



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

BRUNA NAIANE ALEXANDRINO SANTOS

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E COEFICIENTE DE
EMPUXO NO REPOUSO DURANTE A INUNDAÇÃO EM SOLO COLAPSÍVEL DE
PETROLINA - PE**

Recife

2018

BRUNA NAIANE ALEXANDRINO SANTOS

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E COEFICIENTE DE
EMPUXO NO REPOUSO DURANTE A INUNDAÇÃO EM SOLO COLAPSÍVEL DE
PETROLINA-PE**

Dissertação submetida ao corpo docente da coordenação do Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo
Ferreira.

Recife

2018

Catálogo na fonte
Biblioteca Margareth Malta, CRB-4 / 1198

S237a	Santos, Bruna Naiane Alexandrino. Análise da resistência ao cisalhamento e coeficiente de empuxo no repouso durante a inundação em solo colapsível de Petrolina - PE / Bruna Naiane Alexandrino Santos. – 2018. 126 folhas, il., gráfs., tabs. Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018. Inclui Referências e Apêndices. 1. Engenharia Civil. 2. Solos colapsíveis. 3. Inundação. 4. Resistência ao cisalhamento. 5. Coeficiente de empuxo no repouso. I. Ferreira, Silvio Romero de Melo. (Orientador). II. Título. UFPE 624 CDD (22. ed.) BCTG/2018-278
-------	--

BRUNA NAIANE ALEXANDRINO SANTOS

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E COEFICIENTE DE
EMPUXO NO REPOUSO DURANTE A INUNDAÇÃO EM SOLO COLAPSÍVEL DE
PETROLINA - PE**

Área de concentração: Geotecnia

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil

Aprovada em: 03 / 07 / 2018

Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira - UFPE
(Orientador)

Prof^a. Dr^a Maria Isabela Marques Vieira Bello- UFPE
(Examinadora Externa)

Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira - UNICAP
(Examinador Externo)

Aos meus pais, Rita e Manoel (Ademir).

Ao meu irmão, Pedro Augusto.

AGRADECIMENTOS

À Deus que tem me guiado e abençoado em todas as etapas da minha vida.

Aos meus pais, Rita e Manoel (Ademir), meu infinito agradecimento. Pelo apoio e confiança em minhas escolhas e por me incentivarem a alcançar meus objetivos.

Ao meu irmão caçula, Pedro Augusto por me inspirar a ser uma pessoa melhor.

Ao meu tio, Edson Mauro por ser um espelho como profissional e me ajudar nos mais diversos momentos.

Aos meus amigos e companheiros de vida, Gabriella, Vitor, Yana e Yasmin por compreenderem minha ausência e me darem suporte, mesmo que à distância.

Ao meu primo Déreck pela companhia e companheirismo.

Aos meus grandes amigos da UFPE, Andrea, Camila, Santiago, Celene, Graciane, Higo, Fred, Jaily, Rebeca, Bruna Lira, Isabel pelos fins de semana de estudo, pela ajuda mútua, pelos incentivos e por me ajudarem a tornar essa jornada possível e mais agradável.

Aos meus professores de graduação, Tatiana pelo estímulo de seguir pela carreira acadêmica e Itamar pelo incentivo para escolher a área de Geotecnia.

Meu muitíssimo obrigado ao meu orientador Silvio Romero pelo estímulo, incentivo, compreensão e apoio em todas as fases do mestrado.

À professora Cecília e à doutoranda Katia por ter cedido a célula edométrica e o programa que foram utilizados nos ensaios para obtenção do K_0 e por todo suporte.

Aos alunos de iniciação científica, Gustavo e Aldo, por colaborarem em alguns dos ensaios com disponibilidade e dedicação.

Aos técnicos do laboratório de solos, em especial Guttemberg por toda ajuda e orientação nos ensaios realizados.

Ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFPE e aos professores da área de Geotecnia, pela atenção recebida, oportunidade e conhecimentos transmitidos.

Agradeço imensamente aos professores Isabela e Joaquim por aceitarem o convite para fazer parte da banca de defesa, mesmo em um prazo tão curto. É uma honra poder contar com a participação de vocês.

E a todas as pessoas que, de alguma forma, colaboraram para a realização e conclusão deste trabalho, meus sinceros agradecimentos!

RESUMO

Os solos colapsíveis apresentam comportamento geomecânico complexo ao sofrerem aumento de umidade, além da sua variação brusca de volume, processos de infiltração e umedecimento modificam também o estado de tensões atuante no solo e alteram a resistência ao cisalhamento. A análise do comportamento deste tipo de solo através de técnicas de ensaios que simulem as condições a qual será submetido pode indicar a condição mais crítica de estabilidade. O presente trabalho avalia a variação da resistência ao cisalhamento e do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) devido a infiltração da água em um solo colapsível, de um conjunto habitacional no município de Petrolina – PE. A resistência foi avaliada através de ensaios de cisalhamento direto em amostras deformadas moldadas estaticamente nas umidades de 0,3% (natural), 4,0% e 9,0% (umidade ótima) com graus de compactação de 80%, 85% e 100%; em três diferentes condições: sem inundação; com inundação prévia e quando a inundação ocorreu em momento próximo a tensão de ruptura. A análise da variação do coeficiente de empuxo no repouso se deu por meio de ensaios edométricos com medidas de tensões horizontais realizados em célula com anel semirrígido durante o carregamento, infiltração e colapso. Os maiores valores do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e os menores valores da resistência ao cisalhamento ocorreram durante o processo de inundação, principalmente nos corpos de prova moldados na umidade natural, caracterizando-se como momento de maior instabilidade, ao passo em que se aumenta a umidade e grau de compactação, estes efeitos se reduzem até o ponto onde a inundação em nada altera os parâmetros de resistência. A redução no ângulo de atrito do solo foi de até 48 %, a coesão se anula e o aumento do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) atinge 53,1%. O momento do aumento de umidade no solo colapsível é mais crítico do que a situação onde ele já se encontra saturado e já se reestruturou, recuperando parte da sua resistência.

Palavras-chave: Solos colapsíveis. Inundação. Resistência ao cisalhamento. Coeficiente de empuxo no repouso.

ABSTRACT

The collapsible soils present a complex geomechanical behavior when they undergo increased moisture, in addition to their abrupt volume variation, infiltration and wetting processes also modify the stress condition acting on the soil and alter the shear strength. The analysis of the behavior of this type of soil by means of test techniques that simulate the conditions to which it will be submitted can indicate the most critical condition of stability. This study evaluates the variation of the shear strength and the coefficient of at rest earth pressure (K_0) due to the infiltration of the water in a collapsible soil of a housing complex in the city of Petrolina - PE. Shear strength was evaluated by direct shear tests on deformed samples statically molded at 0.3% (natural), 4.0% and 9.0% (optimum moisture content) moisture with degrees of compaction of 80%, 85% and 100%; in three different conditions: without flooding; with previous flood and when the flood occurred at a time close to the rupture stress. The analysis of the variation of the coefficient of at rest earth pressure was carried out by means of edometric tests with measurements of horizontal stresses performed in a semirigid ring cell during loading, infiltration and collapse. The higher values of the coefficient of at rest earth pressure (K_0) and the lower values of the shear strength occurred during the flooding process, especially in the molded samples in the natural humidity, characterizing the moment of greater instability, while increases the humidity and degree of compaction, these effects are reduced to the point where the flood does not change the parameters of resistance. The reduction in the angle of friction of the soil was 48%, the cohesion cancels out and the increase of the coefficient of at rest earth pressure (K_0) is up to 53.1%.

Keywords: Collapsible soils. Flooding. Shear strength. Coefficient of at rest earth pressure.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Modelos de estruturas instáveis de solos colapsíveis.	21
Figura 2 - Padrões de partículas nos solos colapsíveis: (a) de grão primário; (b) grão primário revestido por argilas ou carbonato de cálcio; (c) agregado; (d) de produto coagulado; (e) elemento de microestrutura.	22
Figura 3 - Imagens de MEV de solo colapsível (a) de Malan e (b) de Lishi, na China	22
Figura 4 - Variação volumétrica devido à inundação em solos colapsíveis.....	23
Figura 5 - Solos colapsíveis estudados no Brasil	24
Figura 6 - Esquema do ensaio de cisalhamento direto	35
Figura 7 - Curvas típicas de areias em ensaios de cisalhamento direto.....	37
Figura 8 - Possíveis formas para as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal e critérios de ruptura propostos	39
Figura 9 - Ilustração da célula edométrica, composta por (a) parte superior, (b) parte inferior, (c) cilindro de confinamento da amostra e (d) pistão para aplicação da carga.....	48
Figura 10 - Carta de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis com base na geologia, pedologia e clima.....	50
Figura 11 - Perfil de sondagem e NSPT do solo de Petrolina	51
Figura 12 - Caracterização física do solo: a) distribuição granulométrica e b) curvas de compactação e saturação.	52
Figura 13 - Resultados dos ensaios Edométricos Simples e Duplos.	53
Figura 14 - Curvas de deformação volumétrica específica e do potencial de colapso com a tensão vertical aplicada obtida através de ensaios de laboratório e de campo.	53
Figura 15 - Variação do potencial de colapso com acréscimo de RCC	54
Figura 16 – Resistência de ponta com a profundidade: a) umidade natural e b) inundado.....	55
Figura 17 - Curvas de deflexões individuais para o solo: a) no estado natural e b) inundado .	55
Figura 18 - Microestrutura do solo a) antes e b) após o colapso.	56
Figura 19 - Potencial de Colapso das amostras com mesma umidade e diferentes graus de compactação	56
Figura 20 - Variação da resistência de ponta com a profundidade.....	57
Figura 21 - Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal com diferentes umidades	57

Figura 22 - Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação até a tensão de 40 kPa: a) $\Delta_H \times t$ (log) - carregamento, b) $K_0 \times t$ (log) - carregamento, c) $\sigma_H \times t$ (log) – inundação, d) $K_0 \times t$ (log) – inundação	58
Figura 23 - Relação entre a tensão horizontal e a vertical nas fases de carregamento e inundação na tensão de 160 kPa.	59
Figura 24 – K_0 calculado por correlações na condição natural e inundada.....	60
Figura 25 - Ensaio de cisalhamento direto em andamento.....	65
Figura 26 - Esquema do ensaio de Cisalhamento Direto inundado durante o Cisalhamento...	67
Figura 27 - Perfil simplificado da sapata em solo estudado.	68
Figura 28 - Célula Edométrica Modificada	69
Figura 29 - Preparação dos corpos de prova do ensaio edométrico com leitura das tensões horizontais	70
Figura 30 - Célula Edométrica utilizada na pesquisa.	70
Figura 31 - Leituras das tensões durante o ensaio.	71
Figura 32 - Caracterização Física do Solo: a) Distribuição granulométrica e b) Curvas de compactação e saturação.	73
Figura 33 - Série 1 - Umidade Natural e Grau de Compactação = 80%: Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: a) e c) umidade constante e b) e d) Inundado Previamente.....	78
Figura 34 - Série 2 - Umidade Natural e Grau de Compactação = 85%: Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: a) e c) umidade constante e b) e d) Inundado Previamente.....	79
Figura 35 - Série 3 - Umidade = 4% e Grau de Compactação = 80%: Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: a) e c) umidade constante e b) e d) Inundado Previamente.	80
Figura 36 - Série 4 - Umidade = 4% e Grau de Compactação = 85%: Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: a) e c) umidade constante e b) e d) Inundado Previamente.	81
Figura 37 - Série 5 - Umidade = 9% e Grau de Compactação = 100%: Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal	

obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: a) e c) umidade constante e b) e d) Inundado Previamente.	82
Figura 38 - Envoltórias de Resistência obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: Umidade Constante e Inundado Previamente: a) Série 1; b) Série 2; c) Série 3; d) Série 4; e) Série 5	84
Figura 39 - Variação da Coesão e do Angulo de Atrito em relação à variação de Umidade e Grau de Compactação.....	85
Figura 40 - Série 1 - :Umidade Natural e Grau de Compactação 80% - Curvas: a) Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e b) Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento.	87
Figura 41 - Série 2:Umidade Natural e Grau de Compactação 85% - Curvas: a) Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e b) Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento.	87
Figura 42 - Série 3:Umidade 4% e Grau de Compactação 80% - Curvas: a) Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e b) Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento.	88
Figura 43 - Série 4:Umidade 4% e Grau de Compactação 85% - Curvas: a) Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e b) Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento.	88
Figura 44 - Série 5: Umidade Ótima e Grau de Compactação Máximo - Curvas: a) Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e b) Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento.	89
Figura 45 – Variação esquemática da estrutura do solo no ensaio com inundação durante o cisalhamento.	89
Figura 46 - Envoltórias de Resistência obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundado Durante o Cisalhamento: a) Série 1; b) Série 2; c) Série 3; d) Série 4.	94
Figura 47 - Variação da Coesão e do Angulo de Atrito em relação à variação de Umidade e Grau de Compactação.....	95
Figura 48 – Variação da: a) Capacidade de Carga e b) Tensão Admissível do solo nos ensaios convencionais	97

Figura 49 – Variação da: a) Capacidade de Carga e Tensão Admissível do solo nos ensaios com Inundação Durante o Cisalhamento.....	97
Figura 50 - Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação para a tensão final de 20 kPa: σ_H X tempo (log) a) carregamento, b) inundação; K_0 X tempo (log) c) carregamento, d) inundação.....	99
Figura 51 - Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação para a tensão final de 80 kPa: σ_H X tempo (log) a) carregamento, b) inundação; K_0 X tempo (log) c) carregamento, d) inundação.....	100
Figura 52 - Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação para a tensão final de 160 kPa: σ_H X tempo (log) a) carregamento, b) inundação; K_0 X tempo (log) c) carregamento, d) inundação.....	101
Figura 53 - Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação para a tensão final de 320 kPa: σ_H X tempo (log) a) carregamento, b) inundação; K_0 X tempo (log) c) carregamento, d) inundação.....	102
Figura 54 - Variação da tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso com o acréscimo de tensão vertical na fase de carregamento e em 3 momentos da inundação: a) σ_H x σ_V , b) K_0 x σ_V para ensaio de 20 kPa.....	103
Figura 55 - Variação da tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso com o acréscimo de tensão vertical na fase de carregamento e em 3 momentos da inundação: a) σ_H x σ_V , b) K_0 x σ_V para ensaio de 80 kPa.....	104
Figura 56 - Variação da tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso com o acréscimo de tensão vertical na fase de carregamento e em 3 momentos da inundação: a) σ_H x σ_V , b) K_0 x σ_V para ensaio de 160 kPa.....	104
Figura 57 - Variação da tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso com o acréscimo de tensão vertical na fase de carregamento e em 3 momentos da inundação: a) σ_H x σ_V , b) K_0 x σ_V para ensaio de 320 kPa.....	105
Figura 58 – Comparação do K_0 calculado por correlações empíricas e obtido em laboratório para 3 momentos.....	107
Figura 59 - Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de a) carregamento e b) inundação na tensão de 20 kPa.....	108

Figura 60 - Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de a) carregamento e b) inundação na tensão de 80 kPa.	108
Figura 61 - Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de a) carregamento e b) inundação na tensão de 160 kPa.	109
Figura 62 - Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de a) carregamento e b) inundação na tensão de 320 kPa.	109

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Métodos diretos e indiretos de identificação de solos colapsíveis	25
Tabela 2 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (200 kPa).	26
Tabela 3 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (300 kPa).	27
Tabela 4 - Formulações propostas por diversos autores para tensões efetivas em solos não saturados	32
Tabela 5 - Correlações empíricas do coeficiente de empuxo no repouso, K_0	44
Tabela 6 - Estudos realizados no solo	51
Tabela 7 – K_0 obtidos no final de cada estágio de tensão aplicada no carregamento e na fase de inundação.....	58
Tabela 8 – Principais resultados obtidos no solo.....	61
Tabela 9 - Esquema de ensaios de cisalhamento direto.....	64
Tabela 10 – Condição dos corpos de prova.....	69
Tabela 11 - Comportamento do solo com curva de compactação de um pico e meio	73
Tabela 12 - Caracterização Química do solo.....	74
Tabela 13 - Percentuais de óxidos no solo.	74
Tabela 14 - Parâmetros e comportamentos dos corpos de prova nos ensaios de cisalhamento direto.....	76
Tabela 15 - Critérios de ruptura adotados para cada Série de ensaios.	82
Tabela 16 - Variação de Tensão, Potencial e Classificação de Colapso para os corpos de prova ensaiados.....	91
Tabela 17 - Parâmetros de resistência do solo nos diferentes momentos do ensaio com inundação durante o cisalhamento.....	92
Tabela 18 - Tipo de ruptura, capacidade de carga e tensão admissível para cada condição de ensaio.....	96
Tabela 19 - K_0 obtidos no final de cada estágio de tensão aplicada na fase de carregamento, calculado pela relação das tensões e nas fases B e C da inundação.	105
Tabela 20 - Resultados de K_0 através de correlações empíricas.....	106
Tabela A.1 – Condição inicial dos C.P.s dos ensaios de cisalhamento direto.....	123
Tabela B.1 – Condições dos C.P.s na ruptura e parâmetros de resistência dos ensaios convencionais.....	125
Tabela B.2 – Condições dos C.P.s na ruptura e parâmetros de resistência dos ensaios com inundação durante a ruptura.....	126

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Considerações iniciais.....	16
1.2	Justificativa	17
1.3	Objetivos.....	18
1.3.1	Objetivos gerais	18
1.3.2	Objetivos específicos.....	18
1.4	Estrutura da dissertação	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	Solos Colapsíveis.....	20
2.1.1	Conceitos iniciais.....	20
2.1.2	Mecanismos de Colapso	22
2.1.2	Locais de ocorrência.....	23
2.1.3	Métodos de identificação.....	24
2.1.4	Fundações em Solos Colapsíveis.....	27
2.2	Resistência ao Cisalhamento	29
2.2.1	Conceitos e Equações de Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados	29
2.2.2	Ensaio de Resistência ao Cisalhamento	35
2.2.3	Estimativa da capacidade de carga e tensão admissível	39
2.3	Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0).....	42
2.3.1	Conceitos iniciais.....	42
2.3.2	Determinação do Coeficiente de empuxo no repouso (K_0)	44
2.4	Solo de Petrolina	49
3	MATERIAIS E MÉTODOS	62
3.1	Caracterização Física	62
3.2	Caracterização Química.....	63
3.3	Preparação das Amostras e Corpos de Prova.....	63

3.4	Ensaio de Cisalhamento Direto.....	64
3.4.1	Ensaio de Cisalhamento Direto na Umidade Constante	66
3.4.2	Ensaio de Cisalhamento Direto Inundados Previamente	66
3.4.3	Ensaio de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento	67
3.4.4	Estimativa da capacidade de carga e tensão admissível	68
3.5	Ensaio Edométrico com Leitura de Tensões Horizontais	69
4	RESULTADOS E ANÁLISES	72
4.1	Caracterização Física	72
4.2	Caracterização Química.....	73
4.3	Ensaio de Cisalhamento Direto.....	75
4.3.1	Ensaio de Cisalhamento Direto Convencionais	75
4.3.2	Ensaio de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento	85
4.3.3	Estimativa da capacidade de carga e tensão admissível	95
4.4	Ensaio Edométrico.....	98
4.4.1	Variação da Tensão Horizontal e K_0 com o tempo	98
4.4.2	K_0 Através de Correlações Empíricas	106
4.4.3	Variação do Índice de Vazios.....	107
5	CONCLUSÕES.....	110
5.1	Síntese dos principais resultados e conclusões	110
5.2	Sugestões para futuras pesquisas	113
	REFERÊNCIAS	114
	APÊNDICE A - ÍNDICES FÍSICOS NAS CONDIÇÕES INICIAIS E FINAIS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	123
	APÊNDICE B - CONDIÇÕES DOS CORPOS DE PROVA NA RUPTURA E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	125

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Os Solos Não Saturados, sejam eles residuais, sedimentares, expansivos, colapsíveis, compactados, etc. são frequentemente encontrados na prática da engenharia, grande parte do território brasileiro situa-se em condições propícias para a formação desses solos. As variações de umidade, seja por ações da natureza ou antrópicas, causam significantes modificações no comportamento geomecânico dos solos não saturados.

Dentre os solos não saturados, há um que apresenta um comportamento específico ao variar sua umidade, sofrem um rearranjo brusco, reduzindo o seu volume, quando saturados com ou sem carga adicional, são os solos colapsíveis (CLEMENCE e FINBARR, 1981).

Os solos colapsíveis são encontrados em várias partes do mundo e são causa de diversos problemas de engenharia, causado danos como trincas; fissuras ou mesmo ruptura de casas, edifícios, reservatórios e canais, além de depressões em pavimentos rodoviários e aterros; e formação de superfície de escorregamento de taludes. Cintra (1998) relata um histórico de vários casos registrados na literatura brasileira e internacional.

O fenômeno do colapso em solos é um tema ainda recente na engenharia geotécnica e foi inicialmente se aprofundando, no sentido de avaliar o colapso com seus fatores de influência, técnicas de melhoramento do solo, com a utilização principalmente do ensaio edométrico de laboratório, a partir de trabalhos clássicos de Jennings e Knight (1957 e 1975) e Ferreira e Lacerda (1993). Estes últimos autores também apresentaram o Expansocolapsômetro, que mede, em campo, as deformações do solo submetido a um determinado estado de tensão, com controle de vazão e inundação, trazendo mais proximidades dos resultados ao encontrado nas condições reais do solo no momento da inundação, representando um grande avanço na área.

Ensaio para determinação dos parâmetros geotécnicos essenciais já têm sido utilizados levando em consideração a característica principal presente nos solos não saturados: a sucção, uma vez que o comportamento do solo se altera quando há o efeito da variação da poro pressão. Porém os solos colapsíveis apresentam um comportamento ainda mais específico, pois a sua estrutura metaestável é desfeita no momento em que há aumento de umidade, seguindo-se de certa reestruturação. Devido à essa especificidade ao serem inundados, é importante que se conheça a influência que o mecanismo de colapso tem em relação à parâmetros básicos do solo, como os de resistência ao cisalhamento, que é uma propriedade chave na engenharia geotécnica, em questões de capacidade de carga de fundações, empuxo de terra, estabilidade de taludes, etc.

1.2 Justificativa

As metodologias adotadas nos ensaios de cisalhamento direto convencionais, analisam a variação dos parâmetros no solo saturado, através de ensaios previamente inundados e no solo não saturado, através de ensaios em umidade e sucção pré-determinados, não sendo capaz de demonstrar o que ocorre no solo colapsível no momento em que sua estrutura é modificada.

Em Petrolina, município localizado no sertão pernambucano, foram detectados vários problemas em obras de engenharia associados à ocorrência de solos colapsíveis.

Silva (2003) elaborou um mapa de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis de Petrolina, cidade no sertão pernambucano, verificando que 50% dos solos superficiais do município possuem suscetibilidade alta ou média de serem colapsíveis. Diversos autores identificaram a ocorrência destes solos e associaram à problemas em obras de engenharia já construídas ou em construção no Conjunto Habitacional Massangana (CHM), onde foram construídas 1.200 casas, cerca de 50 % apresentaram problemas de fissuras e trincas (ARAGÃO E MELO, 1982); a ocorrência de solo colapsível na construção do Canal Pontal Azul (CPA) com cerca de 35 Km de extensão (FUCALE, 2000), e no Conjunto Habitacional Privê Village (CHPV), constituído por quatorze casas, onde oito delas apresentavam fissuras (SILVA, 2003).

Um caso mais recente é o do Conjunto Habitacional Nova Petrolina onde foi detectada a presença de uma areia colapsível e se iniciou uma sequência de estudos sobre o mesmo: Torres (2014) estudou a variação de volume e da resistência de ponta devido a inundação de através de ensaios de campo com Expansocolapsômetro e com os Penetrômetros Estático (PE) e Dinâmico (DPL). Santos Neto (2015) adicionou ao solo resíduos de construção civil em diferentes proporções visando a estabilização do solo. Borges (2016) analisou a influência da variação do Módulo de Elasticidade obtido com o Light Weight Deflectometer (LWD) com a inundação em campo. Veríssimo (2016) avaliou a influência da variação do grau de compactação e umidade na colapsibilidade e resistência de ponta do solo com e sem inundação e Freitas (2017) analisou o comportamento geomecânico do mesmo solo.

Esta dissertação dá seguimento aos estudos dos solos colapsíveis de Petrolina-PE, analisando a resistência e coeficiente de empuxo no repouso em amostras do solo moldadas em laboratório, utilizando-se metodologias e equipamentos específicos para avaliar a influência da inundação no comportamento do solo.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivos gerais

A pesquisa tem como objetivo geral avaliar a variação em laboratório da resistência ao cisalhamento e do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) imediatamente após a infiltração da água em um solo colapsível, de um conjunto habitacional no município de Petrolina – PE.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- realizar a caracterização Física e Química do solo;
- avaliar a variação da resistência ao cisalhamento através de ensaios de cisalhamento direto em amostras deformadas moldadas estaticamente em diferentes umidades e graus de compactação; em três diferentes condições: sem inundação; com inundação prévia e quando a inundação ocorreu em momento próximo a tensão de ruptura;
- estimar potenciais de colapso através da variação de altura do corpo de prova durante o processo de inundação;
- estimar a capacidade de carga e tensões admissíveis para o solo nas diferentes situações obtidas nos ensaios de cisalhamento direto;
- analisar o coeficiente de empuxo no repouso do solo e as tensões horizontais durante a inundação, juntamente com o comportamento da tensão horizontal e deformação com o tempo, durante o processo de carregamento, antes e após a inundação;
- avaliar o uso de correlações empíricas para cálculo do coeficiente de empuxo no repouso através dos resultados de cisalhamento direto.

1.4 Estrutura da dissertação

Na presente seção são apresentados as relevâncias do tema, as justificativas e os objetivos da pesquisa.

A seção 2 apresenta uma revisão bibliográfica que consta de: conceitos iniciais, mecanismos, locais de ocorrência, métodos de identificação e fundações em solos colapsíveis; conceitos, equações e ensaios de resistência ao cisalhamento e sobre a estimativa da capacidade de carga e tensões admissíveis do solo; conceituação e determinação do coeficiente de empuxo no repouso e uma síntese dos resultados do solo de Petrolina obtidos por trabalhos anteriores.

A seção 3 descreve os materiais e métodos utilizados para a obtenção da caracterização física e química, da resistência ao cisalhamento por meio de ensaio de cisalhamento direto, com três metodologias distintas, a estimativa da capacidade de cargas e tensões admissíveis, o coeficiente de empuxo no repouso e tensões horizontais por meio de ensaio de laboratório e correlações empíricas, bem como a preparação das amostras para os ensaios supracitados.

A seção 4 apresenta e discute os resultados encontrados.

A seção 5 apresenta as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Solos Colapsíveis

2.1.1 Conceitos iniciais

Certos solos não saturados exibem pequenas compressões quando encontram-se em sua umidade natural e são solicitados por cargas externas, porém a redução de volume é mais considerável quando há aumento do grau de saturação (FERREIRA, 1995).

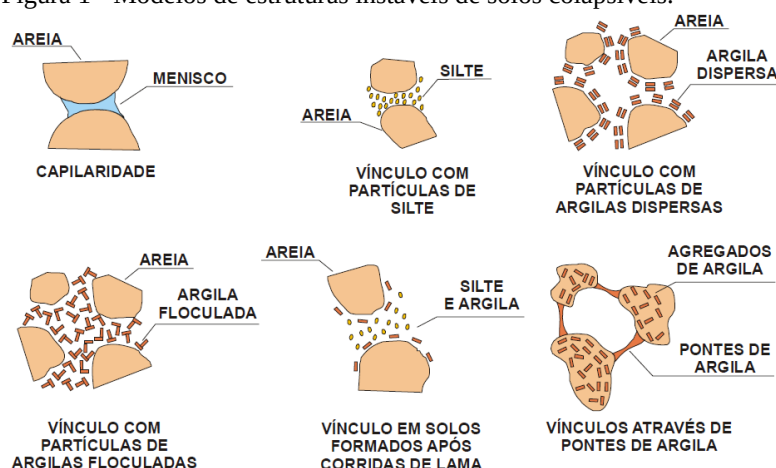
Em 1976, na Filadélfia, ocorreu uma convenção anual da American Society of Civil Engineers (ASCE) em que foi discutido o conceito dos solos colapsíveis, ou metaestáveis, na qual concluíram que estes são solos não saturados que sofrem um rearranjo brusco quando saturados com ou sem carga adicional (CLEMENCE e FINBARR, 1981).

Ferreira e Silva (2004) definem solos colapsíveis como solos “com estrutura porosa e partículas ligadas por pontes de argilas, colóides, óxidos de ferro, etc., que quando submetidos ou não a um aumento de tensão, seguido de decréscimo de sucção sofrem um rearranjo estrutural com redução de volume”.

Apesar da maioria dos autores tratarem de solos colapsíveis, independentemente do nível de tensão aplicado, Reginatto e Ferrero (1973) os dividem em: “solos verdadeiramente colapsíveis” que quando inundados não suportam o seu peso próprio e colapsam, e os “solos condicionados ao colapso”, que, quando inundados, suportam certos níveis de tensão e colapsam apenas se ultrapassarem uma tensão limite, para esses solos, o estado tensional influencia no comportamento colapsível.

Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981) apresentam modelos estruturais típicos de solos colapsíveis, onde indicam que a estrutura metaestável para solos constituídos de areia, é definida pelos vínculos mantidos através de capilaridade, ou em situações onde vínculos de argila sustentam as ligações entre os grãos.

Figura 1 - Modelos de estruturas instáveis de solos colapsíveis.



Fonte: Adaptado de Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981) apud Ferreira (1995)

Barden et al. (1973) relaciona o colapso estrutural de solos tropicais não saturados à perda da sucção mátrica e ao rompimento das cimentações entre partículas ou entre agregados, quando se saturam. Este mesmo autor afirma que a intensidade e velocidade do recalque irá depender do agente responsável pela ligação entre os grãos do solo, haja vista que quando são mantidas por sucção capilar, a perda de resistência será quase que imediata; já em casos de ligações por pontes de argila, há menos velocidade e em casos de cimentação química a redução da resistência pode ocorrer de forma muito lenta.

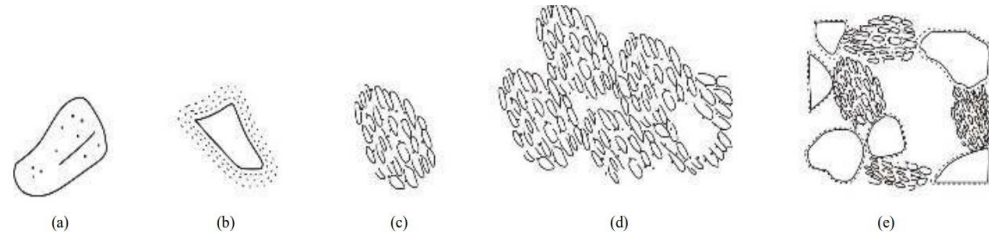
As seguintes condições favorecem o colapso: estrutura porosa em solos não saturados metaestáveis; sucção ou agentes cimentantes que estabilizam os contatos intergranulares, que são enfraquecidos pelo umedecimento; tensão externa que gera instabilidade (BARDEN et al, 1973).

Li et al. (2016) analisam a microestrutura do solo em termos de quatro fatores: (i) padrão de partículas, (ii) relação de contato, (iii) forma de poro e (iv) material de ligação. Entre esses fatores, a forma dos poros e o material de ligação são sugeridos como dois fatores dominantes que têm mais influência no comportamento de colapso.

Li et al.(2016) cita GAO (1980) para mostrar o desenvolvimento da estrutura do solo colapsível (Figura 2), também apresenta imagens de microscópio eletrônico de varredura (MEV) dos padrões de partículas em solos colapsíveis de Malan e Lichi, na China (Figura 3).

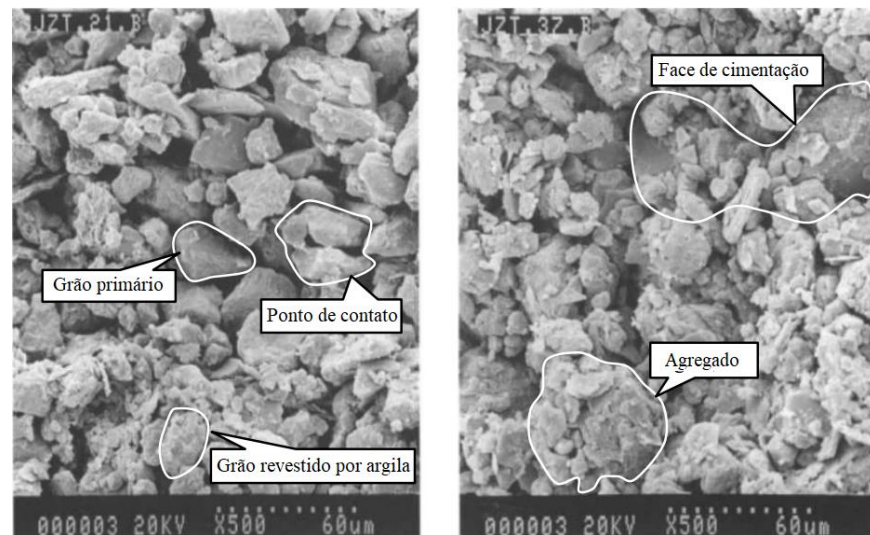
Li et al (2016) define que solos colapsíveis que apresentam grãos primários em maior quantidade, apresentam um maior potencial de colapso do que solos colapsíveis cuja dominância é de grãos agregados, pois nos primeiros, as estruturas encontram-se mais abertas

Figura 2 - Padrões de partículas nos solos colapsíveis: (a) de grão primário; (b) grão primário revestido por argilas ou carbonato de cálcio; (c) agregado; (d) de produto coagulado; (e) elemento de microestrutura.



Fonte: GAO (1980, apud Li et al., 2016)

Figura 3 - Imagens de MEV de solo colapsível (a) de Malan e (b) de Lishi, na China



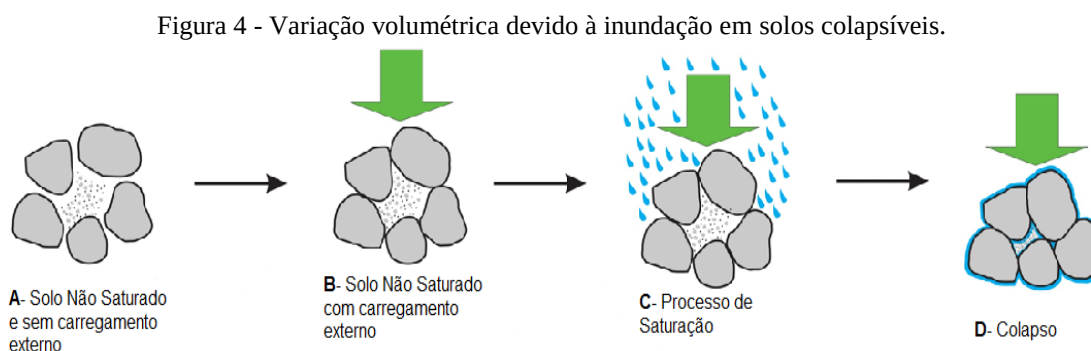
Fonte: Li et al. (2016, modificado de Dijkstra et al., 1994)

2.1.2 Mecanismos de Colapso

Jennings e Knigh (1957) apresentam a definição do mecanismo de colapso: “quando o solo é submetido a um carregamento em seu estado natural, a estrutura permanece sensivelmente inalterada, e o material de ligação comprime ligeiramente sem resultar em grandes movimentos relativos dos grãos do solo. Neste estágio, a consolidação ocorre por compressão das partículas finas entre as maiores partículas. Enquanto a umidade permanece baixa, as forças micro cisalhantes locais nas interfaces das partículas de areia, resultantes do carregamento ganha umidade e uma certa umidade crítica é excedida, os vínculos alcançam um estágio em que não podem mais resistir às forças de deformação. A estrutura colapsa.”

O aumento no grau de saturação ocasiona perda dos contatos entre os grãos e diminuição da sucção, o que provoca uma consequente diminuição da resistência estrutural dos elementos do solo, assim a ruptura é localizada, sem ser necessário um cisalhamento global (MASWOSWE, 1985 *apud* FERREIRA, 1995).

A Figura 4 ilustra o esquema apresentado originalmente por Casagrande (1932, *apud* Ferreira 1995) cujo um solo colapsível em sua condição de umidade natural, com alto índice de vazios e uma estrutura metaestável (A), após o acréscimo de carga tem pequena redução de volume, porém o solo ainda mantém sua estrutura (B), ao sofrer variação de umidade (C), vai perdendo os seus vínculos (sucção, pontes de argila, agentes cimentantes), até o momento em que a estrutura não consegue se manter e o solo sofre uma brusca e grande variação de volume, colapsa (D).



Fonte: Mughal (2012).

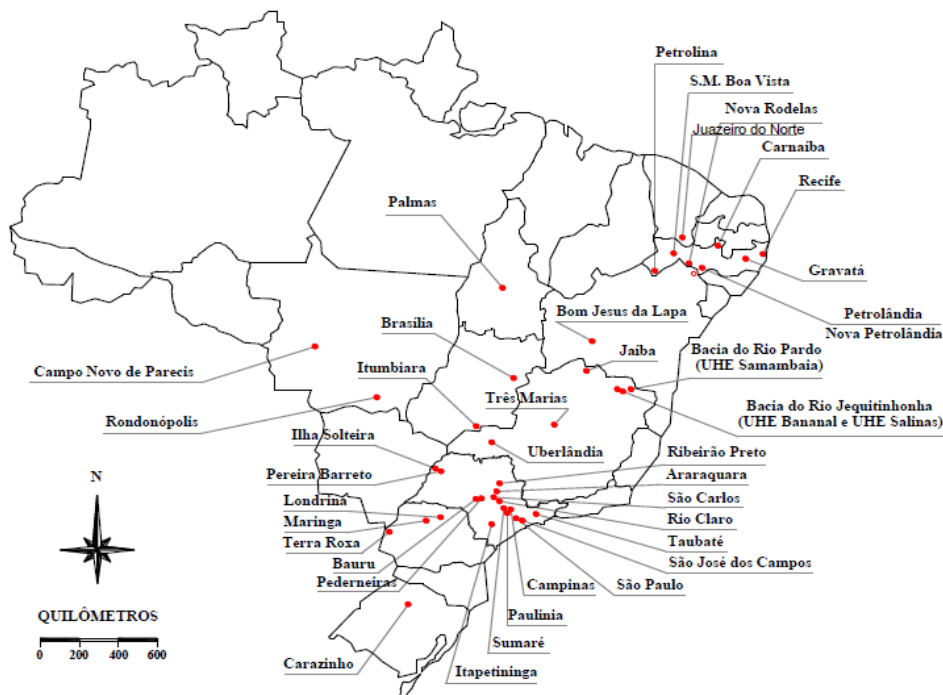
2.1.2 Locais de ocorrência

Segundo Ferreira (1995) solos colapsíveis podem ser encontrados principalmente em depósitos eólicos, aluviais, coluviais, em solos residuais e solos vulcânicos.

A ocorrência dos solos colapsíveis está relacionada às condições climáticas no qual ele foi desenvolvido e está atualmente inserido. Locais com deficiência hídrica são os que possuem maior identificação destes solos (SOUZA NETO, 2004). Regiões com alternância de estações secas e de precipitação intensa também estão sujeitas à ocorrência desse tipo de solo, pois ocorre lixiviação de finos dos horizontes superficiais, causando elevada porosidade (VILAR et al, 1981).

Rodrigues e Villar (2013) apresentam um mapa do Brasil (Figura 5) com representação dos locais onde solos colapsíveis foram estudados.

Figura 5 - Solos colapsíveis estudados no Brasil



Fonte: Rodrigues e Villar (2013)

2.1.3 Métodos de identificação

A identificação prévia e precisa deste tipo de solo na região da obra é de grande importância, pois somente desta forma é possível realizar a correção preventiva do solo, ou utilizar a fundação mais adequada para evitar os futuros danos que podem ser causados durante ou após a construção, porém, estes solos não apresentam características de fácil visualização em campo.

Dentre os métodos de identificação dos solos colapsíveis, Ferreira (1995) dividiu entre os indiretos e diretos, apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Métodos diretos e indiretos de identificação de solos colapsíveis .

MÉTODOS	SUB-DIVISÕES	CRITÉRIO	REFERÊNCIAS
Indireto	Identificativos	Microscopia eletrônica de varredura	Collins e McGown (1974) Wolle et al. (1978)
	Orientativos	Pedologia	Ferreira (1990); Ferreira (1993)
		Ensaaios expeditos	Arman e Thornton (1972); Jennings e Knight (1975)
	Qualitativos	Índices Físicos	Denisov (1951)1; Priklonsku (1952)(1); Gibbs e Bara (1962 e 1967); Feda (1966); Kassik e Henkin (1967); Designer of Small Dams (1960 e 1974)(2); Código de Obras da URSS (1977)(3)
		Ensaaios de campo	Cone
		SPT - T	Código de Obras URSS (1977) (3) Décourt e Quaresma Filho (1991)
Direto	Avaliativos	Ensaaios edométricos duplos	Reginatto e Ferrero (1973)
	Quantitativos	Ensaaios edométricos simples	Bally et al. (1973); Jennings e Knight (1975); Vargas (1978); Lutenneger e Saber (1988)
		Ensaaios de campo - expansocolapsômetro	Houston (1996) e Ferreira e Lacerda (1993)

Fonte: FERREIRA (1995) adaptado por SILVA (2003).

Os métodos indiretos são de simples obtenção através de ensaios rápidos de campo e laboratório, se baseiam em índices físicos, limites de consistência e parâmetros ligados à textura, para identificar a potencialidade ao colapso estrutural e de informações orientativas, porém não proporcionam informações quantitativas a respeito das deformações volumétricas, em alguns casos não se analisa a natureza dos contatos entre os grãos, cimentações, gênese e constituição do solo, nem as tensões aplicadas.

A partir destes métodos, vários autores propuseram alguns critérios e métodos adotando hipóteses simplificadoras associados à identificação, orientação e qualificação do colapso, fundamentados em resultados de ensaios de laboratório e campo em solos ou locais específicos, por isto, deve-se atentar às particularidades de cada um.

Fucale (2000) alerta que assim como a simples análise da vegetação e da textura do solo não são parâmetros suficientes para definir se o solo é colapsível, também não é possível definir a colapsibilidade de um solo apenas com a análise do ensaio SPT.

Já os métodos diretos conseguem definir potencial de colapso e prever as deformações através de ensaios de campo e de laboratório que quantificam a magnitude do colapso de acordo com as condições impostas.

Os ensaios de laboratório mais comumente utilizados são os edométricos simples e duplos. O primeiro utiliza uma única amostra moldada em condição natural e que é carregada gradualmente até a tensão especificada pelo projetista e então é inundada.

Os ensaios edométricos duplos carregam gradualmente duas amostras, uma na condição natural e uma inundada previamente, então mede-se os recalques parciais nas duas amostras. Com a variação do índice de vazios, altura do corpo de prova ou deformação volumétrica deste ensaio, é possível calcular o potencial de colapso através da Equação 3:

$$CP = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \quad (3)$$

Onde:

Δe = variação do índice de vazios devido ao colapso;

e_i = índice de vazios correspondente à tensão de inundação.

A partir desta equação, Jennings e Knight (1975) formularam uma metodologia para classificar a colapsibilidade dos solos em um nível de tensão de inundação de 200 kPa (Tabela 2). Lutenege e Saber (1988) definem em 300 kPa a tensão de inundação para avaliação (Tabela 3).

Tabela 2 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (200 kPa).	
PC (%)	Gravidade do Problema
0 a 1	Sem problema
1 a 5	Problema moderado
5 a 10	Problemático
10 a 20	Problema grave
> 20	Problema muito grave

Fonte: Jennings e Knight (1975)

Tabela 3 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (300 kPa).

PC (%)	Gravidade do problema
2	Leve
6	Moderado
10	Alto

Fonte: Luteneegger e Saber (1988)

Vargas (1978) considera que, para qualquer tensão de inundação, todo solo que apresente Potencial de Colapso (PC) igual ou maior que 2% é colapsível.

O comportamento de solos especiais pode ser de difícil previsão. Ferreira (1995) encontrou comportamento expansivo em alguns solos colapsíveis que foram umedecidos sob baixas tensões, bem como caráter colapsível em alguns solos expansivos quando umedecidos sob altas tensões.

2.1.4 Fundações em Solos Colapsíveis

Os prejuízos causados pelo colapso dos solos variam de trincas e fissuras até ruptura de edificações, reservatórios, canais de irrigação e danos em pavimentos rodoviários. Ferreira (2008) cita o caso constatado por Aragão e Melo (1982) no conjunto Habitacional Massangana, em Petrolina, onde o colapso do solo de fundações das casas foi constatado e ocorreram fissuras, trincas e rachaduras em mais de 600 das 1200 casas construídas.

Para o caso de fundações apoiadas em solos de elevada porosidade, não saturados, deve ser analisada a possibilidade de colapso por encharcamento, pois estes solos são potencialmente colapsíveis. Em princípio devem ser evitadas fundações superficiais apoiadas neste tipo de solo, a não ser que sejam feitos estudos considerando-se as tensões a serem aplicadas pelas fundações e a possibilidade de encharcamento do solo (ABNT NBR 6122/2010).

Fundações superficiais assentes sobre solos colapsíveis podem ter recalques de forma brusca e inesperada. Quanto maior a carga, mais intensos são os recalques (GUSMÃO FILHO, 2006).

A NBR 6122/2010 indica que deve-se considerar a possibilidade de ocorrer o encharcamento, devido a vazamentos de tubulações de água, elevação do lençol freático, ou

outro motivo. E que essas características devem ser consideradas no projeto e no método construtivo.

Mendonça (1990) reuniu em um guia básico bibliográfico algumas soluções, divididas em três grupos, que possuem o intuito de minimizar ou evitar os efeitos do colapso nas obras e podem ser aplicadas em solos identificados com características colapsíveis. A seguir são apresentados os métodos mais comuns, discutidos por Ferreira (1995), Amorim (2004), Ferreira (2008) e Mendonça Neto (2011), que podem ser utilizados isoladamente, ou de maneira combinada:

- 1- Medidas construtivas: (i) escolha preferencial por fundações profundas apoiadas abaixo do estrato colapsível, considerando o efeito do atrito negativo que pode ser causado pelo colapso da camada acima; (ii) emprego de fundações flutuantes; (iii) adoção de um sistema de fundação corrida de maior rigidez, reduzindo o efeito dos recalques;
- 2- Medidas de isolamento dos agentes causadores do umedecimento do solo: (i) projetos de drenagem adequados; (ii) controle de vazamento de condutos de água ou esgoto; (iii) impermeabilização da área não coberta; (iv) geomembranas, principalmente em projetos de irrigação e reservatórios d'água;
- 3- Medidas de tratamento do solo: (i) compactação total ou parcial do próprio solo, ou combinada com substituição, visando reduzir o índice de vazios e a permeabilidade, aumentar a capacidade de suporte e destruir a estrutura metaestável, pode ser utilizados rolos compactadores, cravação de estacas, explosões com posterior preenchimento do furo com solo compactado ou solo/cimento, *jet-grouting*, injeção de vapor d'água; (ii) prévio umedecimento, promovendo o colapso antes da construção, com ou sem auxílio de sobrecargas; (iii) estabilização através de silicatização, injeção de argamassa, *jet-grouting*, queima de gás ou líquido combustível, para promover uma melhora no arranjo das partículas através da criação de novas ligações estruturais; (iv) retirada parcial ou total do solo e substituição com material adequado.

Se a identificação de comportamento colapsível no solo ocorrer após a construção da obra, já com o surgimento de danos, recomenda-se as seguintes propostas para minimizar os efeitos: (i) evitar excessos de sobrecarga no solo; (ii) revisar os projetos de drenagem para diminuir a infiltração da água, bem como controlar possíveis vazamentos de água e esgoto; (iii) impermeabilizar áreas não cobertas; (iv) ou ainda reforçar os elementos de fundação aumentando as dimensões ou utilizando-se de estacas Mega.

2.2 Resistência ao Cisalhamento

2.2.1 Conceitos e Equações de Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados

“A resistência ao cisalhamento de um solo define-se como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura ocorrer” (PINTO, 2006). Lambe (1969) define o deslizamento entre partículas como o mecanismo mais importante nas deformações ocorridas dentro da massa de solo.

Terzaghi (1936) propôs o princípio das tensões efetivas, cuja a resistência ao cisalhamento de um solo saturado pode ser descrita através de uma variável de estado de tensão (tensão efetiva), utilizando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, segundo a Equação 4. Constituindo-se como a base para o estudo do comportamento mecânico dos solos saturados.

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (4)$$

Onde:

σ' : tensão normal efetiva;

σ : tensão normal total;

u_w : poro pressão.

Há várias comprovações experimentais do princípio proposto por Terzaghi (1936) para solos saturados (Bishop e Eldin, 1950; Skempton, 1953). O estudo e investigação a respeito dos solos não saturados passou por um período de validação do conceito de uma única tensão efetiva (Bishop, 1959; Aitchison, 19610 e 1965; Jennings e Burland, 1962; Bishop e Blight, 1963).

Porém, este princípio não se aplica adequadamente a solos que não encontram-se totalmente saturados, pois, sobre estes, atuam tensões que não foram consideradas por esses pesquisadores, como a pressão negativa nos poros, denominada de sucção. Nestas condições o solo apresenta uma coesão aparente, que pode ser facilmente alterada devido à variações na umidade.

Em 1960, durante a “*Conference on Pore pressure and suction soil*”, em Londres, foram discutidas algumas formulações propostas para tensões efetivas em solos não saturados. A

formulação mais aceita para relacionar a resistência ao cisalhamento com a sucção foi formulada por Bishop (1959) (Equação 5).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (5)$$

Onde:

σ = tensão normal total;

U_a = pressão de ar;

U_w = pressão de água;

χ = parâmetro relacionado ao grau de saturação (S).

O termo $(u_a - u_w)$ da equação representa a sucção matricial, que exerce um efeito gerador de rigidez pela aproximação das partículas, o que contribui significativamente para a resistência do solo e o parâmetro χ é um coeficiente em função da história prévia de secagem e umedecimento, grau de saturação e tipo de material e variações de tensões, admitindo-se valores variando não linearmente de 0 para solos secos a 1 para solos saturados por Bishop e Blight (1963). Assim, para solos saturados, retoma-se à formulação de Terzaghi. Esta mesma formulação foi reescrita por Souza Neto (2004) (Equações 6 e 7), considerando o segundo termo como uma poro-pressão equivalente.

$$\sigma' = \sigma - [\chi \cdot u_w + (1 - \chi) u_a] \quad (6)$$

$$\sigma' = \sigma - u^* \quad (7)$$

Jucá (1990) e Beneveli (2002) reuniram as principais formulações propostas por diversos autores (

Tabela 4).

Tabela 4 - Formulações propostas por diversos autores para tensões efetivas em solos não saturados

Formulação	Variáveis	Referência
$\sigma' = \sigma + p''$	p'' = pressão intersticial da água sob tensão atmosférica	Donald (1956)
$\sigma' = \sigma + \beta' \cdot u_w$	β' = fator de influência medido de um número de ensaios sob tensão efetiva.	Croney <i>et al.</i> (1958)
$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$	X = parâmetro referente ao grau de saturação.	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma \cdot a_m + u_a \cdot a_a + u_w \cdot a_w + R + A$	a_a = parte da área total ocupada pelo ar; a_w = parte da área total ocupada pela água; R = resultante das forças de repulsão; A = resultante das forças de atração elétrica; a_m = área de contato ocupada pelos sólidos	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \Phi \cdot p''$	p'' = poro-pressão de água negativa; Φ = parâmetro entre 0 e 1	Aitchinson (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta \cdot p''$	β = fator estatístico do mesmo tipo que a área de contato.	Jennings (1961)
$\sigma' = \sigma - u^* = [\chi u_w + (1 - \chi) u_a]$	u^* = poro pressão equivalente	Jennings e Burland (1962)
$\sigma' = \sigma_1 - u_a + \chi(u_a - u_w) + (\sigma - u_a)$	σ_1 = resultante das forças originadas pela eletricidade, osmose e efeitos de Van der Walls	Newland (1965)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m(h_m + u_a) + \chi_s(h_s + u_a)$	χ_m = parâmetro de tensão efetiva para sucção matricial; h_m = sucção matricial; χ_s = parâmetro de tensão efetiva para sucção osmótica; h_s = sucção osmótica.	Richards (1966)
$\sigma' = \sigma \chi_m \cdot p''_m + \chi_s \cdot p''_s$	p''_m = sucção matricial; p''_s = sucção osmótica	Aitchinson (1973)

Fonte: Jucá (1990); Beneveli (2002)

A proposta de Bishop (1959) apresenta dificuldades de obtenção do parâmetro χ . Fredlund et al.(1978) propuseram uma análise mecânica de multifases contínuas, na tentativa de resolver a dificuldade encontrada a respeito da obtenção do parâmetro c da proposta de Bishop (1959). A proposta indicava uma independência das tensões, assim, duas das três variáveis já seriam suficientes para descrever o estado de tensões de um solo não saturado, os pares de tensões são: $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$; $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$; $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$, onde $(\sigma - u_a)$ é a tensão normal líquida e $(u_a - u_w)$ é a sucção matricial.

Considerando que uma o solo está saturado ($u_a = u_w$ e $\sigma - u_a = \sigma - u_w$), tem-se novamente a expressão de Terzaghi de tensões efetivas.

Campos e Motta (2015) apresentam a evolução das equações de resistência ao cisalhamento da seguinte forma:

A equação proposta por Fredlund et al. (1978) para a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, baseado no conceito de variáveis de tensão está apresentada na Equação 8.

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)_f \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \phi^b \quad (8)$$

Onde:

c' = Coesão efetiva;

Φ' = Ângulo de atrito efetivo;

$(\sigma_n - u_a)_f$ = tensão normal líquida atuante no plano de ruptura, na ruptura;

$(u_a - u_w)_f$ = sucção mátrica na ruptura;

Φ^b = parâmetro que quantifica aumento na resistência devido ao aumento da sucção.

Lambe e Whitman (1969) reformulam a Equação (8), que no espaço de tensões adotado na prática geotécnica, passa a ter a seguinte forma:

$$t_f = a' + (s - u_a)_f \operatorname{tg} \alpha' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \alpha^b \quad (9)$$

Onde:

$$t_f = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

s_1, s_3 = tensões normais principais maior e menor, respectivamente, na ruptura;

$(u_a - u_w)$ = sucção mátrica na ruptura;

a', α' = parâmetros efetivos de resistência no solo saturado;

α^b = parâmetro equivalente a Φ^b .

Em estudos de modelagem de solos não saturados, que consideram o espaço octaédrico de tensões (e.g. Alonso et al., 1990; Toll, 1990; Wheeler e Sivakumar, 1995), juntamente com as condições do ensaio triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$), a Equação (9) passa a ser apresentada como:

$$q_f = m' + (p_f - u_a) \operatorname{tg} v' + (u_a + u_w)_f \operatorname{tg} v^b \quad (10)$$

Onde:

σ_2 = tensão principal intermediária;

$q_f = (\sigma_1 - \sigma_3)$ = tensão desviadora na ruptura;

$$p_f = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3}$$

m', v' = parâmetros efetivos de resistência no solo saturado;

v_b = parâmetro equivalente a Φ^b .

Ao se considerar o critério de resistência de Mohr-Coulomb e a proposta de Bishop (1959), em termos de tensões efetivas, deriva-se a seguinte equação de resistência ao cisalhamento (Bishop *et al.*, 1960):

$$\tau_f = c' + (\sigma_f - u_a)_f tg\phi' + \chi(u_a - u_w)_f tg\phi' \quad (11)$$

Comparando as Equações (8) e (11) é possível verificar que as proposições de Fredlund *et al.* (1960), apesar de apresentarem conceituações teóricas diferentes, resultam em equações de resistência equivalentes:

$$tg\phi^b = \chi tg\phi' \quad (12)$$

A determinação experimental do parâmetro Φ^b de Fredlund é mais simples do que do parâmetro X de Bishop, fazendo com que a Equação (9) seja a mais utilizada como base para avaliar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

Campos e Motta (2015) relacionam coesão efetiva à existência de uma resistência à tração do solo saturado, que pode ser propiciada pela ocorrência de estruturas cimentantes, por exemplo. Porém, a coesão encontrada a partir de ensaios de laboratório, pode não ter o mesmo significado físico da real, pois é comum adotar uma reta na envoltória de ruptura, quando deveria ser adotada uma trajetória não linear de resistência. De forma geral, é de se esperar que a coesão tenha uma relação direta com o aumento da sucção até um determinado limite, a partir do qual se estabilize, ou até mesmo diminua.

O ângulo de atrito efetivo está associado ao efeito do atrito, do rearranjo das partículas, da quebra de grãos e dilatância. Quanto mais seco (maior sucção) e compacto está o solo, maior

é esse efeito de resistência por atrito entre as partículas, pois o embricamento dos grãos é aumentado, em alguns casos produzindo até mesmo dilatação ao cisalhar dependendo dos níveis de tensão.

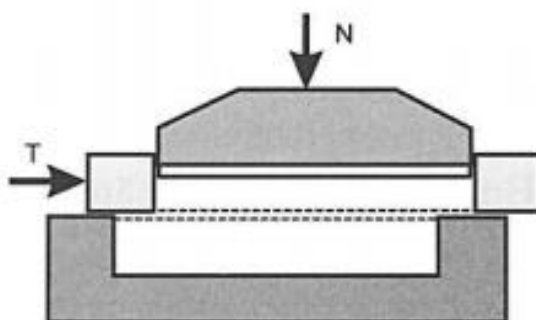
2.2.2 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento dos solos, em especial das areias, é determinada em laboratório, mais comumente, através de ensaios de compressão triaxial ou de cisalhamento direto. O primeiro consiste de um ensaio com maior controle e eficácia no que diz respeito ao plano de ruptura e drenagem, podem ter sua consolidação e drenagem definidas a partir da necessidade e condição que o solo irá encontrar naturalmente em campo, durante a execução da obra, ou ainda em relação às condições que poderá encontrar.

Vargas (1973), Riani e Barbosa (1989) e Mendonça (1990) realizaram ensaios triaxiais em solos colapsíveis e obtiveram resultados que indicaram que a redução da coesão é a causa da queda da resistência devido à inundação.

Já o ensaio de cisalhamento direto é o procedimento mais antigo e simples para determinar a resistência ao cisalhamento de um solo. Baseado no critério de Coulomb, verifica-se qual tensão cisalhante provoca ruptura no solo que está submetido a uma tensão normal (Figura 6).

Figura 6 - Esquema do ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Pinto (2006)

Pinto (2006) alerta para a impossibilidade de determinação dos parâmetros de deformabilidade e do módulo de cisalhamento do solo, devido ao desconhecimento da distorção. Na execução do ensaio, impõe-se que o plano de ruptura seja horizontal, quando na prática, nem sempre ocorre nesta direção.

Não há como impedir a drenagem, dificultando também o controle da mesma. Ensaios em argilas são executados de forma que as poro pressões tenham tempo de se dissiparem, considera-se os resultados em termos de tensões efetivas.

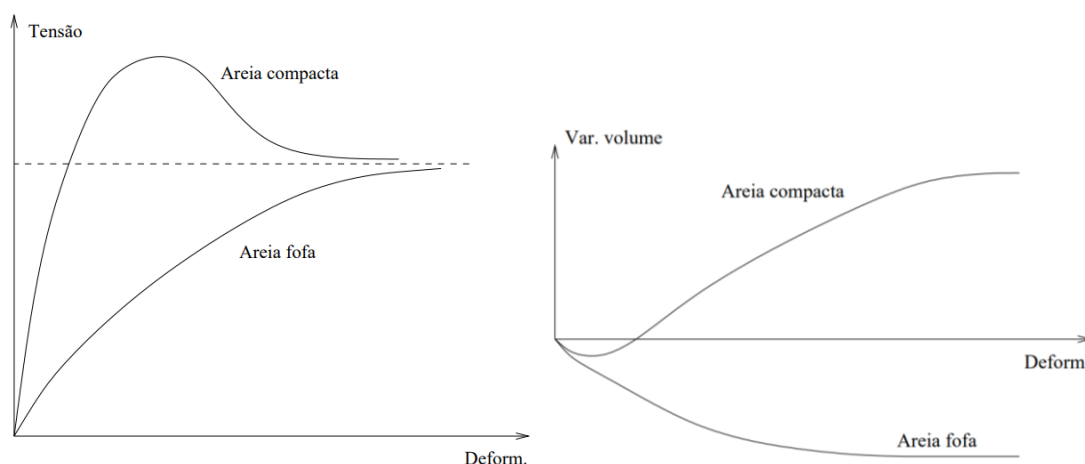
O resultado do ensaio é dado graficamente pela variação da tensão de cisalhamento em função dos deslocamentos horizontais e complementados pelo gráfico da variação da altura do corpo de prova em função dos deslocamentos horizontais. A tensão normal e a tensão de cisalhamento na ruptura, ou em um determinado ponto de interesse, determinam um ponto da envoltória de resistência, que pode ser determinada com os resultados de uma série de ensaios de cisalhamento direto com mesmas condições iniciais e diferentes tensões normais.

Ainda com essas restrições, o ensaio de cisalhamento direto continua sendo bastante utilizado na prática da engenharia para determinação da envoltória resistência ao cisalhamento dos solos e seus parâmetros, pois é um ensaio de fácil operação e moldagem das amostras, além do seu baixo custo.

Souza Neto (2004) e Freitas (2017) utilizaram este ensaio para fazer análise de amostras indeformadas em solos colapsíveis. Feuerharmel (2007) realizou ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformada e remoldadas e concluiu que nestas últimas a análise dos resultados foi influenciada pelo critério de ruptura adotado para as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal com resistência sempre crescente.

A Figura 7 demonstra o comportamento típico dos gráficos encontrados como resultados de ensaios de cisalhamento direto. Em areias fofas a tensão desviadora cresce com a deformação axial e o rearranjo causado pelo cisalhamento diminui o volume de vazios, reduzindo o volume do corpo de prova. Areias compactas tendem a atingir um valor máximo de tensão desviadora, chamada de tensão de pico até este ponto há pequena redução de volume, a partir da tensão de pico, o entrosamento entre os grãos é tamanho, que o volume do corpo de prova tende a expandir no cisalhamento, pois para que ocorra o cisalhamento, as partículas tendem a se reorganizar, num movimento chamado dilatância. Após grandes deformações o volume deixa de variar, chegando em um estado de compacidade intermediário, dado pelo índice de vazios crítico e_{crit} , em que a variação volumétrica é quase nula.

Figura 7 - Curvas típicas de areias em ensaios de cisalhamento direto.



Fonte: Pinto (2006)

Ensaio para determinação dos parâmetros geotécnicos essenciais, como os de resistência ao cisalhamento, já têm sido utilizados levando em consideração a característica principal presente nos solos não saturados: a sucção, uma vez que o comportamento do solo se altera quando há o efeito da poro pressão neutra. Porém os solos colapsíveis apresentam um comportamento ainda mais específico, pois a sua estrutura metaestável é desfeita no momento em que há aumento de umidade, seguindo-se de certa reestruturação.

As metodologias adotadas nos ensaios de cisalhamento direto convencionais, analisam a variação dos parâmetros no solo saturado, através de ensaios previamente inundados e no solo não saturado, através de ensaios em umidade e sucção pré-determinados, só que essa metodologia não é capaz de demonstrar o que ocorre no solo colapsível no momento em que sua estrutura é perdida.

A metodologia adotada na presente dissertação, descrita no item 3.4 do capítulo 3, foi também adotada por Nogueira (1988) que obteve em seus resultados três diferentes estágios de comportamento da relação tensão-deformação tanto para amostra moldada em laboratório, quanto para amostra indeformada, sendo que os níveis de tensões cisalhantes máximos da amostra indeformada foram maiores ao se comparar com a estrutura moldada em laboratório, assim como a envoltória de resistência obtida a partir das tensões mais baixas após a inundação ficou mais evidente, com valores inferiores na amostra indeformada, a autora atribuiu o fato de a estrutura de laboratório ser mais estável do que a de campo.

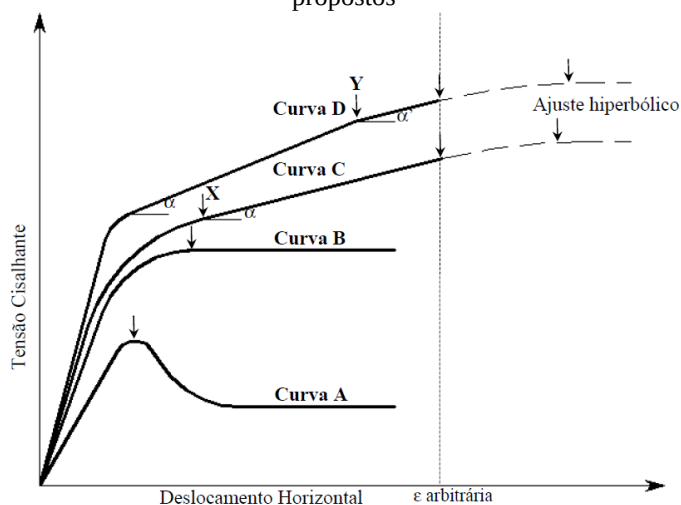
Para se determinar a envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo, seja ele saturado ou não saturado, deve ser definido os critérios de ruptura, que são determinados a partir da análise do comportamento da curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo

submetido às condições de cada ensaio, bem como seu estado de tensões. São previstos na literatura quatro diferentes tipos de curvas Feuerharmel (2007) define os comportamentos (Figura 8) e critérios de ruptura indicados a serem utilizados em cada um:

- Curva A: representa solos com comportamento do tipo frágil, com pico de resistência ao cisalhamento bem definido, caracterizando como ruptura a máxima tensão cisalhante a máxima suportada pelo solo antes de romper;
- Curva B: representa solos com comportamento do tipo dúctil, cuja resistência ao cisalhamento cresce até um valor, a partir do qual permanece praticamente constante. Pode-se adotar a ruptura no ponto onde o solo inicia o trecho de resistência ao cisalhamento constante, mesmo quando há um pequeno acréscimo de resistência posteriormente.
- Curva C: representam o comportamento de solos com resistência ao cisalhamento sempre crescente (*strain-hardening*). A resistência aumenta de forma monótona até um ponto (X), o crescimento da resistência após este valor pode ser considerado linear de inclinação constante α .
- Curva D: apresenta comportamento inicial similar à curva C, com um terceiro trecho cuja resistência ao cisalhamento do solo passa a sofrer um incremento com outra reta de inclinação α' (ponto Y), sendo α' menor que α .

Para as curvas do tipo C e D, podem ser adotados diferentes critérios de ruptura: (i) para Fredlund e Vanapalli (2002) pode-se adotar uma deformação arbitrária como critério de ruptura em ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto; (ii) De Campos e Carrillo (1995) definem que a ruptura acontece no ponto onde a curva atinge uma inclinação constante α , em resultados obtidos em ensaios de cisalhamento direto; (iii) há ainda estudos, principalmente realizados em resultados de ensaios triaxiais, que fazem uma extrapolação dos dados da curva tensão deformação, ajustando uma função hiperbólica, para prever a resistência que o solo apresentaria a grandes deformações.

Figura 8 - Possíveis formas para as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal e critérios de ruptura propostos



Fonte: Feuerharmel (2007)

2.2.3 Estimativa da capacidade de carga e tensão admissível

A tensão admissível de acordo com a ABNT NBR 6122/2010 é a “tensão adotada em projeto que, aplicada ao terreno pela fundação superficial ou pela base de tubulão, atende com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações, etc.).” E destaca que esta pode ser determinada através de três métodos distintos: (i) métodos teóricos, onde a capacidade de carga é calculada a partir de formulações propostas por pesquisadores, fundamentadas na compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo; (ii) métodos semiempíricos, a tensão admissível é relacionada a resultados de ensaios de campo e (iii) ensaio de prova de carga sobre placa.

Dentre os métodos teóricos, Velloso e Lopes (2011) aborda os autores que contribuíram para o desenvolvimento dos métodos utilizados, sendo que o autor pioneiro em publicações com fórmulas para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais e profundas foi Terzaghi (1925), posteriormente, Terzaghi (1943) racionalizou o problema, com resultados apresentados por Prandtl (1920), que aplicou a Teoria da Plasticidade aos metais. Demais autores contribuíram posteriormente como Meyerhof (1951), Balla (1962), Vesic (1973, 1975), Hansen (1961, 1970) e De Beer (1970).

Atualmente a metodologia mais aplicada na prática da engenharia é a de Vesic (1975) que reúne os demais trabalhos do autor (1963, 1969, 1973), conta com contribuições para o cálculo da capacidade de carga das fundações superficiais e profundas, manteve os fatores de

capacidade de carga devidos à coesão (N_c) e à sobrecarga (N_q), que já haviam sido adotadas por Hansen e propôs o fator de peso próprio (N_γ): ξ

$$Q_{ult} = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (13)$$

Onde:

Q_{ult} = Capacidade de carga (kPa);

c = Coesão do solo (kPa);

q = tensão efetiva na cota de apoio (kPa);

γ = peso específico do solo (kN/m³);

B = menor dimensão da sapata

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga;

s_c, s_q, s_γ = fatores de carga;

d_c, d_q, d_γ = fatores de profundidade;

Os fatores de correção, que relacionam cada coeficiente com o ângulo de atrito do solo podem ser calculados segundo as expressões:

Fatores de capacidade de carga:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (14)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (15)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (16)$$

Fatores de forma, para uma sapata quadrada:

$$S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \quad (17)$$

$$S_q = 1 + \tan \phi \quad (18)$$

$$S_\gamma = 0,6 \quad (19)$$

Fatores

$$d_c = d_q - \frac{(1-d_q)}{N_c * \tan\phi} \quad (20)$$

$$d_q = 1 + 2 * \tan\phi * (1 - \sin\phi)^2 * \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (21)$$

$$d_y = 1 \quad (22)$$

As formulações acima descritas, relacionam-se com os mecanismos de ruptura do solo. Veloso e Lopes (2011) indicam a diferenciação de ruptura proposta por Vesic (1963), conforme compressibilidade e propriedade de resistência ao cisalhamento do solo, geometria da fundação, carregamento, embutimento, em três tipos:

- Generalizada: com um mecanismo de ruptura bem definido e formado por uma superfície de deslizamento contínua indo de uma borda da fundação à superfície do terreno. Pouco antes da ruptura observa-se o levantamento do solo na superfície, a ruptura costuma ser repentina e drástica. Ocorre com mais frequência em fundações rasas em solos pouco compressíveis, como areias compactas e argilas rijas;
- Por punção: com a aplicação da carga, o elemento estrutural de fundação tende a afundar, em decorrência da compressão do solo imediatamente abaixo. Não há movimento do solo na superfície, caracterizando-se como um mecanismo de difícil observação. Ocorrem, principalmente, em solos com menor rigidez e maior deformabilidade, como as areias fofas ou pouco compactas;
- Localizada: pode ser considerada como um caso intermediário, com uma cunha e superfícies de deslizamento iniciando junto às bordas da fundação, assim como na ruptura generalizada, porém o padrão só é bem definido logo abaixo da fundação, poucos incrementos de carga já são associados à recalques acentuados. Ocorre com mais frequência em solos intermediários, como areias medianamente compactas e argilas médias a moles.

Nos casos por punção, Terzaghi (1943) propôs uma redução empírica na coesão e no ângulo de atrito do solo, segundo as Equações 23 e 24:

$$c' = \frac{2}{3} c \quad (23)$$

$$\tan\phi' = \frac{2}{3} \tan\phi \quad (24)$$

Para a ruptura Local, Cintra et al. (2011) indicam o cálculo através do valor médio da capacidade de carga para as condições de ruptura geral e de punção.

2.3 Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0)

2.3.1 Conceitos iniciais

Empuxo de terra são as solicitações do solo sobre as estruturas que interagem com os maciços terrosos, ou forças que se desenvolvem no interior desses maciços. Algumas obras que exigem em seus dimensionamentos e análises de estabilidade o conhecimento dos valores dos empuxos são: muros de arrimo, problemas de capacidade de carga de fundações, escoramentos de escavações, etc.

Nas estruturas, podemos ter deslocamentos do plano de contenção em valores capazes de ativar a resistência interna ao cisalhamento da estrutura do solo, pois nem sempre, a estrutura é travada e apresenta as condições de repouso absoluto. São dois os estados de tensões desenvolvidos quando há o deslocamento da parede de contenção, o estado ativo e o estado passivo.

O empuxo ativo é definido quando a estrutura se desloca para fora do terrapleno. Neste caso o solo sofre uma distensão ao reagir contra esta ação de afastamento do plano interno da estrutura de contenção, provocando na massa uma resistência ao longo do possível plano de escorregamento (BOWLES 1982 *apud* MOTA, 2008).

Empuxo passivo é o empuxo quando a estrutura se desloca contra o terrapleno. Neste caso, o solo é comprimido pela estrutura, sofre uma compressão na cunha instável, gerando, ao longo do plano de ruptura, uma reação ao arrastamento, ou seja, à resistência ao cisalhamento (BOWLES 1982 *apud* MOTA, 2008).

Segundo Terzaghi (1943) o empuxo no repouso é definido como sendo a relação entre as tensões principais horizontal e vertical para uma massa de solo em estado de repouso, que depende do tipo de solo, de sua origem geológica e dos carregamentos temporários que tenham atuado na sua superfície.

O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) (Equação 25) pode ser definido como a relação entre a tensão efetiva lateral e vertical na condição de deformação lateral nula. As tensões podem ser consideradas principais, pois não há tensões cisalhantes atuando nestes planos (BISHOP, 1959).

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (25)$$

O coeficiente de empuxo em condições de deformação lateral nula (K_0), é um parâmetro essencial de projeto usado na previsão das pressões atuantes contra os muros de contenção, na análise de escorregamentos progressivos em taludes argilosos, na previsão de poro pressões de barragens de terra e no cálculo das pressões de inchamento que causam atrito nas estacas em solos expansivos.

O emprego de fórmulas empíricas é amplamente utilizado por ser de fácil aplicação e correlação com os índices físicos e parâmetros de resistência ao cisalhamento rotineiros no laboratório geotécnico, além de na prática dos projetos existir uma costumeira dificuldade em se elaborar campanhas de ensaios somado ao grau de incerteza para obtenção de K_0 *in situ*.

Terzaghi (1923) *apud* Silva (2002) apresentou uma equação (26) para a determinação de K_0 em termos do ângulo de atrito interno mobilizado (ϕ'_0).

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (26)$$

Jaky (1944) *apud* Santa Maria (2002) chegou a uma relação entre K_0 e o ângulo de atrito interno máximo (ϕ') analisando uma massa de solo com inclinação igual ao ângulo de repouso¹, admitindo que este ângulo é igual ao ângulo de atrito interno ϕ' . A equação (27) é adotada para solos sedimentares, argilas normalmente adensadas e solos granulares.

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \frac{1 + \frac{2}{3} \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (27)$$

Entre Jaky (1944) e Schmidt (1967), várias outras expressões foram propostas para se determinar K_0 , sendo esta função única e exclusivamente do ângulo de atrito interno. Dentre elas pode-se citar Fraser (1957) e Rowe (1957), Equações 28 e 29.

$$K_0 = 0,9(1 - \sin \phi') \quad (28)$$

$$K_0 = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{1,15(\phi' - 9^\circ)}{2} \right) \quad (29)$$

2.3.2 Determinação do Coeficiente de empuxo no repouso (K_0)

O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) pode ser determinado através da teoria da elasticidade, por correlações empíricas, ensaios de laboratório e ensaios *in situ*.

De acordo com Caputo (2015) a teoria da elasticidade linear é baseada no comportamento elástico dos materiais, ou seja, na proporcionalidade entre as tensões σ e as deformações ε , segundo a lei de *Hooke*, corpos sujeitos a solicitações sofrem deformações, regidas pelo módulo de elasticidade ou módulo de *Young* (E).

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (30)$$

Apesar do solo não apresentar os requisitos de material elástico, a teoria da elasticidade pode ser justificada quando ocorrem somente acréscimos de tensões, pois há uma proporcionalidade entre a tensão aplicada e a deformação sofrida pelo solo. Para o caso de deformação lateral nula, as deformações serão iguais, assim, o K_0 é definido pela razão entre a tensão horizontal e a vertical do solo.

2.3.2.2 Determinação do K_0 por Correlações Empíricas

O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) pode ser determinado através de correlações empíricas obtidas por correlações estatísticas com resultados de campo e laboratório. Diversos trabalhos apresentam correlações a respeito do K_0 no repouso para solos normalmente adensados. Estas correlações podem ser vistas, por exemplo, nos trabalhos de Jaky (1944); Fraser (1957); Rowe (1957); Schmidt (1967); Matsuoka e Sakakibara (1987) e Moroto e Muramatsu, (1987). A Tabela 5 apresenta as correlações e pode-se observar que elas são expressas em função de atrito (ϕ') do solo.

Tabela 5 - Correlações empíricas do coeficiente de empuxo no repouso, K_0 .	
FÓRMULA	AUTOR
$K_0 = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'}$	TERZAGHI (1923)
$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \frac{1 + \frac{2}{3}\text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'}$	JAKY (1944)

$K_0 = 0,9(1 - \text{sen}\phi')$	FRASER (1957)
$K_0 = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{1,15(\phi' - 9^\circ)}{2})$	ROWE (1957)
$K_0 = 1 - 1,2\text{sen}\phi'$	SCHMIDT (1967)
$K_0 = \frac{1}{1 + 2\text{sen}\phi'}$	MATSUOKA E SAKAKIBARA (1987)
$K_0 = \frac{1 - \text{sen}^2\phi'}{1 + \text{sen}^2\phi'}$	MOROTO E MURAMATSU (1987)

Fonte: Adaptado de Santa Maria (2002).

2.3.2.3 Determinação do K_0 em Laboratório

Os ensaios de laboratório são baseados no acréscimo de tensão vertical efetiva, provocando um acréscimo de tensão horizontal efetiva quando o deslocamento horizontal é impedido e o coeficiente de empuxo no repouso é avaliado com base na variação das tensões.

A determinação experimental é sempre questionável, além do inevitável alívio de tensões decorrente do descarregamento durante o processo de amostragem, as amostras são submetidas a deformações cisalhantes que ocasionam variações na umidade e amolgamento.

Segundo Dobie (1977), os métodos utilizados em laboratório para medição de K_0 podem ser subdivididos em dois grupos:

- a) métodos diretos – As condições K_0 são simuladas em um ensaio de compressão (triaxiais ou edométricos) e as tensões efetivas vertical e horizontal são medidas. Podem apresentar (i) fronteira lateral rígida, fornecendo a condição de deformação lateral nula necessária, porém com presença do atrito lateral entre as paredes e o solo e com dificuldades na medição da tensão horizontal; ou (ii) fronteira lateral flexível com sistemas para manter a posição das fronteiras e sem a presença do atrito, porém a deformação lateral nula não é possível, pois mesmo que pequena, há deformação e há grande dificuldade em sua quantificação.
- b) métodos indiretos – Mede-se em laboratório alguma propriedade relacionada à história de tensões da qual se possa deduzir o K_0 em amostras não amolgadas de boa qualidade. A acurácia não é garantida, pois há alívio de tensões na amostragem,

podendo influenciar na razão entre as tensões de pré-compressão horizontal e vertical.

2.3.2.4 Ensaio Triaxial

O ensaio triaxial realizado para determinação do coeficiente de empuxo assemelha-se ao ensaio triaxial convencional, mas apresenta artifícios capazes de manter as condições de deformação lateral nula. Há três tipos de células triaxiais indicadas para ensaio K_0 : equipamento triaxial do tipo nulo, volume controlado e célula rígida.

Pessoa (2015) desenvolveu uma célula triaxial, que possibilita aplicação de tensões ou deformações controladas, juntamente com uma proposta metodológica para estimar a tensão horizontal em condição edométrica, através da comparação das curvas tensão deformação axial entre o ensaio edométrico convencional e ensaios de adensamento triaxiais sob diferentes caminhos de tensões com a relação constante entre os incrementos axial e radial, validando os resultados através de comparações com correlações empíricas. Também foi analisada a variação da tensão horizontal durante o colapso por inundação em condições edométricas, em amostras compactadas com baixa energia de compactação e baixa umidade, para formar uma estrutura com elevado índice de vazios, onde se verificou a possibilidade da tensão horizontal permanecer praticamente constante.

2.3.2.5 Ensaio Edométrico

Semelhante ao ensaio edométrico convencional, o ensaio edométrico para determinação do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) deve possuir célula que permita a medição da tensão horizontal. Segundo Newlim (1965) *apud* Santa Maria (2002), o ensaio edométrico garante a condição de deformação lateral nula. Esse ensaio apresenta uma maior dificuldade em mediar a tensão lateral de forma precisa e apresenta problemas de atrito lateral entre as paredes e o solo. Os ensaios podem ter três tipos principais de células: anel confinante semirrígido, anel confinante do tipo nulo e arcos semirrígidos.

Vários autores (i.e CASTELLANAZA e NOVA, 2004; SHIN e SANTA MARIA, 2009) utilizaram células edométricas para medir a tensão horizontal, avaliando as mudanças no estado de tensão causadas pela dissolução do mineral em meio poroso.

Romero (1999) utilizou uma célula edométrica de paredes finas com um anel de compensação *null-type* para determinar a tensão lateral das amostras de solo. Na parte externa foram colocados dois *strain gauges* ativos para registrar as tensões radiais. Orings foram utilizados para estanqueidade.

Santa Maria (2002) apresentou um equipamento, denominado “célula K_0 ” que mede em laboratório o coeficiente de empuxo no repouso. Se trata de uma célula edométrica projetada para realização de ensaio incremental e de velocidade constante de deslocamento. Através dos resultados de ensaios realizados para o estudo reológico de argilas saturadas do rio Sarapuí, a autora confirmou a eficiência do equipamento na medição direta do K_0 em laboratório.

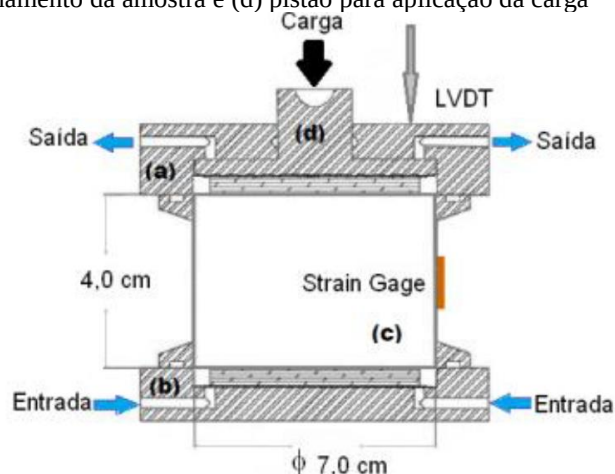
Grau (2014) reconstruiu a célula edométrica desenvolvida por Oliveira (1998) dotando-a de novos anéis expansores e novo sistema de aquisição de dados, com sensores para a medição de tensões laterais. Através de amostras indeformadas de características já conhecidas provenientes do Campus da UNB, demonstrou a influência da sucção no valor de K_0 , demonstrando que na condição de sucção nula e pequenas deformações, o empuxo no repouso resulta valores maiores que a condição ativa, mesmo considerando-se a redução devido a parcela de coesão.

Lins (2014) desenvolveu na Universidade Federal de Pernambuco e na Universidad Politécnica de Cataluña/ Espanha uma célula edométrica modificada, afim de estudar o estado de tensões de um meio poroso sintético, mediu o desenvolvimento das tensões horizontais durante os ensaios e consequentemente do coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

A célula (Figura 9) é constituída por uma liga de bronze-alumínio, o anel de confinamento tem seção transversal cilíndrica de 70 mm de diâmetro, 0,8mm de espessura e a

altura foi reduzida por Galindo (2016) de 80 mm para 40 mm. Possui paredes de uma espessura muito fina, permitindo pequenas deformações para que as tensões horizontais sejam medidas, sendo assim, é importante se atentar que a condição do empuxo no repouso não é plena.

Figura 9 - Ilustração da célula edométrica, composta por (a) parte superior, (b) parte inferior, (c) cilindro de confinamento da amostra e (d) pistão para aplicação da carga



Fonte: Galindo (2016)

Galindo (2016) utilizou esta célula desenvolvida por Lins (2014), com a modificação da altura, para estudar as tensões e deformações de uma rocha carbonática sintética durante a dissolução dos minerais, onde permitiu-se o fluxo controlado de uma solução ácida através da amostra.

Lins et al. (2016) investigaram a evolução com tempo do coeficiente de tensão (K_0) durante o processo de dissolução, analisando os efeitos químicos e mecânicos em amostras sintéticas (mistura de esferas de vidro e de NaCl), utilizando a mesma célula edométrica modificada com medida de tensão horizontal, a fim de simular os efeitos químicos sobre reservatórios de rocha. Constataram que durante a dissolução de NaCl, o K_0 reduz, com uma queda da tensão horizontal; em seguida, o K_0 aumenta, devido ao fenômeno da dilatância causado pelo rearranjo da estrutura granular interna, os autores indicam a degradação do material devido à diminuição da resistência ao cisalhamento.

2.3.2.6 Determinação do K_0 em campo

Existem dois tipos de medição de K_0 em campo, através de mediação direto da tensão total e através de fratura hidráulica. Em ambos os métodos para se obter o K_0 é necessário a medição da tensão horizontal total e medidas ou estimativas de tensão vertical total e da poro-

pressão. A desvantagem inerente aos métodos de campo é a alteração do estado de tensão devido a introdução dos aparelhos no solo. Apresentam resultados de forma questionável, mas grandes avanços vêm sendo feitos visando o mínimo de perturbação ao processo de instalação dos equipamentos.

Alguns exemplos de ensaios:

- a) Medição direta da tensão total: pressiômetro, tubo instrumentado, célula de tensão total auto perfurante, pressiômetro auto- perfurante e célula de tensão total;
- b) Fratura hidráulica: fratura hidráulica utilizando permeâmetro de carga decrescente e fratura hidráulica utilizando permeâmetro de carga constante.

Dourado (2005) realizou ensaios pessiométricos (pressiômetro tipo Ménard) in situ na estação seca e com o solo previamente inundado para avaliar o efeito do umedecimento nos parâmetros de um solo não saturado colapsível de Petrolândia – PE. A autora estimou a tensão horizontal em repouso a partir do método gráfico proposto por Brandt (1978, apud DOURADO, 2005). Apesar do equipamento não ser o mais adequado para obtenção da tensão horizontal, devido às perturbações causadas nas paredes do furo, o parâmetro foi estimado com a finalidade de utilizar para o cálculo da pressão limite efetiva.

Dourado (2005) encontrou valores da tensão horizontal em repouso na umidade natural variando entre 32 kPa a 98 kPa, com tendência de aumentar com a profundidade; na condição inundada os valores situam-se entre 20 kPa e 50 kPa, com o mesmo comportamento em relação a profundidade.

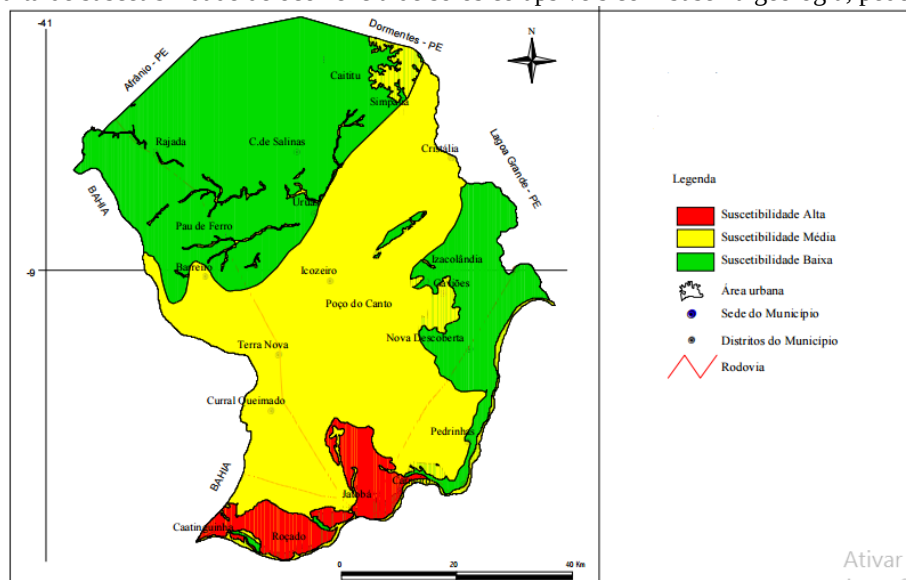
2.4 Solo de Petrolina

Petrolina, cidade do sertão de Pernambuco, distante 712 km da capital do estado é a segunda maior do interior pernambucano e possui índices econômicos acima da média estadual. O crescimento na economia atraiu projetos de construções de conjuntos habitacionais para a região.

De acordo com o Sistema de Informações Geográficas dos Solos Expansivos e Colapsíveis do Estado de Pernambuco – SIGSEC/PE, Amorim et. al (2007), 62,8% dos solos superficiais de Pernambuco tem alta ou média suscetibilidade ao colapso. E segundo as cartas de zoneamento de Petrolina, Figura 10, elaboradas por Silva (2003), a suscetibilidade ao colapso é alta em 6% dos solos e média em 44%, ou seja, metade dos solos dos municípios são

suscetíveis a sofrerem rearranjos estruturais, seguidos de colapso, ao passarem por variações de umidade.

Figura 10 - Carta de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis com base na geologia, pedologia e clima.



Fonte: Silva (2003).

O solo, objeto de estudo do presente trabalho, encontra-se sob o Conjunto Habitacional Nova Petrolina e foi estudado por Torres (2014), que avaliou a variação da resistência de ponta em campo e a colapsibilidade em laboratório e em campo; Santos Neto (2015), que analisou a utilização de Resíduos da Construção Civil (RCC) na minimização do colapso; Borges (2016), que através do uso de quatro equipamentos, com destaque para o *Light Weight Deflectometer* (LWD), analisou o comportamento do solo colapsível quanto ao módulo de elasticidade, a resistência de ponta e a variação de volume, devido a inundação, através de ensaios de campo, Veríssimo (2016), que avaliou a influência da variação do grau de compactação e umidade na colapsibilidade e resistência de ponta do solo com e sem inundação e Freitas (2017) com a avaliação do comportamento geomecânico do mesmo solo.

A Tabela 6 apresenta a sequência de estudos realizadas no solo, objeto de estudo desta dissertação.

Tabela 6 - Estudos realizados no solo

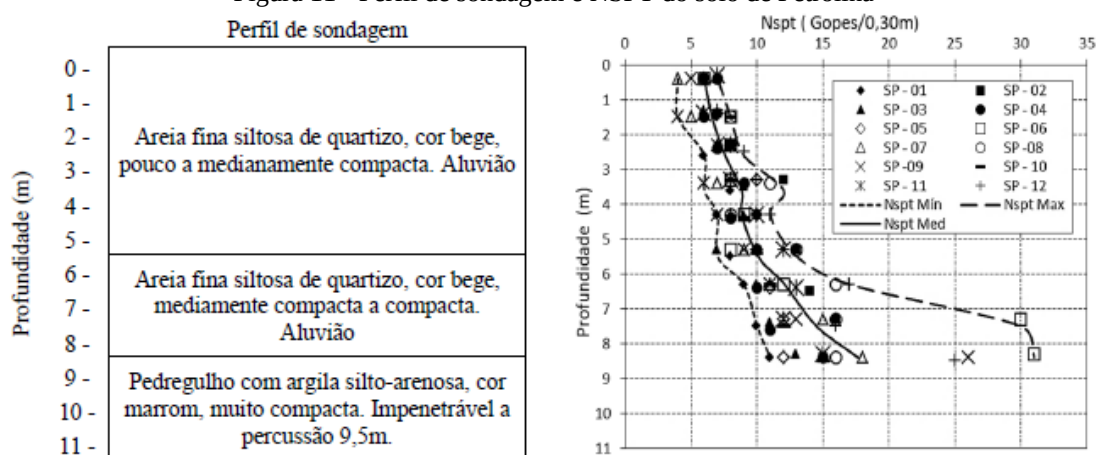
Autor	Estudo
Torres (2014)	Resistência de ponta em campo e colapsibilidade em laboratório e em campo
Santos Neto (2015)	Utilização de RCC na minimização do colapso
Borges (2016)	Módulo de elasticidade, resistência de ponta e variação de volume, devido a inundação, através de ensaios de campo
Veríssimo (2016)	Influência da variação do grau de compactação e umidade na colapsibilidade e resistência de ponta do solo com e sem inundação
Freitas (2017)	Comportamento geomecânico

Fonte: Autora

Além das dissertações de mestrado e tese de doutorado, artigos sobre o mesmo solo foram publicados em congressos e periódicos: Torres et. al. (2014), Veríssimo et. al. (2015), Torres et. al. (2015), Borges et. al. (2015), Borges et. al. (2016), Freitas (2017), Santos e Ferreira (2017), Santos et. al. (2017).

De acordo com os dados de 12 Sondagens de Reconhecimento com determinação do N_{SPT} , fornecidos para Torres (2014) pela empresa construtora do conjunto habitacional, o autor considerou o perfil de sondagem (Figura 11). Composto por uma primeira camada de areia fina siltosa de quartzo pouco a medianamente compacta, uma segunda camada de areia fina siltosa de quartzo mediana compacta a compacta e uma terceira e última camada de pedregulho com argila silto-arenosa muito compacta atingindo o impenetrável a 9,5m de profundidade.

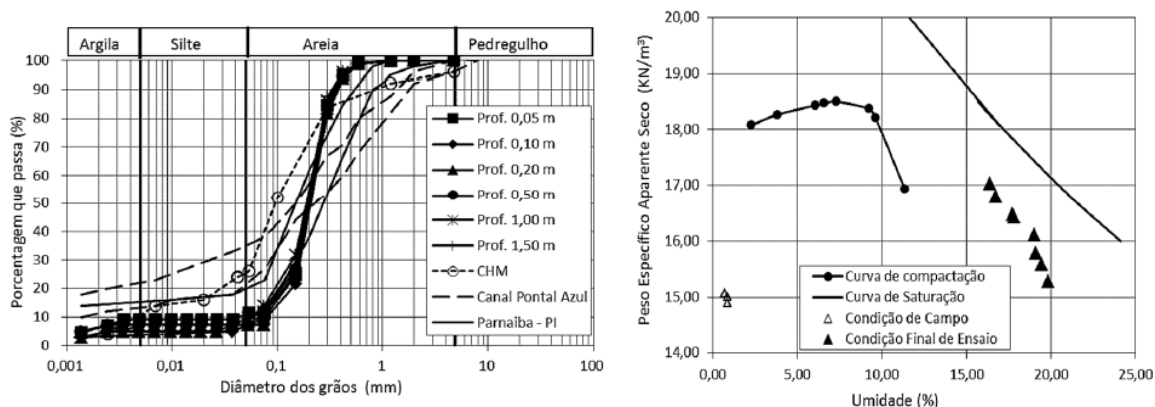
Figura 11 - Perfil de sondagem e NSPT do solo de Petrolina



Fonte: Torres (2014).

A caracterização física realizada por Torres (2014) concluiu que: O solo é essencialmente arenoso com mais de 90% de areia, com menos de 5% de argila e praticamente sem silte, no máximo 2% (Figura 12a). O valor do peso específico dos grãos é de $26,32 \text{ kN/m}^3$. O solo é mal graduado, não líquido e não plástico, sendo classificado como SM, Areia Siltosa, no Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). O peso específico natural varia de $14,97$ a $15,10 \text{ kN/m}^3$, a umidade natural é de $0,81\%$ e grau de saturação de $2,86\%$. O peso específico aparente seco é $18,50 \text{ kN/m}^3$ e a umidade ótima é $7,30\%$, ambos obtidos com energia do Proctor Normal (Figura 12b). De acordo com as características químicas, o solo tem caráter não dispersivo, tratando-se de um solo ácido, distrófico, com baixa capacidade de troca catiônica.

Figura 12 - Caracterização física do solo: a) distribuição granulométrica e b) curvas de compactação e saturação.

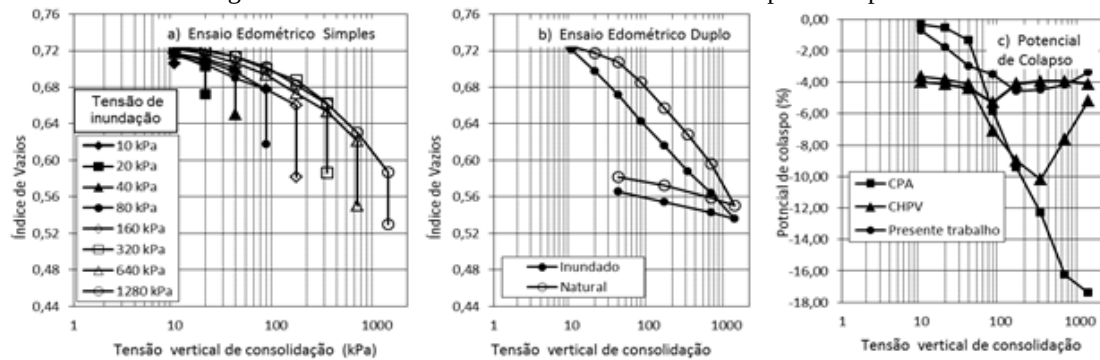


Fonte: Torres (2014).

Os resultados encontrados por Torres (2014) dos ensaios edométricos demonstram que o potencial de colapso cresce até atingir um valor máximo de $4,58\%$ sob uma tensão de 160 kPa , decrescendo após este momento, comportamento similar ao encontrado por Ferreira (1995), Ferreira e Fucale (2014)

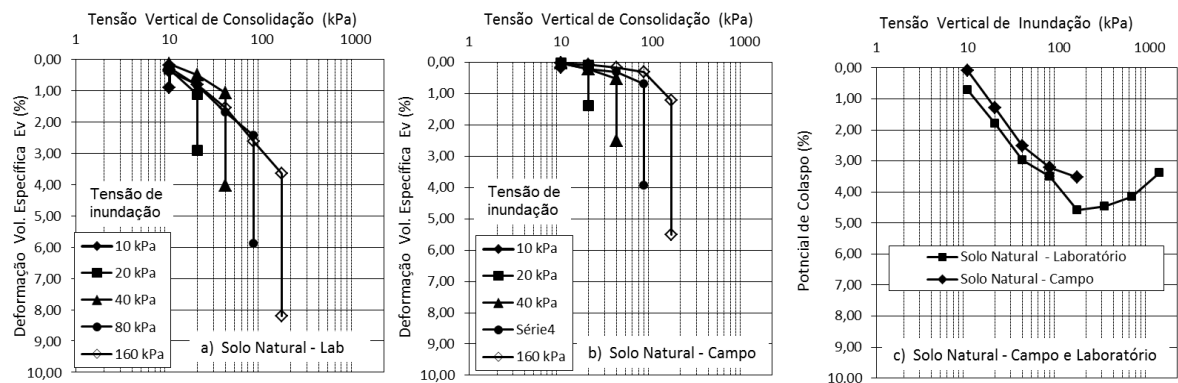
Ao considerar o critério desenvolvido por Reginatto e Ferrero (1973), o solo foi classificado como verdadeiramente colapsível (Figura 13). As deformações volumétricas e potenciais de colapso obtidos em laboratório são cerca de 25% maiores do que as obtidas nos ensaios de campo através do Expansocolapsômetro, devido à distribuição da tensão ser uniforme em todo corpo de prova em laboratório e variável com a profundidade em campo (Figura 14).

Figura 13 - Resultados dos ensaios Edométricos Simples e Duplos.



Fonte: Torres (2014).

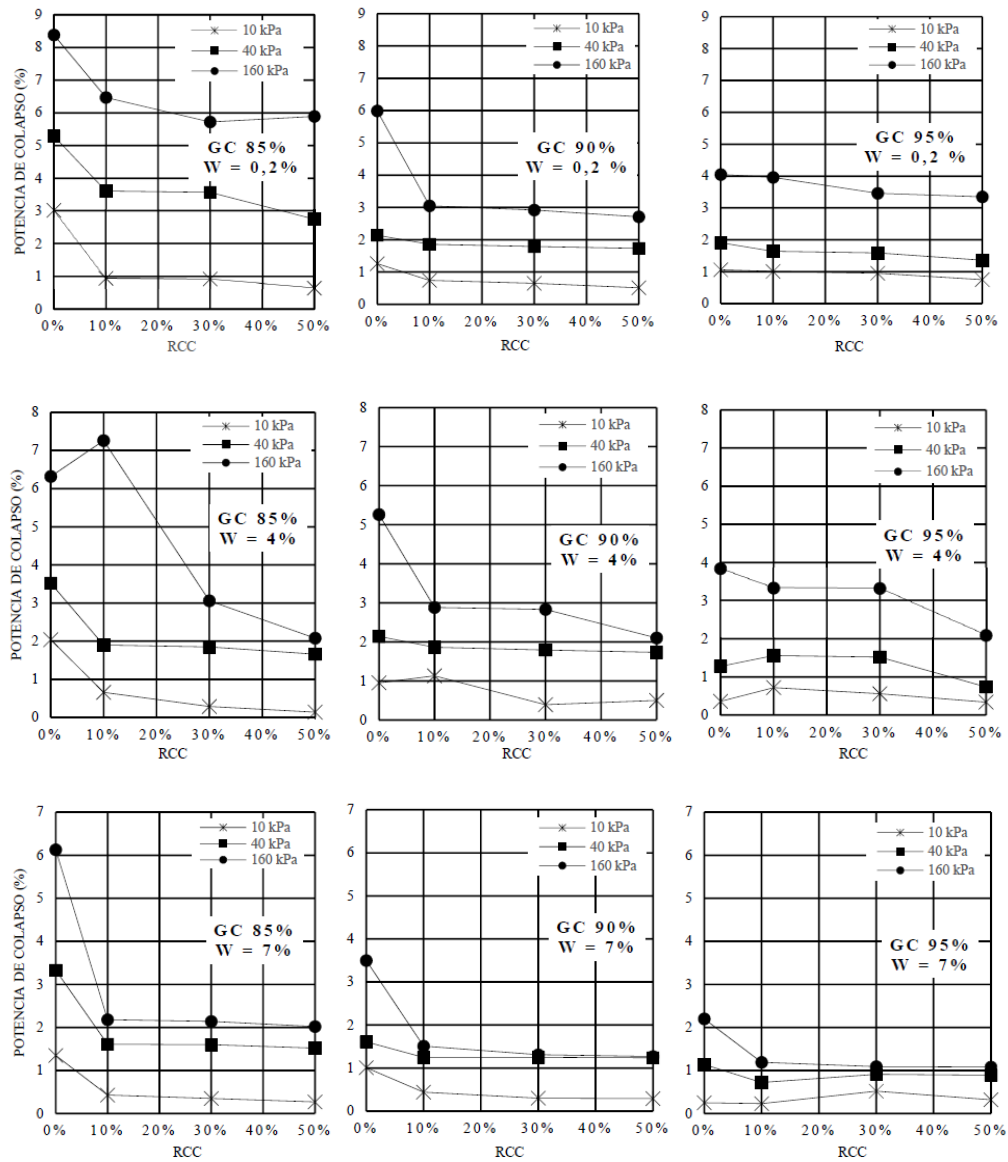
Figura 14 - Curvas de deformação volumétrica específica e do potencial de colapso com a tensão vertical aplicada obtida através de ensaios de laboratório e de campo.



Fonte: Torres (2014).

Santos Neto (2015) adicionou (10%, 30% e 50%) resíduos da construção civil (RCC) à este solo com o intuito de estabiliza-lo em relação ao colapso. A mistura gerou granulometria mais uniforme. Os potenciais de colapso foram medidos através de ensaios edométricos simples e duplos, variando além da proporção de RCC, também a umidade (0,2%, 4,0% e 7,0%) e grau de compactação (85%, 90%, 95%). Os potenciais de colapso (Figura 15) foram decrescentes com o acréscimo de RCC, Santos Neto (2015) constatou que o acréscimo do RCC_{#30} foi eficiente na redução do colapso, assim no aumento do peso específico do solo. Os menores potenciais de colapso dos corpos de prova com 50% de RCC_{#30}, GC=95% e umidade 7%, então chegou-se à conclusão que a umidade inicial, o grau de compactação e a tensão a que o solo está submetido têm importância significativa no comportamento de variação de volume quando o solo é inundado.

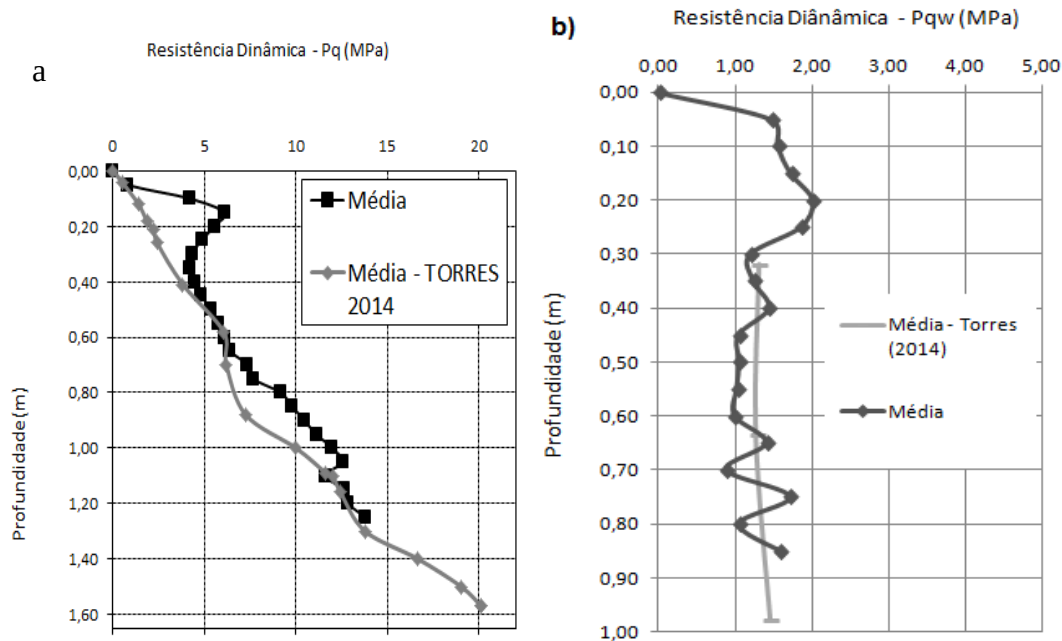
Figura 15 - Variação do potencial de colapso com acréscimo de RCC



Fonte: Santos Neto (2015)

Através dos ensaios com o penetrômetro dinâmico DPL, Borges (2016) obteve valores de resistência de ponta (P_q) até a profundidade de 1,25m e Torres até a profundidade de 1,40m, ambos obtiveram resultados com comportamentos semelhantes. A Figura 16 apresenta a média obtida por Borges (2016) e comparada com os resultados de Torres (2014) para o solo na umidade natural e inundado.

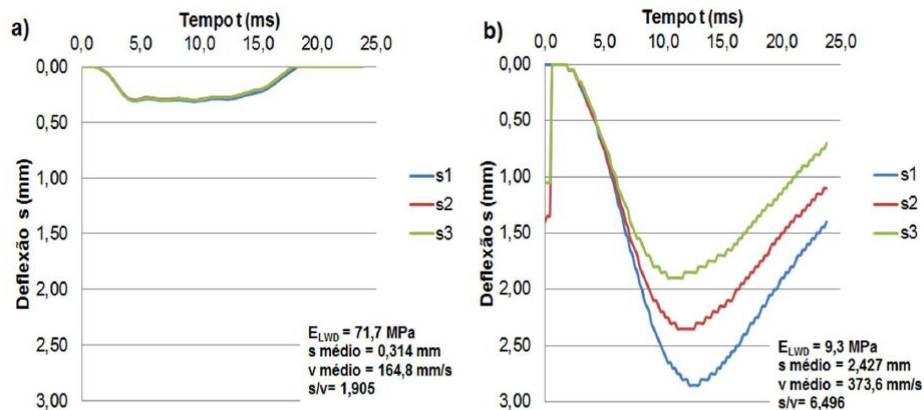
Figura 16 – Resistência de ponta com a profundidade: a) umidade natural e b) inundado



Fonte: Borges (2016)

Em campo, com o equipamento Light Weight Deflectometer (LWD), Borges (2016) analisou os módulos de elasticidade (ELWD) para o solo na condição natural e de inundação, apresentando resultados menores nesta última situação, com deflexão maior (Figura 17). A diferença entre o solo natural e inundado, demonstram um comportamento típico dos solos colapsíveis, apresentando certa resistência na umidade natural, devido à sucção, que diminui ao ser inundado, quebrando as forças capilares, o que causa uma brusca redução de volume.

Figura 17 - Curvas de deflexões individuais para o solo: a) no estado natural e b) inundado

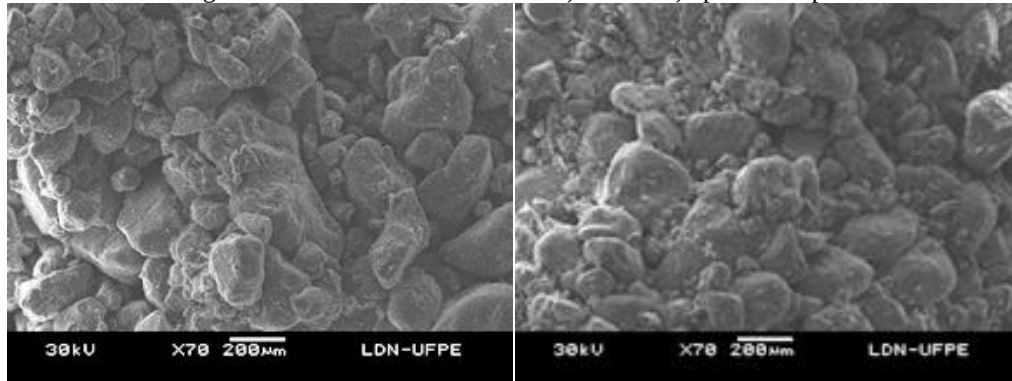


Fonte: Borges (2016)

A análise estrutural realizada por Veríssimo (2016) verificou que as partículas maiores (areia) do solo não se conectam diretamente entre si, com um revestimento típico de grãos em

processos iluviais. Após o colapso a estrutura do solo ainda é similar ao indeformado, porém com um empacotamento mais denso entre os grãos, causado pela aplicação da tensão e do colapso, com consequente rearranjo das partículas e redução dos poros (Figura 18).

Figura 18 - Microestrutura do solo a) antes e b) após o colapso.

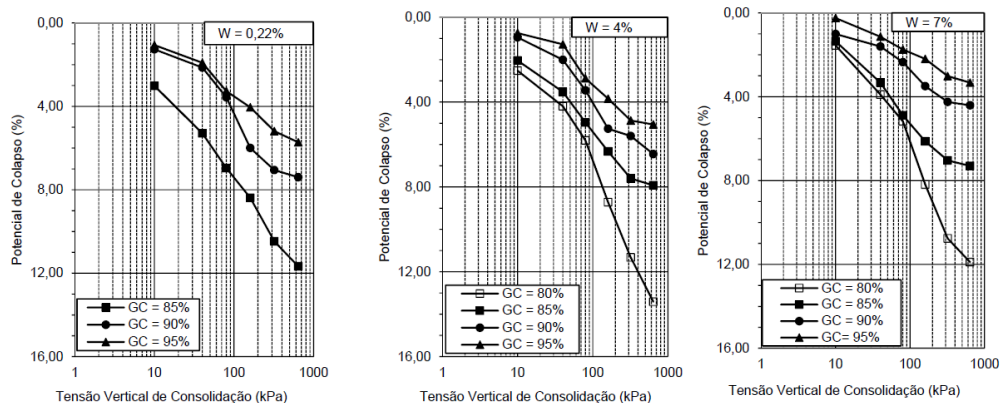


Fonte: Veríssimo (2016)

Veríssimo (2016) também analisou a influência da variação da umidade e do grau de compactação no potencial de colapso e resistência de ponta através do penetrômetro estático em lisímetros.

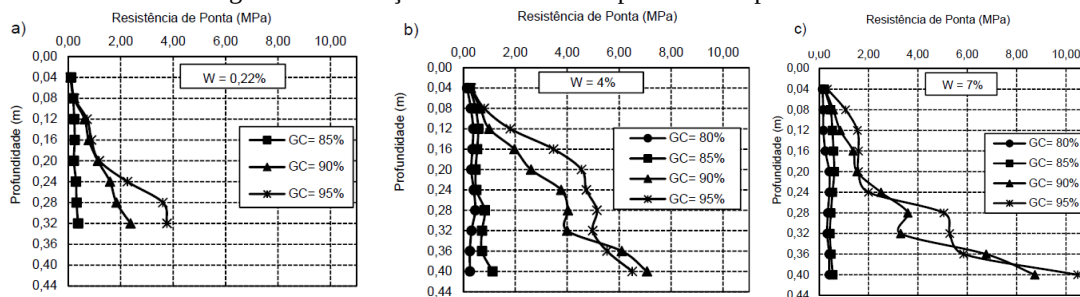
Os resultados obtidos por Veríssimo (2016) mostram que o acréscimo de tensão reduz o potencial de colapso, enquanto o acréscimo do grau de compactação e/ou de umidade reduzem o potencial de colapso (Figura 19). A resistência de ponta aumenta com o acréscimo do grau de compactação, profundidade e umidade (Figura 20). A autora constata que a melhoria das características geotécnicas do solo através de uma compactação feita corretamente reduz a compressibilidade e minimiza as deformações por colapso.

Figura 19 - Potencial de Colapso das amostras com mesma umidade e diferentes graus de compactação



Fonte: Veríssimo (2016)

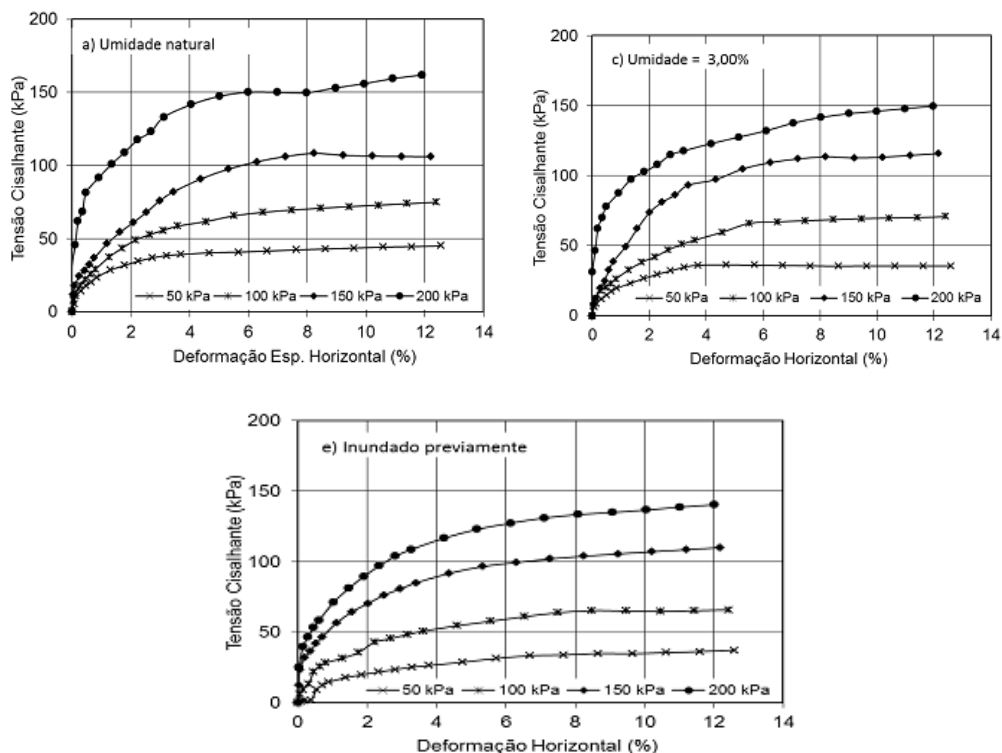
Figura 20 - Variação da resistência de ponta com a profundidade



Fonte: Veríssimo (2016)

Freitas (2017) realizou ensaios de cisalhamento direto com os corpos de prova variando a condição de umidade (umidade natural, 3% e inundado previamente), os resultados apresentaram comportamento plástico para as tensões menores e plástico com pequeno endurecimento para as tensões de 150 kPa e 200 kPa. As tensões cisalhantes diminuem a medida que aumenta a umidade do corpo de prova no início do ensaio (Figura 21). A coesão para o corpo de prova inundado foi nula e para os demais não ultrapassou 0,40 kPa. Os ângulos de atrito obtidos nos ensaios apresentam pequena variação de 31° a 34°, reduzindo com o aumento de umidade do corpo de prova.

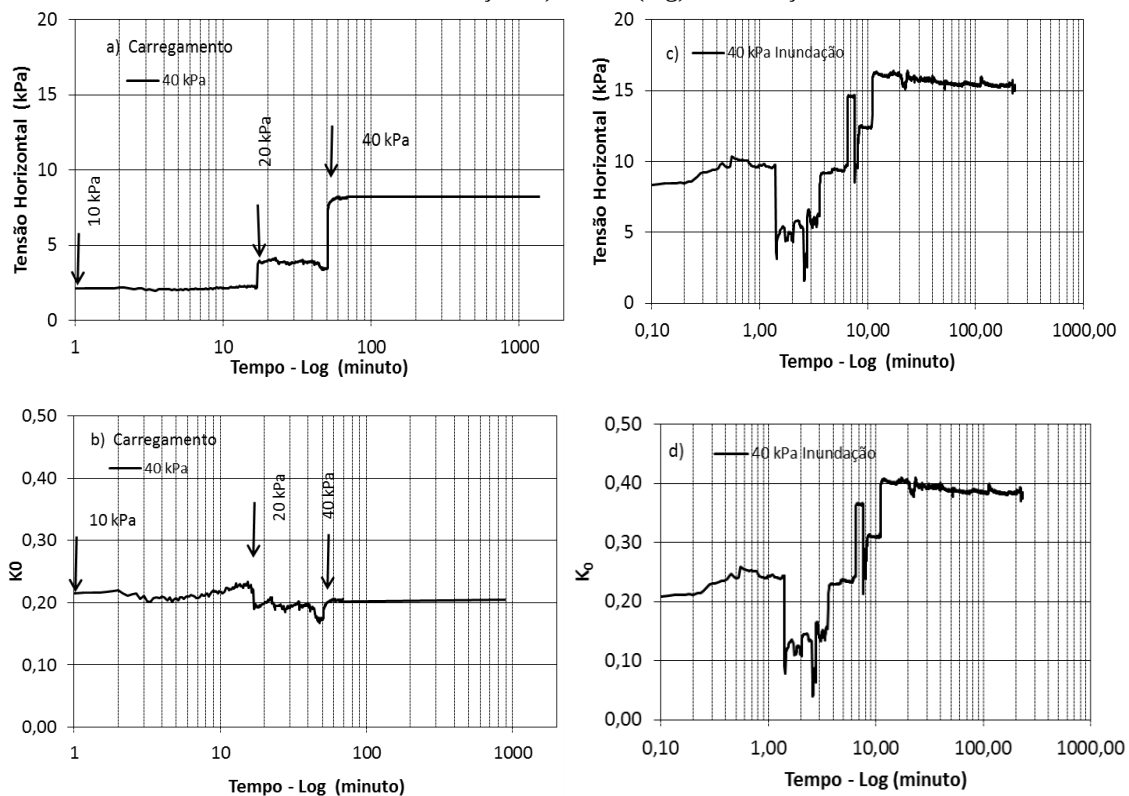
Figura 21 - Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal com diferentes umidades



Fonte: Freitas (2017)

Freitas (2017) analisou a variação da tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso (K_0), com resultados obtidos utilizando célula edométrica de parede fina modificada por Lins (2014). A tensão horizontal e o K_0 sofreram um pico imediatamente após a aplicação da tensão vertical, com posterior estabilização. No momento de inundação e consequente colapso há uma instabilidade tanto da tensão horizontal quanto do K_0 , com diminuição e acréscimo dos valores, com o tempo e com a estabilização do processo crescem lentamente até superar aos obtidos na fase de carregamento. A Figura 22 demonstra esse comportamento para um corpo de prova moldado em umidade natural com grau de compactação de 85%, carregado até a tensão de 40 kPa.

Figura 22 - Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação até a tensão de 40 kPa: a) $\Delta_H \times t$ (log) - carregamento, b) $K_0 \times t$ (log) - carregamento, c) $\sigma_H \times t$ (log) – inundação, d) $K_0 \times t$ (log) – inundação



Fonte: Freitas (2017)

Os coeficientes de empuxo no repouso encontrados por Freitas et. al (2017) para carregamentos finais de 40 kPa e 160 kPa variaram de 0,17 a 0,24 na fase de carregamento e de 0,34 a 0,38 após inundação e colapso Tabela 7.

Tabela 7 – K_0 obtidos no final de cada estágio de tensão aplicada no carregamento e na fase de inundação.

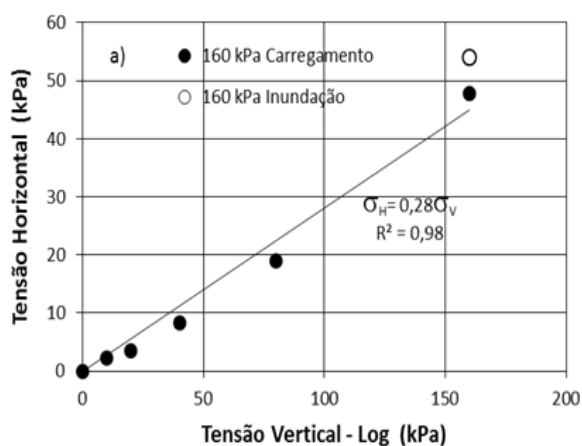
Fase de Carregamento	

Tensão última do carregamento	10 kPa	20 kPa	40 kPa	80 kPa	160 kPa	Fase de Inundação
40 kPa	0,22	0,17	0,21	-	-	0,38
160 kPa	0,22	0,18	0,21	0,24	0,30	0,34

Fonte: Freitas et al. (2017)

A Figura 23 apresenta os valores da tensão horizontal no final das fases de carregamento e inundação após o término das deformações de colapso para tensão de 160 kPa encontradas por Freitas (2017).

Figura 23 - Relação entre a tensão horizontal e a vertical nas fases de carregamento e inundação na tensão de 160 kPa.

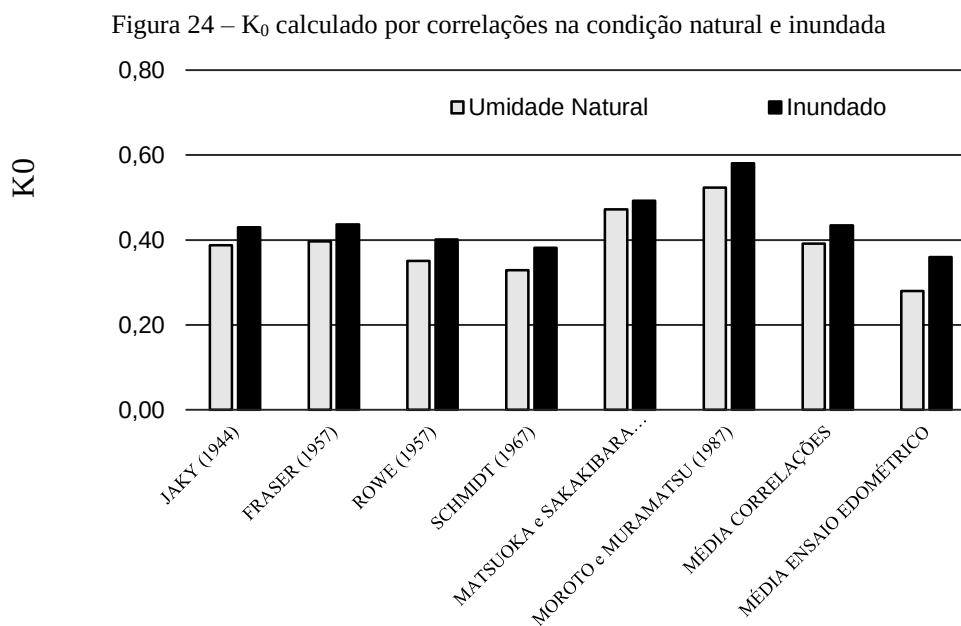


Fonte: Freitas (2017)

Santos et. al.(2016) calcularam o ângulo de atrito do solo na umidade natural e inundado através da correlação de Sanglerat (1972) para os resultados dos ensaios de resistência de ponta determinados em campo encontrados por Torres (2014) na profundidade de 1m e compararam com o obtido no ensaio de cisalhamento direto em amostra indeformada, coletada na mesma profundidade por Freitas (2017). O ângulo de atrito calculado por correlação apresenta valores próximos aos determinados em laboratório, variando apenas 2,3% na condição inundada e 1,5% na inundada.

O coeficiente de empuxo no repouso foi calculado por Santos et.al. (2017) através de correlações empíricas, tomando como base os ângulos de atrito do ensaio de Cisalhamento Direto e os calculados por Santos et.al. (2016). O K_0 variou de 0,28 a 0,52 no estado natural e de 0,32 a 0,58 quando inundado, já os coeficientes de empuxo determinados nos ensaios edométricos por Freitas (2017) na umidade natural e inundados variaram respectivamente de 0,22 a 0,36 e de 0,34 a 0,38 (Figura 24).

O K_0 calculado através das correlações empíricas apresentou, no geral, mesmo comportamento, com significativa variação nos valores entre si e apresentaram valores maiores para K_0 que os encontrados pelo ensaio edométrico, sendo as relações propostas por Matsuoka e Sakakibara (1987) e Moroto e Muramatsu (1987) as com valores mais distantes e as propostas por Rowe (1957) e Schmidt (1967) as com valores mais próximos aos valores de laboratório.



Fonte: Santos et al. (2017)

A Tabela 8 apresenta, resumidamente, os resultados encontrados para o solo colapsível de Petrolina pelos diversos autores até o momento.

Tabela 8 – Principais resultados obtidos no solo

	Resultados	Referência
Caracterização Física	90% de areia;	Torres (2014)
	Mal graduado;	
	Não líquido e não plástico	
	Areia Siltosa (SM)	
	Umidade ótima = 7,3%	
Caracterização Química	Solo ácido;	Torres (2014)
	Caráter não dispersivo;	
	Distrófico;	
	Baixa capacidade de troca catiônica.	
Potencial de Colapso (Ensaio edométricos)	Valor máximo = 4,58% (160 kPa)	Torres (2014)
	Amostras indeformadas	
	Acréscimo de grau de compactação e/ou umidade reduzem o PC (até 12%)	Veríssimo (2016)
	Amostras compactadas	
Resistência ao Cisalhamento	Umidade natural: C = 0,40 kPa; F = 34°	Freitas (2017)
	W= 3,0%: C = 0,18 kPa; F = 33°	
	Inundado previamente: C = 0,00 kPa; F = 31°	
K0 (ensaio edométricos)	Carregamento = entre 0,21 e 0,30	Freitas (2017)
	Inundação = entre 0,34 e 0,38	
K0 (correlações)	Rowe (1957) e Schimdt (1967) mais se aproximam dos ensaios edométricos de Freitas (2017)	Santos et al. (2017)

Fonte: Autora

3 MATERIAIS E MÉTODOS

São descritos o processo de preparação dos corpos de prova e execução dos ensaios que foram realizados no Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE): caracterização física, cisalhamento direto em três diferentes condições de umidade e edométrico em célula de paredes semirrígidas para avaliação da variação do coeficiente de empuxo no repouso durante o carregamento, inundação e após o colapso.

3.1 Caracterização Física

Os ensaios foram realizados com as amostras deformadas (armazenada em saco plástico), das profundidades de 0,80 a 1,10m, obtidas durante a moldagem dos blocos da dissertação de mestrado de Torres (2014). Os ensaios de caracterização física seguiram as metodologias das seguintes normas técnicas brasileiras:

- ABNT NBR 6457 (2016). Amostras de solo - Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização;
- ABNT NBR 7181 (2016). Solo -Análise granulométrica;
- ABNT NBR 6508 (1984). Grãos de Solos que passam na Peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica;
- ABNT NBR 7182 (2016). Solo – Ensaio de Compactação;
- ABNT NBR 6459 (2017). Solo – Determinação do Limite de Liquidez;
- ABNT NBR 7180 (2016). Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.

3.2 Caracterização Química

A caracterização Química do solo foi realizada no Laboratório de Química da Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP) conforme a metodologia do Manual de Análises de Solos da Embrapa (1997), para quantificar a Soma das Bases (S), a Capacidade de Troca Catiônica (CTC), a Retenção de Cátions (RC), a Atividade da Fração Argila (Tr), o Grau de Saturação por Bases (V), a Saturação por Alumínio (m), e a Saturação por Sódio, de acordo com cálculos do novo sistema de classificação de solos da Embrapa (1999).

A composição Química quantitativa do solo, expressa em óxidos, foi realizada no Laboratório de Núcleo de Estudos Geoquímicos da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), obtida através de espectrometria de fluorescência de raios-X (FRX) em amostras fundidas, com determinação de teores dos óxidos: Na₂O, MgO, Al₂O₃, SiO₂, P₂O₅, SO₃, K₂O, CaO, TiO₂, Cr₂O₃, MnO, Fe₂O₃, SrO, ZrO₂ e BaO. Uma porção de amostra foi secada em estufa a 110°C. Uma outra porção de amostra seca foi prensada em cápsulas de alumínio com 30 toneladas de força. As pastilhas prensadas foram analisadas em espectrômetro de fluorescência de raios-X Rigaku modelo ZSX Primus II, equipado com tubo de Rh e 7 cristais analisadores. Os resultados da varredura semi-quantitativa foram recalculados para 100% após a incorporação do valor da perda ao fogo.

3.3 Preparação das Amostras e Corpos de Prova

O solo colapsível de Petrolina-PE, Brasil é um Neossolo (mais de 90% de areia quartzosa) muito porosa, com peso específico natural do solo 15,0 kN/m³, sem agentes cimentantes, com estrutura do tipo de empacotamento simples, alta sucção (5 MPa) e baixo valor de umidade (1,0%) em boa parte do ano (clima Semiárido). Amostras indeformadas de solo e moldadas estaticamente em laboratório por Veríssimo (2016) em condição próximas às de campo (umidade e peso específico) apresentam colapso para tensões de 10 e 640 kPa. Como é extremamente difícil coletar, transportar, moldar e ensaiar corpos de prova em amostras indeformadas nesse solo e como o solo não tem agentes cimentantes, ensaios foram realizados em amostras remoldadas.

A umidade do solo foi determinada através de 10 ensaios de umidade em estufa, em dias diferentes, chegou-se a uma média de 0,30%, sendo esta adotada como umidade natural, pois

assemelhava-se as umidades indicadas por Torres (2014), Santos Neto (2015), Borges (2016), Veríssimo (2016) e Freitas (2017).

Os ensaios foram realizados com corpos de prova na umidade natural, além de umidades de aproximadamente 4% e 9%, esta última indicando a umidade ótima. Para se obter a umidade desejada para preparação dos corpos de prova, foi calculado quanto de água se adicionaria ao solo, esta água foi adicionada até a homogeneização e então o solo foi armazenado em sacos plásticos e guardado em câmara úmida por 48h, para que a umidade se equilibrasse. Só então conferia se havia alcançado a umidade desejada, considerando uma tolerância de $\pm 0,5\%$.

Os ensaios foram realizados em diferentes graus de compactação (80% e 85% e 100%). Determinou-se o volume necessário em cada ensaio e então foi calculado o peso de solo que seria utilizado para cada umidade atingir o grau de compactação desejado.

3.4 Ensaios de Cisalhamento Direto

Os corpos de prova foram compactados na própria célula do equipamento com altura média (h) de 40 mm e lado (l) medindo 101,6 mm. Foram realizadas 5 Séries distintas, conforme Tabela 9, que apresenta a umidade e grau de compactação que se desejava alcançar nos ensaios.

Tabela 9 - Esquema de ensaios de cisalhamento direto		
Série	Umidade (%)	Grau de Compactação (%)
1	0,3 (natural)	80
2		85
3		80
4	4	85
5	9	100

Fonte: Autora

A montagem do corpo de prova era realizado com papel filtro antes e depois do solo, para auxiliar na distribuição uniforme da água nos ensaios com inundação. O peso de solo calculado para cada ensaio, considerando a umidade e grau de compactação foi dividido em 3 partes iguais, distribuídos uniformemente, sempre fazendo ranhuras entre uma camada e outra, com cuidado para que nenhuma das transições entre as camadas coincidisse com o plano de cisalhamento da caixa.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no laboratório de solos da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), utilizando uma prensa convencional, produzida

pela Ronald Top S/A, com sistema de cargas através de pesos em pendural duplo. Nas leituras dos deslocamentos verticais e horizontais foram utilizados extensômetros da marca Mitutoyo, com sensibilidade de 0,01mm. A força horizontal foi determinada através de um anel de carga. Foram utilizados corpos de prova com seção transversal quadrada de dimensões de 4" (101,6 mm) de lado e 40 mm de altura (Figura 25).

Figura 25 - Ensaio de cisalhamento direto em andamento



Fonte: Autora

Estes solos na condição de estação seca suportam edificações de 8 a 10 pavimentos. No entanto casas simples apresentam fissuras e trincas em períodos úmidos. Realização de ensaios saturados previamente não explicam o aparecimento de fissuras e ruptura das casas. Uma metodologia foi utilizada para avaliar a perda de resistência e recalques adicionais devido a mudança de umidade durante o processo de cisalhamento na tentativa de explicar e justificar o comportamento.

Os ensaios foram realizados em três condições: a umidade constante, inundado previamente e inundado durante o cisalhamento.

3.4.1 Ensaio de Cisalhamento Direto na Umidade Constante

Quanto aos procedimentos gerais, seguiu-se basicamente as recomendações de HEAD (1984). As tensões normais utilizadas foram 50, 100, 150 e 200 kPa, sendo aplicadas em um único estágio. O tempo de estabilização das deformações foi determinado de forma que a deformação entre dois intervalos de tempo consecutivos fosse inferior a 5% da deformação total do solo, ocorrida até o tempo anterior, sendo estabelecido um tempo mínimo de 30 minutos. Após a estabilização das deformações iniciava-se o cisalhamento. A velocidade adotada em todos os ensaios foi de 0,15 mm/min, o deslocamento máximo adotado foi de 15 mm. Após o cisalhamento desmontava-se o ensaio e determinava-se a umidade final do corpo de prova.

A tensão de ruptura para os ensaios na umidade natural e com inundação prévia ao ensaio foi considerada em momento anterior, porém próximo do que seria a tensão de ruptura, não se considerou a máxima tensão, mas sim aquela onde a curva atingiu uma inclinação relativamente constante, pois nos ensaios com inundação durante o cisalhamento, a intensão foi de avaliar a perda de resistência devido ao colapso causado pela variação de umidade e não apenas pela tensão imposta devido ao cisalhamento.

3.4.2 Ensaio de Cisalhamento Direto Inundados Previamente

Os ensaios de cisalhamento direto inundados previamente foram moldados na própria célula, alocados na prensa e a inundação era feita apenas sob o peso do *top-cap* com 1,265 kg, medindo-se as deformações verticais com o deflectômetro. Após 16 horas de inundação, quando as deformações já haviam se estabilizado plenamente, o carregamento era aplicado. Aguardava-se a estabilização das deformações devidas ao carregamento, novamente sob a regra de que a deformação entre dois intervalos de tempo consecutivos fosse inferior a 5% da deformação total do solo, ocorrida até o tempo anterior, sendo estabelecido um tempo mínimo de 30 minutos. O solo era cisalhado, finalizava o ensaio, desmontava e media-se a umidade final.

3.4.3 Ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento

Os ensaios que tiveram a inundação realizadas durante o cisalhamento, seguiram os mesmos procedimentos de moldagem e carregamento do ensaio na umidade natural. Com os resultados obtidos dos ensaios na umidade natural (constante) e inundados previamente, pode-se identificar o momento de ruptura, então adotou-se inundar o solo alguns instantes antes, para se observar o colapso sem que o solo se rompesse devido somente ao cisalhamento imposto.

A etapa de cisalhamento iniciava-se da mesma forma do ensaio na umidade constante sendo, através de uma bureta graduada de 0,1 ml, com uma torneira regulável de vidro em sua extremidade ligada a uma mangueira que levava água à caixa onde estava o solo, a uma vazão de 0,1 ml/s (Figura 26), e o cisalhamento seguia normalmente. Após o final do cisalhamento, desmontava-se o ensaio e media-se a umidade final.

Figura 26 - Esquema do ensaio de Cisalhamento Direto inundado durante o Cisalhamento



Fonte: Autora

Com os resultados deste ensaios, adotou-se a mesma fórmula utilizada nos ensaios edométricos para cálculo de colapso, através da metodologia proposta por Jennings e Knight (1975) e Vargas (1978) de acordo com Equação 31:

$$PC = \Delta H/H_0 \quad (31)$$

Onde:

PC: Potencial de Colapso;

ΔH : Variação da altura do corpo de prova;

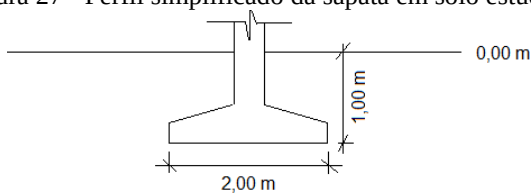
H_0 : Altura inicial.

3.4.4 Estimativa da capacidade de carga e tensão admissível

A estimativa da capacidade de carga foi calculada a partir das formulações teóricas baseadas na teoria do equilíbrio plástico de Terzaghi (1943), com as contribuições e fatores de correção de Vesic (1975) (Equação 13).

Foi considerada uma sapata quadrada rígida, de superfície lisa, medindo 2 m x 2 m, apoiada a 1m da superfície, profundidade aproximada de coleta das amostras, considerando um perfil de solo homogêneo, apenas com carregamento vertical, sem nível d'água próximo (Figura 27).

Figura 27 - Perfil simplificado da sapata em solo estudado.



Areia Fina Siltosa de quartzo, cor bege

5,00 m

Fonte: Autora

Os cálculos de capacidade de carga foram determinados a partir de planilha de otimização do cálculo da capacidade de carga e tensão admissível do solo para sapatas isoladas (OLIVEIRA e AMANCIO, 2016), onde se considerou coesão, ângulo de atrito, peso específico do solo, nível do lençol freático, dimensões da fundação e cota de assentamento.

A partir dos parâmetros de resistência (c e ϕ) dos ensaios de cisalhamento direto, buscou-se avaliar a variação da capacidade de carga com a variação de umidade. O peso específico e o nível d'água no terreno foram determinados de acordo com as condições do corpo de prova no momento avaliado, assim como demonstrados na Tabela 10:

Tabela 10 – Condição dos corpos de prova

Ensaio / Momento	Peso específico	Nível d'água
Umidade Constante	Natural	-
Inundado Previamente	Saturado	0,0 m
Inundado Durante (A)	Natural	-
Inundado Durante (B)	Natural e Saturado	1,0 m
Inundado Durante (C)	Saturado	0,0 m

Fonte: Autora

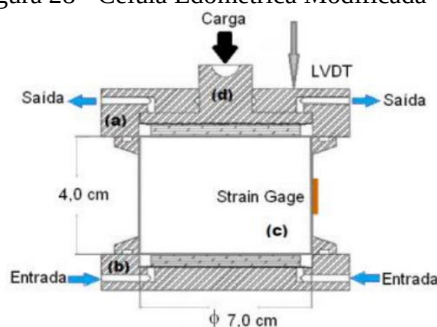
A tensão admissível foi determinada a partir da recomendação da NBR 6122/2010, cujo fator de segurança adotado foi igual a 3.

3.5 Ensaios Edométricos com Leitura de Tensões Horizontais

Para relacionar com os ensaios de cisalhamento direto, foram realizados ensaios edométricos com os corpos de prova na umidade natural com grau de compactação a 80%.

Os ensaios edométricos foram realizados em uma célula, cujo esquema encontra-se representado na Figura 28, construída e instrumentada por Lins (2014) e adaptada por Galindo (2016), que além das deformações verticais, também apresentava a leitura das tensões efetivas horizontais, através de *strain gauges* e LVDT, conectados a uma caixa de aquisição de dados aliado a um programa para leitura e armazenamento dos mesmos.

Figura 28 - Célula Edométrica Modificada



Fonte: Adaptada de Lins (2014) por Galindo (2016)

As amostras foram compactadas em laboratório na sua umidade natural (cerca de 0,30%), com auxílio de pequeno soquete para uniformizar as 3 camadas em que o solo foi igualmente dividido, tomando-se o cuidado de não adicionar tensões horizontais com este processo (Figura 29).

Figura 29 - Preparação dos corpos de prova do ensaio edométrico com leitura das tensões horizontais



Fonte: Autora

A metodologia do ensaio foi similar ao edométrico simples em células convencionais. Após a montagem da célula e compactação da amostra, o conjunto era levado para a prensa de adensamento, ajustando-se o LVDT e o extensômetro. Logo após, conectava-se a tanto o LVDT quanto os *strain gauges* à caixa de aquisição de dados e este, conectado ao programa de leitura e armazenamento dos dados, as leituras eram lidas e esperava-se que as mesmas se estabilizassem, para então, dar início ao ensaio com as aplicações das tensões de consolidação (Figura 30).

Figura 30 - Célula Edométrica utilizada na pesquisa.



Fonte: Autora

4 RESULTADOS E ANÁLISES

São apresentados e analisados os resultados obtidos a partir de ensaios de laboratório de caracterização Física, Química, edométrico simples e duplo com medição das tensões horizontais, de cisalhamento direto no solo na umidade constante, previamente inundado e inundado durante o cisalhamento da Areia Amarelo - Avermelhada da cidade de Petrolina-PE.

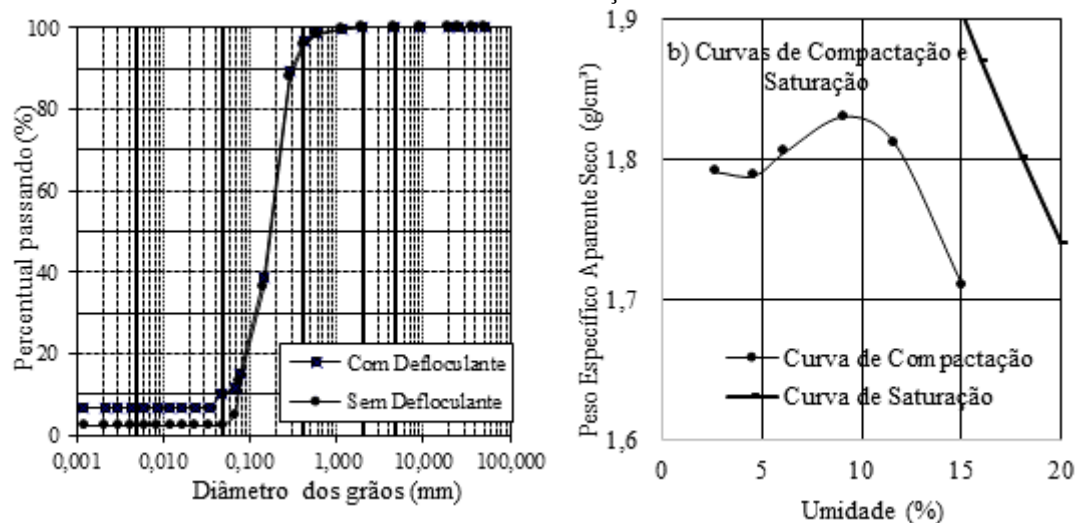
4.1 Caracterização Física

O solo é essencialmente arenoso, com mais de 90% de areia, mal graduado (Figura 32a) e com peso específico real dos grãos ($G_s=26,67 \text{ kN/m}^3$). A porcentagem de finos no ensaio com defloculante é de 7%, enquanto sem o uso do defloculante alcançou pouco mais de 2%, caracterizando pequena aglomeração destas partículas no solo em estado natural. Não apresentou liquidez, nem plasticidade, sendo classificado como SM, areia siltosa, no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). Os resultados encontrados nesta dissertação são muito próximos com os obtidos por Torres (2014) e Veríssimo (2016).

A umidade natural da amostra é 0,30%. Através do ensaio de compactação na energia do Proctor Normal, o valor do peso específico aparente seco é de $18,30 \text{ kN/m}^3$, com uma umidade ótima de 9,10%, (Figura 32 b).

A curva de compactação do solo ensaiado é do tipo B (um pico e meio), segundo classificação de Lee e Suedkamp (1972, apud Ferreira, 1995). Este tipo de curva também foi encontrado por Ferreira (1995) em uma Areia Amarelo Avermelhada da cidade de Petrolândia, o autor descreve o comportamento para solos arenosos conforme Tabela 11:

Figura 32 - Caracterização Física do Solo: a) Distribuição granulométrica e b) Curvas de compactação e saturação.



Fonte: Autora

Tabela 11 - Comportamento do solo com curva de compactação de um pico e meio

Momento	Comportamento
Solo com baixa umidade até um ponto crítico de sensibilidade de compactação (na presente pesquisa, $w=5\%$)	“A pequena quantidade de água absorvida pelas partículas começa a formar meniscos que tendem a manter as partículas juntas, aumentando a resistência e diminuindo o peso específico do solo.”
Mais água é adicionada, ultrapassando o ponto crítico de sensibilidade de compactação	“O efeito lubrificante acentua e as partículas deslizam umas sobre as outras, crescendo o peso específico aparente seco com a compactação.”
A partir do ponto de peso específico seco máximo, correspondente à umidade ótima	“Ao se adicionar água no solo esta absorve parte da energia de compactação, gerando tensão neutra positiva, reduzindo o peso específico aparente seco do solo.”

Fonte: Ferreira (1995)

4.2 Caracterização Química

Os resultados da caracterização Química do solo são apresentados na Tabela 12. O solo é moderadamente ácido ($5 < \text{pH} < 5,9$). O valor do pH em Cloreto de Potássio (pHKCl) é inferior ao valor do pH em água (pHH₂O) e a variação do pH ($\Delta\text{pH} = \text{pHKCl} - \text{pHH}_2\text{O}$) é negativa, indicando a presença de argilas silicatadas. A quantidade da matéria orgânica obtida a partir do carbono orgânico é baixa ($< 8\%$), o que caracteriza um solo mineral. A capacidade de troca catiônica é baixa (valor $T = \text{CTC} < 27 \text{ cmolc/kg}$), indicando também a predominância

do mineral argílico caulinita. Não são encontrados íons de Alumínio. A Saturação por base expressa em porcentagem (valor V) é inferior a 50% caracterizando um solo distrófico, com baixa saturação por bases. A porcentagem de sódio no complexo trocável é baixa ($100\text{Na}^+/\text{T}^{-1} < 6\%$). Levando em consideração as características acima descritas, sendo compatíveis com a caracterização química de Torres (2014), é possível reafirmar que o solo se enquadra na classe pedológica Neossolo Quartzorênico (areias quartzosas na antiga nomenclatura).

Tabela 12 - Caracterização Química do solo.

PH			Na ⁺	K ⁺	Ca ²⁺	Mg ²⁺	Al ³⁺	H ⁺	S	CTC	RC	Tr	V	m	100Na ⁺ /T
H ₂ O	KCl	CaCl ₂	cmolc/kg												
5,64	4,46	4,40	0,01	0,01	1,06	1,60	0,0	7,76	2,7	10,44	38,2	148,9	25,7	0,0	0,10

Fonte: Autora

Onde:

Na – sódio; K – potássio Ca – cálcio; Mg – magnésio; Al – alumínio H- hidrogênio; S – soma de bases; CTC – capacidade de troca de cátions; RC - Retenção de Cátions; Tr - Atividade da Fração Argila; V – saturação por bases; m - Saturação por Alumínio.

$$S = \text{Na}^+ + \text{K}^+ + \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+}; \text{CTC (T)} = \text{Na}^+ + \text{K}^+ + \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+} + \text{Al}^{3+} + \text{H}^+;$$

$$\text{RC} = 100 \frac{S + \text{Al}^{3+}}{\text{argila}(\%)}; \quad \text{Tr} = 100 \frac{\text{CTC}}{\text{argila}(\%)}; \quad \text{V} = 100 \frac{S}{\text{T}}; \quad \text{m} = \frac{100\text{Al}^{3+}}{S + \text{Al}^{3+}}$$

Os resultados da varredura semi-quantitativa estão recalculados para 100% após a incorporação do valor da perda ao fogo. Os resultados estão expressos na Tabela 13 em peso %. Nd = não detectado, tr = traços. O óxido de silício prevalece sobre os demais, seguido do óxido de alumínio. A perda ao fogo é baixa.

Tabela 13 - Percentuais de óxidos no solo.

Óxidos											P.F.	Total
Na ₂ O	MgO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	P ₂ O ₅	K ₂ O	CaO	TiO ₂	MnO	Fe ₂ O _{3t}	Outros		
0,04	0,1	9,71	86,7	0,03	0,26	0,29	0,42	0,01	0,59	0,13	1,73	100

Fonte: Autora

4.3 Ensaios de Cisalhamento Direto

São apresentados, neste item, os resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento direto a partir de 60 corpos de prova, divididos em 5 Séries diferentes em suas umidades e graus de compactação. A metodologia dos ensaios está descrita no item 3.4.

A Tabela A 1 (no Apêndice A) apresenta as condições iniciais de cada corpo de prova. Os valores do índice de vazios (0,71 e 0,83) e grau de saturação (média de 1,06%) calculados através dos corpos de prova das Séries 1 e 2, moldados com a intenção de se aproximarem da condição de campo, são de fato muito similares aos encontrados por Torres (2014) e Veríssimo (2016), constatando que o objetivo foi atingido.

4.3.1 Ensaios de Cisalhamento Direto Convencionais

A Tabela 14 apresenta um resumo dos parâmetros e comportamentos de cada ensaio de cisalhamento direto realizado de maneira convencional, com o corpo de prova que permaneceram sob umidade constante e também em corpos de prova submetidos à inundação prévia

As Figuras 33 a 37 apresentam as curvas tensão cisalhante (t) versus deslocamento horizontal (D_h) e deslocamento vertical (D_v) versus deslocamento horizontal (D_h), referentes às 5 Séries dos ensaios convencionais, que serão, posteriormente, comparados aos ensaios onde a inundação ocorreu durante o cisalhamento.

Tabela 14 - Parâmetros e comportamentos dos corpos de prova nos ensaios de cisalhamento direto.

Condição do C.P.	Tipo de Ensaio	Tensão	Parâmetros		Comportamento	
			c' ou c (kPa)	Φ' ou Φ (°)	τ x Δh	Δv x Δh
Série 1 Wnat G.C.=80%	Umidade Constante	50	1,8	33	ruptura plástica	compressão
		100			ruptura plástica com pequeno endurecimento	
		150				
		200				
	Inundado Previam.	50	0,0	32	ruptura plástica	compressão
		100			ruptura plástica com pequeno endurecimento	
		150				
		200				
Série 2 Wnat G.C.=85%	Umidade Constante	50	19,9	34	ruptura plástica	compressão e leve dilatação
		100			ruptura plástica com pequeno endurecimento	compressão
		150				
		200				
	Inundado Previam.	50	11,2	34	ruptura plástica	compressão
		100			ruptura plástica com pequeno endurecimento	
		150				
		200				
Série 3 W=4% G.C.=80%	Umidade Constante	50	16,3	28	resistência crescente	compressão
		100				
		150				
		200				
	Inundado Previam.	50	6,2	30	resistência crescente	compressão
		100				
		150				
		200				
Série 4 W=4% G.C.=85%	Umidade Constante	50	20,9	29	comportamento de pico	dilatação
		100				
		150				
		200				
	Inundado Previam.	50	10,5	32	comportamento de pico	dilatação
		100				compressão
		150				
		200				
Série 5 Wot. G.C.max	Umidade Constante	50	24,9	29	resistência crescente	dilatação
		100				
		150				
		200				
	Inundado Previam.	50	12,6	31	resistência crescente	pouca deformação vertical
		100				
		150				
		200				

Fonte: Autora

A Série 1, Wnat e GC 80%, (Figura 33 a, b), e Série 2 Wnat e GC = 85% (Figura 34 a, b) apresentam curvas tensão cisalhante versus deformação horizontal com comportamento similar entre si, com ruptura basicamente plástica para as tensões de 50 kPa e 100 kPa e plástica com pequeno endurecimento para as tensões de 150 kPa e 200 kPa, comportamento típico de solos arenosos fofos, como ambas foram moldadas na umidade natural, percebe-se o efeito do aumento do grau de compactação no consequente aumento das tensões. Nas curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal (Figura 33 e 34 c, d) há um comportamento unicamente de compressão, observa-se uma leve dilatância somente nas amostras que permaneceram com umidade constante consolidadas a uma tensão de 50 kPa.

O solo compactado na $W = 4\%$ e GC 80%, (Série 3) apresenta comportamento a resistência ao cisalhamento sempre crescente (*strain-hardening*) (Figura 35 a, b), ultrapassando os níveis de tensões das Séries moldadas em umidade natural e exibe somente comportamento de compressão (Figura 35 c, d), sendo menos expressivo na amostra consolidada a 50 kPa sem variação de umidade. Já a Série 4 $W = 4\%$ e GC 85%, apresenta comportamento com um suave pico (Figura 36 a, b), com dilatância em todos os ensaios sob umidade constante e também nos ensaios inundados previamente que foram consolidados a tensões de 50 kPa e 100 kPa, indicando maior compactação na areia. Estas Séries foram moldadas em uma umidade de aproximadamente 4%, sendo que o aumento do grau de compactação não demonstrou o comportamento esperado, que seria uma relação direta com aumento das tensões.

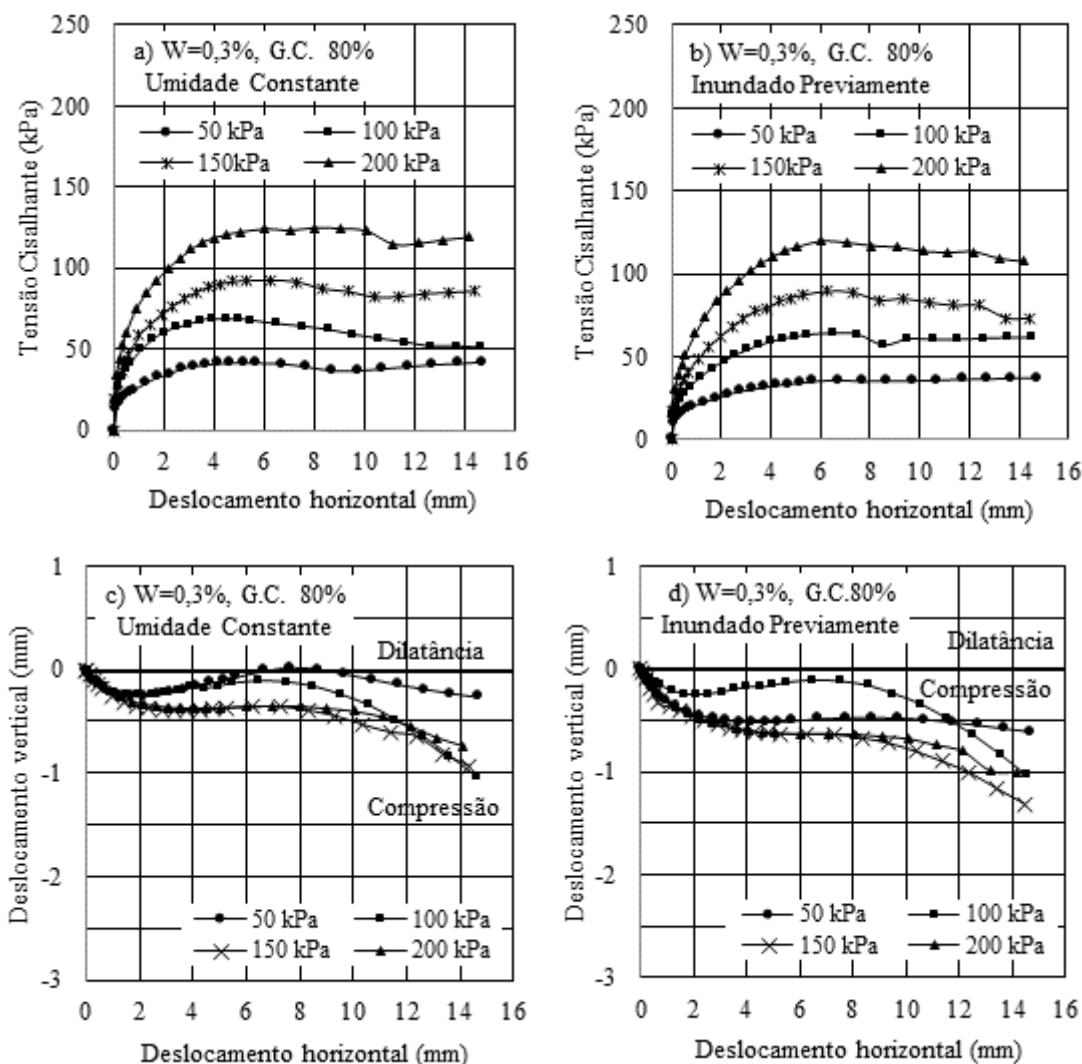
A Série 5, com corpos de prova moldados na umidade ótima e grau de compactação máximo, assim como a Série 3, apresenta comportamento de solos com resistência ao cisalhamento sempre crescente (*strain-hardening*) (Figura 37), com níveis de tensões ligeiramente maiores do que o da Série com umidade a 4%. No que se trata de variação da deformação vertical, apresentou dilatância nos ensaios com umidade constante e uma variação praticamente nula nos ensaios com inundação prévia.

Ao se comparar os ensaios que permaneceram na umidade natural com aqueles que tiveram inundação prévia ao cisalhamento, percebe-se maiores tensões cisalhantes nos ensaios na umidade constante, como era esperado devido à contribuição da sucção nos corpos de prova que não foram inundados, a exceção ocorreu no ensaio de 200 kPa das Séries 4 e 5.

Nas curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal a compressão ocorrida nos ensaios que foram previamente inundados é sempre superior aos ensaios que permaneceram com a umidade natural, como previsto, pois a maior rigidez no solo que possui maior sucção, resulta em menor compressão durante o cisalhamento, já as amostras que foram inundadas antes do cisalhamento, sofrem desestruturação pela perda de sucção (colapso). A

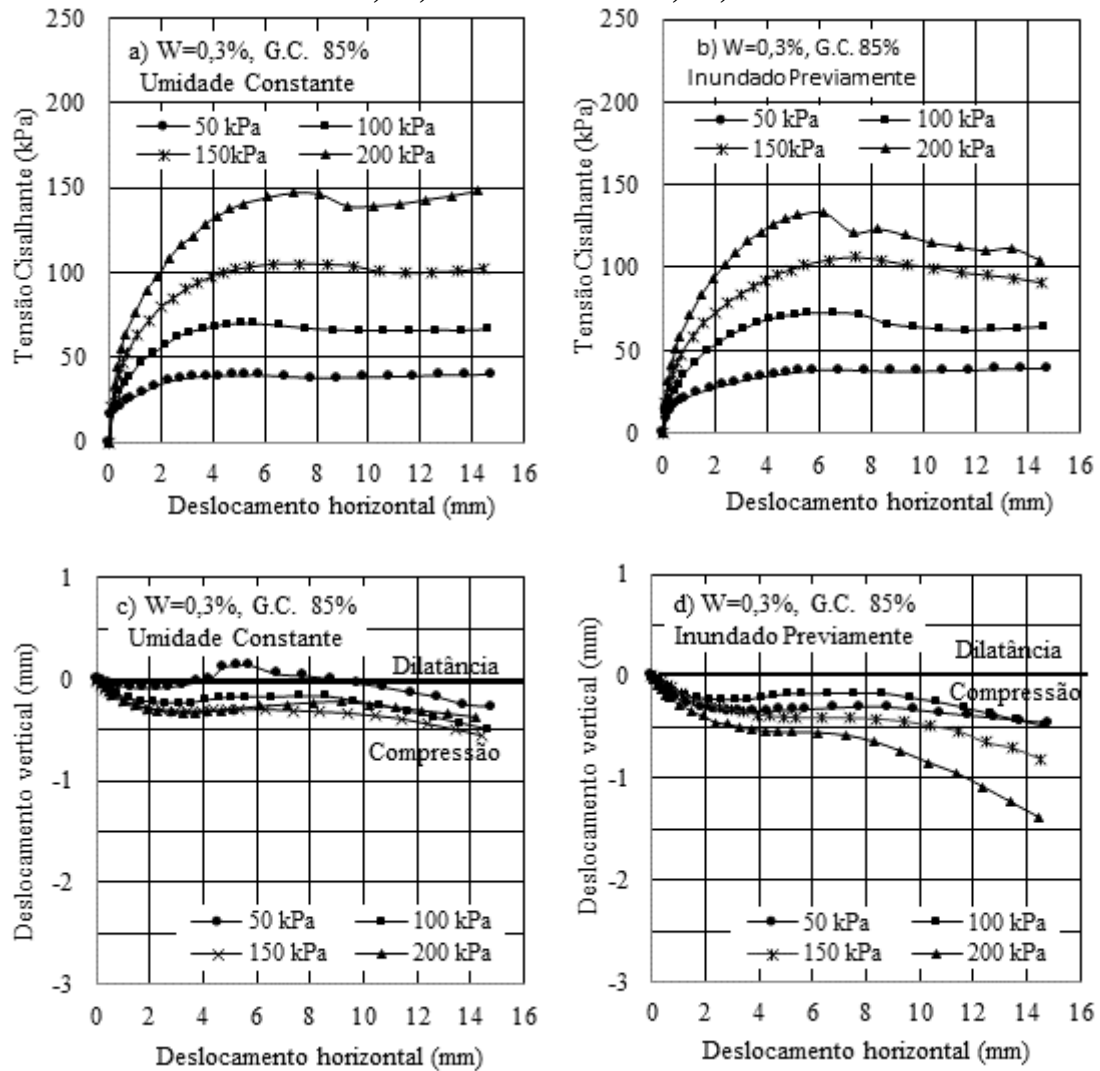
Série 5, que possui a combinação de umidade e grau de compactação que menos colaboram para um comportamento colapsível, possui maior estabilidade estrutural nos corpos de prova que foram inundados, pois apresentam a característica mais densa dentre todos, o que limita a propagação das deformações cisalhantes.

Figura 33 - Série 1 - Umidade Natural e Grau de Compactação = 80%: Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: a) e c) umidade constante e b) e d) Inundado Previamente.



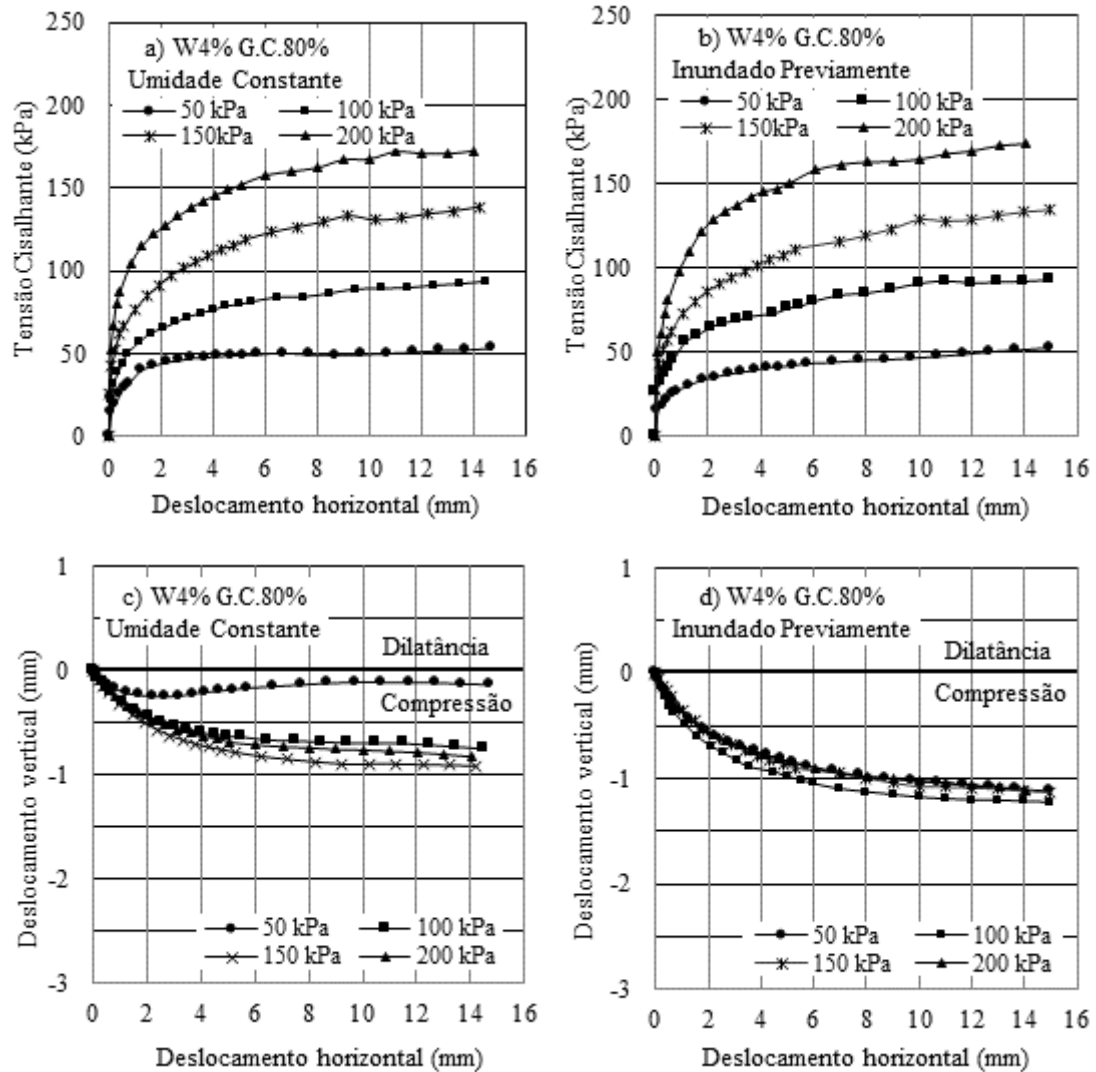
Fonte: Autora

Figura 34 - Série 2 - Umidade Natural e Grau de Compactação = 85%: Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: a) e c) umidade constante e b) e d) Inundado Previamente.



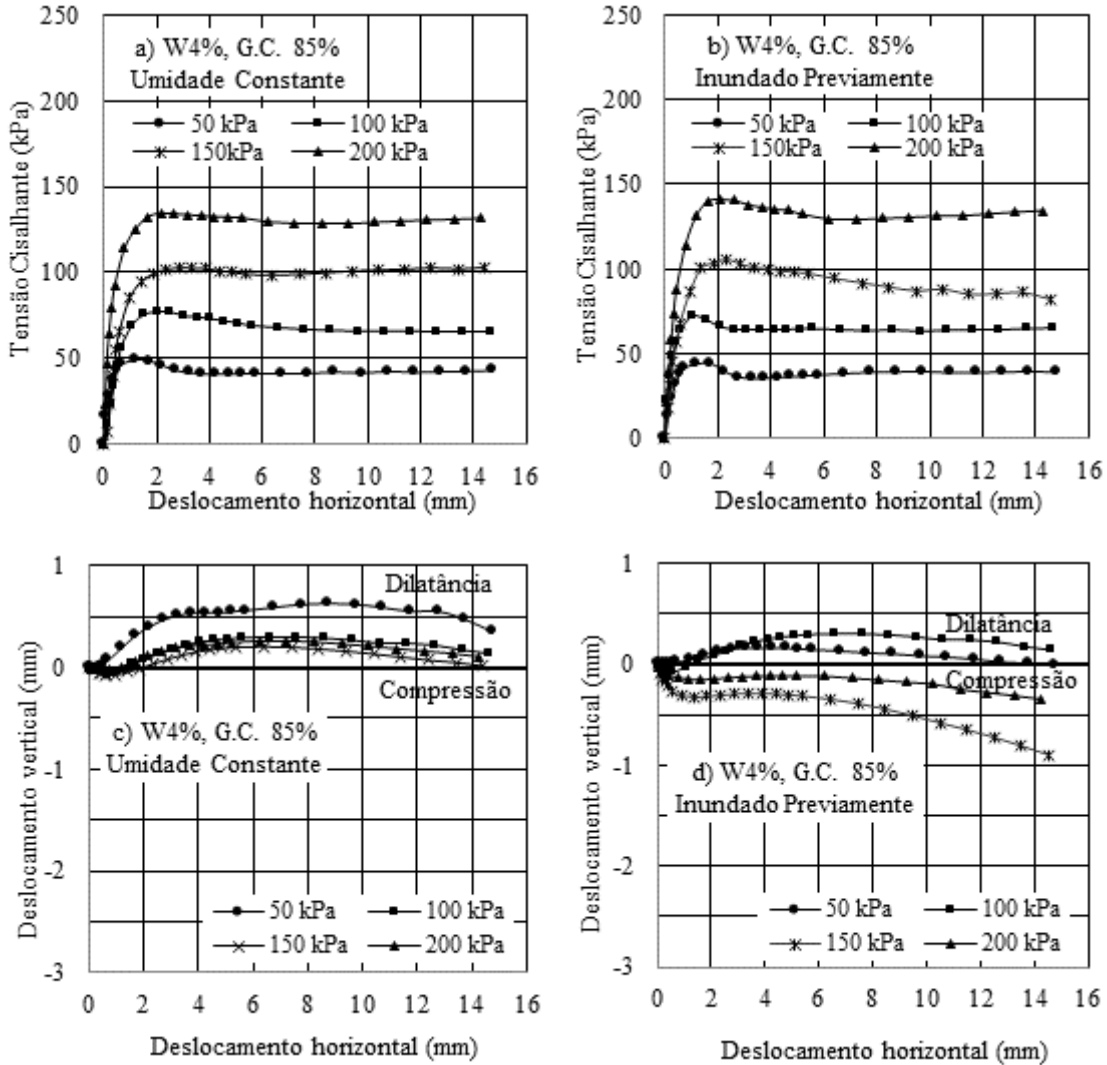
Fonte: Autora

Figura 35 - Série 3 - Umidade = 4% e Grau de Compactação = 80%: Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: a) e c) umidade constante e b) e d) Inundado Previamente.



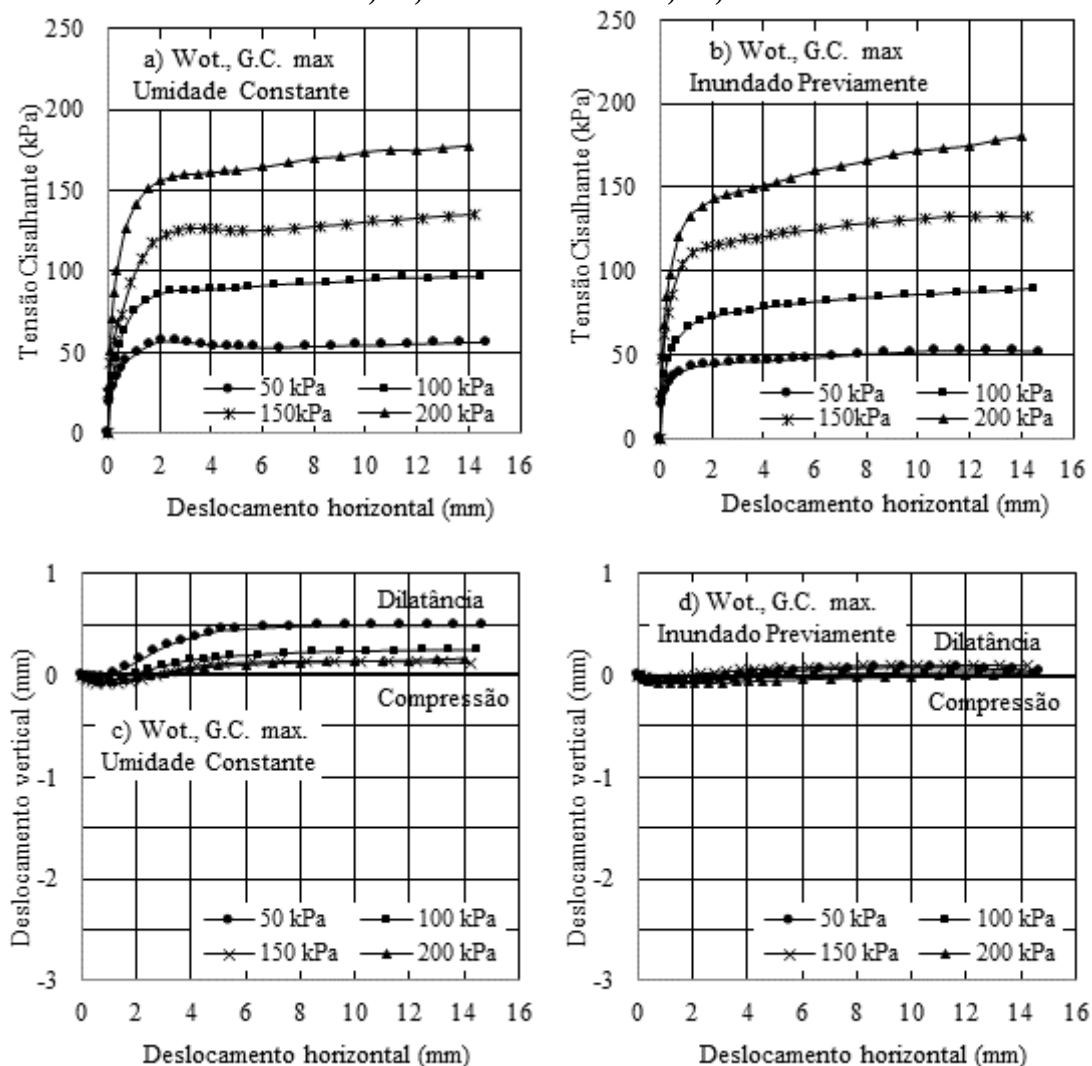
Fonte: Autora

Figura 36 - Série 4 - Umidade = 4% e Grau de Compactação = 85%: Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: a) e c) umidade constante e b) e d) Inundado Previamente.



Fonte: Autora

Figura 37 - Série 5 - Umidade = 9% e Grau de Compactação = 100%: Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: a) e c) umidade constante e b) e d) Inundado Previamente.



Fonte: Autora

A Tabela 15 indica qual tipo de curva e critério de ruptura foi adotado para cada Série de ensaios, considerando as recomendações de critérios de ruptura expostos no item 2.2.2.

Tabela 15 - Critérios de ruptura adotados para cada Série de ensaios.

Série	Tipo de Curva Feuerharmel (2007)	Critério de ruptura
1: W=0,3%, G.C. 80%	B	Início do trecho constante
2: W=0,3%, G.C. 85%	B	Início do trecho constante
3: W=4%, G.C. 80%	C	Início do trecho constante
4: W=4%, G.C. 85%	A	Máxima tensão
5: Wot, G.C.máx.	C	Início do trecho constante

Fonte: Autora

As envoltórias de resistência encontram-se representadas na Figura 38. As condições dos corpos de prova na ruptura e os parâmetros de resistência encontram-se na Tabela B 1 no Apêndice B.

Entre as Séries que os corpos de prova foram moldados na umidade natural (1 e 2), a inundação prévia causa redução no ângulo de atrito e coesão de 33° e 1,8 kPa para 32° e 0 kPa na Série com grau de compactação de 80%, já na Série com grau de compactação de 85% houve redução na coesão de 19,9 kPa para 11,2 kPa, porém o ângulo de atrito permanece constante. O aumento do grau de compactação gera aumento tanto no ângulo de atrito quanto na coesão.

Nas Séries 3 e 4, com umidade inicial dos corpos de prova de 4%, ocorre aumento do ângulo de atrito com a inundação e observa-se o mesmo comportamento das Séries na umidade natural quanto à coesão, variando de 28° e 16,3 kPa para 30° e 6,2 kPa com o grau de compactação de 80% e de 29° e 20,9 kPa para 32° e 10,5 kPa para um grau de compactação de 85%. O aumento no grau de compactação aumenta a coesão e o ângulo de atrito para esta umidade intermediária.

A Série na umidade ótima (9%) e grau de compactação máximo (100%) apresenta as mesmas características das Séries em umidade intermediária, com aumento no ângulo de atrito e redução da coesão de 29° e 24,9 kPa para 31° e 12,6 kPa quando houve inundação prévia.

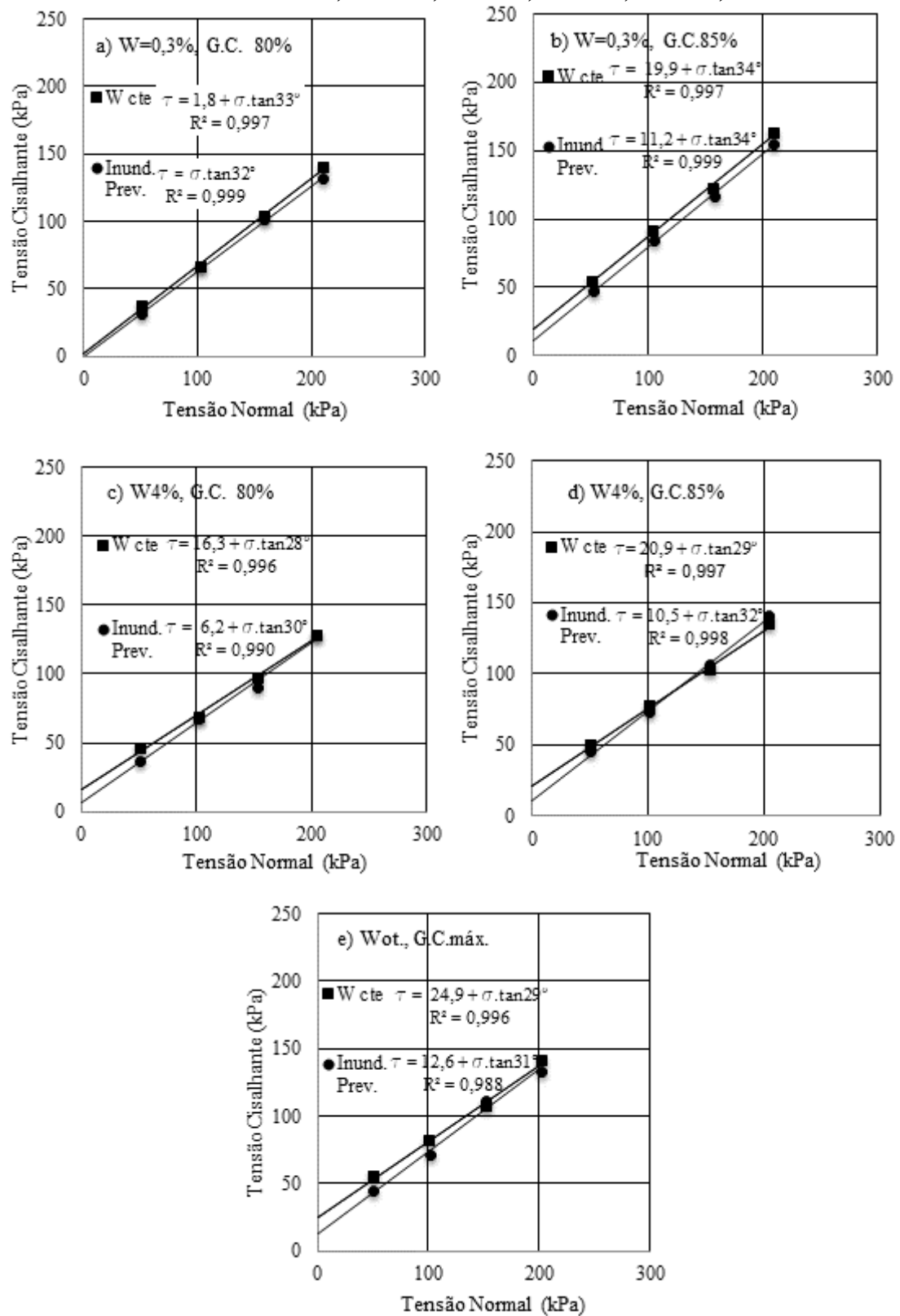
De maneira geral, as envoltórias de resistência dos ensaios que mantiveram a umidade constante e dos que foram inundados previamente, apresentam-se praticamente coincidentes.

A variação da coesão e do ângulo de atrito em relação à variação de umidade e grau de compactação está representada na Figura 39.

A redução da coesão quando o ensaio teve inundação prévia, caracteriza a perda de grande parte da sucção presente nos ensaios na umidade natural, que contribuía no intercepto de coesão.

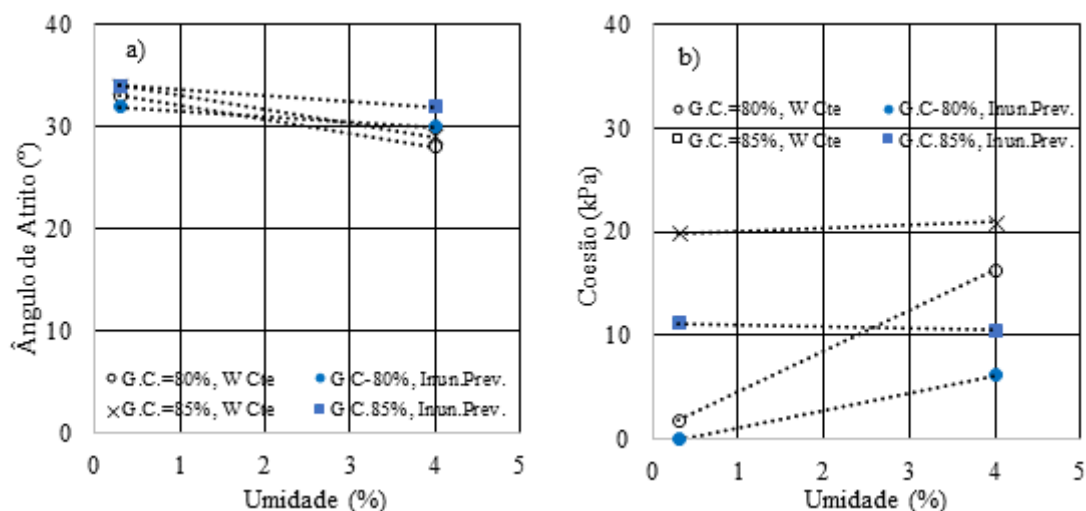
Quanto ao ângulo de atrito, há pequenas variações (até 3°) quando inundados, sendo que para a Série de umidade natural e grau de compactação de 80% há redução, para umidade natural e grau de compactação de 85% não há variação, já para as Séries com umidades diferentes da natural (4% e 9%), ocorre acréscimo dos ângulos.

Figura 38 - Envoltórias de Resistência obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto: Umidade Constante e Inundado Previamente: a) Série 1; b) Série 2; c) Série 3; d) Série 4; e) Série 5



Fonte: Autora

Figura 39 - Variação da Coesão e do Ângulo de Atrito em relação à variação de Umidade e Grau de Compactação



Fonte: Autora

Os corpos de prova compactados em laboratório não apresentam suas estruturas originais porém, mesmo sem o efeito promovido pelas características naturais do solo colapsível em campo, os resultados obtidos para os corpos de prova moldados em umidade natural nos ensaios de umidade constante e com inundação prévia se assemelham ao encontrados por Freitas (2017) em ensaios de cisalhamento direto sob mesmas tensões em amostras indeformadas. Isto corrobora com a escolha da metodologia adotada para moldar os corpos de prova.

4.3.2 Ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto cuja inundação ocorreu durante o ensaio, nos momentos que antecederam a tensão de ruptura.

As Figuras 40 a 44 apresentam as curvas tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (Δ_o) e deslocamento vertical (Δ_v) versus deslocamento horizontal (Δ_h), referentes às 4 Séries dos ensaios com inundação durante o cisalhamento.

Quando a inundação ocorreu durante o processo de cisalhamento, instante próximo a ruptura, percebe-se três distintos momentos, com seus respectivos comportamentos da relação tensão-deformação e $\Delta_v \times \Delta_h$ nas Séries 1 (Figura 40), 2 (Figura 41) e 3 (Figura 42):

A) Antes da inundação: para deformações que precedem a inundação há um acréscimo de tensão cisalhante à medida que os deslocamentos ocorrem, similar aos dos ensaios realizados na umidade natural e inundado previamente;

B) Durante a inundação: para deformação nos instantes seguintes à inundação, há redução brusca (até 50%) na tensão cisalhante, causado pela redução de sucção e a quebra da estrutura do solo devido ao colapso;

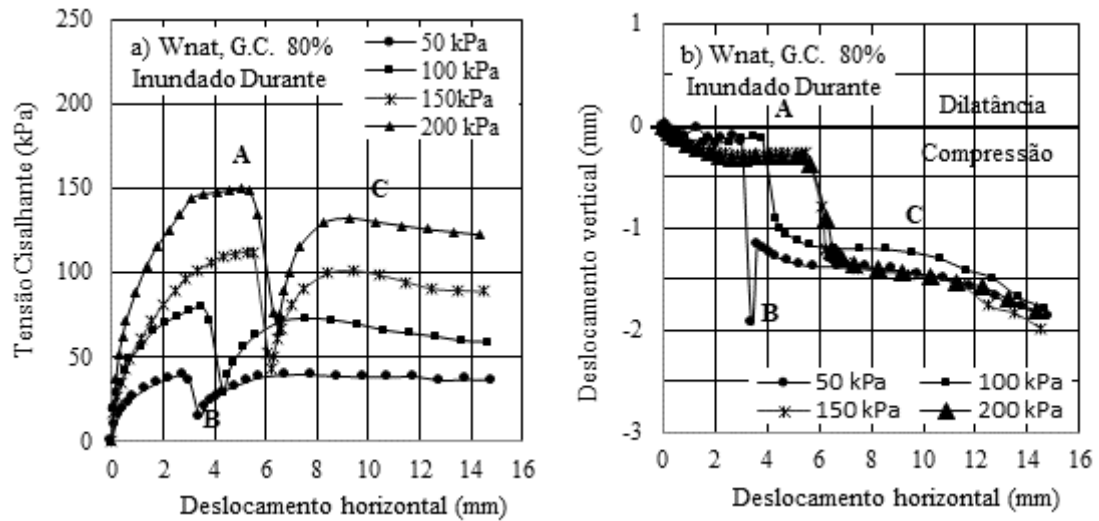
C) Depois da inundação (quando o solo volta a ter comportamento estável): para as deformações posteriores o novo rearranjo, com menor índice de vazios e maior entrosamento entre os grãos, confere ao solo uma nova estabilidade, havendo um ganho de resistência ao cisalhamento até atingir um valor de resistência máxima ou alcançando plastificação.

Comportamento semelhante ao obtido por Nogueira (1988) e Sorbino et. al (2011), observado mais fortemente nas Séries 1 e 2, que possuíam menor umidade, a Série 3, com 4% de umidade, ainda tem comportamento similar, mas em menor proporção. Já a Série 4 (Figura 43), com maior umidade e grau de compactação apresenta o comportamento muito similar ao ensaio com inundação prévia, com o comportamento suave de pico.

Na Série 5 (Figura 44) não é possível fazer associação da inundação com as características observadas no solo com condições que favorecem o colapso, a inundação durante o ensaio não alterou suficientemente o comportamento do mesmo, principalmente nos ensaios consolidados a 100 kPa e 150 kPa, porque o solo já estava com saturação média de 35% e um estrutura estável $GC=100\%$.

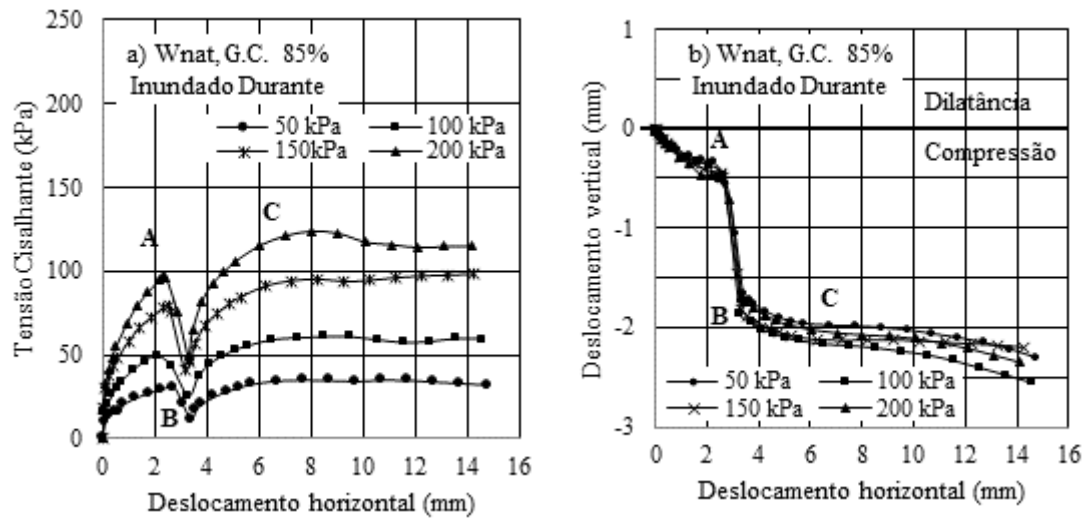
As deformações verticais sofrem uma brusca variação (até 23%) devido à inundação, mais expressivamente nas Séries 1 (Figura 40 b) e 2 (Figura 41 b) e em menor grau (até 3%) na Série 3 (Figura 42 b), num comportamento similar ao que ocorre nos ensaios edométricos. Após o período de colapso, as deformações verticais voltam a um nível de variação mais estável, próximo ao do início do ensaio. A Série 4 (Figura 43 b) apresenta deformações verticais muito parecidas com as encontradas nos ensaios convencionais, apresentando, inclusive, certa dilatação para tensão de consolidação de 50 kPa.

Figura 40 - Série 1 - :Umidade Natural e Grau de Compactação 80% - Curvas: a) Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e b) Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento.



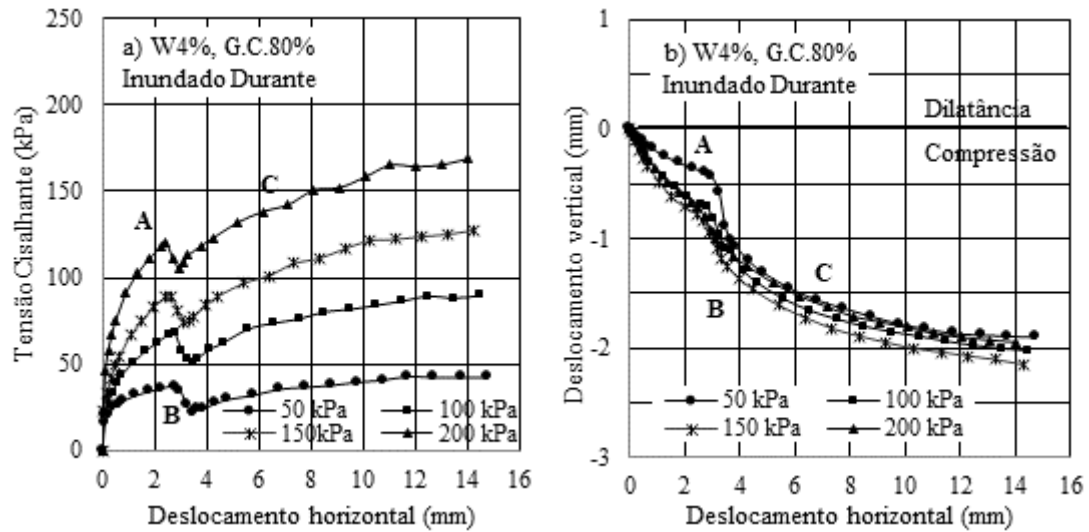
Fonte: Autora

Figura 41 - Série 2: Umidade Natural e Grau de Compactação 85% - Curvas: a) Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e b) Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento.



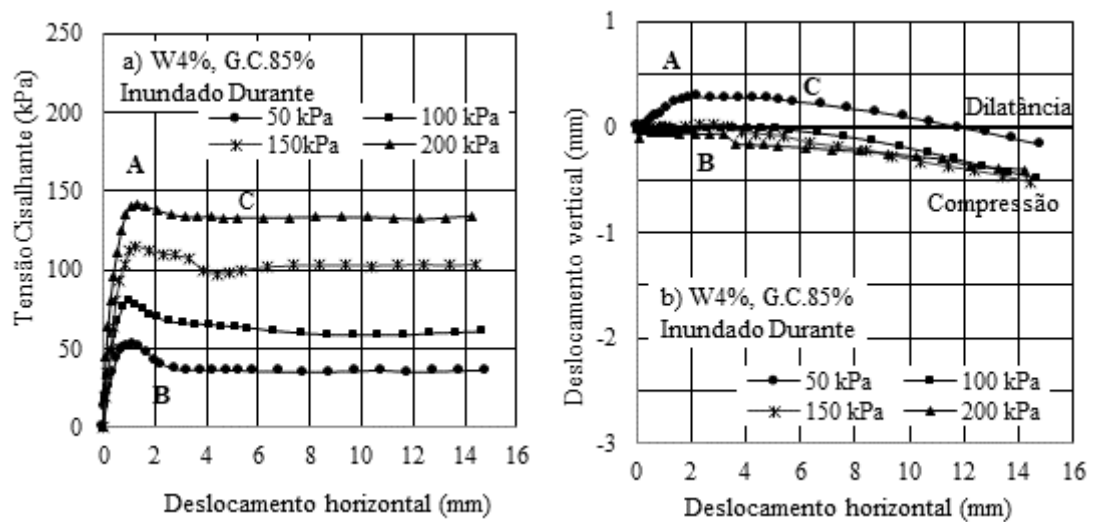
Fonte: Autora

Figura 42 - Série 3: Umidade 4% e Grau de Compactação 80% - Curvas: a) Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e b) Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento.



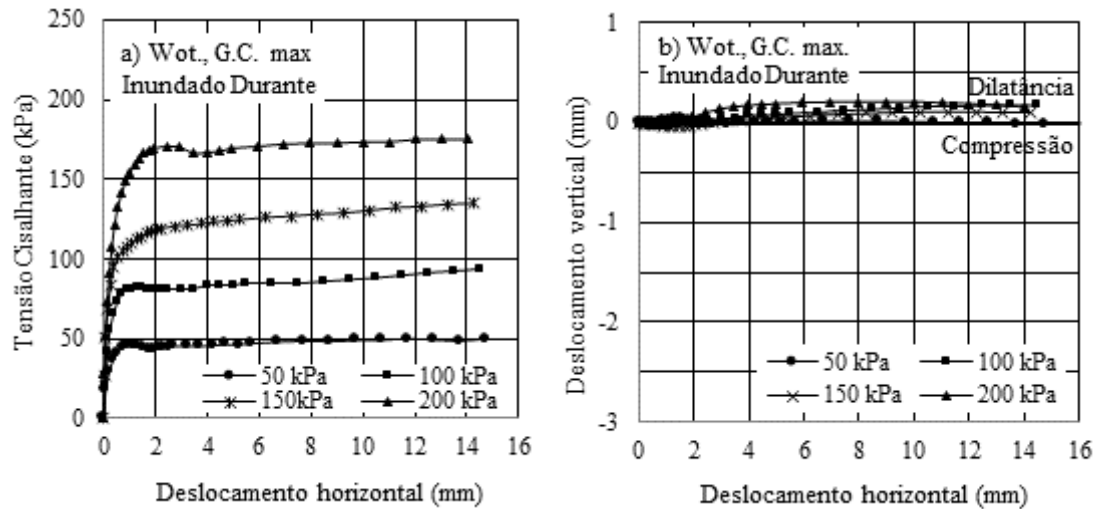
Fonte: Autora

Figura 43 - Série 4: Umidade 4% e Grau de Compactação 85% - Curvas: a) Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e b) Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento.



Fonte: Autora

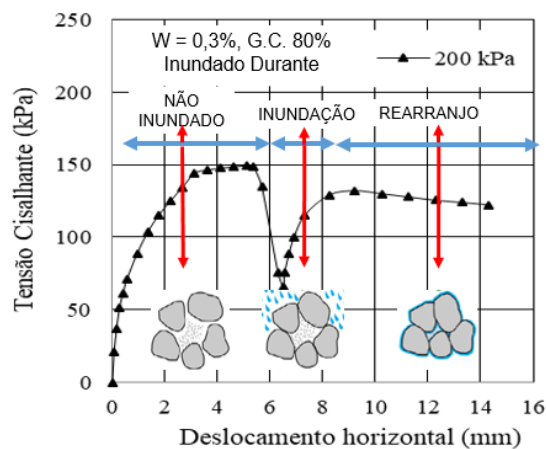
Figura 44 - Série 5: Umidade Ótima e Grau de Compactação Máximo - Curvas: a) Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e b) Deslocamento Vertical versus Deslocamento Horizontal obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundados Durante o Cisalhamento.



Fonte: Autora

A Figura 45 demonstra a evolução da estrutura do solo colapsível no ensaio com inundação durante o cisalhamento. Ao iniciar o ensaio, antes da inundação, o solo apresenta um índice de vazios elevado que se reduz a medida que as tensões atuam. A variação do índice de vazios é extremamente mais brusca no momento em que se inunda o corpo de prova, pois a estrutura do solo se desfaz e ele perde grande parte da sua resistência. Logo após a inundação, o solo, com o menor índice de vazios, consegue se reestruturar e recuperar parte da sua resistência.

Figura 45 – Variação esquemática da estrutura do solo no ensaio com inundação durante o cisalhamento.



Fonte: Autora

Fazendo-se referência ao ensaio edométrico simples, em relação à variação volumétrica, foi calculado um “Potencial de Colapso” (PC), em ensaio de cisalhamento direto, para avaliar a influência da inundação sobre a deformação vertical no corpo de prova. A Tabela 16 demonstra os valores do “Potencial de Colapso” para cada corpo de prova das 4 Séries, calculados segundo a Equação 27 apresentada no item 3.4.4.

Para as Séries 1 e 2 os Potenciais de Colapso variam de 2,3% a 3,8%, sendo essa condição inicial do solo (umidade natural e Grau de compactação de 80% e 85%) colapsível para Vargas (1978) e apresenta problema moderado para obras de engenharia segundo classificação de Jennings e Knight (1975). É interessante observar que os maiores potenciais de colapso são obtidos na Série 2, cujo grau de compactação é maior do que a Série 1. A influência da umidade inicial do corpo de prova no potencial de colapso é maior do que o grau de compactação.

A Série 3 apresenta PC variando de 0,6% a 1,2% e a Série 4 apresenta PC de -0,2% a 0,2%, estas duas últimas condições de solo, ambas com umidade de 4% não apresentam potencial de colapso e nem problemas para obras de engenharia de acordo com as metodologias citadas para as primeiras Séries.

Novamente percebe-se que o fato das amostras serem deformadas e moldadas estaticamente em laboratório, apesar de não terem suas características de campo mantidas, conseguiram apresentar o comportamento colapsível similar à outros ensaios que utilizaram as amostras indeformadas.

A Tabela 16 também apresenta a variação das tensões cisalhantes durante o ensaio, considerando o ponto anterior a inundação e o ponto de menor tensão cisalhante. A variação chega a atingir mais de 60% de redução nos ensaios de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa da Série 1 e apenas 5,1% para o corpo de prova da Série 4 consolidado a 200 kPa. As variações mais significativas ocorrem nas Séries com umidade natural (1 e 2), já para as que a umidade inicial é de 4% a variação de tensão é menos expressiva, principalmente à tensões de consolidação mais elevadas.

Tabela 16 - Variação de Tensão, Potencial e Classificação de Colapso para os corpos de prova ensaiados

Corpo de Prova		Variação de Tensão (%)	Variação do deslocamento Vertical (%)	Potencial de Colapso (%)	Classificação de Colapso	
					Jennings e Knight (1975)	Vargas (1978)
Série 1 W=0,3% G.C.=80%	50 kPa	62,1	23,1	2,3	Não se aplica	Colapsível
	100 kPa	63,5	7,3	2,4		
	150 kPa	61,7	8,0	2,5		
	200 kPa	56,0	10,5	2,3	Problema Moderado	
Série 2 W=0,3% G.C.=85%	50 kPa	62,6	10,8	2,8	Não se aplica	Colapsível
	100 kPa	48,7	9,5	3,8		
	150 kPa	49,0	13,1	2,5		
	200 kPa	51,4	16,0	3,0	Problema Moderado	
Série 3 W= 4% G.C.= 80%	50 kPa	40,6	3,0	1,2	Não se aplica	Não Colapsível
	100 kPa	24,9	2,1	1,0		
	150 kPa	16,4	1,8	0,8		
	200 kPa	12,4	1,2	0,6	Sem Problema	
Série 4 W=4% G.C.=85%	50 kPa	30,0	-1,3	-0,2	Não se aplica	Não Colapsível
	100 kPa	17,0	0,1	0,0		
	150 kPa	13,8	0,5	0,2		
	200 kPa	5,1	0,2	0,2	Sem Problema	

Fonte: Autora

A Tabela 17 apresenta o resumo dos parâmetros de resistência do solo nos diferentes momentos do ensaios cuja inundação ocorreu durante o cisalhamento.

Tabela 17 - Parâmetros de resistência do solo nos diferentes momentos do ensaio com inundação durante o cisalhamento

Condição do C.P.	Momento da Inundação	Parâmetros	
		c' ou c (kPa)	Φ (°)
Série 1 W _{nat} G.C.=80%	Antes	6,1	31
	Durante	0	16
	Depois	11	29
Série 2 W _{nat} G.C.=85%	Antes	6,2	34
	Durante	0,8	18
	Depois	7,8	35
Série 3 W=4% G.C.=80%	Antes	11,8	27
	Durante	0	26
	Depois	1,6	33
Série 4 W=4% G.C.=85%	Antes	25,7	29
	Durante	2,1	32
	Depois	26,7	30

Fonte: Autora

As envoltórias de resistência encontram-se representadas na Figura 46. As condições dos corpos de prova na ruptura e os parâmetros de resistência encontram-se resumidos na Tabela B 2 (Apêndice B). Foram analisados 3 momentos distintos do ensaio: antes da inundação (A), durante a inundação (B) e após a inundação (C).

As coesões obtidas nas Séries 1 e 2, moldadas sob umidade natural, possuem valores praticamente nulos durante a inundação e valores maiores após a inundação quando comparado ao solo ainda em sua umidade natural.

Nas Séries 3 e 4, moldadas sob umidade de 4%, os maiores valores de coesão são os determinados antes da inundação (11,8 kPa e 25,7 kPa, respectivamente), durante a inundação a coesão se anula na Série 3, de ensaios com amostras com grau de compactação de 85% e coesão de 2,1 kPa para a Série 4, com grau de compactação de 80%, após a reestruturação, a Série 3 recupera a coesão em apenas 10% do valor máximo, atingindo 1,6 kPa e a Série 4 tem a coesão anulado a zero.

Os ângulos de atrito obtidos nas Séries 1 e 2 apresentam seus menores valores durante a inundação (16° e 18°, respectivamente), sendo que na Série 2 o valor pós inundação é superior ao obtido nos momentos anteriores (35°).

Para a Série 3, o ângulo de atrito praticamente se mantém constante quando comparado antes (27°) e durante a inundação (26°), atingindo seu maior valor também após se estabilizar

(33°). A Série 4 apresenta seu menor ângulo de atrito antes da variação de umidade (29°), atinge seu maior valor exatamente no momento que o corpo de prova estava sendo inundado (32°) e reduz (30°) após a reestruturação. Então, com os corpos de prova moldados a umidade de 4%, a inundação não reduz o ângulo de atrito tão significativamente como ocorrido nas Séries sob umidade natural, percebe-se, inclusive, que com o aumento do grau de compactação, de 80% para 85%, a inundação contribui para ganho no ângulo de atrito.

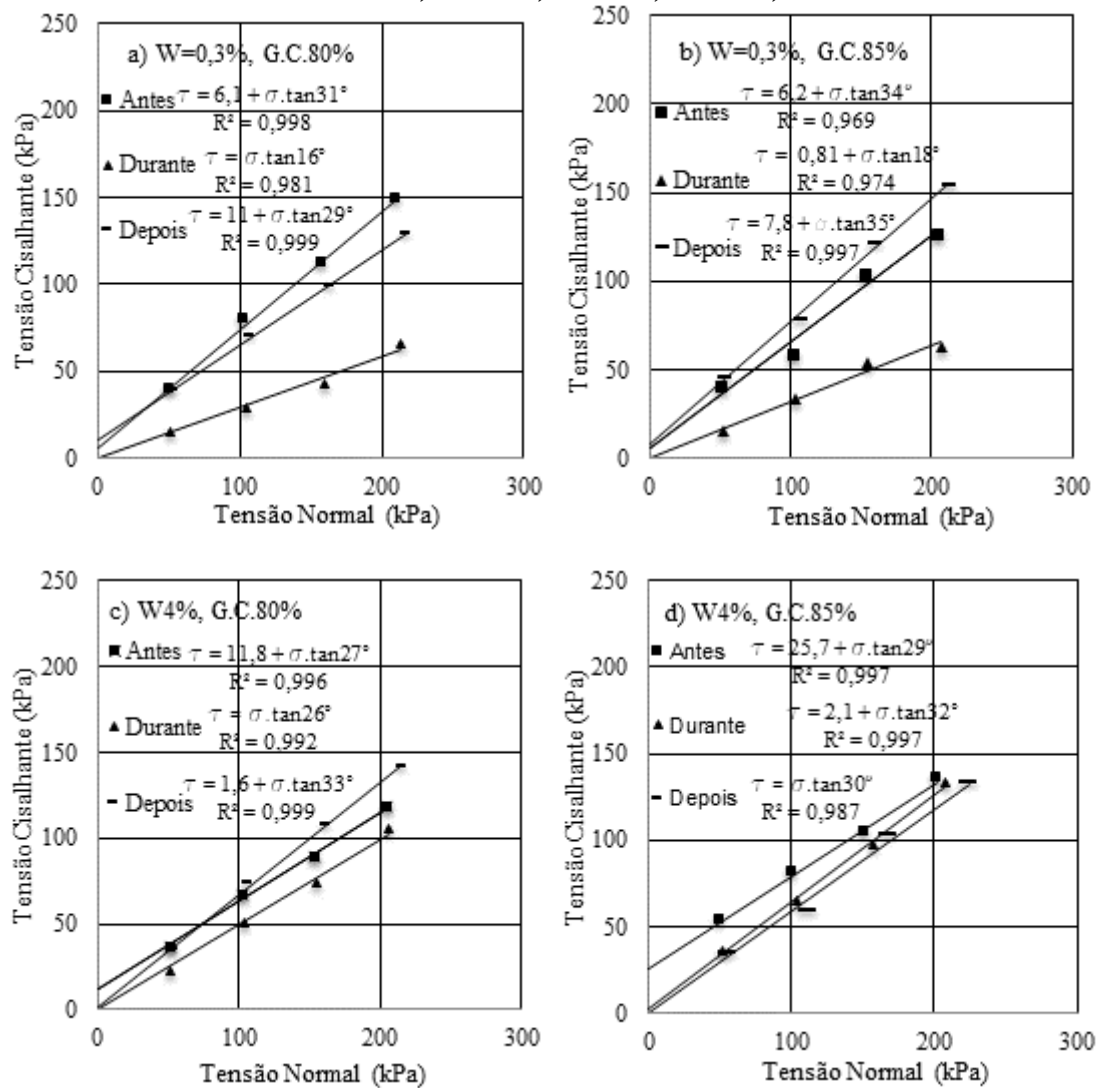
A variação na umidade de 0,3% para 4% gera aumento no ângulo de atrito (Figura 47 a) no momento posterior (C) para grau de compactação de 80% e no momento da inundação (B) para ambos graus de compactação; no momento posterior (C) para grau de compactação de 85% e no momento anterior à inundação (A) o ângulo de atrito reduz com o aumento da umidade.

Esta mesma variação de umidade (de 0,3% para 4%) praticamente não influencia na coesão (Figura 47 b) no momento da inundação (B), pois os valores para todos os casos são praticamente nulos, porém gera aumento na coesão no momento antes da inundação (A) para ambos graus de compactação, assim como para o momento posterior à reestruturação do solo (C) para o grau de compactação de 85%; para este mesmo momento e grau de compactação de 80%, a coesão reduz com o aumento de umidade.

Percebe-se que, o ângulo de atrito, antes dos corpos de prova serem inundados, apresenta valores coerentes aos encontrados nos ensaios cuja umidade não foi alterada, sendo que o momento da inundação, que pode caracterizar um colapso, apresenta os menores valores para os corpos de prova moldados sob umidade natural, com maior tendência a serem colapsíveis (Séries 1 e 2), podendo representar o momento da desestruturação do solo por perda da sucção, que gera um menor contato entre as partículas e reduz o atrito entre as mesmas, isso, juntamente com o fato da anulação da coesão no momento de inundação, gera uma situação de menor estabilidade ao solo.

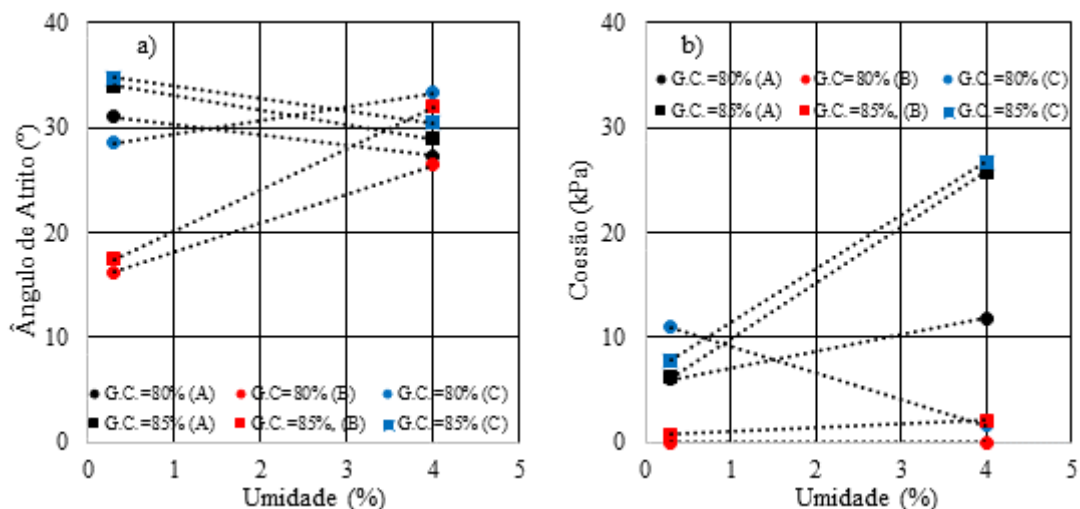
Os resultados da coesão e do ângulo de atrito do solo no início do ensaio são muito similares às obtidas no ensaio sob umidade constante, pois encontram-se sob as mesmas condições de umidade e grau de compactação. Já ao se comparar o final do ensaio, com o corpo de prova já inundado, com os ensaios que tiveram a inundação prévia ao ensaio, há divergências, principalmente quanto ao ângulo de atrito, à estas diferenças pode-se associar a diferença no estado de tensões dos corpos de prova, já que a inundação prévia ocorreu apenas com o *top cap* da célula como carga normal, já nos corpos de prova com inundação durante o cisalhamento, o solo sofre colapso com a inundação conjuntamente com a tensão normal à ele imposta e sofre quebra da sua estrutura, tendo pouco tempo para se reorganizar.

Figura 46 - Envolvórias de Resistência obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundado Durante o Cisalhamento: a) Série 1; b) Série 2; c) Série 3; d) Série 4.



Fonte: Autora

Figura 47 - Variação da Coesão e do Ângulo de Atrito em relação à variação de Umidade e Grau de Compactação



Fonte: Autora

4.3.3 Estimativa da capacidade de carga e tensão admissível

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto foi possível calcular a capacidade de carga e tensão admissível dos solos em cada situação (Tabela 18), tanto para os ensaios convencionais, com umidade constante e com inundação prévia (Figura 48), quanto para quando a inundação ocorreu durante o cisalhamento (Figura 49). Considerando-se os parâmetros do solo determinados nos ensaios de cisalhamento direto, determinou-se o tipo de ruptura entre generalizada (Gen.), caracterizada pela areia mais compacta; por puncionamento (Pun.), onde a areia encontra-se com menor rigidez e pouca compactação; e localizada (Loc.), caracterizando uma situação intermediária entre as duas primeiras.

Os ensaios cuja umidade permaneceu constante têm os resultados mais elevados do que quando houve inundação prévia ao ensaio. Os maiores valores de capacidade de carga (2904 kPa) e tensão admissível (968 kPa) são encontrados na Série 2, sob umidade natural e grau de compactação de 85%, seguidos da Série 5, com umidade ótima e grau de compactação máximo e da Série 4, com umidade de 4% e grau de compactação de 85%. Os menores valores da capacidade de carga e tensão admissível são encontrados nas Séries sob grau de compactação de 80% para a umidade natural e umidade de 4%.

Nos ensaios cuja inundação se deu durante o cisalhamento, o momento da inundação reduziu (em até 94%) a capacidade de carga e a tensão admissível a valores extremamente menores do que os obtidos antes e após a inundação, sendo este último, onde ocorrem os

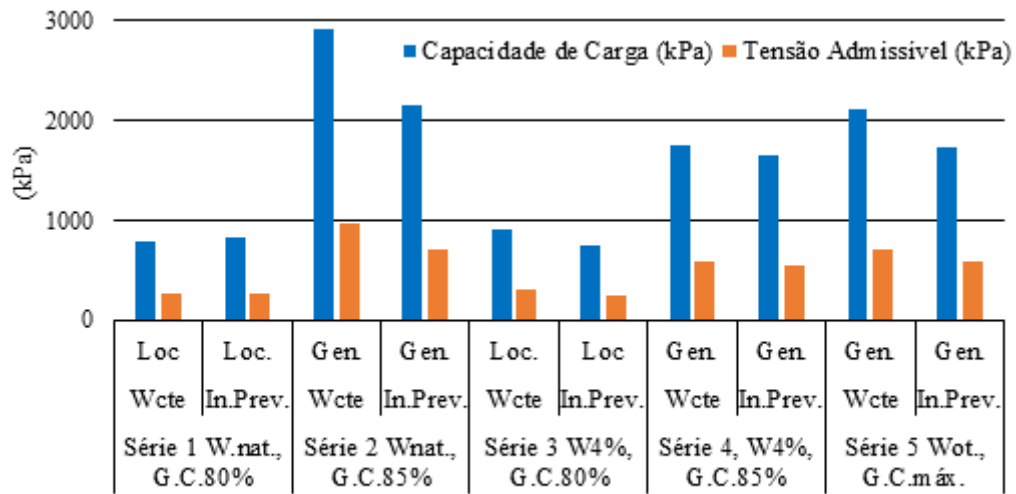
maiores valores. Esta redução indica um momento crítico para o solo. A influência da umidade e do grau de compactação ocorre assim como nos ensaios convencionais.

Tabela 18 - Tipo de ruptura, capacidade de carga e tensão admissível para cada condição de ensaio.

Série	Condição do ensaio	Tipo de Ruptura	Capacidade de Carga (kPa)	Tensão Admissível (kPa)
Série 1 W.nat., G.C.80%	wcte	Localizada	791,89	263,96
	Inund. Prev.	Localizada	824,62	274,87
	In. Dur. (A)	Localizada	789,8	263,27
	In. Dur. (B)	Puncionamento	69,68	23,23
	In. Dur. (C)	Localizada	841,63	280,54
Série 2 Wnat., G.C.85%	wcte	Generalizada	2904,18	968,06
	Inund. Prev.	Generalizada	2148,98	716,33
	In. Dur. (A)	Generalizada	1724,55	574,85
	In. Dur. (B)	Puncionamento	98,27	32,76
	In. Dur. (C)	Generalizada	2105,54	701,85
Série 3 W4%, G.C.80%	wcte	Localizada	917,55	305,85
	Inund. Prev.	Localizada	741,96	247,27
	In. Dur. (A)	Localizada	704,27	234,76
	In. Dur. (B)	Puncionamento	194,23	64,74
	In. Dur. (C)	Localizada	785,97	261,99
Série 4, W4%, G.C.85%	wcte	Generalizada	1752,82	584,27
	Inund. Prev.	Generalizada	1645,7	548,57
	In. Dur. (A)	Generalizada	2008,01	669,34
	In. Dur. (B)	Localizada	764,85	254,95
	In. Dur. (C)	Generalizada	2253,17	751,06
Série 5 Wot., G.C.máx.	wcte	Generalizada	2112,04	704,01
	Inund. Prev.	Generalizada	1739,04	579,68

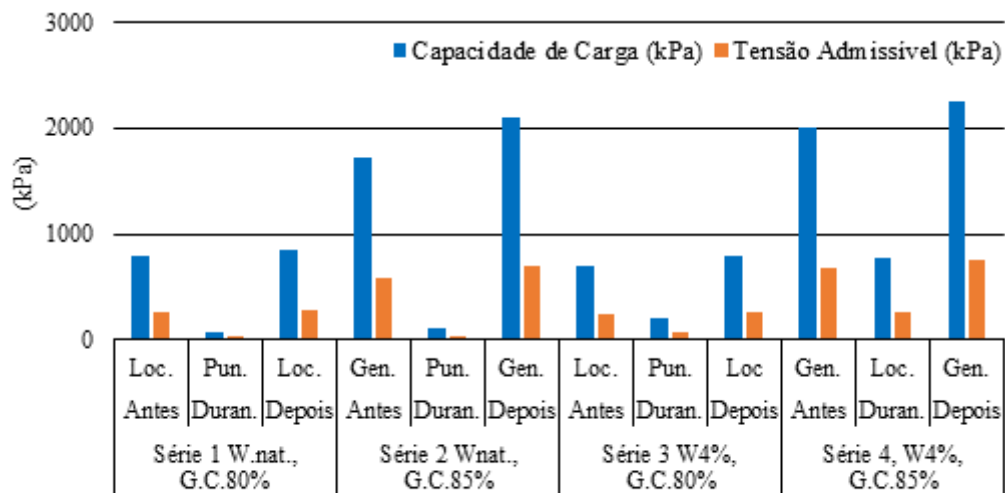
Fonte: Autora

Figura 48 – Variação da: a) Capacidade de Carga e b) Tensão Admissível do solo nos ensaios convencionais



Fonte: Autora

Figura 49 – Variação da: a) Capacidade de Carga e Tensão Admissível do solo nos ensaios com Inundação Durante o Cisalhamento



Fonte: Autora

4.4 Ensaios Edométricos

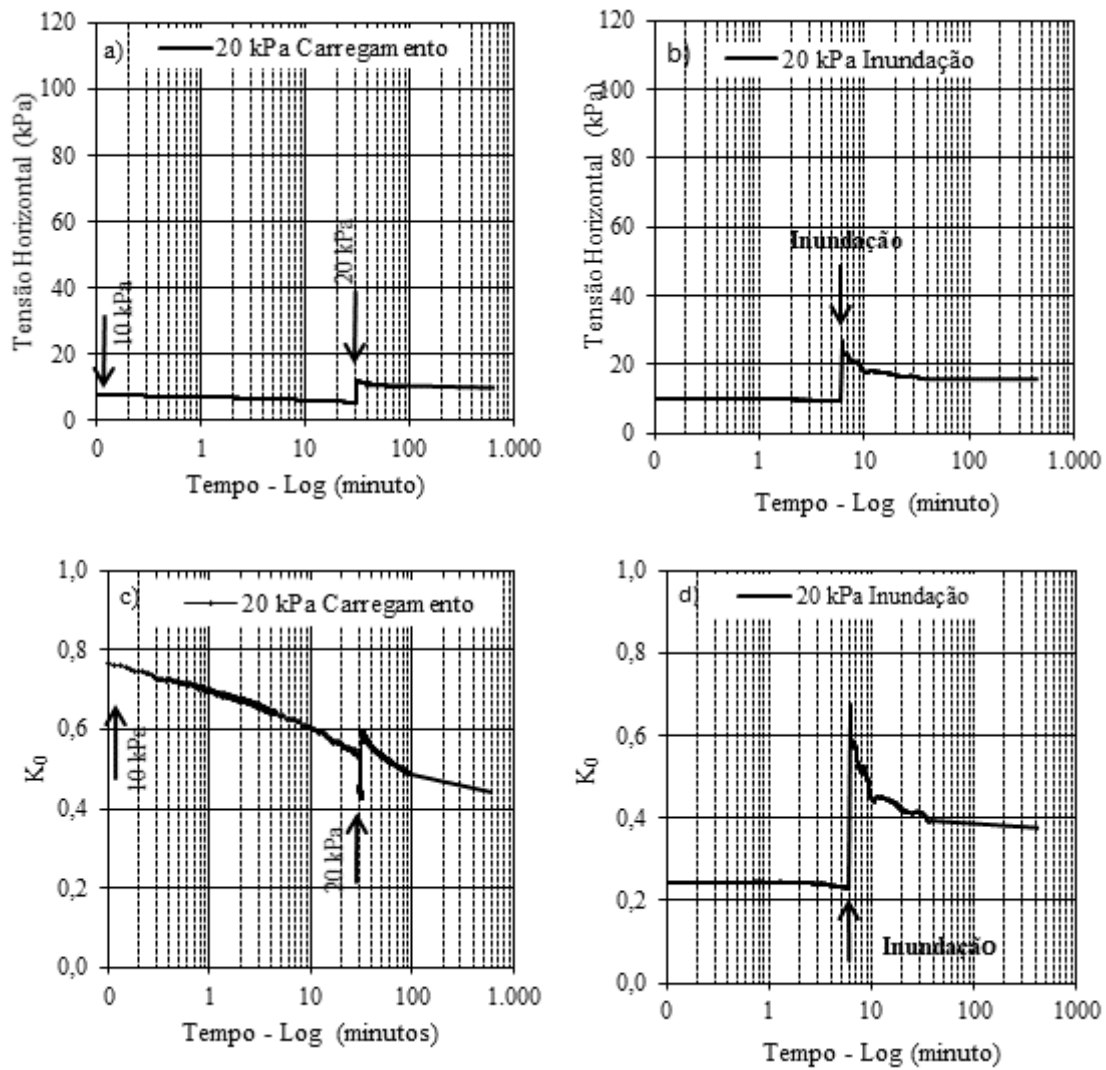
4.4.1 Variação da Tensão Horizontal e K_0 com o tempo

As variações da tensão horizontal e do K_0 com o tempo são demonstradas nas Figuras 50 a 53 nas fases de carregamento e inundação para todos os ensaios com diferentes tensões finais.

Tanto a tensão horizontal quanto o K_0 se apresentam certa estabilidade até o momento de aplicação de uma nova tensão vertical, quando há reorganização das partículas, devido ao novo estado de tensões imposto, então a tensão horizontal e o K_0 sofrem um aumento brusco, seguido de nova estabilização com valores maiores do que os anteriores à carga. Atingem o valor máximo no momento de inundação, caracterizado por um pico instantâneo, voltando a valores estáveis cerca de 3 minutos depois. Este pico pode ser associado ao colapso do solo devido à variação de umidade e perda brusca da sucção, que gerava a condição metaestável do solo, a desestruturação das partículas causa um acréscimo de tensão horizontal ainda maior do que quando se eleva a tensão vertical. Nos ensaios de 40 kPa, 80 kPa e 320 kPa retornam a patamares iguais ou menores do que o que foi encontrado antes da inundação, já nos ensaios de 20 kPa e 160 kPa a redução acontece, mas permanecem com valores maiores do que antes da inundação.

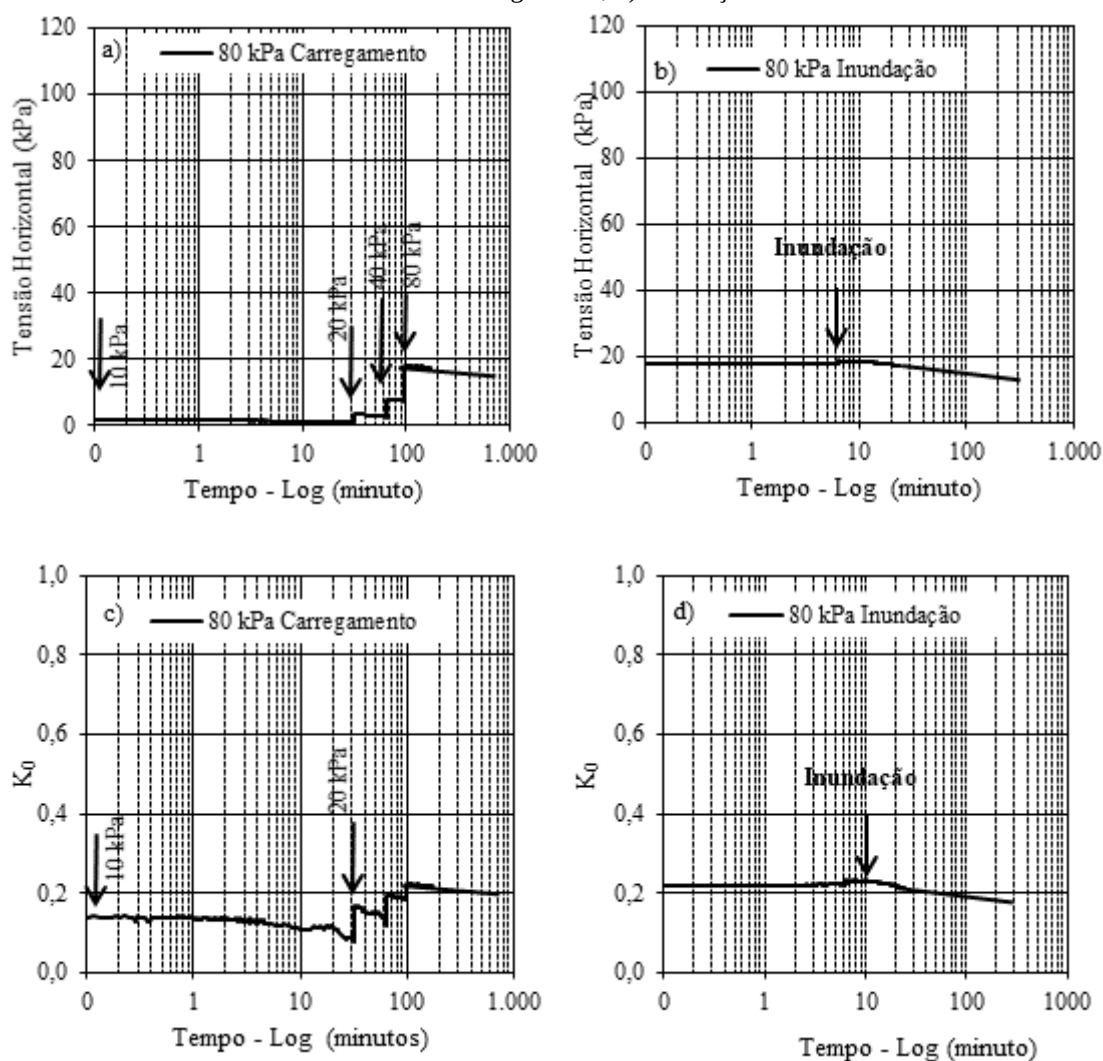
Observa-se que o comportamento do K_0 acompanha o da tensão horizontal, haja vista que a relação entre eles é dada de forma direta. A diferença encontra-se nas grandezas e proporções que são menores nos gráficos de K_0 , pois este é considerado como o coeficiente de empuxo no repouso de um maciço de material homogêneo, considerado elástico, cujas tensões (σ_H e σ_V) são proporcionais ($\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$).

Figura 50 - Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação para a tensão final de 20 kPa: σ_H X tempo (log) a) carregamento, b) inundação; K_0 X tempo (log) c) carregamento, d) inundação.



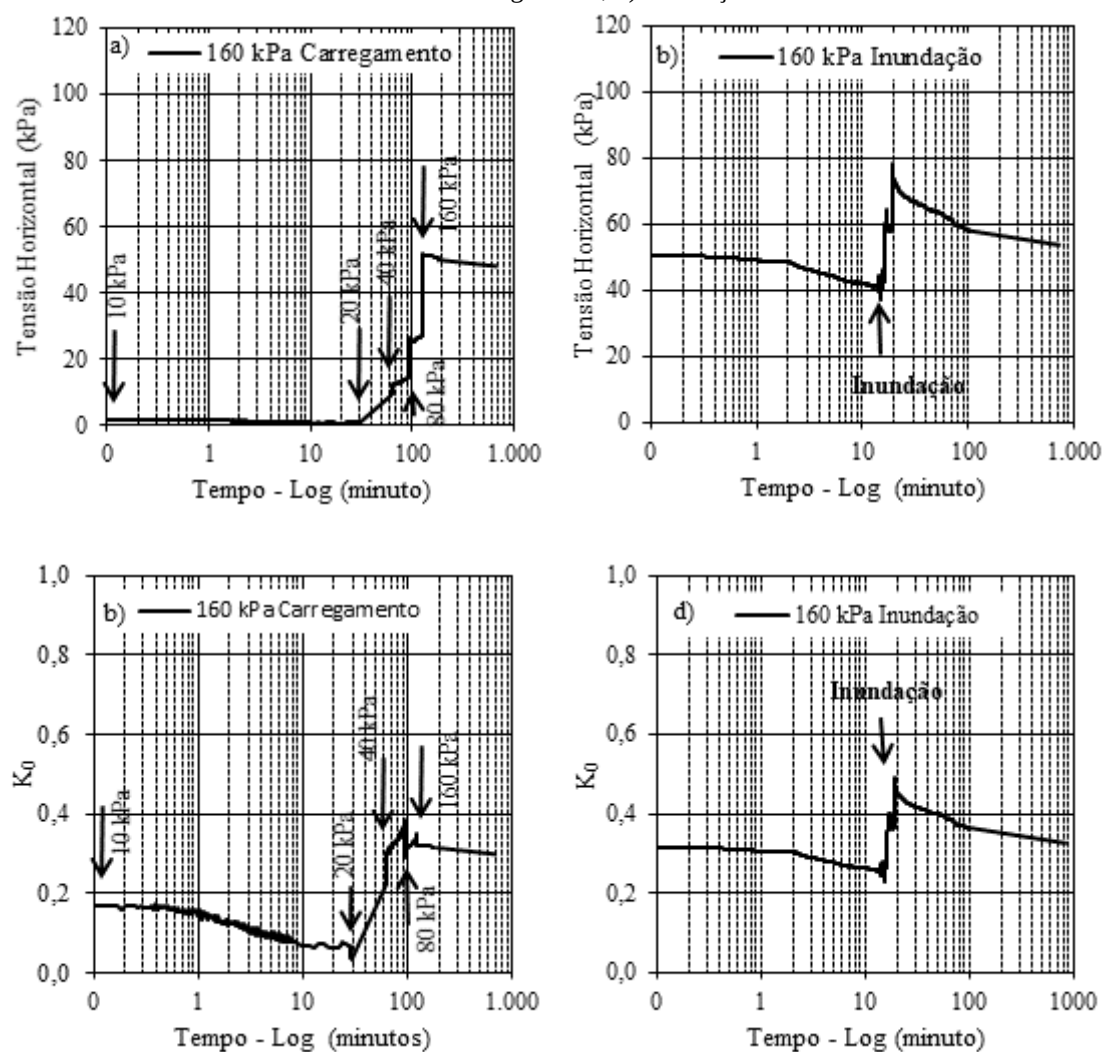
Fonte: Autora

Figura 51 - Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação para a tensão final de 80 kPa: σ_H X tempo (log) a) carregamento, b) inundação; K_0 X tempo (log) c) carregamento, d) inundação.



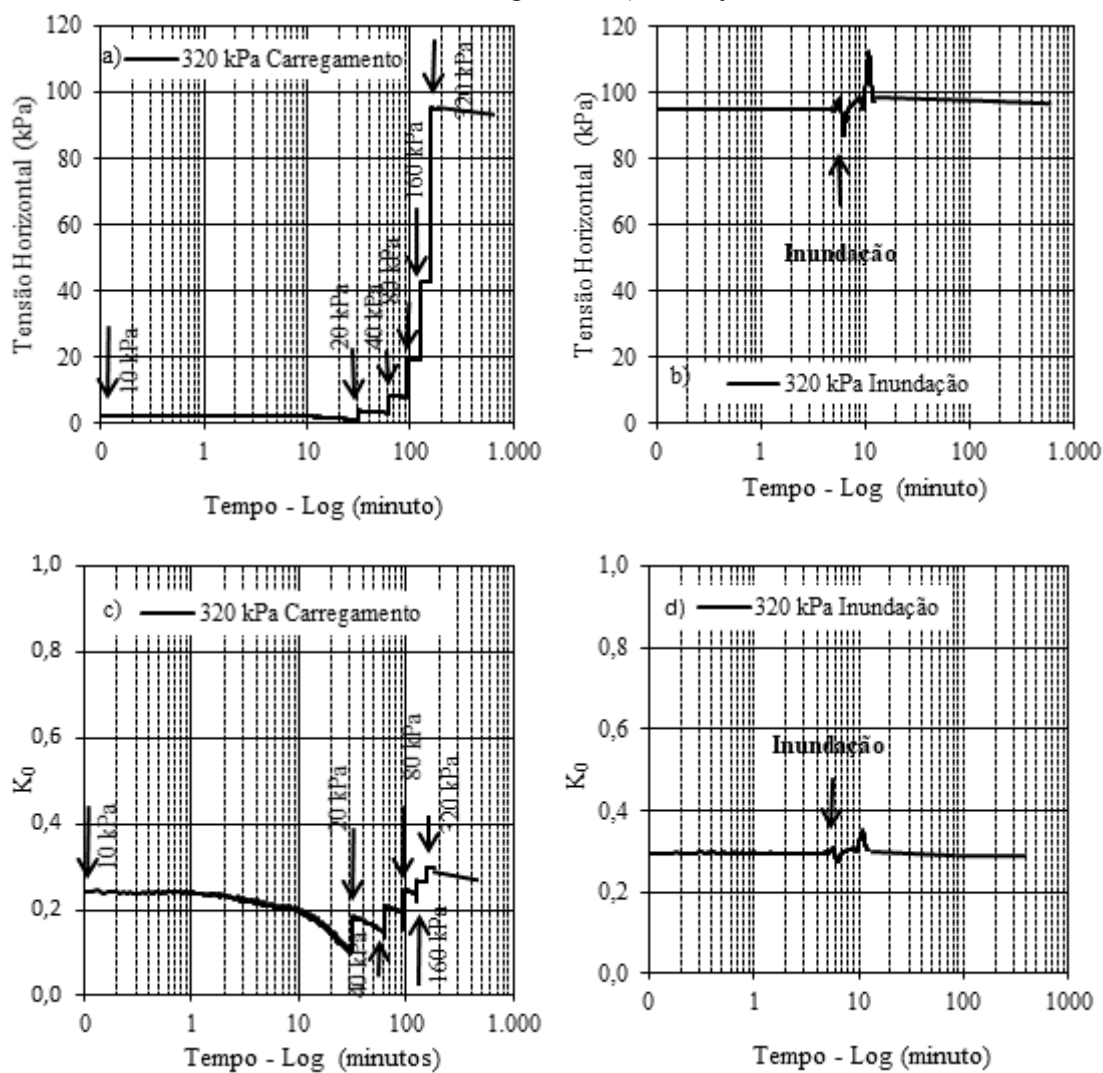
Fonte: Autora

Figura 52 - Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação para a tensão final de 160 kPa: σ_H X tempo (log) a) carregamento, b) inundação; K_0 X tempo (log) c) carregamento, d) inundação.



Fonte: Autora

Figura 53 - Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação para a tensão final de 320 kPa: σ_H X tempo (log) a) carregamento, b) inundação; K_0 X tempo (log) c) carregamento, d) inundação.



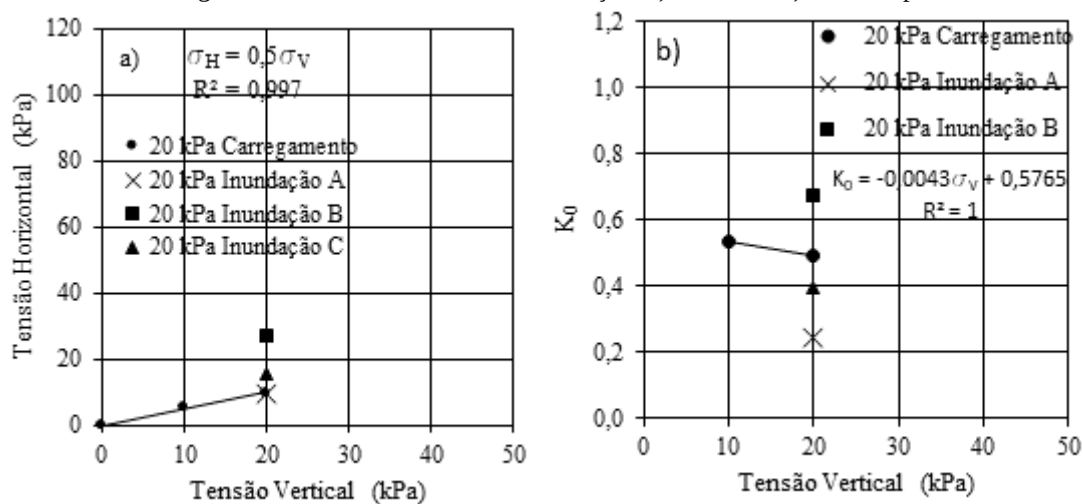
Fonte: Autora

As Figuras 54 a 57 representam as relações da Tensão horizontal com as Tensões verticais ao final de cada estágio de carregamento, que aumentam a medida que se acrescentam as cargas.

É possível estimar uma relação linear entre as tensões e calcular o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) (Equação 21) com os respectivos valores de correlação (R^2), todos superiores a 0,975, indicando que a relação pode ser aceita.

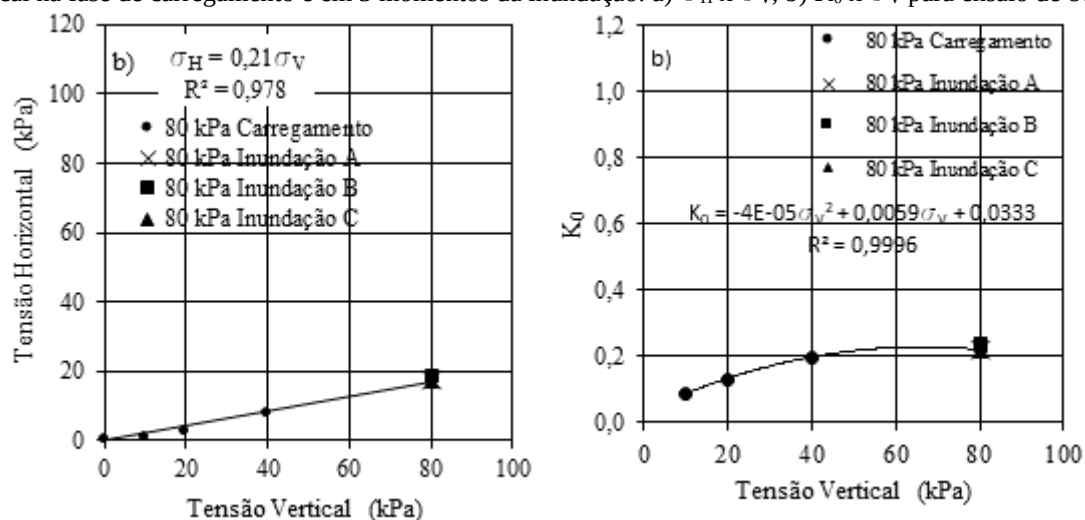
Na fase de inundação foram analisados 3 momentos distintos: (A) antes da inundação, (B) durante a inundação e (C) depois da inundação. Percebe-se que antes da inundação, a tensão horizontal e o K_0 têm praticamente o mesmo valor do final da fase de carregamento; no momento B, quando ocorre o colapso no solo é quando a tensão horizontal e o K_0 atingem seu valor máximo, mais expressivamente no ensaio de 20 kPa, seguido dos ensaio de 160 kPa e 320 kPa e com menos diferença nos ensaios de 40 kPa e 80 kPa. Depois que o solo se reestrutura, os valores voltam a se aproximar dos encontrados antes do ensaio e no final da fase de carregamento, caracterizando, novamente, o momento B como o mais crítico em relação à estabilidade do solo.

Figura 54 - Variação da tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso com o acréscimo de tensão vertical na fase de carregamento e em 3 momentos da inundação: a) $\sigma_H \times \sigma_V$, b) $K_0 \times \sigma_V$ para ensaio de 20 kPa.



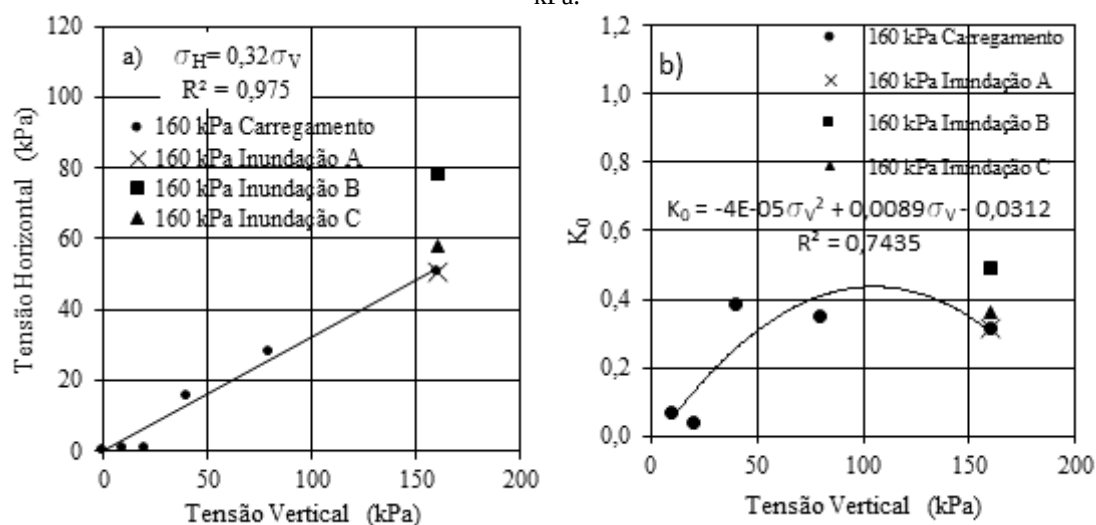
Fonte: Autora

Figura 55 - Variação da tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso com o acréscimo de tensão vertical na fase de carregamento e em 3 momentos da inundação: a) $\sigma_H \times \sigma_V$, b) $K_0 \times \sigma_V$ para ensaio de 80 kPa.



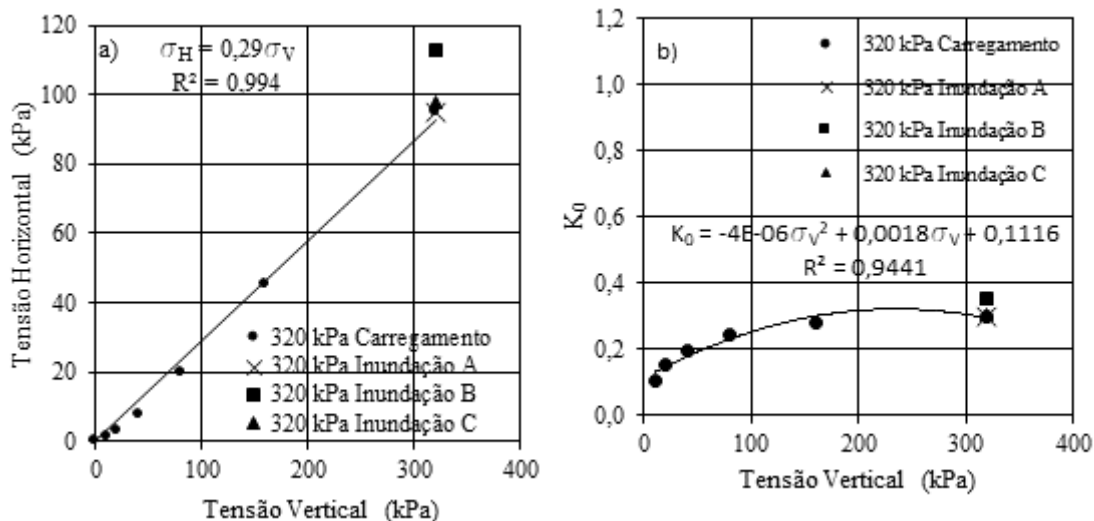
Fonte: Autora

Figura 56 - Variação da tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso com o acréscimo de tensão vertical na fase de carregamento e em 3 momentos da inundação: a) $\sigma_H \times \sigma_V$, b) $K_0 \times \sigma_V$ para ensaio de 160 kPa.



Fonte: Autora

Figura 57 - Variação da tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso com o acréscimo de tensão vertical na fase de carregamento e em 3 momentos da inundação: a) $\sigma_H \times \sigma_V$, b) $K_0 \times \sigma_V$ para ensaio de 320 kPa.



Fonte: Autora

A Tabela 19 apresenta um resumo do K_0 ao final de cada estágio de carregamento, bem como o calculado através da relação entre as tensões horizontal e vertical também na fase de carregamento, com o respectivo coeficiente de correlação. O K_0 máximo e depois da estabilização na fase de inundação também estão representados.

Observa-se que os valores obtidos da relação ($K_0 = \sigma_H/\sigma_V$) são bem próximos aos encontrados no final da fase de carregamento. Ao ser inundado, o solo logo apresenta o seu K_0 máximo, pior condição de estabilidade. Após a reestruturação das partículas, volta a valores bem próximos dos encontrados antes da inundação.

Tabela 19 - K_0 obtidos no final de cada estágio de tensão aplicada na fase de carregamento, calculado pela relação das tensões e nas fases B e C da inundação.

Tensão última do carregamento	K ₀ obtidos durante o carregamento						Fase carregamento		Fase Inundação	
	Tensão aplicada durante o carregamento									
	10 kPa	20 kPa	40 kPa	80 kPa	160 kPa	320 kPa	K ₀ =σ _H /σ _V	R ²	K ₀ máx	K ₀ final
20 kPa	0,53	0,49	-	-	-	-	0,50	0,997	0,67	0,39
80 kPa	0,09	0,13	0,20	0,22	-	-	0,21	0,978	0,24	0,21
160 kPa	0,07	0,04	0,38	0,35	0,32	-	0,32	0,975	0,49	0,36
320 kPa	0,10	0,15	0,20	0,25	0,28	0,30	0,29	0,994	0,35	0,30

Fonte: Autora

4.4.2 K_0 Através de Correlações Empíricas

O K_0 também foi calculado através de correlações empíricas em função do ângulo de atrito do ensaio de cisalhamento direto com inundação na ruptura com formulações (Item 2.3.2.2) de diversos autores: Jaky (1944); Fraser (1957); Rowe (1957); Schmidt (1967); Matsuoka e Sakakibara (1987) e Moroto e Muramatsu, (1987).

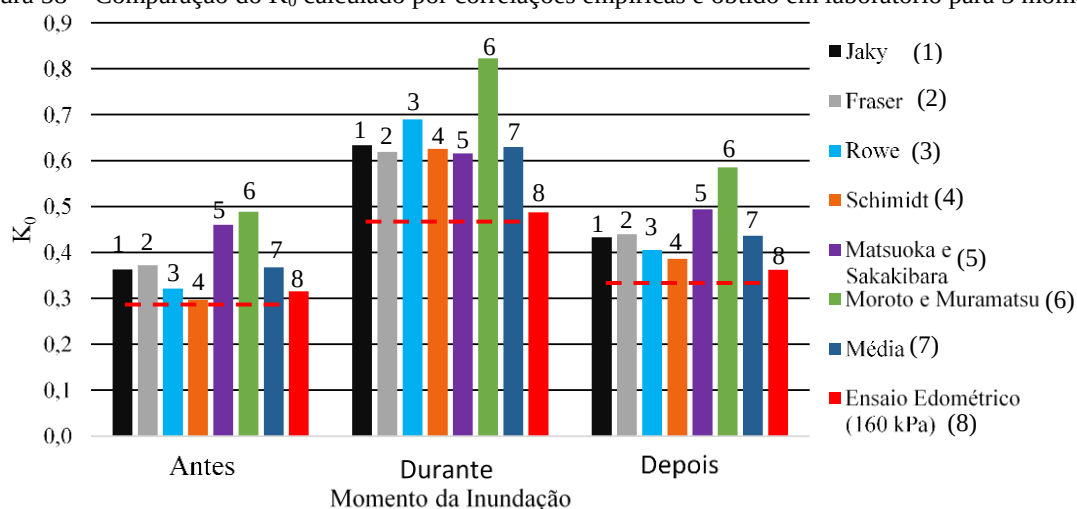
Os resultados obtidos em cada momento do ensaio (A) antes da inundação, (B) durante a inundação e (C) depois da inundação encontram-se na Tabela 20 e na Figura 58 e são comparados aos encontrados no ensaio edométrico de 160 kPa.

Ao se comparar as formulações com os resultados obtidos, percebe-se que, as correlações superestimam o K_0 em todos os casos, com exceção da proposta de Schimidt antes da inundação. O momento analisado durante a inundação, indica a condição mais instável, pois apresenta valores mais elevados. As propostas de Rowe (1957), Matsuoka e Sakakibara (1987) e Schimidt (1967) são as que mais se aproximam com os resultados de laboratório para os momentos A, B e C, respectivamente. Já a proposta de Moroto e Muramatsu é a que apresenta os valores mais distantes. Não se pode afirmar quais são as propostas mais e menos indicadas para os solos colapsíveis de uma forma geral, pois são solos que apresentam características singulares e ainda foram pouco estudados neste aspecto, porém para este solo de Petrolina, na condição em que foram realizados os ensaios, a proposta que mais se aproxima em todos os momentos é a de Schimidt (1967).

Tabela 20 - Resultados de K_0 através de correlações empíricas

Método	Momento do ensaio		
	A	B	C
JAKY (1944)	0,36	0,63	0,43
FRASER (1957)	0,37	0,62	0,44
ROWE (1957)	0,32	0,69	0,41
SCHMIDT (1967)	0,30	0,63	0,39
MATSUOKA e SAKAKIBARA	0,46	0,62	0,49
MOROTO e MURAMATSU	0,49	0,82	0,58
MÉDIA	0,37	0,63	0,44
Ensaio Edométrico (160 kPa)	0,32	0,49	0,36

Fonte: Autora

Figura 58 – Comparação do K_0 calculado por correlações empíricas e obtido em laboratório para 3 momentos

Fonte: Autora

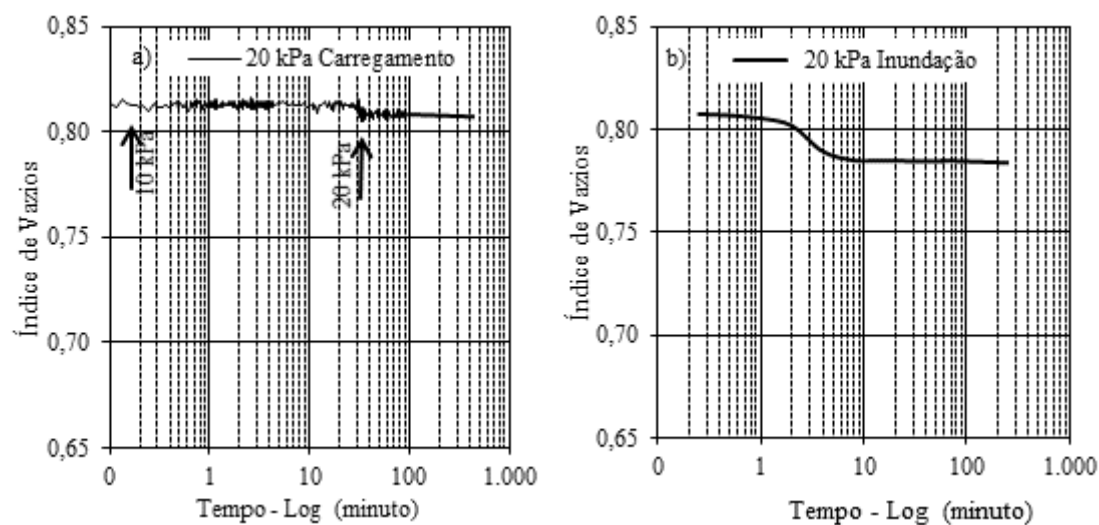
4.4.3 Variação do Índice de Vazios

A variação do índice de vazios com o tempo durante o carregamento e devido à inundação para as tensões aplicadas (20, 40, 80, 160 e 320 kPa) são apresentadas nas Figuras de 59 a 62, respectivamente. O índice de vazios na fase de carregamento apresentados foram calculados com todos os dados obtidos durante o ensaio, já na fase de inundação utilizou-se uma menor quantidade de dados para melhor visualização do comportamento do solo.

O comportamento do índice de vazios em todos os ensaios segue um mesmo padrão: redução após cada acréscimo de carga, seguido por estabilização e redução ainda mais significativa devido à inundação, seguido também de um patamar mais estável. Isto demonstra que a estrutura do solo resiste mais à aplicação das cargas de tensão vertical, do que ao colapso causado pela inundação, comportamento típico ao encontrado nos ensaios edométricos convencionais.

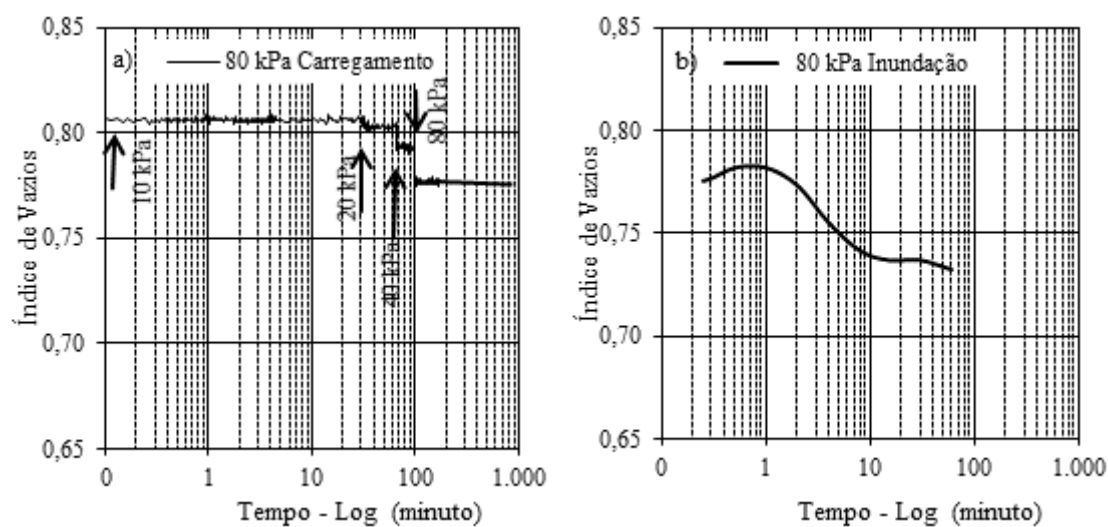
Deve-se ter em mente que o tempo de estabilização da deformações devido à inundação é maior nos ensaios realizados na célula edométrica de paredes finas (utilizada nesta pesquisa), do que os realizados na célula edométrica convencional, pois o caminho percorrido pela água no solo na primeira (altura de 40 mm) é maior do que na célula convencional com cerca de 20mm de altura.

Figura 59 - Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de a) carregamento e b) inundação na tensão de 20 kPa.



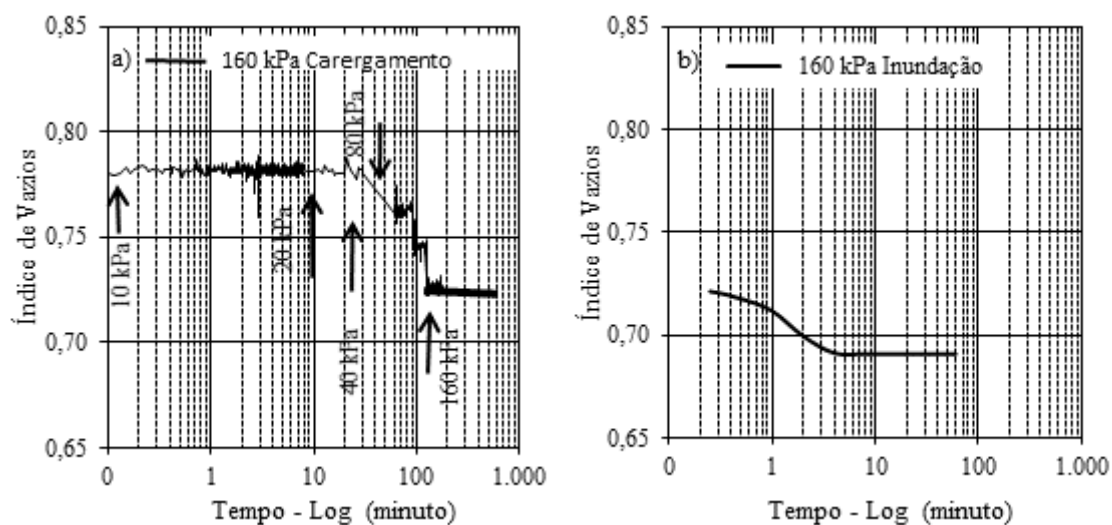
Fonte: Autora

Figura 60 - Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de a) carregamento e b) inundação na tensão de 80 kPa.



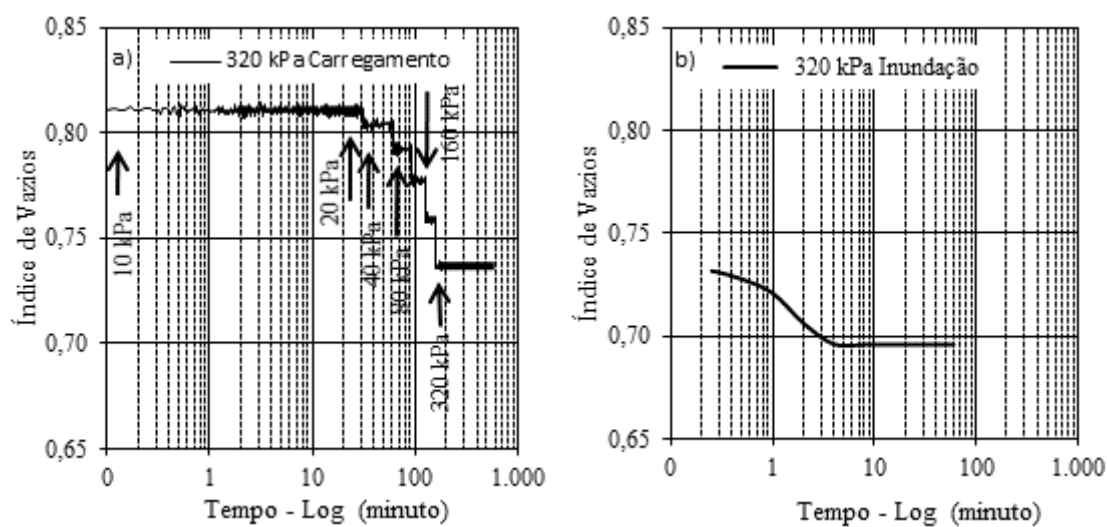
Fonte: Autora

Figura 61 - Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de a) carregamento e b) inundação na tensão de 160 kPa.



Fonte: Autora

Figura 62 - Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de a) carregamento e b) inundação na tensão de 320 kPa.



Fonte: Autora

5 CONCLUSÕES

5.1 Síntese dos principais resultados e conclusões

a) Caracterização Física

A análise granulométrica indica que o solo é essencialmente arenoso, com mais de 90% de areia, mal graduado, a diferença entre os ensaios com e sem defloculante caracterizam pequena aglomeração entre as partículas em estado natural. O solo não apresenta liquidez, nem plasticidade. Possui peso específico dos grãos de $26,67 \text{ kN/m}^3$. É classificado como areia siltosa (SM) no SUCS.

Através do ensaio de compactação na energia do Proctor Normal, o valor do peso específico aparente seco foi de $18,30 \text{ kN/m}^3$, com uma umidade ótima de 9,10%, com uma curva de compactação de um pico e meio.

b) Caracterização Química

Os resultados da caracterização química demonstram que o solo é moderadamente ácido, com presença de argilas silicatadas é caracterizado como solo mineral, devido ao baixo teor de matéria orgânica, com a predominância do mineral argílico caulinita, sem a presença de íons de Alumínio; é caracterizado como solo distrófico, com baixa saturação por bases. A porcentagem de sódio no complexo trocável é baixa, fazendo com que o solo se enquadre na classe pedológica Neossolo Quartzorênico. O óxido de silício prevalece sobre os demais, seguido do óxido de alumínio.

c) Resistência ao Cisalhamento

O solo nos ensaios convencionais (sob umidade constante e com inundação prévia), apresenta comportamento típico para cada uma das condições de umidade e grau de compactação. Com parâmetros de valores aproximados ao encontrados por Freitas (2017) nos ensaios realizados em amostras indeformadas do mesmo solo. O ângulo de atrito e a coesão variam de 28° a 34° e $1,8 \text{ kPa}$ a $24,9 \text{ kPa}$ nos ensaios com umidade constante e de 30° a 34° e 0 kPa a $12,6 \text{ kPa}$ nos ensaios com inundação prévia.

Os ensaios com a metodologia de inundação durante o cisalhamento, também apresentam um comportamento esperado em cada uma das amostras, uma vez que quanto maior o potencial de colapso devido ao índice de vazios e umidade inicial, maior é a redução dos parâmetros de resistência devido ao colapso por inundação, que caracterizam este momento como o mais crítico para a estabilidade do solo. O ângulo de atrito varia de 18° a 34° e a coesão de 0 kPa a 26,7 kPa. Ao se inundar os corpos de prova durante o ensaio, há variação das tensões cisalhantes que chega a atingir mais de 60% de redução e a deformação vertical também sofre uma brusca redução de até 23,1%.

A variação do grau de compactação e da umidade em cada uma das amostras apresenta influência no potencial de colapso calculado através da deformação vertical, que chega a atingir um valor de 3,8%. O efeito da inundação no solo durante o cisalhamento é tanto maior, quanto menor for o grau de compactação e a umidade, sendo esta última a que apresenta maior influência.

A influência do incremento na umidade inicial dos corpos de prova no colapso do solo apresenta-se maior do que a influência quanto à variação do grau de compactação inicial.

d) Estimativa da capacidade de carga e tensões admissíveis

Os maiores valores de capacidade de carga (2904 kPa) e tensão admissível (968 kPa) encontram-se na Série sob umidade natural e grau de compactação de 85%, Já os menores valores da capacidade de carga e tensão admissível nas Séries sob grau de compactação de 80% para a umidade natural e umidade de 4%.

Nos ensaios cuja inundação ocorre durante o cisalhamento, os momentos da inundação reduzem a capacidade de carga e a tensão admissível a valores extremamente menores do que os obtidos antes e após a inundação, sendo este último, onde ocorrem os maiores valores.

A capacidade de carga do solo sofre brusca e considerável redução (até 94%) quando este passa pelo processo de colapso, nos momentos instantaneamente posteriores à inundação.

e) Coeficiente de empuxo no repouso

Tanto a tensão horizontal quanto o K_0 se apresentam estáveis até o momento de aplicação de uma nova tensão vertical, quando sofrem um aumento brusco, seguido de nova estabilização com valores maiores do que os anteriores à carga. O K_0 é tanto maior, quanto mais carga é imposta à amostra. Atingem o valor máximo no momento de inundação (colapso), caracterizado por um pico instantâneo, voltando a valores estáveis, porém maiores do que os que apresentavam antes da inundação, cerca de 3 minutos depois. Variam de 0,21 a 0,39 nos momentos finais dos ensaios e de 0,24 a 0,67 nos momentos máximos, durante a inundação.

Ao se comparar as correlações empíricas com os resultados de K_0 obtidos através dos ensaios edométricos, percebe-se que a proposta de Moroto e Muramatsu é a que apresenta os valores mais distantes e a proposta que mais se aproximou em todos os momentos foi a de Schimidt (1967).

f) Considerações finais

Os resultados demonstram a importância da adoção de metodologias específicas para os solos colapsíveis, haja vista que o fato de se analisar os parâmetros do solo antes e depois da inundação, não é suficiente para justificar um acidente em uma obra assente neste solo. A inundação durante o processo de cisalhamento causa situações menos favoráveis à estabilidade das edificações do que a inundação prévia. O solo apresenta a menor resistência ao cisalhamento e o maior valor do coeficiente de empuxo no repouso (K_0). Na prática, o aumento de umidade no solo colapsível seja por chuvas, elevação do lençol freático, ruptura de tubulações, etc é mais crítica do que a situação saturada previamente, quando o solo já se reestruturou, recuperando parte da sua resistência.

5.2 Sugestões para futuras pesquisas

- Realizar mais Séries de ensaios para avaliar com mais propriedade a influência da variação de umidade e grau de compactação;
- Realizar ensaios em amostras indeformadas para avaliar a contribuição da estrutura original nos parâmetros de resistência e coeficiente de empuxo no repouso;
- Realizar ensaios sob sucção controlada;
- Proceder com a mesma metodologia de ensaios de cisalhamento direto em outros solos colapsíveis e avaliar a influência da inundação comparando ao potencial de colapso;
- Proceder a mesma metodologia de ensaios de cisalhamento direto em solos expansivos e avaliar a influência da inundação nos parâmetros de resistência do mesmo;
- Realizar a probabilidade determinística do fator de segurança e probabilidade de ruína das edificações considerando os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo obtidos em ensaios em que a inundação ocorre durante o cisalhamento.
- Realizar ensaios edométrico com leitura das tensões horizontais em solos expansivos e avaliar a variação do K_0 na inundação;

REFERÊNCIAS

- AITCHISON, G. D. (1961). ***Relationship of Moisture Stress and Effective Stress Function an Unsaturated Soils***. Poro Pressure and Suction in Soils, Londo. 47 – 52.
- AITCHISON, G. D. (1965). Discussion In: 6TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1965, Montreal. **Proceedings...** Montreal, v. 3, p. 318–321.
- AMORIM, S. A. (2004). **Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos colapsíveis e expansivos do estado de Pernambuco**. P. 204. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFPE- Recife.
- AMORIM, S. F., FERREIRA, S. R. M. e VAREJÃO-SILVA, M. A. (2007). **Uso de sistema de informação geográfica aplicado aos estudos de solos expansivos e colapsíveis do estado de Pernambuco**. In: VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Bahia. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Bahia: EDUFBA, 2007. v. I. p. 97-108.
- ARAGÃO, C. J. G.; MELO, A. C. (1982). **Fundações Rasas em Solos Colapsíveis no Semi-Árido em Pernambuco**. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. ABMS, Olinda/Recife. Vol.2, p.9-40.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) – ABNT NBR 6508. **Grãos de Solos que passam na Peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica**.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS(2010) – ABNT NBR 6122. **Projeto e execução de fundações**.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016) – ABNT NBR 6457. **Amostras de solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização**.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016) – ABNT NBR 7181. **Solo - Análise granulométrica**.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016) – ABNT NBR 7182. **Solo – Ensaio de Compactação**.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2017) –ABNT NBR 6459. **Solo – Determinação do Limite de Liquidez**.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016) – ‘ABNT NBR 7180. **Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**.
- ASTM D 5333. (1996). ***Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils***.

BARBOSA, H. T. (2015). **Identificação de Potenciais de Colapso de Solos Não Saturados através de Ensaio de Laboratório e de Campo**. Monografia. UFCA, Juazeiro do Norte. 103 p.

BARDEN, L., MCGROW, A.; COLLINS, K. (1973). *The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil. Engineering Geology*, Vol. 8, pg. 49-60.

BENEVELI, R. M. (2002) **Estudo dos efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento de um solo compactado em laboratório**. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 182p.

BISHOP, A. W. e ELDIN, G. (1950). *Undrained triaxial tests on saturated soils and their significance in the general theory of shear strength*. Geotechnique, vol. 2, p 13-32.

BISHOP, A. W. (1959) *The Principle of Effective Stress*, Lecture delivered in Oslo, Norway, in 1955; published in Teknisk Ukeblad. Vol.106, No.39, p.859-863.

BISHOP, A.; BLIGHT, G. E. (1963). *Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils*. Géotechnique, v. 13, n. 3, p. 177 – 198.

BORGES, J. J. S. (2016). **Avaliação do modo de elasticidade, resistência de ponta e variação de volume em campo com e sem inundação em solo colapsível**. Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife, 192p.

BORGES, J. J. S.; TORRES, M. S.; VERISSIMO, K. J. S.; FREITAS, M. L. R. A.; FERREIRA, S. R. M. (2016). **Estudo do efeito da inundação na variação de volume, na resistência de ponta e no módulo de elasticidade de um solo colapsível do Semiárido de Pernambuco**. Matéria (UFRJ), v. 21, p. 996-1011.

CAMPOS, T. M. P. E MOTTA, M. R. B. (2015) **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados**. In: CARVALHO, J. C. et al. (orgs.) Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

CAPUTO, H. P. (2015). **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. Rio de Janeiro: LTC, 7ª edição.

CASTELLANZA, R. & NOVA, R. (2004). *Oedometric tests on artificially weathered carbonatic soft rocks*. J. Geotech. & Geoenv. Eng., 130: 728-739.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. (2009). **Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis**. São Carlos, EESC – USP.

CINTRA, J. C. A. (1998) **Fundações em Solos Colapsíveis**. Escola de Engenharia de São Carlos – SP, 106p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. (2011). **Fundações diretas: projeto geotécnico**. Oficina de Textos.

CLEMENCE, S.P., FINBARR, A.O. (1981). “*Design considerations for collapsible soils*”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, v.107, pp. 305-307.

DE CAMPOS, T.M.P.; CARRILLO, C. W. (1995). ***Direct shear testing on na unsaturated soil from Rio de Janeiro***. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, Proceedings, v.1, p 31 – 38, 1995.

DOBIE, M.J.D. (1977) ***In situ stresses in natural soil deposits and the determination of K_0*** , M.Sc. Thesis, Imperial College, University of London.

DOURADO, K. C. A. (2005). **Utilização do pressômetro Ménard na identificação e previsão de recalques em um solo colapsível**. Dissertação de Mestrado. Recife. Universidade Defedarl de Pernambuco. CTG. 203 p.

DUDLEY, J.H. (1970). “*Review of collapsing soils*”, Journal of Geotechnical Engineering Division, v. 96, n.5, pp. 925-947.

EMBRAPA, (1997). **Sistema brasileiro de classificação de solos**, In: Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária, Centro Nacional de Pesquisa de Solos, Embrapa Serviço de Produção de Informação, Brasília, 212 p.

EMBRAPA, (1999). **Sistema brasileiro de classificação de solos**, In: Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária, Centro Nacional de Pesquisa de Solos, Embrapa Serviço de Produção de Informação, Brasília, 412 p.

FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. (1993). **Variação de volume em solo colap'sível medidas através de ensaios de campo e laboratório**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.16, n 4, p. 245-253.

FERREIRA, S. R. M. (1995). **Colapso e Expansão em Solos Naturais não Saturados Devidos à Inundação**. Tese de Doutorado. Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil).

FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A.(1997); MAHLER, C. F. . **Ensaio de Campo para determinação das propriedades de solos não saturados**. In: III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados - ÑSAT, 1997, Rio de Janeiro. III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados - ÑSAT. p. 847-854.

FERREIRA, S. R. M.; SILVA, M. J. R. (2004). **Microestruturas de solos colapsíveis do semiárido Pernambucano antes e após colapso**. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. São Carlos, p. 423 – 429.

FERREIRA, S. R. M. (2008). **Solos Colapsíveis e Expansivos: Uma Visão Panorâmica no Brasil**. In: VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Salvador. EDUFBA, v.2. p. 593-619.

FERREIRA, S. R. M.; AMORIM, S. F.; VAREJAO-SILVA, M. A. (2008). **Tecnologia da geoinformação aplicada aos estudos dos solos expansivos e colapsíveis do estado de Pernambuco**. In: II SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CIÊNCIA GEODÉSICAS E

TECNOLOGIAS DE GEOINFORMAÇÃO, Recife. II SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CIÊNCIA GEODÉSICAS E TECNOLOGIAS DE GEOINFORMAÇÃO. Recife: Universitária, 2008. v. 1. p. 1-8.

FEUERHARMEL, C. (2007). **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral**. Tese de Doutorado. Porto Alegre: UFRGS, 332p.

FRASER, A.M. (1957). *The Influence of Stress Ratio on Compressibility and Pore Pressure Coefficients In Compacted Soils*, Ph.D. Thesis, University of London, London, U.K.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. JohnWiley & Sons, New York, United States of America, 517p.

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R., e WIDGER, R.A. (1978). *The Shear Strength of Unsaturated Soils*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, nº 3, p.313-321.

FREDLUND, D.G., VANAPALLI, S.K. (2002). *Shear Strength of unsaturated soils. Methods of soil analysis*, part 4 – physical methods, Soil Science Society of America, book series 5 ed. J.H. Dane e G.C. Koop, p 324 – 360.

FREITAS, M. L. R. A. (2017) **Comportamento Geomecânico de um Solo Colapsível de Petrolina- PE avaliado por meio de Ensaio de Campo e Laboratório**. Tese de Doutorado, Recife: UFPE, 143p.

FREITAS, M. L. R. A.; TEIXEIRA, G. H. O. ; SANTOS, B. N. A. ; FERREIRA, S. R. M. (2017). **Influência da infiltração no comportamento geomecânico de um solo colapsível na região urbana de Petrolina-PE**. In: Arminda Saconi Messias; Lilian Costa. (Org.). 9º Encontro Internacional das Águas. 1ed.Recife-PE: Fasa, v. 1, p. 1397-1407.

FUCALE, S. P. (2000). **Comportamento de Variação de Volume Devido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco**. Recife: Universidade Federal de Pernambuco, tese de mestrado.

FUTAI, M. M. (1997). **Análise de Ensaio Edométrico com Sucção Controlada em Solos colapsíveis**. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, set.

GALINDO, K.B.T. (2016). **Comportamento hidro-mecânico de rochas carbonáticas sintéticas submetidas à injeção de um fluido reativo**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG

GERSCOVICH, D. M. S. (2001). **Equações para modelagem da curva característica aplicadas a solos brasileiros**. In: 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, NSAT01, Porto Alegre, Anais, V.1, p. 76-92

GRAU, E. D. A. (2014), **Efeito da Variação de Umidade no Cálculo do Empuxo em Solos Tropicais**. Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 122p.

GUSMÃO FILHO, J. (2006). **Desempenho de Obras Geotécnicas**. Recife. Editora Universitária da UFPE, 523 p.

GUTIERREZ, N. H. M. (2005). **Influências de aspectos estruturais de solos do norte do Paraná**. Tese de Doutorado, São Carlos: UFSCAR, 325p.

HEAD, K. H. (1998). *Manual of soil laboratory testing: effective stress tests*. Second edition, Volume 3, John Wiley & Sons.

JAKY, J. (1944). “*The coefficient of earth pressure at rest*”, *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, Budapest, Hungary, pp.355-358.

JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. (1957). “*The Additional Settlement of Foundations due to a Collapse of Structure of Sand Subsoils on Wetting*”. Proc. of the 4th ISSMFE, vol. 1, pp. 316-319.

JENNINGS, J. E. B.; BURLAND, J. B. (1962) *Limitation to the use of effective stresses in partly saturated soils*, *Géotechnique*, London, v. 7, n. 2, p.125 – 144.

JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. (1975). “*A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure*”. Proc. IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Durban, p. 99-105.

JUCÁ, J.F.T. (1990). **Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados Bajo Succión Controlada**. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. 241p.

KÜHN, V. O. (2014). **Resistência ao Cisalhamento de um Solo Tropical Não Saturado Considerando Altas Succões**. Goiânia, Universidade Federal de Goiás. Dissertação de Mestrado.

LAMBE, W.T. (1969). *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons Inc., International Edition.

LINS, C. M.M.S. (2014) **Desenvolvimento de uma célula edométrica para estudo da evolução da tensão horizontal durante a dissolução química**. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil. p. 125.

LINS, C. M. M. S.; LIMA, A.; GUIMARÃES, L. J. N.; LINS, E. M.; GALINDO, K. B. T.; AMORIM, S. F. (2016). *Analysis of time evolution of horizontal stress and soil collapse during chemical dissolution*. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 21, Bund. 02.

LI, P.; VANAPALLI, S.; LI, T. (2016). *Review of collapse triggering mechanism of collapsible soils due to wetting*, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, doi: 10.1016/j.jrmge.2015.12.002.

LUTENEGGER, A.J. & SABER, R. T. (1988). “*Determination of Collapse Potential of Soils*”. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 11, n. 3, September, pp. 173-178.

MASWOSWE, J. (1985). "***Stress Path for a Compacted Soil During Collapse Due to Wetting***". Ph.D. Thesis, Imperial College. London.

MATSUOKA, H.; SAKAKIBARA, K. (1987): ***A constitutive Odel for sands and Clays Evaluating Principal Stress Rotation***. *Soils and Foundation*, Vol. 27, No. 4.

MENDONÇA, M. B. (1990). **Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa – Bahia**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ.

MENDONÇA NETO, H. C. (2010). **Análise do comportamento do colapso de um solo colapsível utilizado em canal de irrigação**. Dissertação de Mestrado, Recife, UFPE, 100p.

MENDONÇA NETO, H. C., FERREIRA, S. R. M.(2011). **Análise do comportamento de colapso de um solo colapsível utilizado num canal de irrigação**. In: VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados -Nsat2011, Pirenópolis -GO. VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados-Nsat2011. Goiana: Kelps, 2011. v. 1. p. 333-344.

MOROTO, N. AND MURAMATSU. M. (1987), "***Ko value and degree of anisotropy of overconsolidated clay***", proceeding 9th southeast Asian geotechnical conference.

MOTA, R.J. (2008). **Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia-GO**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-xxx/08, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 128 p.

MOTTA, E. Q. (2006). **Análise do colapso de um solo compactado devido à inundação e à interação solo-líquido contaminante**. Dissertação de Mestrado, Recife, UFPE, 114p.

MUGHAL, U. A. (2012). **Foundations on Collapsible Soils**. Paquistão. 41 slides, color. Disponível em :< <http://civilengineerspk.com/foundations-on-collapsible-soils/>> . Acesso em 05 ago. 207.

NOGUEIRA, C.L. (1988). **Solos especiais: Solo Colapsível**. Relatório de Iniciação Científica. Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – UFPE. Recife.

OLIVEIRA, S.A.G. (1998). **Uma Célula Oedométrica para Medição de Tensões Horizontais em Solos Não Saturados**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 104 p.

OLIVEIRA, B.L.M. e AMANCIO, L.B. (2016). **Otimização do cálculo da Capacidade de Carga e Tensão admissível do solo para sapatas isoladas**. Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v.12, p.53-66.

PESSOA, J. R. D. (2015) **Desenvolvimento de uma célula triaxial para estimativa da tensão horizontal em condições edométricas**. Dissertação de mestrado, Fortaleza, UFC, 110 p.

PINTO, C.S.(2006). **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3.ed. São Paulo: Oficina de Textos.

REGINATTO, A. R. e FERRERO, J. C. (1973). ***Colapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry. Proceedings.*** Anais...VIII Int. Conf. on Soil

RIANI, H. C. e BARBOSA, M. C. (1989). ***Collapsible sand and its treatment by compaction.*** In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 12. Proceedings. Rio de Janeiro - RJ, p. 643-645.

RODRIGUES, R. A. & LOLLO, J. A. (2008). **Características dos Solos Colapsíveis.** In: **Solos Colapsíveis: identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas.** UNESP, São Paulo, Cap. 2, p.59-67.

RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. M. (2013). **Colapso de Solo Desencadeado pela Elevação do Nível D'água.** Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades. ANAP, v.1, n.6.

ROMERO, E. (1999). ***Characterisation and thermo-hydrromechanical behaviour of unsaturated boom clay: an experimental study.*** PhD Thesis, Dept. of Geotechnical Engineering and Geosciences, Technical. University Politecnica of Catalunya, Barcelona, Spain.

ROWE, P.W., 1957, “***Ce=0 Hypothesis for normally loaded clays at equilibrium***”, *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol.1, 189-192.

SANTAMARIA, F. C. M. (2002). **Estudo Reológico-Experimental do Coeficiente de Empuxo no Repouso, K0.** Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2002, 171p.

SANTOS, B. N. A., CONSTANTINO, C. S.; FERREIRA, S. R. M. (2016). **Avaliação do Coeficiente de empuxo no Repouso Devido à Inundação em Solos Colapsíveis através de Correlações empíricas.** Seminário apresentado a disciplina Comportamento dos Solos Colapsíveis e expansivos do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPE. 21p.

SANTOS, B. N. A.; FERREIRA, S. R. M. (2017). **Influência da inundação na resistência ao cisalhamento de um solo colapsível na região de Petrolina-PE.** In: GEOBASE, 2017, Feira de Santana.

SANTOS, B. N. A.; CONSTANTINO, C. S.; LINS, C. M. M. S.; TEIXEIRA, G. H. O.; FREITAS, M. L. R. A.; FERREIRA, S. R. M. (2017) **Variação no Coeficiente de Empuxo no Repouso devido ao Carregamento e à Inundação em Solo Colapsível** In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Enconstas, 2017, Florianópolis. COBRAE.

SANTOS NETO, F. C. (2015) **Uso de Resíduos da Construção Civil para Melhoramento de Solos Colapsíveis.** Dissertação de Mestrado, Recife, Poli-UPE, 142p.

SCHMIDT, B. (1967). “***Lateral stresses in uniaxial strain***”, *Geoteknisk Institut (The Danish Geotechnical Institute)*, Copenhagen, Denmark, Bulletin 23, pp. 5-12.

SHIN, H., & J.C. SANTAMARINA. (2009). ***Mineral dissolution and the evolution of K0.*** *J. of Geotech. & Geoenv.* Eng. 135:1141-1147.

SILVA, H. C. (2002). **Estudo da Influência do Empuxo Lateral Causado por Grãos nas Paredes de Grandes Silos Horizontais**, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre

SILVA, M. J. R. (2003) **Comportamento Geomecânico De Solos Colapsíveis E Expansivos Em Petrolina-PE**: Cartas De Suscetibilidade. Recife: UFPE.

SKEMPTON, A. W. (1953). *The Colloidal Activity of Clays*. Proc. III Inter. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich, Vol. 1, p.57-61.

SORBINO, G.; MIGLIARO, G.; FORESTA, V. (2011). *Laboratory investigations on static liquefaction potencial of pyroclastic soils involved in rainfall-induced landslides of the flow-type*. Unsaturated Soils, Alonso and Gens (eds). 5th International Conference on Unsaturated Soils. London, Vol 1, pp 375-380.

SOUZA NETO, J. B. (2004). **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)**. Tese de Doutorado, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. 432 p.

TERZAGHI, H. (1936). *The Shear Resistance of Saturated Soils*. Proc. 1ª Int. Conf. Soil Mech. Foud. Eng. Vol. 1, p 54-56.

TERZAGHI, K., (1943) *“Theoretical Soil Mechanics”*, John Wiley & Sons, New York.

TORRES, M. S. (2014). **Avaliação da Colapsibilidade e da Resistência de Ponta de um Solo de Petrolina Devido a Inundação**. Dissertação de Mestrado. Recife: UFPE, 97p.

TORRES, M. S.; FREIRAS, M. L. R. A.; FERREIRA, S. R. M. (2015) . **Microestruturas de Alguns Solos Colapsíveis do Semiárido do Nordeste Antes e Após o Colapso**. In: VIII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Fortaleza. Solos não saturados: da caracterização às aplicações. RECIFE: Gráfica Fotolaser - ABMS, 2015. v. 1. p. 143-151.

TORRES, M. S.; FREIRAS, M. L. R. A.; SELLARO, R. F.; SILVA, M. M. C. A.; FERREIRA, S. R. M. (2014). **Análise de variação de volume e da resistência de ponta devido à inundação de um solo colapsível de Petrolina-PE**. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2014, 2014, Goiânia. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2014. São Paulo: ABMS. p. 1-8.

VARGAS, M. (1973). *Structurally Unstable in Southern Brazil*. Proc. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow, vol.2, p.239-256.

VARGAS, M. (1978) **Introdução à Mecânica dos Solos**. McGRAW -HILL do Brasil. São Paulo.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. (2011) **Fundações**: Volume completo. 1ª ed. Oficina de Textos.

VERISSÍMO, K. J. S ; TORRES, M. S. ; FERREIRA, R. ; FREITAS, M. L. R.; FERREIRA, S. R. F. (2015). **Avaliação da colapsibilidade e resistência de ponta de um solo colapsível**

de Petrolina-PE com a variação do grau de compactação e umidade. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte. v. 1.

VERISSIMO, K. J. S. ; TORRES, M. S. ; Ferreira, R. G. B. ; FREIRAS, M. L. R. A. ; FERREIRA, S. R. M. (2015). *Volume evaluation due to wetting in a collapsible soil used in a housing development in the semi-arid region of Pernambuco State - Brazil.* In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2015, Buenos Aires. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Buenos Aires: IOS Press, v. 1. p. 2158-2165.

VERISSIMO, K. J. S. ; TORRES, M. S. ; Ferreira, R. G. B. ; FREIRAS, M. L. R. A. ; OLIVEIRA, M. S. ; FERREIRA, S. R. M. (2015) . **Variação da Resistência de Ponta de um Solo Colapsível de Petrolina-PE com a Variação do Grau de Compactação e Umidade.** In: VIII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2015, Fortaleza. Saturados: solos não saturados: da caracterização as aplicações - Nsat.

VERÍSSIMO, K. J. S. (2016). **Avaliação da Colapsibilidade e Resistência de Ponta em um Solo Arenoso Compactado de Petrolina- PE com e sem Inundação.** Dissertação de Mestrado. Recife: UFPE, 129p. Recife.

VESIC, A.S. (1975). *Bearing capacity of shallow foundations.* In:H.F.Winterkon; H.Y. Fang (Eds); New York:Van Nostrand Reinhold Co.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. (1981). **Solos Colapsíveis: Um Problema Para A Engenharia De Solos Tropicais.** In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ/CNPQ/ABMS, 1981, v. 1, p.209-224.

VILAR, O. M.; GAIOTO, N. (1994). **Comportamento Colapsível de um Solo Laterítico Compactado.** Simpósio Sobre Solos Não Saturados, 2, Recife, pp. 185-190.

VILAR, O. M. & FERREIRA, S. R. M. (2015). **Solos Colapsíveis e Expansivos.** In: Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico. AMBS, São Paulo, Cap. 15, p.415-436.

APÊNDICE A - ÍNDICES FÍSICOS NAS CONDIÇÕES INICIAIS E FINAIS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.

Tabela A.1 – Condição inicial dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto

	Tipo de Ensaio	CP nº	CONDIÇÃO INICIAL DOS CPs				
			σ_n (kPa)	Wo (%)	γ (kN/m³)	eo	So(%)
Série 1 Wnat G.C.=80%	Umidade Constante	01	50	0,27	14,6	0,82	0,88
		02	100	0,30	14,6		0,98
		03	150	0,36	14,7		1,18
		04	200	0,32	14,6		1,04
	Inundado Previa.	05	50	0,29	14,6		0,95
		06	100	0,32	14,6		1,04
		07	150	0,34	14,6		1,11
		08	200	0,30	14,6		0,98
	Inundado Durante	09A	50	0,30	14,6		0,98
		10A	100	0,32	14,6		1,04
		11A	150	0,28	14,6		0,91
		12A	200	0,30	14,6		0,98
Série 2 Wnat G.C.=85%	Umidade Constante	13	50	0,29	14,6	0,71	1,09
		14	100	0,29	14,6		1,09
		15	150	0,30	14,6		1,13
		16	200	0,32	14,6		1,20
	Inundado Previa.	17	50	0,29	14,6		1,09
		18	100	0,31	14,6		1,17
		19	150	0,34	14,6		1,28
		20	200	0,30	14,6		1,13
	Inundado Durante	21 A	50	0,34	14,6		1,28
		22 A	100	0,28	14,6		1,05
		23 A	150	0,28	14,6		1,05
		24 A	200	0,27	14,6		1,01
Série 3 W= 4% G.C.= 80%	Umidade Constante	25	50	3,68	15,1	0,75	13,05
		26	100	3,68	15,1		13,05
		27	150	3,66	15,1		12,97
		28	200	3,66	15,1		12,97
	Inundado Previa.	29	50	3,66	15,1		12,97
		30	100	3,61	15,1		12,80
		31	150	3,61	15,1		12,80
		32	200	3,61	15,1		12,80
	Inundado Durante	33 A	50	3,85	15,2		13,65
		34 A	100	3,85	15,2		13,65
		35 A	150	3,85	15,2		13,65
		36 A	200	3,85	15,2		13,65
		37	50	3,61	15,1	0,65	14,83

Série 4 W=4% G.C.=85%	Umidade Constante	38	100	3,61	15,1	0,34	14,83
		39	150	3,61	15,1		14,83
		40	200	3,61	15,1		14,83
	Inundado Previam.	41	50	3,61	15,1		14,83
		42	100	3,59	15,1		14,75
		43	150	3,59	15,1		14,75
		44	200	3,59	15,1		14,75
	Inundado Durante	45 A	50	3,72	15,1		15,28
		46 A	100	3,72	15,1		15,28
		47 A	150	3,72	15,1		15,28
		48 A	200	3,67	15,1		15,08
Série 5 Wot. G.C.max	Umidade Constante	49	50	8,01	15,8		32,90
		50	100	8,51	15,8		34,96
		51	150	8,71	15,9		35,78
		52	200	8,5	15,8		34,92
	Inundado Previam.	53	50	8,63	15,9		35,45
		54	100	9,16	15,9		37,63
		55	150	9,04	15,9		37,13
		56	200	9,05	15,9		37,17
	Inundado Durante	57 A	50	9,1	15,9		37,38
		58 A	100	8,96	15,9		36,80
		59 A	150	9,43	16,0		38,74
		60 A	200	9,1	15,9		37,38

APÊNDICE B - CONDIÇÕES DOS CORPOS DE PROVA NA RUPTURA E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.

Tabela B.1 – Condições dos corpos de prova na ruptura e parâmetros de resistência dos ensaios convencionais

Condição do C.P.	Tipo de Ensaio	CP nº	CONDIÇÃO DE RUPTURA				PARÂMETROS	
			Valores de Interesse				c' ou c (kPa)	φ' ou φ (°)
			dh (mm)	dv (mm)	σ _N	τ _r (kPa)		
Série 1 W _{nat} G.C.=80%	Umidade Constante	01	2,766	-0,076	51,4	37,3	1,8	33
		02	3,585	-0,229	103,7	66,7		
		03	5,370	-0,298	158,4	103,1		
		04	5,140	-0,292	210,7	140,4		
	Inundado Previam.	05	2,808	-0,347	51,4	30,6	0,0	32
		06	3,585	-0,300	103,7	66,7		
		07	5,381	-0,405	158,4	101,3		
		08	5,194	-0,552	210,8	131,7		
Série 2 W _{nat} G.C.=85%	Umidade Constante	13	4,162	-0,158	52,1	54,6	19,9	34
		14	3,931	-0,170	104,0	91,7		
		15	4,749	-0,380	157,4	122,1		
		16	5,002	-0,371	210,4	162,7		
	Inundado Previam.	17	5,715	-0,507	53,0	46,8	11,2	34
		18	5,484	-0,524	105,7	84,5		
		19	5,288	-0,628	158,2	116,4		
		20	5,050	-0,626	210,5	155,0		
Série 3 W= 4% G.C.= 80%	Umidade Constante	25	2,712	-0,252	51,4	45,9	16,3	28
		26	2,566	-0,500	102,6	69,0		
		27	2,386	-0,570	153,6	97,5		
		28	2,194	-0,473	204,4	127,7		
	Inundado Previam.	29	2,768	-0,655	37,0	37,0	6,2	30
		30	2,576	-0,757	67,4	67,4		
		31	2,432	-0,621	90,2	90,2		
		32	2,190	-0,580	128,3	128,3		
Série 4 W=4% G.C.=85%	Umidade Constante	37	1,186	0,191	50,6	49,2	20,9	29
		38	2,012	0,080	102,0	77,2		
		39	2,855	0,080	154,3	102,9		
		40	2,150	0,112	204,3	134,6		
	Inundado Previam.	41	1,718	0,091	50,9	44,5	10,5	32
		42	1,038	-0,111	101,0	72,3		
		43	2,334	-0,310	153,5	105,7		
		44	2,108	-0,145	204,2	141,2		
Série 5 W _{ot} . G.C.max	Umidade Constante	45	1,652	0,082	50,8	54,8	24,9	29
		46	1,478	-0,018	101,5	82,1		
		47	1,315	-0,077	152,0	107,6		
		48	1,097	-0,051	202,2	141,5		

	Inundado Previam.	49	1,722	-0,066	50,9	43,8	12,6	31
		50	1,549	-0,059	101,5	71,0		
		51	1,292	-0,020	151,9	111,2		
		53	1,152	-0,077	202,3	132,9		

Tabela B.2 – Condições dos corpos de prova na ruptura e parâmetros de resistência dos ensaios com inundação durante a ruptura

Condição do C.P.	Tipo de Ensaio	CP nº	CONDIÇÃO DE RUPTURA				PARÂMETROS	
			Δh (mm)	Δv (mm)	σ_N (kPa)	τ_r (kPa)	c' ou c (kPa)	Φ' ou Φ (°)
Série 1 Wnat G.C.=80%	Inundado Durante (A)	09A	2,753	-0,110	51,4	39,4	6,1	31
		10A	3,503	-0,108	103,6	79,8		
		11A	5,314	-0,269	158,3	112,2		
		12A	5,085	-0,305	210,5	149,3		
	Inundado Durante (B)	09 B	3,407	-1,930	51,7	14,9	0,0	16
		10 B	4,320	-0,900	104,4	29,1		
		11 B	6,240	-1,210	159,8	42,9		
		12 B	6,503	-1,217	213,7	65,7		
	Inundado Durante (C)	09 C	6,764	-1,384	53,6	39,2	11,0	29
		10 C	6,572	-1,200	106,9	70,9		
		11 C	8,412	-1,434	163,5	99,4		
		12 C	8,234	-1,400	217,6	129,2		
Série 2 Wnat G.C.=85%	Inundado Durante (A)	21 A	2,744	-0,546	51,4	40,8	6,2	34
		22 A	2,635	-0,470	102,7	58,1		
		23 A	2,343	-0,445	153,5	104,2		
		24 A	2,200	-0,473	204,4	126,7		
	Inundado Durante (B)	21 B	3,405	-1,670	51,7	15,2	0,8	18
		22 B	3,288	-1,860	103,3	34,0		
		23 B	3,161	-1,450	154,8	54,2		
		24 B	3,308	-1,682	206,7	62,8		
	Inundado Durante (C)	21 C	6,724	-1,975	53,5	45,8	7,8	35
		22 C	6,524	-2,167	106,9	78,8		
		23 C	6,264	-2,122	159,9	121,6		
		24 C	6,066	-2,023	212,7	154,0		
Série 3 W=4% G.C.=80%	Inundado Durante (A)	33 A	2,766	-0,400	51,4	37,3	11,8	27
		34 A	2,575	-0,695	102,6	67,6		
		35 A	2,440	-0,780	153,7	88,9		
		36 A	2,255	-0,660	204,5	118,1		
	Inundado Durante (B)	33 B	3,462	-0,890	51,8	22,1	0,0	26
		34 B	3,481	-1,090	103,5	51,2		
		35 B	3,135	-1,085	154,8	74,4		
		36 B	2,940	-0,930	206,0	105,3		
	Inundado Durante (C)	33 C	6,786	-1,560	53,6	35,5	1,6	33
		34 C	6,555	-1,656	106,9	73,7		
		35 C	7,352	-1,820	161,7	108,3		
		36 C	7,146	-1,620	215,1	142,4		
Série 4 W=4% G.C.=85%	Inundado Durante (A)	45 A	1,163	0,187	50,6	52,8	25,7	29
		46 A	0,982	-0,011	101,0	81,1		
		47 A	0,835	0,003	151,2	103,9		
		48 A	0,886	-0,054	201,8	135,1		
		45B	4,275	0,278	52,2	36,4	2,1	32

Inundado Durante (B)	46 B	4,095	-0,010	104,2	65,4		
	47 B	4,397	-0,060	156,8	97,7		
	48 B	3,670	-0,155	207,5	133,5		
Inundado Durante (C)	45 C	11,800	-0,003	56,6	35,1	26,7	30
	46 C	11,665	-0,302	113,0	58,7		
	47 C	11,410	-0,371	169,0	103,0		
	48 C	11,237	-0,305	166,5	133,0		