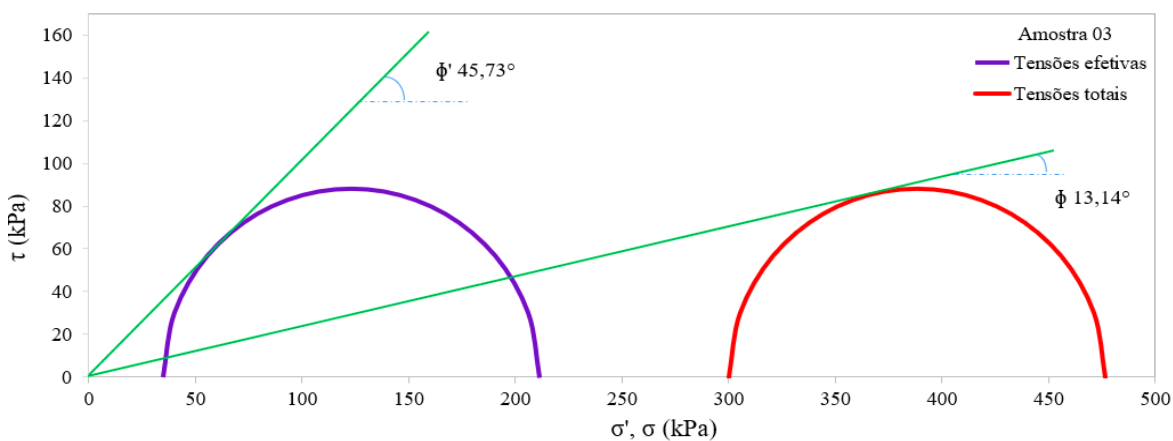
Figura 5.12 – Envoltória de resistência amostra 02



Fonte: Os autores.

Na Figura 5.13 é apresentada a envoltória de resistência da amostra 03, onde a reta parte da origem devido a coesão nula. Nesta envoltória a reta das tensões efetivas possui o maior ângulo de atrito de $45,73^\circ$ em relação as tensões totais com valor de $13,14^\circ$. A diferença entre estes valores ocorre devido a consideração da poropressão para as tensões efetivas, nesta amostra a poropressão é de 265 kPa.

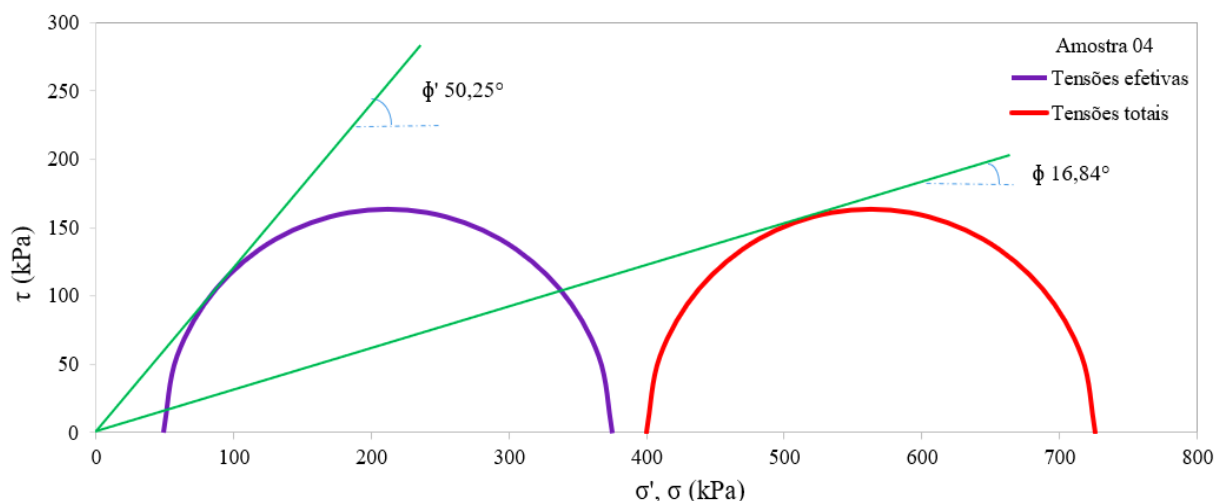
Figura 5.13 – Envoltória de resistência amostra 03



Fonte: Os autores.

A Figura 5.14 apresentada a envoltória de resistência da amostra 04, onde a reta parte da origem devido a coesão nula. Nesta envoltória a reta das tensões efetivas possui o maior ângulo de atrito de $50,25^\circ$ em relação as tensões totais com valor de $16,84^\circ$, sendo esta amostra com maiores valores de resistência. A poropressão desta amostra é de 351 kPa.

Figura 5.14 – Envoltória de resistência amostra 04



Fonte: Os autores.

5.4.5 APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS EM FUNDAÇÕES RASAS

Para verificação da capacidade de carga dos solos estudados, os parâmetros determinados foram aplicados a uma sapata quadrada de base 2 metros x 2 metros e profundidade de 1,5 metros, utilizando a teoria da capacidade de carga de Terzaghi.

A capacidade de carga última do solo foi estimada a partir da Equação 3.18 e Tabela 3.2. Para a determinação da carga admissível por área específica da fundação foi empregada a Equação 3.19, onde foi utilizado o Fator de segurança de 3, conforme solicitado na NBR 6122 (ABNT, 2010), apresentado na Tabela 3.3. Desta forma a carga bruta admissível foi dimensionada através da Equação 3.21. Todos os cálculos efetuados são apresentados no Apêndice A.

Os dados encontrados permitem analisar a relação entre o peso específico do solo e o ângulo de atrito interno, pois quanto maiores estes valores, maiores são as capacidades de cargas admissíveis no solo, considerando as dimensões da fundação utilizada.

A Tabela 5.6 apresenta os valores das cargas de acordo com a amostra de solo.

Tabela 5.6 – Capacidade de carga dos solos.

Amostra	ϕ' (°)	γ (kN/m³)	q_u (kN/m²)	q_{total} (kN/m²)	Q (kN)
1	38,18	12,567	2.286,43	762,14	3.048,57
2	45,05	12,812	6.664,70	2.221,57	8.886,27
3	45,73	12,291	7.767,580	2.589,193	10.356,77
4	50,25	12,576	18.624,43	6.208,14	24.832,57

Fonte: Os autores.

Dentre as amostras analisadas a amostra 04 possui as maiores capacidades de carga no solo e a amostra 01, apresenta a menor capacidade de carga no solo.

O solo da amostra 04 tem a maior carga admissível sendo está de 6.208,14 kN/m². A amostra 01 tem a menor capacidade de carga admissível de 762,14 kN/m², de acordo com Das (2014) carga admissível é a carga que pode ser aplicada ao solo sem que haja rupturas.

Dentre as amostras de solo estudadas a amostra 04 possui a maior capacidade de carga bruta a ser considerada em uma fundação de 24.832,57 kN, a amostra 01 apresentou a menor capacidade de carga bruta sendo está de 3.048,57 kN.

Desta forma pode ser observado que dentre as amostras estudadas o solo da amostra 04 possui as condições mais favoráveis em relação as capacidades de cargas dentre as amostras estudadas, para aplicação na engenharia, e a amostra 01 é a mais desfavorável.

5.5 OUTRAS APLICAÇÕES

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo têm várias aplicações na engenharia, além do exemplo apresentado neste trabalho, podem ser aplicados em outros tipos de fundações rasas e profundas. São utilizados no dimensionamento e verificação da estabilidade de taludes, nos cálculos para determinação do empuxo lateral de terra como muros de arrimo, paredes de subsolos e cortinas de contenções. Desta forma estes fatores são essenciais para assegurar segurança nas edificações da engenharia civil.

6. CONCLUSÃO

Com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo: coesão e ângulo de atrito, e analisar os possíveis carregamentos admissíveis a serem aplicados nestes solos, as tensões suportadas pelas amostras foram analisadas graficamente. A partir do critério de Mohr – Coulomb foi possível retratar as circunstâncias em que ocorrem a ruptura dos solos estudados.

A seguir são apresentadas algumas observações obtidas das análises realizadas:

a) Parâmetros de resistência do solo:

- Todas as amostras de solos apresentaram coesão total e efetiva nula, desta forma os gráficos traçados para a envoltória de Mohr-Coulomb, partem da origem;
- Com a determinação da coesão foi possível estimar o tipo de solo das amostras estudadas como uma argila normalmente adensada, baseado na teoria de Das (2014);
- Os valores obtidos para o ângulo de atrito drenado são superiores ao ângulo de atrito não drenado, o que ressalta a importância dos efeitos ocasionados pela poropressão;
- O solo da amostra 04 possui a maior envoltória de resistência dentre as amostras estudadas.

b) Análise dos parâmetros em fundações rasas:

- A partir da aplicação da teoria da capacidade de carga de Terzaghi foi determinado que a amostra 04 possui a maior capacidade de carga admissível e a amostra 01 a menor carga admissível no solo;
- O solo da amostra 04 exibe a maior capacidade de carga última no solo sendo está de 18.624,43 kN/m²;
- O solo da amostra 01 possui a menor capacidade de carga última do solo de 2.286,43 kN/m²;
- O solo da amostra 04 apresenta as maiores capacidade de carga admissível no solo sendo este de 6.208,14 kN/m²;

- O solo da amostra 01 apresenta as menores capacidade de carga admissível no solo, sendo este de 762,14 kN/m²;
- A maior carga bruta admissível é apresentada pela amostra 04 sendo está de 24.832,57 kN;
- A menor carga bruta admissível ocorre na amostra 01 sendo está de 3.048,57 kN;
- O solo da amostra 04 apresenta as condições mais favoráveis para utilização na engenharia, e a amostra 01 é a mais desfavorável para utilização, dentre as amostras estudadas.

Os resultados obtidos nos ensaios triaxiais são fundamentais para o entendimento do comportamento dos solos e suas características. Os resultados obtidos neste ensaio possuem diversas utilidades na engenharia, devido à confiabilidade existentes nos resultados, que permitem a realização de projetos mais precisos e seguros.

Estes dados ressaltam a importância do cuidado na realização dos ensaios para determinação dos parâmetros de resistência do solo, para que não haja falhas, pois estes influenciam nos resultados obtidos, na qual podem ser previstas cargas maiores do que as suportadas no solo estudado.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o propósito de continuar esta pesquisa aconselha-se:

- Realizar o ensaio triaxial de acordo com amostras extraídas de uma determinada região do Vale do São Patrício, onde será possível verificar se os parâmetros de acordo com a classificação deste solo;
- Efetuar o ensaio do tipo SPT - Standard Penetration Test, para comparação dos resultados entre este ensaio e o ensaio de laboratório apresentado neste trabalho;
- Analisar os possíveis recalques de acordo com módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson;
- Estipular as capacidades de carga deste solo para fundações profundas como estacas metálicas ou de concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALLEN, EDWARD; IANO, JOSEPH. Fundamentos da Engenharia de Edificações - Materiais e Métodos: 5. ed. São Paulo: Bookman, 2013. 1008 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações: Rio de Janeiro: ABNT, 2010. 91 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: Rochas e solos: Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18 p.
- BARNES, GRAHAM; TIBANA, SÉRGIO. Mecânica dos Solos: Princípios e Práticas: Elsevier, 2016. 576 p.
- CAPUTO, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações: volume 1: fundamentos. 6ª. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 1988.
- CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros; RODRIGUES, J. Martinho de A. Mecânica dos Solos e Suas aplicações: Mecânica das Rochas, Fundações e Obras de Terra. 7. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2017. 576 p.
- CRAIG, Robert F. Mecânica dos solos: 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007. 363 p. Tradução de: Amir Kurban.
- DAS, B.M., 2007. Fundamentos de Engenharia Geotécnica: Thomsom Learning, tradução da 6ª edição norte-americana, São Paulo.
- DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. Fundamentos de engenharia geotécnica: 8. ed. São Paulo: Cengage Learning Edições Ltda, 2014. 609 p. Tradução de: Noveritis do Brasil.
- DAS, Braja M.. Princípios de engenharia de fundações: 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2016. 360 p.
- FIORI, Alberto Pio. Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 576 p
- GERSCOVICH, Denise M. S. Estabilidade de Taludes: 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 192 p.
- HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. O.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. Fundações – Teoria e Prática: 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 758 p
- HEAD, K.H. Manual of soil laboratory testing: London: Pentech Press, 1982. Vol. 2, 412p.
- HEAD, K. H.; EPPS, R. Manual of Soil Laboratory testing: III ed. London: Pentech Press, 1986. V.3

- LAMBE, W.T., 1969, Soil Mechanics, John Wiley & Sons Inc., International Edition
- MAGALHÃES, P.S.G. Dinâmica de solos. In: CORTEZ, L.A.B. & MAGALHÃES, P.S.G., eds. Introdução à engenharia agrícola: 2.ed. Campinas, Universidade Estadual de Campinas, 1993. 393p. (Série Manuais)
- MARINHO, F. A. M. Investigação geotécnica para quê? In: IV Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (COBRAE), vol. 2. Salvador, 2005.
- MASSAD, Faïçal. Mecânica dos solos experimental: São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 288 p.
- PINTO, Carlos de Sousa. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas: 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 368 p.
- SCHNAID, F. Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: São Paulo: Editora Oficina de textos, 2000. 189p. ISBN: 978-8-57975-059-5.
- QUEIROZ, Rudney C. Geologia e geotécnica básica para engenharia: São Paulo: Blucher, 2016. 416 p.

APÊNDICE A

A.1 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO

A.1.1 AMOSTRA 01

A.1.1.1 Dados da amostra

- $\sigma_1 = 85,62 \text{ kPa}$;
- $\sigma_3 = 50,00 \text{ kPa}$;
- $\sigma'_1 = 46,62 \text{ kPa}$;
- $\sigma'_3 = 11,00 \text{ kPa}$.

A.1.1.2 Equação 3.6 - Cálculo da Tensão desviadora.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)f \\ 85,62 &= 50 + (\Delta\sigma_d)f \\ (\Delta\sigma_d)f &= 85,62 - 50 \\ (\Delta\sigma_d)f &= \mathbf{35,62 \text{ kPa}}\end{aligned}$$

A.1.1.3 Equação 3.15 – Cálculo do ângulo de atrito não drenado adensado.

$$\begin{aligned}\phi &= \sin^{-1} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)} \\ \phi &= \sin^{-1} \frac{(85,62 - 50)}{(85,62 + 50)} \\ \phi &= \mathbf{15,22^\circ}\end{aligned}$$

A.1.1.4 Equação 3.14 – Cálculo da poropressão.

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma_1 - (\Delta u_d)f \\ 46,62 &= 85,62 - (\Delta u_d)f \\ (\Delta u_d)f &= 85,62 - 46,62 \\ (\Delta u_d)f &= \mathbf{39,00 \text{ kPa}}\end{aligned}$$

A.1.1.5 Equação 3.16 – Cálculo do ângulo de atrito drenado.

$$\begin{aligned}\phi' &= \sin^{-1} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3) - 2 * (\Delta u_d)f} \\ \phi' &= \sin^{-1} \frac{(85,62 - 50)}{(85,62 + 50) - 2 * (39)} \\ \phi' &= \mathbf{38,18^\circ}\end{aligned}$$

A.1.1.6 Equação 3.5 – Cálculo da inclinação do plano total e efetivo respectivamente.

$$\phi = 2 * (\alpha - 45^\circ)$$

$$\alpha = \frac{\phi}{2} + 45^\circ$$

$$\alpha = \frac{15,227}{2} + 45^\circ$$

$$\alpha = 52,61^\circ$$

$$\phi' = 2 * (\alpha' - 45^\circ)$$

$$\alpha' = \frac{\phi'}{2} + 45^\circ$$

$$\alpha' = \frac{38,184}{2} + 45^\circ$$

$$\alpha' = 64,09^\circ$$

A.1.1.7 Equação 3.1 – Cálculo da tensão normal total e efetiva respectivamente

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \cos(2 * (\alpha))$$

$$\sigma = \frac{85,62 + 50}{2} + \frac{85,62 - 50}{2} * \cos(2 * (52,614))$$

$$\sigma = 63,13 \text{ kPa}$$

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \cos(2 * (\alpha'))$$

$$\sigma' = \frac{46,62 + 11}{2} + \frac{46,62 - 11}{2} * \cos(2 * (64,09))$$

$$\sigma' = 17,80 \text{ kPa}$$

A.1.1.8 Equação 3.2 – Cálculo da tensão cisalhante total e efetiva respectivamente.

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \sin(2 * (\alpha))$$

$$\tau = \frac{85,62 - 50}{2} * \sin(2 * (52,614))$$

$$\tau = 17,18 \text{ kPa}$$

$$\tau' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \sin(2 * (\alpha'))$$

$$\tau' = \frac{46,62 - 11}{2} * \sin(2 * (64,09))$$

$$\tau' = 13,99 \text{ kPa}$$

A.1.1.9 Equação 3.4 – Cálculo da coesão do solo total e efetiva respectivamente.

$$\tau = c + \sigma * \tan(\phi)$$

$$17,185 = c + 63,13 * \tan(15,227)$$

$$c = 0,00 \text{ kPa}$$

$$\tau' = c' + \sigma' * \tan(\phi')$$

$$13,99 = c' + 17,801 * \tan(38,184)$$

$$c' = 0,00 \text{ kPa}$$

A.1.2 AMOSTRA 02

A.1.2.1 Dados da amostra.

- $\sigma_1 = 266,15 \text{ kPa}$;
- $\sigma_3 = 150,00 \text{ kPa}$;
- $\sigma'_1 = 140,15 \text{ kPa}$;
- $\sigma'_3 = 24,00 \text{ kPa}$.

A.1.2.2 Equação 3.6 – Cálculo da tensão desviadora.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)f$$

$$266,15 = 150 + (\Delta\sigma_d)f$$

$$(\Delta\sigma_d)f = 266,15 - 150$$

$$(\Delta\sigma_d)f = 116,15 \text{ kPa}$$

A.1.2.3 Equação 3.15 – Cálculo do ângulo de atrito não drenado adensado.

$$\phi = \sin^{-1} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)}$$

$$\phi = \sin^{-1} \frac{(266,15 - 150)}{(266,15 + 150)}$$

$$\phi = 16,20^\circ$$

A.1.2.4 Equação 3.14 – Cálculo da poropressão.

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma_1 - (\Delta u_d)f \\ 140,15 &= 266,15 - (\Delta u_d)f \\ (\Delta u_d)f &= 266,15 - 140,15 \\ (\Delta u_d)f &= \mathbf{126,00 \text{ kPa}}\end{aligned}$$

A.1.2.5 Equação 3.16 – Cálculo do ângulo de atrito drenado.

$$\begin{aligned}\phi' &= \sin^{-1} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3) - 2 * (\Delta u_d)f} \\ \phi' &= \sin^{-1} \frac{(266,15 - 250)}{(226,15 + 150) - 2 * (126)} \\ \phi' &= \mathbf{45,03^\circ}\end{aligned}$$

A.1.2.6 Equação 3.5 – Cálculo da inclinação do plano total e efetivo respectivamente.

$$\begin{aligned}\phi &= 2 * (\alpha - 45^\circ) \\ \alpha &= \frac{\phi}{2} + 45^\circ \\ \alpha &= \frac{16,207}{2} + 45^\circ \\ \alpha &= \mathbf{53,10^\circ}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi' &= 2 * (\alpha' - 45^\circ) \\ \alpha' &= \frac{\phi'}{2} + 45^\circ \\ \alpha' &= \frac{45,038}{2} + 45^\circ \\ \alpha' &= \mathbf{67,51^\circ}\end{aligned}$$

A.1.2.7 Equação 3.1 – Cálculo da tensão normal total e efetiva respectivamente.

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \cos(2 * (\alpha)) \\ \sigma &= \frac{266,15 + 150}{2} + \frac{266,15 - 150}{2} * \cos(2 * (53,104)) \\ \sigma &= \mathbf{191,86 \text{ kPa}}\end{aligned}$$

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \cos(2 * (\alpha'))$$

$$\sigma' = \frac{140,15 + 24}{2} + \frac{140,15 - 24}{2} * \cos(2 * (67,519))$$

$$\sigma' = 40,98 \text{ kPa}$$

A.1.2.8 Equação 3.2 – Cálculo da tensão cisalhante total e efetiva respectivamente.

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \sin(2 * (\alpha))$$

$$\tau = \frac{266,15 - 150}{2} * \sin(2 * (53,104))$$

$$\tau = 55,76 \text{ kPa}$$

$$\tau' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \sin(2 * (\alpha'))$$

$$\tau' = \frac{140,15 - 24}{2} * \sin(2 * (67,519))$$

$$\tau' = 41,03 \text{ kPa}$$

A.1.2.9 Equação 3.4 – Cálculo da coesão do solo total e efetiva respectivamente.

$$\tau = c + \sigma * \tan(\phi)$$

$$55,766 = c + 191,864 * \tan(16,207)$$

$$c = 0,00 \text{ kPa}$$

$$\tau' = c' + \sigma' * \tan(\phi')$$

$$41,038 = c' + 40,982 * \tan(45,038)$$

$$c' = 0,00 \text{ kPa}$$

A.1.3 AMOSTRA 03

A.1.3.1 Dados da amostra.

- $\sigma_1 = 476,55 \text{ kPa}$;
- $\sigma_3 = 300,00 \text{ kPa}$;
- $\sigma'_1 = 211,55 \text{ kPa}$;
- $\sigma'_3 = 35,00 \text{ kPa}$.

A.1.3.2 Equação 3.6 - Cálculo da Tensão desviadora.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)f \\ 476,55 &= 300 + (\Delta\sigma_d)f \\ (\Delta\sigma_d)f &= 476,55 - 300 \\ (\Delta\sigma_d)f &= \mathbf{176,55 \text{ kPa}}\end{aligned}$$

A.1.3.3 Equação 3.15 – Cálculo do ângulo de atrito não drenado adensado.

$$\begin{aligned}\phi &= \sin^{-1} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)} \\ \phi &= \sin^{-1} \frac{(476,55 - 300)}{(476,55 + 300)} \\ \phi &= \mathbf{13,14^\circ}\end{aligned}$$

A.1.3.4 Equação 3.14 – Cálculo da poropressão.

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma_1 - (\Delta u_d)f \\ 211,55 &= 476,55 - (\Delta u_d)f \\ (\Delta u_d)f &= 476,55 - 211,55 \\ (\Delta u_d)f &= \mathbf{265,00 \text{ kPa}}\end{aligned}$$

A.1.3.5 Equação 3.16 – Cálculo do ângulo de atrito drenado.

$$\begin{aligned}\phi' &= \sin^{-1} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3) - 2 * (\Delta u_d)f} \\ \phi &= \sin^{-1} \frac{(266,15 - 250)}{(226,15 + 150) - 2 * (265)} \\ \phi &= \mathbf{45,73^\circ}\end{aligned}$$

A.1.3.6 Equação 3.5 – Cálculo da inclinação do plano total e efetivo respectivamente.

$$\begin{aligned}\phi &= 2 * (\alpha - 45^\circ) \\ \alpha &= \frac{\phi}{2} + 45^\circ \\ \alpha &= \frac{131,41}{2} + 45^\circ \\ \alpha &= \mathbf{51,57^\circ}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi' &= 2 * (\alpha' - 45^\circ) \\ \alpha' &= \frac{\phi'}{2} + 45^\circ\end{aligned}$$

$$\alpha' = \frac{45,732}{2} + 45^\circ$$

$$\alpha' = 67,86^\circ$$

A.1.3.7 Equação 3.1 – Cálculo da tensão normal total e efetiva respectivamente.

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \cos(2 * (\alpha))$$

$$\sigma = \frac{476,55 + 300}{2} + \frac{476,55 - 300}{2} * \cos(2 * (51,570))$$

$$\sigma = 368,20 \text{ kPa}$$

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \cos(2 * (\alpha'))$$

$$\sigma' = \frac{211,55 + 35}{2} + \frac{211,55 - 35}{2} * \cos(2 * (67,866))$$

$$\sigma' = 60,06 \text{ kPa}$$

A.1.3.8 Equação 3.2 – Cálculo da tensão cisalhante total e efetiva respectivamente.

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \sin(2 * (\alpha))$$

$$\tau = \frac{476,55 - 300}{2} * \sin(2 * (51,570))$$

$$\tau = 85,94 \text{ kPa}$$

$$\tau' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \sin(2 * (\alpha'))$$

$$\tau' = \frac{211,55 - 35}{2} * \sin(2 * (67,866))$$

$$\tau' = 61,61 \text{ kPa}$$

A.1.3.9 Equação 3.4 – Cálculo da coesão do solo e efetiva respectivamente.

$$\tau = c + \sigma * \tan(\phi)$$

$$85,946 = c + 368,207 * \tan(13,141)$$

$$c = 0,00 \text{ kPa}$$

$$\tau' = c' + \sigma' * \tan(\phi')$$

$$61,617 = c' + 60,063 * \tan(45,732)$$

$$c' = 0,00 \text{ kPa}$$

A.1.4 AMOSTRA 04

A.1.4.1 Dados da amostra.

- $\sigma_1 = 726,03 \text{ kPa}$;
- $\sigma_3 = 400,00 \text{ kPa}$;
- $\sigma'_1 = 375,03 \text{ kPa}$;
- $\sigma'_3 = 49,00 \text{ kPa}$.

A.1.4.2 Equação 3.6 - Cálculo da Tensão desviadora.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)f \\ 726,03 &= 400 + (\Delta\sigma_d)f \\ (\Delta\sigma_d)f &= 726,03 - 400 \\ (\Delta\sigma_d)f &= \mathbf{326,03 \text{ kPa}}\end{aligned}$$

A.1.4.3 Equação 3.15 – Cálculo do ângulo de atrito não drenado adensado.

$$\begin{aligned}\phi &= \sin^{-1} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)} \\ \phi &= \sin^{-1} \frac{(726,03 - 400)}{(726,03 + 400)} \\ \phi &= \mathbf{16,83^\circ}\end{aligned}$$

A.1.4.4 Equação 3.14 – Cálculo da poropressão.

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma_1 - (\Delta u_d)f \\ 375,03 &= 726,03 - (\Delta u_d)f \\ (\Delta u_d)f &= 726,03 - 375,03 \\ (\Delta u_d)f &= \mathbf{351,00 \text{ kPa}}\end{aligned}$$

A.1.4.5 Equação 3.16 – Cálculo do ângulo de atrito drenado.

$$\begin{aligned}\phi' &= \sin^{-1} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3) - 2 * (\Delta u_d)f} \\ \phi' &= \sin^{-1} \frac{(726,03 - 400)}{(726,03 + 400) - 2 * (351)} \\ \phi' &= \mathbf{50,25^\circ}\end{aligned}$$

A.1.4.6 Equação 3.5 – Cálculo da inclinação do plano total e efetivo respectivamente.

$$\phi = 2 * (\alpha - 45^\circ)$$

$$\alpha = \frac{\phi}{2} + 45^\circ$$

$$45^\circ$$

$$\alpha = \frac{16,830}{2} + 45^\circ$$

$$\alpha = 53,41^\circ$$

$$\phi' = 2 * (\alpha' - 45^\circ)$$

$$\alpha' = \frac{\phi}{2} + 45^\circ$$

$$\alpha' = \frac{50,254}{2} + 45^\circ$$

$$\alpha' = 70,12^\circ$$

A.1.4.7 Equação 3.1 – Cálculo da tensão normal total e efetiva respectivamente.

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \cos(2 * (\alpha))$$

$$\sigma = \frac{726,03 + 400}{2} + \frac{726,03 - 400}{2} * \cos(2 * (53,415))$$

$$\sigma = 515,81 \text{ kPa}$$

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \cos(2 * (\alpha'))$$

$$\sigma' = \frac{375,03 + 49}{2} + \frac{375,03 - 49}{2} * \cos(2 * (70,127))$$

$$\sigma' = 86,67 \text{ kPa}$$

A.1.4.8 Equação 3.2 – Cálculo da tensão cisalhante total e efetiva respectivamente.

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \sin(2 * (\alpha))$$

$$\tau = \frac{726,03 - 400}{2} * \sin(2 * (53,415))$$

$$\tau = 156,03 \text{ kPa}$$

$$\tau' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \sin(2 * (\alpha'))$$

$$\tau' = \frac{375,03 - 49}{2} * \sin(2 * (70,127))$$

$$\tau' = 104,22 \text{ kPa}$$

A.1.4.9 Equação 3.4 – Cálculo da coesão do solo e efetiva respectivamente.

$$\tau = c + \sigma * \tan(\phi)$$

$$156,033 = c + 515,816 * \tan(16,830)$$

$$c = 0,00 \text{ kPa}$$

$$\tau' = c' + \sigma' * \tan(\phi')$$

$$104,229 = c' + 86,674 * \tan(50,254)$$

$$c' = 0,00 \text{ kPa}$$

A.2 CAPACIDADES DE CARGAS DO SOLO

A.2.1 AMOSTRA 01

A.2.1.1 Dados da amostra

- $c' = 0,00 \text{ kPa}$;
- $\phi' = 38,18^\circ$;
- $\gamma = 12,567 \text{ kN/m}^3$;
- $N_c = 85,97$;
- $N_q = 70,61$;
- $N_\gamma = 95,03$;
- $B = 2 \text{ metros}$;
- $F_s = 3$.

A.2.1.2 Equação 3.18 - Capacidade de carga última no solo

$$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 0 * 85,97 + (12,567 * 1,5) * 70,61 + 0,4 * 12,567 * 2 * 95,03$$

$$q_u = 2.286,428 \text{ kN/m}^2$$

A.2.1.3 Equação 3.19 - Carga admissível por área específica da fundação

$$q_{total} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$q_{total} = \frac{2286,428}{3}$$

$$q_{total} = 762,142 \text{ kN/m}^2$$

A.2.1.4 Equação 3.21 - Carga bruta admissível total

$$Q = q_{total} * (B)^2$$

$$Q = 762,142 * (2)^2$$

$$Q = 3.048,569 \text{ kN}$$

A.2.2 Amostra 02

A.2.2.1 Dados da amostra

- $c' = 0,00 \text{ kPa}$;
- $\phi' = 45,04^\circ$;
- $\gamma = 12,812 \text{ kN/m}^3$;
- $N_c = 172,28$;
- $N_q = 173,28$;
- $N_\gamma = 325,34$;
- $B = 2 \text{ metros}$;
- $F_s = 3$.

A.2.2.2 Equação 3.18 - Capacidade de carga última no solo

$$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 0 * 172,28 + (12,812 * 1,5) * 173,28 + 0,4 * 12,812 * 2 * 325,34$$

$$q_u = 6.664,699 \text{ kN/m}^2$$

A.2.2.3 Equação 3.19 - Carga admissível por área específica da fundação

$$q_{total} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$q_{total} = \frac{6,664}{3}$$

$$q_{total} = 2.221,566 \text{ kN/m}^2$$

A.2.2.4 Equação 3.21 - Carga bruta admissível total

$$Q = q_{total} * (B)^2$$

$$Q = 2,222 * (2)^2$$

$$Q = 3048,569 \text{ kPa}$$

$$Q = 8.886,266 \text{ kN}$$

A.2.3 Amostra 03

A.2.3.1 Dados da amostra

- $c' = 0,00 \text{ kPa}$;
- $\phi' = 45,73^\circ$;
- $\gamma = 12,291 \text{ Kn/m}^3$;
- $N_c = 196,22$;
- $N_q = 204,19$;
- $N_\gamma = 407,11$;
- $B = 2 \text{ metros}$;
- $F_s = 3$.

A.2.3.2 Equação 3.18 - Capacidade de carga última no solo

$$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 0 * 196,22 + (12,291 * 1,5) * 204,19 + 0,4 * 12,291 * 2 * 407,11$$

$$q_u = 7.767,580 \text{ kN/m}^2$$

A.2.3.3 Equação 3.19 - Carga admissível por área específica da fundação

$$q_{total} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$q_{total} = \frac{7.767,580}{3}$$

$$q_{total} = 2.589,193 \text{ kN/m}^2$$

A.2.3.4 Equação 3.21 - Carga bruta admissível total

$$Q = q_{total} * (B)^2$$

$$Q = 2.589,193 * (2)^2$$

$$Q = 10.356,77 \text{ kN}$$

A.2.4 Amostra 04

A.2.4.1 Dados da amostra

- $c' = 0,00 \text{ kPa}$;
- $\phi' = 50,25^\circ$;
- $\gamma = 12,576 \text{ Kn/m}^3$;
- $N_c = 347,50$;
- $N_q = 415,14$;
- $N_\gamma = 1.072,80$;
- $B = 2 \text{ metros}$;
- $F_s = 3$.

A.2.4.2 Equação 3.18 - Capacidade de carga última no solo

$$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 0 * 347,50 + (12,576 * 1,5) * 415,14 + 0,4 * 12,576 * 2 * 1072,80$$

$$q_u = 18.624,427 \text{ kN/m}^2$$

A.2.4.3 Equação 3.19 - Carga admissível por área específica da fundação

$$q_{total} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$q_{total} = \frac{18,624}{3}$$

$$q_{total} = 6.208,142 \text{ kN/m}^2$$

A.2.4.4 Equação 3.21 - Carga bruta admissível total

$$Q = q_{total} * (B)^2$$

$$Q = 2,208 * (2)^2$$

$$Q = 24.832,569 \text{ kN}$$