



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

DAVID SENA BALREIRA

**ANÁLISE NUMÉRICA POR ACOPLAMENTO HIDROMECAÂNICO DE
ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO EM SOLOS NÃO SATURADOS**

FORTLEZA

2022

DAVID SENA BALREIRA

**ANÁLISE NUMÉRICA POR ACOPLAMENTO HIDROMECÂNICO DE
ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO EM SOLOS NÃO SATURADOS**

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva
Filho

FORTALEZA

2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- B143a Balreira, David Sena.
Análise Numérica por Acoplamento Hidromecânico de Ensaios de Laboratório e de Campo em Solos Não Saturados / David Sena Balreira. – 2022.
113 f. : il. color.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2022.
Orientação: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.
1. elastoplástico. 2. não saturado. 3. sucção . 4. modelagem. I. Título.

CDD 624.15

DAVID SENA BALREIRA

**ANÁLISE NUMÉRICA POR ACOPLAMENTO HIDROMECAÂNICO DE
ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO EM SOLOS NÃO SATURADOS**

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho

Aprovada em:

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Examinador interno)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar (Examinador externo)
Instituto Federal do Ceará (IFCE)

Ao meu pai, Tito Soares Balreira, em
memória.

AGRADECIMENTOS

A Deus pelo dom da vida e por me guiar durante todo o caminho em que me dediquei a realização desta pesquisa.

Ao professor Dr. Francisco Chagas da Silva Filho pela amizade e pelas orientações no desenvolvimento desta pesquisa.

Aos professores Alfran, Anderson e Silvrano do mestrado em Geotecnia, pelo aprendizado adquirido durante as disciplinas.

Aos meus amigos de turma pela amizade e troca de conhecimentos durante as disciplinas de mestrado.

Aos meus familiares pelo apoio incondicional nos momentos difíceis.

A FUNCAP pela bolsa de estudos necessária ao desenvolvimento desta pesquisa.

A CAPES pelos recursos disponibilizados para tradução de artigo científico gerado a partir dos resultados dessa pesquisa.

A todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para o desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

O objetivo dessa dissertação consiste em simulação numérica de ensaios edométricos, de placa e de fundações superficiais corridas em solos não saturados, onde se considera o efeito da sucção, adota um comportamento elastoplástico e usa acoplamento hidromecânico nas análises. Para realizar a análise do comportamento hidromecânico, na metodologia considera-se na modelagem uma abordagem com a influência simultânea dos fenômenos de equilíbrio e da hidráulica no meio poroso, saturado e não-saturado. Foram realizadas comparações entre os resultados da simulação numérica e experimental dos ensaios realizados em solos de Campo Novo do Parecis, no Mato Grosso, de Fortaleza e Morada Nova no Ceará. As simulações mostraram bons resultados que apresentaram concordância com os dados experimentais, validando de forma realista a modelagem numérica hidromecânica de solos não-saturados com comportamento elastoplástico. Em especial para os solos não-saturados com comportamento colapsível, o modelo mostra resultados importantes, uma vez que considera a variação da rigidez e a expansão do comportamento elástico com a sucção, bem como a previsão de deformações bruscas quando da inundação dos corpos de provas e em campo. Ainda foi possível obter resultados que levam em conta a expansão do solo na adjacência de uma sapata corrida. O modelo utilizado nas simulações numéricas é o *Barcelona Basic Model* (BBM), proposto por Alonso, Gens e Josa, 1990 que está implementado no programa CODE-BRIGHT.

Palavras-chave: elastoplástico, não saturado, sucção, modelagem.

ABSTRACT

The objective of this dissertation consists of numerical simulation of edometric, plate and shallow foundation tests run on unsaturated soils, where the effect of suction is considered, adopts an elastoplastic behavior and uses hydromechanical coupling in the analyses. To carry out the analysis of the hydromechanical behavior, the methodology considers in the modeling an approach with the simultaneous influence of the equilibrium and hydraulic phenomena in the porous, saturated and unsaturated medium. Comparisons were made between the results of the numerical and experimental simulation of the tests carried out in soils from Campo Novo do Parecis in Mato Grosso, Fortaleza and Morada Nova in Ceará. The simulations showed good results that showed agreement with the experimental data, validating in a realistic way the numerical hydromechanical modeling of unsaturated soils with elastoplastic behavior. Especially for unsaturated soils with collapsible behavior, the model shows important results, since it considers the variation of stiffness and expansion of the elastic behavior with suction, as well as the prediction of sudden deformations when the specimens are flooded, and in the field. It was still possible to obtain results that take into account the expansion of the soil in the vicinity of a shallow foundation. The model used in the numerical simulations is the Barcelona Basic Model (BBM), proposed by Alonso, Gens and Josa, 1990, which is implemented in the CODE_BRIGTH program.

Keywords: elastoplastic, non-saturated, suction, modelling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Distribuição do clima na terra.....	22
Figura 2. Componentes de um tensiômetro.....	26
Figura 3. Diferença entre curvas de retenção de molhagem e secagem.	27
Figura 4. Curva característica.....	35
Figura 5. Variação de volume sob tensão isotrópica.	37
Figura 6. (a) Trajetória de tensão para os ensaios da série A. (b) Deformações volumétricas nos ensaios da série A.	38
Figura 7. Proposta de variação de volume específico com a tensão líquida e a sucção ao longo das retas virgem e descarregamento-recarregamento.....	41
Figura 8. Relação entre tensões de pré-adensamento p_0 e p_0^* : (a) curvas de compressão para solo saturado e não saturado; (b) caminho de tensão e curva de escoamento no plano de tensão (p,s).....	43
Figura 9 - Formas da curva de plastificação LC. 9(a) Variação de p_0^* . 9(b) Variação de r. 9(c) Variação de β	46
Figura 10. Definição de sucção de escoamento s_0	47
Figura 11. Curvas de escoamento Loading-Collapse (LC) e Suction Increase (SI).....	47
Figura 12. Superfície de escoamento no espaço (p, q, s).	49
Figura 13. Vista tridimensional da superfície de escoamento no espaço de tensão (p, q, s).....	50
Figura 14. Tipos de ensaios de placa.	53
Figura 15. Sistema em cargueira.	54
Figura 16. Sistema de tirantes e viga de referência.	54
Figura 17. Modelagem da célula de adensamento.....	57
Figura 18. Condições de contorno.	57
Figura 19. Malha de elementos finitos.....	58
Figura 20 - Propriedades do solo de Campo Novo do Parecis.....	59
Figura 21. Curva de retenção.....	61
Figura 22. Curva granulométrica.....	62
Figura 23. Curva de Retenção.....	63
Figura 24. Gráfico tensão vertical versus volume específico.....	64
Figura 25. Curva granulométrica.....	67
Figura 26. Curvas de retenção.....	68

Figura 27. Gráficos tensão versus volume específico. 26(a) Solo saturado. 26(b) Solo não saturado ($w=12,86\%$). 26(c) Solo não saturado ($w=11,44\%$). 26(d) Solo não saturado ($w=10,15\%$). 26(e) Solo não saturado ($w=9,97\%$).	69
Figura 28. Locação dos ensaios de placa.	71
Figura 29. Perfil médio de poropressões.	72
Figura 30. Variação de sucção após inundação da cava do ensaio 3 (54 kPa).	73
Figura 31. Problema axissimétrico.	73
Figura 32. Resultados de ensaio SPT.	74
Figura 33. Divisões em camadas para aplicação das condições de contorno. 32(a) Condições de contorno. 32(b) Perfis de sucção.	75
Figura 34. Condições de contorno.	75
Figura 35. Curva de Retenção do solo de Campo Novo do Parecis.	76
Figura 36. Sistema de reação.	77
Figura 37. Definição do problema.	78
Figura 38. Ensaio edométrico realizado por Futai (1997). 38(a) Gráfico tensão x deformação vertical do ensaio CI-01. 38(b) Trajetória de tensões.	82
Figura 39. Ensaio edométrico realizado por Futai (1997). 39(a) Gráfico tensão vertical x deformação vertical ensaio CI-02. 39(b) Trajetória de tensões.	84
Figura 40. Ensaios edométricos realizados por Lopes (2018). 40(a) Ensaio saturado. 40(b) Trajetória de tensões ensaio saturado. 40(c) Ensaio não saturado. 40(d) Trajetória de tensões ensaio não saturado.	85
Figura 41. Ensaio edométrico realizado por Abreu (2021). 41(a) Ensaio edométrico saturado ES-02. 41(b) Trajetória de tensões.	86
Figura 42. Ensaio edométrico realizado por Abreu (2021). 42(a) Ensaio edométrico não saturado ENS-02. 42(b) Trajetória de tensões.	87
Figura 43. Ensaio de placa com inundação a 18 kPa.	89
Figura 44. Ensaio de placa com inundação a 36 kPa.	90
Figura 45. Ensaio de placa com inundação a 54 kPa.	91
Figura 46. Perfis de sucção.	91
Figura 47. Ensaio de placa inundado.	92
Figura 48. Ensaio de placa não saturado.	93
Figura 49. Representação esquemática do maciço de solo antes e após a erosão. 49(a) Antes. 49(b) Após.	95
Figura 50. Ilustração do problema.	96

Figura 51. Diagrama de tensões.....	97
Figura 52. Modelo do Code Bright.....	97
Figura 53. Resultados de deslocamentos verticais da etapa 1. 53(a) Escala de cores de deslocamentos. 53(b) Vetores de deslocamento.....	98
Figura 54. Resultados de deslocamentos verticais da etapa 2. 54(a) Escala de cores de deslocamentos. 54(b) Vetores de deslocamentos.	100
Figura 55. Pressões de água antes e após o levantamento do nível freático. 55(a) Antes. 55(b) Após.....	101
Figura 56. Evolução dos recalques com a variação das poro pressões no ponto C da Figura 55.	101
Figura 57. Modelagem do problema. 57(a) Terreno na condição natural. 57(b) Infiltração de água da chuva.....	102
Figura 58. Poro pressões antes e após a infiltração de água. 58(a) Antes. 58 (b) Após.	102
Figura 59. Deslocamentos verticais antes e após a infiltração de água. 59(a) Escala de cores antes da infiltração. 59(b) Escala de cores após a infiltração. 59(c) Vetores de deslocamentos antes da infiltração. 59(d) Vetores de deslocamentos depois da infiltração.....	103
Figura 60. Variação do recalque em função da sucção.....	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Etapas de carregamento e descarregamento.....	60
Tabela 2. Parâmetros do BBM.	61
Tabela 3. Parâmetros da curva de retenção do CODE_BRIGHT.....	62
Tabela 4. Parâmetros do solo estudado por Lopes (2018).	63
Tabela 5. Parâmetros da curva de retenção do CODE_BRIGHT.....	64
Tabela 6. Parâmetros do BBM.	65
Tabela 7. Parâmetros do BBM.	65
Tabela 8 - Estágios de carregamento.	66
Tabela 9. Parâmetros da Curva Característica.....	68
Tabela 10. Parâmetros do BBM.....	68
Tabela 11 - Estágios de carregamento.	70
Tabela 12. Carregamentos do ensaio de placa.....	71
Tabela 13. Parâmetros do BBM.....	76
Tabela 14. Parâmetros da curva de retenção do CODE_BRIGHT.....	77
Tabela 15. Estágios de carregamento e descarregamento.....	78
Tabela 16. Ensaios edométricos.	80
Tabela 17. Condições iniciais do corpo de prova do ensaio CI-01.	81
Tabela 18. Condições iniciais do corpo de prova do ensaio CI-02.	83

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

BBM	Barcelona Basic Model
SWCC	Soil Water Characteristic Curve
UPC	Universidade Politécnica da Catalúnia

LISTA DE SÍMBOLOS

e	índice de vazios
G	módulo de elasticidade
K_0	coeficiente de empuxo lateral
k	parâmetro que descreve o aumento na coesão com a sucção
M	inclinação da linha de estados críticos
$N(s)$	volume específico em $p = p^c$
p	tensão média líquida
p_{at}	pressão atmosférica
p_0	tensão de pré-adensamento
p_0^*	tensão de pré-adensamento saturada
p^c	tensão de referência
q	tensão desvio ($= \sigma_1 - \sigma_3$)
r	parâmetro que define a máxima rigidez do solo
S_r	grau de saturação
s	sucção ($= u_a - u_w$)
s_0	parâmetro de endurecimento da curva e escoamento pelo aumento da sucção
u_a	pressão do ar
u_w	pressão da água
v	volume específico
β	parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção
$\varepsilon_1, \varepsilon_3$	deformações principais
$\varepsilon_1^e, \varepsilon_3^e$	deformações principais elásticas
$\varepsilon_1^p, \varepsilon_3^p$	deformações principais plásticas

ε_s	deformação desvio total
ε_s^e	deformação desvio elástica
ε_s^p	deformação desvio plástica
ε_v	deformação volumétrica total
ε_v^e	deformação volumétrica elástica
ε_v^p	deformação volumétrica plástica
ε_{vp}^e	deformação volumétrica elástica induzidas por mudança na tensão média líquida
ε_{vp}^p	deformação volumétrica plástica associada com a superfície de escoamento LC
ε_{vp}	$(\varepsilon_{vp}^e + \varepsilon_{vp}^p)$
ε_{vs}^e	deformação volumétrica elástica induzida pela mudança na sucção
ε_{vs}^p	deformação volumétrica plástica associada com a superfície de escoamento SI
ε_{vs}	$(\varepsilon_{vs}^e + \varepsilon_{vs}^p)$
φ'	ângulo de atrito saturado
κ	parâmetro de rigidez elástico para mudanças na tensão média líquida
$\lambda(s)$	parâmetro de rigidez para mudanças na tensão média líquida para o solo no estado virgem
σ_1	tensão total principal maior
σ_2	tensão total principal intermediária
σ_3	tensão total principal menor

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	18
1.1	HIPÓTESE	19
1.2	JUSTIFICATIVA.....	19
1.3	ESTRUTURA.....	20
1.4	OBJETIVOS.....	20
1.4.1	OBJETIVO PRINCIPAL	20
1.4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	20
2.	REFERENCIAL TEÓRICO	21
2.1	– Introdução.....	21
2.2	– Caracterização dos Solos.....	23
2.3	– Medidas e Estimativas de Sucção.....	25
2.3.1	– Medição em Campo.....	25
2.3.2	– Medição em laboratório	26
2.4	– Características do Comportamento de Solos Não Saturados	28
2.5	– Comportamento hidromecânico de solos não saturados.....	29
2.5.1	– Introdução	29
2.5.2	– Variáveis de estado de tensão.....	29
2.5.3	– Acoplamento hidromecânico	31
2.5.4	– Relações constitutivas.....	32
2.6	– Teoria do Estado Crítico.....	39
2.7	– Formulação do Modelo para Estado de Tensão Isotrópico	40
2.8	– Lei de Endurecimento.....	45
2.9	– Modelo para o Estado de Tensão Triaxial.....	48
2.10	– Ensaio Edométrico	51
2.11	– Ensaio de Placa	52
3.	METODOLOGIA	56
3.1	– Modelagem dos Ensaio Edométrico	56
3.2	– Modelagem dos ensaios de Futai (1997)	58
3.2.1	- Contexto Histórico da Região de Campo Novo do Parecis	58
3.2.2	- Características do solo de Campo Novo do Parecis.....	59
3.2.3	– Modelagem numérica de dois ensaios de Futai (1997)	60
3.3	– Modelagem dos ensaios de Lopes (2018).....	62
3.3.1	– Caracterização do material	62
3.3.2	– Parâmetros da curva de retenção e do BBM	63

3.3.3 – Estágios de carregamento	66
3.4 – Modelagem dos ensaios de Abreu (2021)	66
3.4.1 – Introdução e caracterização do solo	66
3.4.2 – Obtenção dos parâmetros da curva de retenção e do modelo constitutivo	67
3.4.3 – Estágios de carregamento	68
3.5 – Modelagem dos ensaios de placa realizados por Conciani (1997)	69
3.5.1 – Modelagem no CODE_BRIGTH dos ensaios de placa de Conciani (1997)	73
3.6 - Ensaio de placa realizados por Lopes (2018)	76
3.6.1 – Modelagem no CODE_BRIGTH do ensaio de placa de Lopes (2018)	78
4. ENSAIOS EDOMÉTRICOS	80
4.1 – Previsão dos ensaios de Futai (1997)	80
4.1.1 – Resultados e análise do ensaio edométrico CI-01	81
4.1.2 – Resultado e análise do ensaio edométrico CI-02	82
4.2 – Análise e resultados dos ensaios de Lopes (2018)	83
4.4 – Análise dos Resultados do Ensaio Não Saturado de Abreu (2021)	86
4.5 – Notas conclusivas	88
5. ENSAIOS DE PLACA	89
5.1 – Resultados de modelagem no CODE_BRIGTH dos ensaios de placa de Conciani (1997)	89
5.1.1 – Ensaio de placa com inundação em tensão vertical de 18 kPa	89
5.1.2 – Ensaio de placa com inundação em tensão vertical de 36 kPa	90
5.1.3 – Ensaio de placa com inundação em 54 kPa	90
5.1.4 – Perfis de sucção antes e após a inundação do solo	90
5.1.5 – Notas conclusivas dos ensaios de Conciani (1997)	91
5.2 – Resultados de modelagem no CODE_BRIGTH do ensaio de placa de Lopes (2018)	92
6. FUNDAÇÃO EM SAPATA CORRIDA	94
6.1 – Colapso e expansão do solo de fundação de uma sapata	94
6.2 – Modelagem do problema sujeito ao rebaixamento do lençol freático	96
6.3 – Modelagem do problema sujeito a ascensão do lençol freático	99
6.4 – Variação da sucção devido a infiltração de água na superfície do terreno	99
6.5 – Notas conclusivas	104
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	105
REFERÊNCIAS	108

1. INTRODUÇÃO

Modelagens numéricas através do Método dos Elementos Finitos de ensaios edométricos, de placa e de fundações superficiais em solos não saturados que apresentam colapso quando umedecidos em um determinado nível de tensão vertical aplicada têm sido objeto de estudo principalmente nas últimas três décadas conforme pode ser visto em Silva Filho (1998), Costa (2000), Costa *et al.* (2007), Vilar e Rodrigues (2011) e Xu *et al.* (2018).

Modelagens do comportamento de solos não saturados têm sido objeto de estudos recentes, tais como em Sheng (2011), Borja (2004), Sheng *et al.* (2008), Hu *et al.* (2016), Quevedo *et al.* (2021), por exemplo.

Os ensaios edométricos de solos não saturados foram usados como uma das formas de identificar os solos colapsíveis que são caracterizados pela brusca redução volumétrica quando são inundados em um determinado nível de tensão aplicada na superfície do corpo de prova, tais como os realizados por Machado e Vilar (1997), Futai (1997), Costa (2000), Costa *et al.* (2007), Freitas (2017), Lopes (2018), Xu *et al.* (2018) e Abreu (2021).

Solos não saturados colapsíveis estão presentes em diversas regiões do mundo, como por exemplo em regiões tropicais, onde o clima tem grande influência na formação desses solos (Conciani, 1997; Futai, 1997). Quanto a formação eles podem ser de origem residual e sedimentar. Estudos realizados por diversos pesquisadores mostraram que estes solos podem ser coesivos ou granulares. A estrutura do arranjo das partículas do solo influencia no comportamento colapsível. Um solo colapsível é predominantemente poroso com ligação entre os grãos maiores feitas por partículas menores, como agentes cimentantes.

Devido a estrutura de arranjo dos grãos desses tipos de solos, eles estão numa condição metaestável, pois o simples fato de serem inundados, quando submetidos a um determinado nível de tensão, causa uma brusca redução de volume devido a ruptura das ligações cimentantes. Essa característica faz esses tipos de solos serem problemáticos para Engenharia Civil, uma vez que as obras que nele se apoiam podem vir a apresentar recalques indesejados.

1.1 HIPÓTESE

A hipótese adotada é que o comportamento desse tipo de solo é dado por um modelo constitutivo elastoplástico com endurecimento, onde a plastificação do solo é delimitada por uma fronteira de escoamento denominada “*Load Colapse*” (LC). Outra hipótese é que é admitido que o colapso do solo ocorre apenas quando há inundação, uma vez que as deformações provenientes do carregamento podem estar relacionadas a ruptura do solo.

1.2 JUSTIFICATIVA

Este estudo se justifica pela importância do tema e pela frequente ocorrência desse tipo de solo em casos práticos de engenharia, sendo então necessário a adoção de medidas para o seu tratamento ou até mesmo sua remoção e substituição. Outro aspecto que justifica esse estudo é que esses solos têm comportamento mecânico e propriedades físico-químicas diferentes que não são consideradas na mecânica tradicional de solos conforme afirmam Conciani, Burgos e Bezerra (2015).

Outro fator importante, que também justifica essa abordagem, é que quando o solo está na condição não saturada, ou seja, existe a fase gasosa, além da fase sólida e a líquida, fazendo com que o comportamento seja bastante modificado. Assim, é necessária a compreensão da distribuição, retenção e liberação de água nas diversas situações as quais o solo pode estar sujeito (GITIRANA JUNIOR, MARINHO e SOTO, 2015).

Assim, é preciso um conceito diferente do utilizado na Mecânica dos Solos Clássica devido a suas condições de formação e evolução ao longo do tempo. No caso específico de solos não saturados, é preciso que o modelo matemático possa representar a variação da deformabilidade e da resistência com a sucção (FUTAI e SILVA FILHO, 2015).

Um modelo constitutivo proposto e apresentado por Alonso *et al.* (1990), foi o *Barcelona Basic Model* (BBM), sendo elastoplástico e que surgiu como uma extensão do Cam Clay Modificado (Roscoe e Burland, 1968). Alguns trabalhos recentes utilizando o BBM em pesquisas de comportamento de solos não saturados como em D’Onza *et al.* (2015), Gallipoli *et al.* (2010), Sadeghabadi *et al.* (2021), Sun (2012), Rawat *et al.* (2020) e Sheng *et al.* (2004) foram desenvolvidos, o que mostra que essa linha de pesquisa obteve bons resultados na representação de comportamento desse tipo de material.

1.3 ESTRUTURA

Essa dissertação está dividida em seis capítulos. O primeiro capítulo é uma introdução de solos não saturados. O segundo faz uma revisão bibliográfica da análise numérica em solos não saturados. O terceiro trata da modelagem de ensaios edométricos, o quarto de ensaios de placa e o quinto de uma fundação superficial. O sexto capítulo fornece as conclusões obtidas e recomendações para pesquisas futuras. Ao final tem-se as referências bibliográficas.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO PRINCIPAL

Essa dissertação tem como objetivo principal modelar numericamente ensaios edométricos, de placa e fundação superficial em solos não saturados apresentados na literatura. Os solos são provenientes de dois estados brasileiros, Ceará e Mato Grosso. A modelagem foi realizada em um *software* acadêmico desenvolvido na Universidade Politécnica da Catalúnia, denominado CODE_BRIGTH.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A estratégia utilizada para alcançar o objetivo principal desse estudo foram divididas em etapas denominadas de objetivos específicos:

- Estudar o *Barcelona Basic Model*;
- Estudar as equações que modelam o problema hidromecânico aplicadas ao Método dos Elementos Finitos;
- Estudar o *software* CODE BRIGTH;
- Determinar os parâmetros do *Barcelona Basic Model*;

2. REFERENCIAL TEÓRICO

O presente capítulo apresenta um modelo constitutivo que descreve o comportamento tensão-deformação de solos não saturados. O modelo é formulado dentro da estrutura de plasticidade com endurecimento utilizando dois conjuntos independentes de variáveis de tensão: o excesso de tensão total sobre a pressão do ar e a sucção.

O modelo é capaz de representar de maneira consistente e unificada muitas das características fundamentais do comportamento de solos não saturados que foi tratado separadamente por modelos propostos previamente. Ao atingir a saturação, este se torna o Cam Clay Modificado. Ele é proposto para estes tipos de solos que são levemente ou moderadamente expansivos e foi formulado para estados de tensão isotrópico e triaxial.

2.1 – Introdução

Existem inúmeros problemas geotécnicos envolvendo solos não saturados. Cada um desses problemas levanta uma série de questionamentos que não são explicados pela teoria clássica da Mecânica dos Solos, no caso de solos saturados. Existe uma subdivisão dos tipos de problemas a saber: problemas relacionados com fluxo em solos não saturados; com a resistência; e com a deformação.

Os problemas relacionados com o fluxo podem ainda ser subdivididos em balanço de umidade na interface do solo com a atmosfera, taxa de recarga para a zona saturada ou aquíferos, projetos de coberturas de aterros sanitários e transporte de contaminantes próximo a superfície do terreno e remediação.

Aqueles relacionados com a resistência podem ser subdivididos em problemas de estabilidade de taludes sob condições de variação climática (Le *et al.* 2016), empuxo de terra e estabilidade de obras de contenções, estabilidade de obras subterrâneas e capacidade de carga para fundações superficiais.

Já os relacionados com a deformação podem ser subdivididos em problemas de expansão e contração em solos expansivos, no caso de solos não saturados, fissuras por ressecamento em argilas, colapso de solos sob inundação e adensamento no caso de argilas saturadas e recalque.

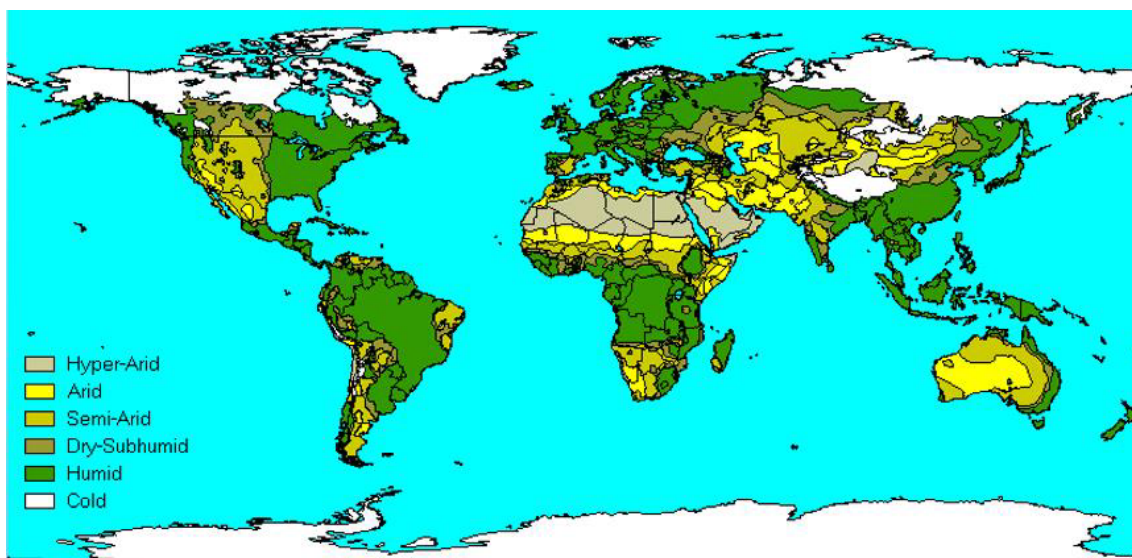
Na prática, a ocorrência de solos não saturados está diretamente relacionada a distribuição dos tipos de climas na superfície terrestre, conforme pode-se ver na ilustração da Figura 1. Nestes tipos de solos, o nível da água referente ao lençol freático encontra-

se a uma determinada profundidade a partir da superfície do solo. Então surge um fenômeno denominado ascensão capilar, no qual a água ascende através dos vazios do solo.

Isso acarreta a sucção no solo, que é a pressão negativa que a água possui quando se encontra no interior de um meio poroso. Ela pode ser de três tipos: sucção mátrica que se dá devido as características da estrutura do material poroso; a sucção osmótica que é devida exclusivamente as características do líquido; e a sucção total que é a soma da matricial com a osmótica.

O perfil de sucção de um solo não saturado é variável com as condições climáticas. No momento em que há o aquecimento do solo pelos raios solares, ocorre um aumento da sucção devido a evaporação de água dos vazios do solo. Isso também ocorre devido a evapotranspiração das plantas. Já quando ocorrem períodos chuvosos, o solo recebe água e a sucção tende a diminuir. Assim, o perfil de sucção do solo, para Engenharia Geotécnica, influencia diretamente a resistência, a compressibilidade e o fluxo de água no solo.

Figura 1. Distribuição do clima na terra.



Fonte: Silva Filho (1998).

Um conceito importante que surgiu é o da curva de retenção (Dai e Santamarina, 2013). Ele é utilizado para determinar a relação entre a quantidade de água retida no solo e a sucção. Ela é geralmente representada como o teor de umidade volumétrico versus a sucção. A curva de retenção é utilizada para avaliar a função de permeabilidade e também a envoltória de resistência do material.

Alguns modelos de ajuste para a curva de retenção foram propostos por Gardner (1956), Brooks & Corey (1964), Van Genuchten (1980), e Fredlund & Xing (1994). Neste trabalho ênfase será dada ao modelo de Van Genuchten que está implementado no *software* utilizado.

2.2 – Caracterização dos Solos

Os solos colapsíveis são porosos, não saturados e estão sujeitos ao colapso devido a sua estrutura ser metaestável. O colapso ocorre devido a uma redução brusca de volume quando o solo é submetido a um aumento no teor de umidade. Estes solos podem ser coesivos ou granulares, tais como argilas, siltes, areias siltosas, areias argilosas, argila siltosas e argilas arenosas.

Quanto a origem esses solos podem ser coluviais, eólicos (sedimentares), pois têm origem em um local e são transportados por agentes, tais como a água ou a gravidade, para outros locais. Podem ser residuais, que são originários da rocha mãe no próprio local em que esta é decomposta por agentes de intemperismo (físico-químicos). No Brasil é mais comum ocorrer colapso em solos aluviais, coluviais e residuais.

O intemperismo modifica o solo formado num processo denominado evolução pedogenética, através de ações como a lixiviação, eluviação, cimentação entre outras, que geram estruturas porosas e cimentadas. O clima é um fator predominante da formação da estrutura de solos colapsíveis, principalmente em regiões tropicais.

Suas características mais comuns são provenientes de sua granulometria, origem, estrutura, sucção e umidade, que possibilitam sua identificação, que também pode ser feita a partir de critérios empíricos. A formação destes tipos de solos pode conduzir a estruturas altamente porosas e em condições de estabilidade precária.

Critérios empíricos baseados na granulometria, umidade, limites de Atterberg, porosidade etc possuem alcance limitado, pois baseiam-se em experiência local. Podem ser baseados em índices físicos, na classificação pedológica e em ensaios de campo. Existem ainda outros critérios além desses, mas esses são os mais conhecidos.

A distribuição granulométrica é um dos primeiros fatores que fornece a primeira ideia da estrutura que o solo pode ter. Esta e a disposição dos vazios alteram as tensões capilares, que por sua vez alteram a resistência do solo.

A microestrutura e a macroestrutura do solo influenciam as propriedades mecânicas do solo. Em solos colapsíveis o conhecimento da estrutura é fundamental. O arranjo das partículas do solo formando sua estrutura define o mecanismo de colapso deste. A constituição estrutural do solo influencia diretamente seu comportamento deformacional.

Em uma análise tensão deformação, o estado de tensão isotrópico e a sucção matricial que causa a instabilidade dos contatos inter-partículas do solo caracterizam a ocorrência do colapso. A estabilidade, por sua vez, é dada pelo equilíbrio das tensões cisalhantes nos contatos. A variação de volume é causada pela translação e rotação dos grãos, juntamente com as contrações e expansões da argila. Pode haver predominância de uma causa ou combinação, a depender do estado de tensões, sucção, quantidade de argila, mineralogia etc. Pode haver ruptura localizada do solo sem que haja o cisalhamento global, ou seja, a ruptura global.

Como mencionado anteriormente, a estrutura de solos colapsíveis é porosa e metaestável. A estabilidade dessa estrutura é mantida por forças temporárias, tais como: sucção, capilaridade, agentes de cimentação e calçamento.

O solo ao ressecar cria tubos capilares em sua estrutura. Durante a ressecagem a água fica presa em espaços muito pequenos nos contatos intergranulares. Surge então uma força imobilizadora da partícula de solo devido a tensão superficial da água nos contatos do solo.

Isso leva a uma medida de poro pressão negativa, que pelo princípio de tensões efetivas de Terzaghi resultaria numa resistência do solo aparentemente maior. A saturação do solo remove as forças que mantinham a estrutura estável, gerando redução de volume.

O mecanismo de colapso de solos colapsíveis está ligado a tensão aplicada e a sucção do solo. O colapso pela inundação é mais adequado, pois quando há ruptura devido a tensão aplicada isso está mais ligado a resistência. Quanto maior a sucção maior o colapso. O colapso não é devido às tensões cisalhantes, mas a redução da sucção.

O colapso pode ser dividido em duas fases. Na primeira fase o grau de saturação do solo é baixo e a permeabilidade ao ar é elevada. O solo se deforma pela saída do ar dos vazios e a água preenche esses vazios. A pressão no ar aumenta e este é expelido para

fora. Na segunda fase, a expulsão do ar aumenta a permeabilidade da água no solo, reduzindo a sucção, então ocorre o colapso. O solo está quase saturado e a sucção é baixa.

Outro mecanismo de colapso se dá pela dissolução dos cimentos em solos porosos. A água dissolve o cimento quando molha o solo e este fica instável e entra em colapso. O fenômeno do colapso é irreversível.

A identificação dos solos colapsíveis pode ser feita a partir de índices físicos, microscopia eletrônica, ensaios de campo e ensaios edométricos simples e duplos.

2.3 – Medidas e Estimativas de Sucção

Na Mecânica dos Solos Não Saturados a análise e comportamento do material requer a determinação de certos parâmetros, que por sua vez exigem o emprego de técnicas para medição e controle da sucção do solo. Existem ainda processos de medição e imposição de sucção, que são casos diferentes, bem como o tipo de sucção medida e o tempo de resposta de cada técnica ou sensor utilizado. A interpretação dos resultados obtidos é influenciada pela natureza do mecanismo de interação entre o sensor empregado e a água do solo.

Nos problemas de campo, quando por exemplo da ocorrência de um evento chuvoso, o interesse é sempre em medir a sucção. Além do mais, em situações de alerta, essas medidas são necessárias em curtos períodos de tempo para o pleno funcionamento dos sistemas de alerta a população.

Na determinação da curva de retenção de água, busca-se de forma ativa, um estado de equilíbrio, com fluxos relativamente previsíveis e monitorados. Independentemente do método usado, deve haver equilíbrio entre o sistema de medição e a água para ser possível determinar a relação entre a quantidade de água no solo e a sucção.

Assim, pode-se estabelecer que a sucção pode ser medida no campo e em laboratório. No campo podem ser usados para medir a sucção os tensiômetros que podem ser convencionais e de alta capacidade. Já a medida de sucção em laboratório pode ser feita através da técnica do papel filtro e da translação de eixos.

2.3.1 – Medição em Campo

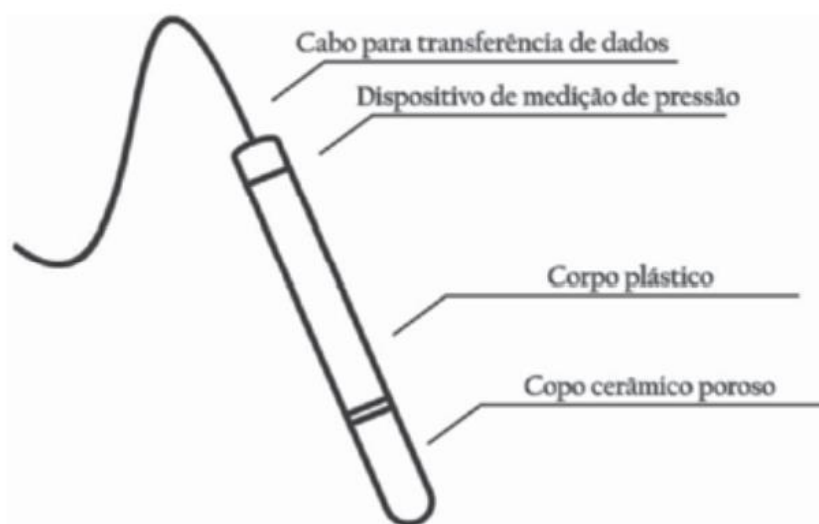
A medição da sucção em campo viabiliza o monitoramento de maciços não saturados. Alguns exemplos comuns de aplicação envolvem a instrumentação de encostas

para gerenciamento de riscos de escorregamentos e a instrumentação de barreiras de resíduos sólidos para a avaliação de seu desempenho.

Os tensiômetros de interesse medem a sucção matricial, considerada como a parcela da sucção total de maior interesse o ponto de vista de comportamento do solo. Esses aparelhos permitem a medição direta da poropressão negativa da água do solo, a partir da qual tem-se o valor da sucção matricial.

Conforme ilustra a Figura 2, o tensiômetro é composto por uma ponteira porosa responsável por promover a interface entre a água do dispositivo e o solo sem permitir a entrada de bolhas de ar no sistema. Um material cerâmico de alto valor de entrada de ar é geralmente utilizado. Possui ainda um compartimento interno completamente preenchido por água e acoplado a um medidor de pressão de água.

Figura 2. Componentes de um tensiômetro.



Fonte: Silva Jr. (2010).

Um tensiômetro convencional é capaz de medir sucção entre 0 e 90 kPa. Já o tensiômetro de alta capacidade pode medir sucções de até 1500 kPa. Os pioneiros em seu desenvolvimento foram Ridley e Burland (1993).

2.3.2 – Medição em laboratório

A medição da sucção em laboratório tem como objetivo final a determinação da curva de retenção de água no solo. É importante ressaltar que as amostras de solo utilizadas para determinação da curva de retenção de água devem apresentar do ponto de vista estrutural, nível de tensões, teor de umidade e grau de saturação representativos das

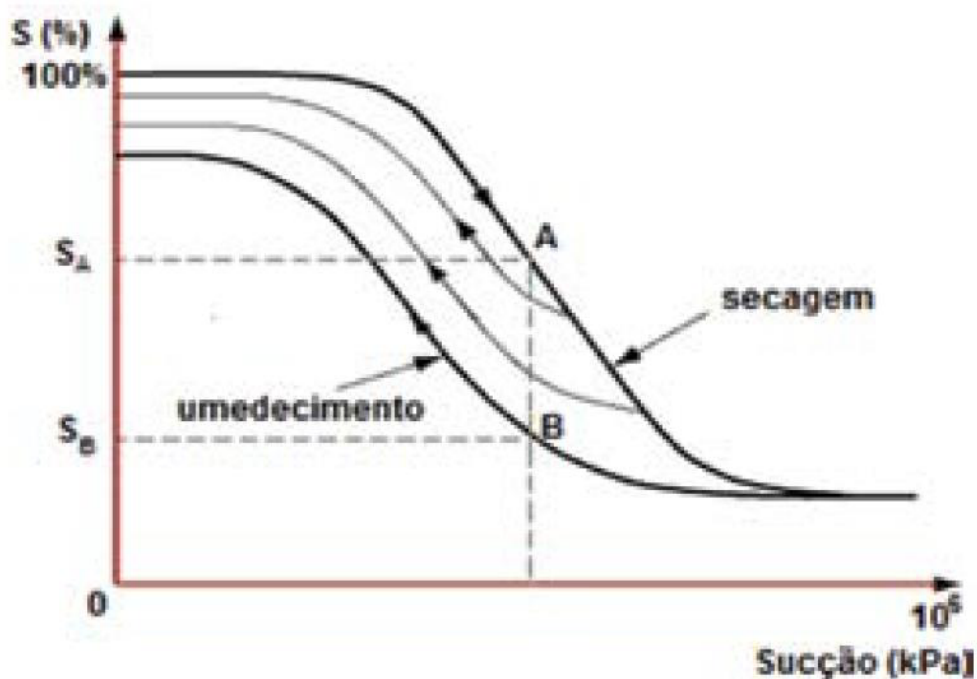
condições do solo no projeto de engenharia a ser estudado.

Além do mais, deve-se ter em mente que existe diferença entre trajetórias de secagem e de umedecimento do solo, ou seja, a curva de retenção é diferente para cada um dos casos no que diz respeito ao valor de saturação para um dado valor de sucção. Esse fenômeno é conhecido como histerese. A Figura 3 ilustra esse fenômeno.

Em geral isso ocorre devido a diversos fatores, tais como: não uniformidade geométrica dos poros; diferente conectividade espacial entre os poros durante secagem e molhagem; variação do ângulo de contato líquido-solo; etc.

O mais comum em diversos trabalhos presentes na literatura são as curvas de retenção obtidas com secagem, por essa ser mais fácil de ser obtida. No entanto, na prática os problemas mais frequentes são os de umedecimento dos solos, como por exemplo devido a eventos chuvosos em encostas.

Figura 3. Diferença entre curvas de retenção de molhagem e secagem.



Fonte: Marinho, Soto e Gitirana Junior (2015).

Alguns métodos têm tido destaque na determinação da curva de retenção, dentre eles podemos citar: a placa de sucção, a placa de pressão, o método do papel filtro e o método do equilíbrio de vapor. Possuem destaque devido a simplicidade requerida quanto a equipamentos e recursos de laboratório.

2.4 – Características do Comportamento de Solos Não Saturados

Alguns padrões de comportamento de solos não saturados não plástico e moderadamente expansivo foram estudados nas últimas décadas através de trabalhos experimentais envolvendo principalmente ensaio edométrico (com e sem controle de sucção), triaxial e de cisalhamento direto.

A sucção contribui para o enrijecimento do solo devido ao carregamento externo. Amostras de solo compactadas secas, com variação de umidade e na umidade ótima, mostraram em ensaios edométricos o aumento da tensão de pré-adensamento com o aumento da sucção (MAHMOOD e ABRAHIM, 2021).

Em solos depositados na natureza ou compactados que possuem uma estrutura alveolar e estão sujeitos a tensões de confinamento, ao serem submetidos a molhagem (redução de sucção) podem apresentar compressão volumétrica irreversível e quanto maior a tensão de confinamento a que o solo está submetido maior o colapso. No entanto, esse aumento de colapso atinge um máximo e depois tende a diminuir, uma vez que quando o solo é inundado ocorre o colapso e este apresenta um comportamento tensão-deformação de um solo saturado sob compressão (MCCARTNEY e BEHBEHANI, 2021, MASWOSWE, 1985).

Dentre os solos não saturados existem tipos de solos que sob baixas tensões de confinamento expandem quando umedecidos, por outro lado quando as tensões de confinamento são altas, ao serem umedecidos eles colapsam.

Ensaio com sucção controlada revelaram um comportamento reversível de solos não saturados submetidos a altos níveis de sucção, que ao serem umedecidos apresentam expansão e em seguida compressão volumétrica (MOU e CHU, 1970).

A resposta volumétrica de um solo não saturado depende da trajetória de tensões, bem como da tensão inicial e final e do valor de sucção. Caminhos de tensões sem que haja variação de sucção são independentes, ou seja, o resultado de deformação volumétrica do solo não depende do caminho de tensões. Já quando ocorre variação de sucção e de carregamento externo o caminho é dependente.

Variações de sucções podem induzir deformações volumétricas irreversíveis. Deformações volumétricas plásticas foram medidas em estudos (ALONSO *et al.* 1990) como consequência de processos de secagem.

Diversos autores tais como Fredlund e Rahardjo (1985) interpretaram que para uma taxa de tensão de confinamento e sucção em ensaios de resistência ao cisalhamento o aumento de sucção aumenta a coesão efetiva do solo enquanto é mantido o ângulo de atrito efetivo (φ'). No entanto, o aumento de resistência não continua indefinidamente com a sucção aplicada. O aumento de resistência é não linear.

2.5 – Comportamento hidromecânico de solos não saturados

Este item apresenta a teoria de comportamento hidromecânico (ABED e SOLOWSKI, 2017; EYUPGILLER *et al.* 2021), ou seja, comportamento através do acoplamento entre a mecânica e a hidráulica de solos não saturados.

2.5.1 – Introdução

Diferentemente da mecânica dos solos clássica ao analisar o comportamento de solos não saturados uma fase gasosa é adicionada ao problema e muitos pesquisadores mostraram a dificuldade de obter-se uma tensão efetiva para modelar o comportamento destes tipos de solos.

Sendo assim, outro caminho foi tomado considerando a necessidade de duas variáveis de tensão independentes, a tensão líquida e a sucção. Entende-se por tensão líquida a diferença entre a tensão total aplicada e a pressão do ar, enquanto que sucção é a diferença entre pressão do ar e pressão da água.

Um adendo em relação ao comportamento do solo descrito por variáveis independentes é a capacidade de representação de variação volumétrica devido a mudanças de valores destas variáveis tanto em conjunto como cada uma delas em separado. Considerações também são feitas em relação a influência do fluxo de água no solo que por ventura também influenciam seu comportamento.

2.5.2 – Variáveis de estado de tensão

A escolha de variáveis apropriadas de estado de tensão para solos não saturados é uma questão intensamente debatida, frequentemente em conexão com a possibilidade de definir uma tensão efetiva única pela analogia com a tensão efetiva no caso de solos saturados. Numerosas tentativas foram feitas para desenvolver um conceito similar de tensão efetiva como aquele proposto para solos saturados por Terzaghi (CLAYTON *et al.* 1997).

Contudo, o uso de tensão efetiva para solos não saturados encontrou muitas dificuldades. De fato, nenhuma variável de tensão única foi encontrada de modo que substituísse a tensão efetiva e permitisse a descrição de todos os aspectos do comportamento mecânico de um dado solo não saturado (JOMMI, 2000).

Bishop (1959) *apud* Nuth e Laloui (2007) e Bishop e Blight (1963) incorporaram a sucção (s) explicitamente na definição de tensão efetiva.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.1)$$

onde σ' é a tensão efetiva, σ é a tensão total, χ é o coeficiente de Bishop que pode ser assumido como uma função do grau de saturação S_r . $(\sigma - u_a)$ é a tensão líquida e $s = (u_a - u_w)$ é a sucção. A pressão de ar u_a é sempre considerada positiva, enquanto a poro pressão de água u_w é considerada negativa no estado não saturado e positiva no estado saturado.

Quando a poropressão de água é negativa em um estado parcialmente saturado, a tensão efetiva é a soma da tensão líquida e sucção mátrica multiplicada pelo fator χ . Quando a poropressão é positiva, χ é igual a 1 e a tensão efetiva é definida da mesma forma que é definida a tensão efetiva nos solos saturados. Com essa definição de u_w a tensão efetiva pode ser continuamente usada para uma taxa relativamente ampla de estados saturados, a partir de estados muito secos para completamente saturados.

O conceito de tensão efetiva tem algumas vantagens. É fácil de implementar dentro de um código de elementos finitos e fornece previsões acuradas quantitativamente para problemas envolvendo principalmente tensões de cisalhamento.

Mas sua aplicação para modelagem do comportamento mecânico de solos não saturados tem algumas desvantagens devido as seguintes razões principais. Geralmente, o comportamento volumétrico não pode ser modelado apropriadamente dentro do conceito de tensão efetiva. Não existe uma relação única entre índice de vazios e tensão efetiva definida pela Equação (2.1) para a maioria dos solos parcialmente saturados abaixo do grau de saturação crítico.

Em particular, não é possível representar apropriadamente o comportamento de colapso, o qual é um fenômeno típico de solos não saturados durante a fase de umedecimento sob certas cargas externas. O coeficiente de Bishop, χ , é uma função complicada. Muitos experimentos mostraram que ele pode depender do grau de saturação,

mas não existe uma relação única entre eles para uma dada amostra de solo com diferentes índices de vazios. E os ensaios experimentais para determinação dos valores de χ não são fáceis de realizar.

As considerações acima conduzem ao uso de duas variáveis de estado de tensão independentes para modelar o comportamento mecânico de solos não saturados. Tensão líquida e sucção são as variáveis de tensão independentes mais usadas. Os argumentos experimentais e teóricos acerca do uso de duas variáveis de tensão independentes foram mais reforçadas por Fredlund e Morgenstern (1977) *apud* Leong (2016).

Segundo Fredlund e Morgenstern (1977) *apud* Leong (2016), é concluído que qualquer de três variáveis de tensão ($\sigma - u_a$), ($\sigma - u_w$) e ($u_a - u_w$) podem ser usadas para descrever o comportamento mecânico de solos não saturados. A combinação de tensão líquida e sucção mátrica provou ser fácil para descrever a relação tensão-deformação (GENS, 1995).

Mas de acordo com Vanut e Casini (2017), a utilização de duas variáveis de estado de tensão conduz a equações constitutivas complexas para relações tensão-deformação, que é uma desvantagem. Nuth e Laloui (2007) criticaram que considerando a sucção como variável na relação tensão-deformação pode conduzir a dificuldades numéricas quando passa da condição parcialmente para completamente saturado e vice-versa. Embora o conceito das duas variáveis de tensão independentes foi criticado, é amplamente usado no começo dos anos 90 porque os modelos e os parâmetros baseados nesse conceito são simples de determinar através de ensaios convencionais.

2.5.3 – Acoplamento hidromecânico

O fluxo de água no solo provoca variação de pressão nas fases líquida e gasosa presentes causando uma variação no estado de tensões que acarretam a deformações gerando variações de volume. A análise acoplada é realizada através de equações de continuidade da água e do ar relativas ao problema de fluxo e as equações de equilíbrio para uma análise tensão-deformação.

As equações de balanço de massa de ar e de água são expressas pelas Equações (2.2) e (2.3). A equação de balanço de massa de ar possui duas parcelas, uma correspondente ao ar livre e outra equivalente ao ar dissolvido num volume de água

calculado através da constante de Henry (H). O vapor de água não é considerado porque trata-se de uma formulação isotérmica.

$$\frac{\partial}{\partial t} [\rho_a n (1 - S_r + H S_r)] + \text{div}[\rho_a (v_a + H v_w)] = 0 \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho_w n S_r) + \text{div}(\rho_w v_w) = 0 \quad (2.3)$$

Onde:

ρ_a e ρ_w → densidade do ar e da água;

n → porosidade;

S_r → grau de saturação;

v_a e v_w → vetores de velocidade do ar e da água.

O equilíbrio mecânico é dado pela Equação (2.4)

$$\frac{\partial(\sigma_{ij} - \delta_{ij} p_a)}{\partial x_j} + \frac{\partial p_a}{\partial x_i} + b_i = 0 \quad (2.4)$$

Onde:

σ_{ij} → tensões totais;

b_i → forças de massa;

p_a → pressão do ar;

x_i → sistema de coordenadas;

δ_{ij} → delta de Kronecker.

A solução deste sistema de equações diferenciais parciais necessita de relações constitutivas para ser solucionado, essas relacionam as variáveis dependentes com as incógnitas do problema a saber: deslocamentos u e pressões de ar e da água p_a e p_w .

2.5.4 – Relações constitutivas

2.5.4.1 – Modelo constitutivo hidráulico

O fluxo de água e do ar no solo é calculado através da Lei de Darcy,

$$v_w = K_w(\nabla p_w - \rho_w g) \quad (2.5)$$

$$v_a = K_a(\nabla p_a - \rho_a g) \quad (2.6)$$

Onde:

$K_i \rightarrow$ é o tensor de permeabilidade do fluido i .

A permeabilidade ao ar e a água são funções não lineares do grau de saturação e do índice de vazios do solo, dados pela Equação (2.7).

$$K = \frac{\mathbf{k}k_{rl}}{\mu_l} \quad (2.7)$$

Onde:

$\mathbf{k} \rightarrow$ tensor de permeabilidade intrínseca;

$\mu_l \rightarrow$ viscosidade do líquido;

$k_{rl} \rightarrow$ permeabilidade relativa.

A variabilidade da permeabilidade intrínseca com a porosidade é dada pela Equação (2.8).

$$\mathbf{k} = \mathbf{k}_{ref} \frac{n^3}{(1-n)^2} \frac{(1-n_{ref})^2}{n_{ref}^3} \quad (2.8)$$

Onde:

$\mathbf{k}_{ref} \rightarrow$ permeabilidade intrínseca para a porosidade de referência, n_{ref} .

A permeabilidade relativa é dada em função do grau de saturação pela Equação (2.9).

$$k_{rl} = S_e^\alpha \quad (2.9)$$

Onde:

$\alpha \rightarrow$ constante.

A curva de retenção que relaciona o grau de saturação com a sucção modelada pela Equação de Van Genuchten (1980), será adotada nessa pesquisa. É dada por:

$$S_e = \frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left[1 + \left(\frac{p_a - p_w}{P_0} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right]^{-\lambda} \quad (2.10)$$

Onde:

P_0 e $\lambda \rightarrow$ são parâmetros do material;

$S_{rl} \rightarrow$ saturação residual;

$S_{ls} \rightarrow$ grau máximo de saturação.

A – Características da curva de retenção

A curva de retenção descreve a relação entre a sucção e a umidade volumétrica ou gravimétrica ou grau de saturação. Ela é muito importante para estimar o comportamento hidromecânico de solos não saturados tais como a mudança de volume, resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica.

Pesquisas recentes têm contribuído para o estudo da umidade e sucção em relação aos efeitos da resistência ao cisalhamento e mudança de volume (VANAPALLI e FREDLUND, 1996; FREDLUND, 2000). A correlação entre a curva característica e a condutividade hidráulica tem sido objeto de pesquisas realizadas por Van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994). As Equações (2.11) e (2.12) mostram os modelos das respectivas curvas de retenção. Logo, é necessário utilizar um modelo apropriado para estimar a umidade em solos não saturados.

$$\Theta = S_e = \left[\frac{1}{1 + (\alpha\psi)^n} \right]^m \quad (2.11)$$

onde α , m e n são parâmetros de ajuste e ψ é o valor da sucção.

$$\theta = C(\psi)\theta_s \left[\frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right]} \right]^m \quad (2.12)$$

onde a , m e n são parâmetros de ajuste, e é a constante do logaritmo natural (2,718282) e ψ é o valor da sucção. O valor de $C(\psi)$ é dado pela Equação (2.13).

$$C(\psi) = \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \quad (2.13)$$

onde ψ_r é o valor da sucção correspondente a umidade residual.

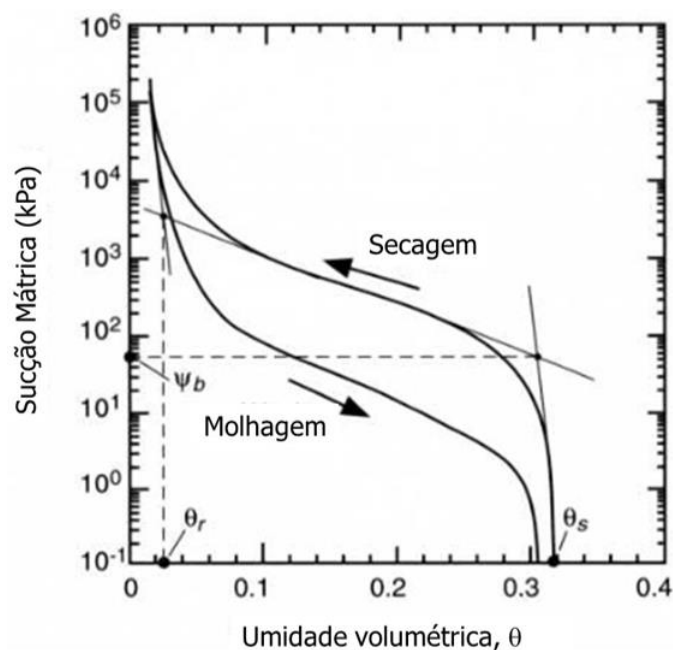
De acordo com Fredlund e Xing (1994), a curva característica inclui três zonas. A primeira se refere ao valor da entrada de ar, a segunda a umidade máxima e a terceira a

umidade residual. O valor de entrada de ar é a sucção mátrica na qual o ar começa a entrar nos poros maiores do solo durante o processo de drenagem. A umidade residual é a quantidade de água na qual um aumento na sucção não produz uma mudança significativa no conteúdo de água.

A zona saturada é definida pela sucção de zero até o valor de entrada de ar. A zona residual é definida pela área onde o valor de sucção é a menor sucção na umidade residual. A zona de transição é definida para a sucção no alcance de valor de entrada de ar até a umidade residual.

A histerese ocorre quando a quantidade de água em uma dada sucção para um caminho de molhagem é menor que aquele para o caminho de secagem (Figura 4). Quando o sistema de poros do solo começa a secar a partir de uma condição completamente saturada, a relação entre a quantidade de água e a sucção durante esse caminho de secagem dá uma curva de secagem inicial.

Figura 4. Curva característica.



Fonte: Notas de aula. Silva Filho (2021).

Na Figura 4, estão ilustradas duas curvas, uma de molhagem e outra de secagem. Ambas as curvas representam a curva de retenção do solo, que relaciona a quantidade de água presente associada a um dado valor de sucção. No solo, quando o sistema de poros começa a ser molhado a partir do conteúdo de água volumétrica residual a curva característica correspondente é chamada de curva de molhagem. Quando começa a secar

a partir de um máximo conteúdo de água contido após o processo de saturação, a curva característica é chamada de curva de molhagem.

A histerese pode ser explicada devido as irregularidades das seções transversais dos vazios dos poros do solo e o ângulo de contato entre os meniscos do solo e o ar ocluso por exemplo.

2.5.5.1 – Modelo constitutivo mecânico

Vários modelos constitutivos para descrever o comportamento volumétrico de solos não saturados foram desenvolvidos. Segundo Alonso (1993) *apud* Costa (2000) eles são classificados em:

- Expressões analíticas;
- Superfícies de estado;
- Modelos elásticos;
- Modelos elastoplásticos.

A – Modelos elásticos

Um dos pioneiros a considerar duas variáveis de tensão independentes na formulação de modelo constitutivo foi Coleman (1962) *apud* Costa (2000). Sua proposta consiste em três equações que descrevem as variações de volume total e de água do solo e de deformações.

$$-\frac{dV_w}{V} = -C_{11}(dp_a - dp_w) + C_{12}(d\sigma - dp_a) + C_{13}(d\sigma_1 - d\sigma_3) \quad (2.14)$$

$$-\frac{dV}{V} = -C_{21}(dp_a - dp_w) + C_{22}(d\sigma - dp_a) + C_{23}(d\sigma_1 - d\sigma_3) \quad (2.15)$$

$$-d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) = C_{31}(dp_a - dp_w) + C_{32}(d\sigma - dp_a) + C_{33}(d\sigma_1 - d\sigma_3) \quad (2.16)$$

Onde:

$C_{ij} \rightarrow$ são parâmetros do modelo e dependem do estado e história de tensões.

Fredlund e Morgenstern (1976) *apud* Costa (2000) admitiram o solo como material isotrópico e elástico linear e aplicando as equações do modelo elástico, propuseram a relação constitutiva a seguir:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \nu}{E} (\sigma_{ij} - \delta_{ij} p_a) - \frac{\nu}{E} (\sigma_{kk} - p_a) \delta_{ij} + \frac{1}{H} (p_a - p_w) \delta_{ij} \quad (2.17)$$

Onde:

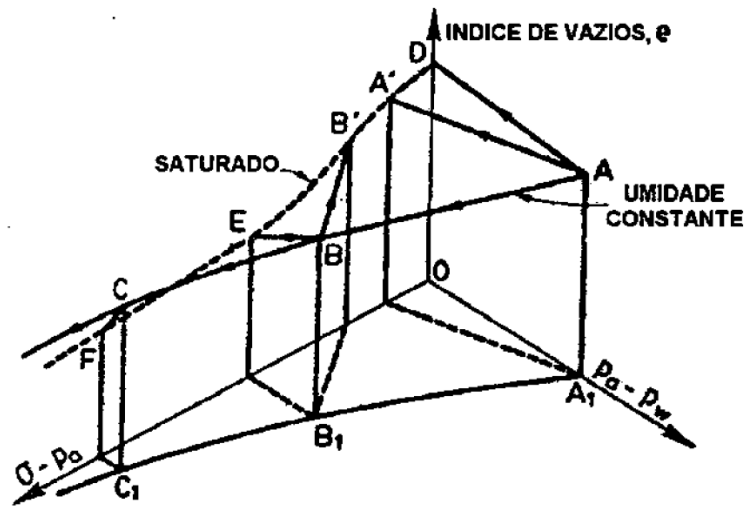
$E \rightarrow$ módulo de elasticidade definido em relação a variação de tensão normal

$(\sigma - p_a)$

$H \rightarrow$ módulo de elasticidade definido em relação a variação de sucção $(p_a - p_w)$.

Baseados no conceito de superfície de estado Matyas e Radhakrishna (1968) desenvolveram modelos não lineares que fornecem a variação do índice de vazios e o grau de saturação com a tensão aplicada e a sucção para condição edométrica e isotrópica, conforme ilustra a Figura 5.

Figura 5. Variação de volume sob tensão isotrópica.



Fonte: Bishop e Blight (1963) *apud* Costa (2000).

Fredlund (1979) *apud* Costa (2000) propôs as seguintes expressões matemática para a superfície de estado:

$$\Delta e = C_t \Delta \log(\sigma - p_a) - C_m \Delta \log(p_a - p_w) \quad (2.18)$$

$$\Delta w = -D_t \Delta \log(\sigma - p_a) - D_m \Delta \log(p_a - p_w) \quad (2.19)$$

Onde:

$C_t, C_m, D_t, D_m \rightarrow$ são parâmetros do modelo.

O fenômeno de colapso por inundação não está introduzido nas equações de Fredlund (1979) *apud* Costa (2000), eles foram introduzidos por Lloret e Alonso (1985) *apud* Costa (2000) em um novo termo combinado na equação de índice de vazios.

$$e = e_0 + a \log(\sigma - p_a) + b \log(p_a - p_w) + c \log(\sigma - p_a) \log(p_a - p_w) \quad (2.20)$$

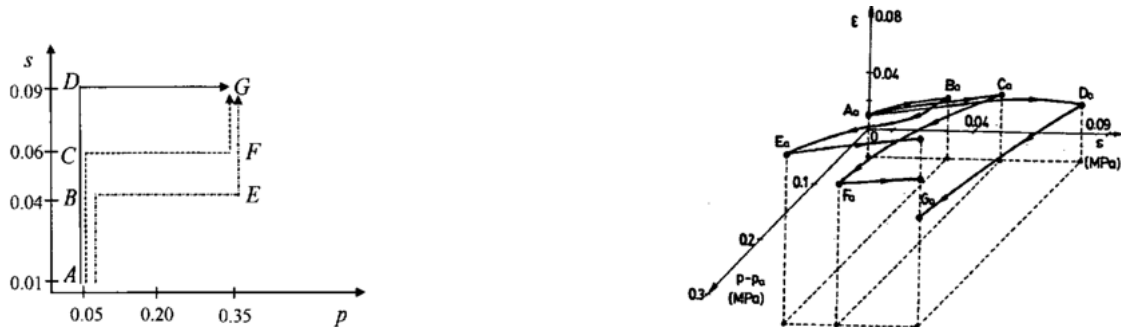
$$S = 1 - [a' + d'(\sigma - p_a)] \tanh(b'(p_a - p_w)) \quad (2.21)$$

Onde:

$a, a', b, b', c, d \rightarrow$ são constantes.

No entanto, o conceito de superfície de estado só é válido para carregamentos monotônicos, em que o grau de saturação decresce. Estudos de Karube (1986) *apud* Costa (2000) e Josa *et al.* (1987) *apud* Costa (2000) mostraram que a variação volumétrica é dependente da trajetória de tensão, conforme pode-se ver na Figura 6.

Figura 6. (a) Trajetória de tensão para os ensaios da série A. (b) Deformações volumétricas nos ensaios da série A.



Fonte: Josa *et al.* (1987) *apud* Costa (2000).

Uma relação tensão-deformação em que o incremento de deformação é obtido pela soma do efeito da variação da tensão total e da sucção foi proposto por Alonso *et al.* (1988) *apud* Costa (2000), dada pela Equação (2.22).

$$d\varepsilon = D^{-1} d\sigma^* + d\varepsilon_0 \quad (2.22)$$

Onde:

$$\sigma^* = \sigma - m p_a; \quad m^t = [1, 1, 1, 0, 0, 0]$$

$$d\varepsilon_0 = D_s^{-1} (dp_a - dp_w)$$

Os coeficientes da matriz D_s dependem do nível de tensão e sucção, enquanto que os da matriz D são definidos através de um modelo constitutivo.

Uma relação hiperbólica para variação do módulo cisalhante, G , juntamente com a equação da superfície de estado são utilizadas para propor um modelo elástico não linear

em que o módulo de compressibilidade, K , é obtido (Alonso *et al.*, 1988 *apud* Costa (2000)).

$$G = [G_0 + M(p_a - p_w)] \left[1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} R \right]^2 \quad (2.23)$$

Onde:

G_0 e $R \rightarrow$ são parâmetros do modelo hiperbólico.

A relação linear de $(p_a - p_w)$ com o parâmetro M fornece o efeito da sucção na rigidez, conforme pode ser visto na Equação (2.23).

Embora os modelos elásticos lineares e não lineares tem sido objeto de estudos, eles possuem limitações, pois não representam todos os aspectos do comportamento de solos não saturados, tais como deformações irreversíveis e a dependência da trajetória de tensão. Uma alternativa para superar esta limitação são os modelos elastoplásticos que melhor representam o comportamento complexo desses tipos de solos. A seguir será apresentada a teoria de estado crítico e a formulação isotrópica e triaxial do modelo de Alonso *et al.* (1990), bem como sua lei de endurecimento.

2.6 – Teoria do Estado Crítico

A teoria de estado crítico foi desenvolvida com base no comportamento de argilas saturadas e moldadas em laboratório, após adensamento hidrostático e compressão triaxial (Vilar, 2021). A condição triaxial e a variação de volume específico ($v=1+e$) são consideradas na representação dos estados de tensão.

As variáveis definidas a partir de tensões octaédricas correspondentes às tensões normal e cisalhante em um plano perpendicular à diagonal num sistema de eixos coordenados correspondentes as tensões principais são p' e q .

Nela, o solo ao atingir o estado crítico apresenta grandes deformações por cisalhamento sem que haja variação de volume ou do estado de tensões atuante. A representação matemática desse fenômeno é dada pela Equação (2.24).

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_q} = 0 \quad (2.24)$$

Onde:

$\varepsilon_q \rightarrow$ é a deformação de cisalhamento.

Esse estado crítico é alcançado com uma relação e tensão efetiva dada pela Equação (2.25).

$$\frac{q_{cs}}{p'_{cs}} = \eta_{cs} = M \quad (2.25)$$

Onde:

$q_{cs} \rightarrow$ é a tensão desviadora correspondente ao estado crítico;

$p'_{cs} \rightarrow$ é a tensão normal correspondente ao estado crítico;

$\eta_{cs} \rightarrow$ é a relação entre q_{cs} e p'_{cs} ;

$M \rightarrow$ é a inclinação da linha de estados críticos.

No caso dos solos não saturados, tem-se agora a tensão média líquida (p_a), sendo que a tensão de cisalhamento (q_a) não sofre variação, continua sendo igual a definida para o caso de solos saturados.

$$p_a = p - u_a \quad (2.26)$$

$$q_a = q \quad (2.27)$$

As deformações volumétricas e cisalhantes são dadas por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (2.28)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (2.29)$$

2.7 – Formulação do Modelo para Estado de Tensão Isotrópico

No modelo de Alonso *et al.* (1990), um espaço de tensão adequado para descrever o estado isotrópico é (p, s), onde ($p = \sigma_m - u_a$) é a tensão média líquida, que é o excesso de tensão média sobre a pressão do ar, e s é a sucção.

Considerando um ensaio isotrópico no qual a amostra de solo possui um dado valor de sucção (que é mantido durante o ensaio) e está submetida a incrementos de carregamentos de carga p ao longo da reta virgem, a correspondência total com o comportamento de solos saturados o volume específico, $v = 1 + e$, será dado por

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (2.30)$$

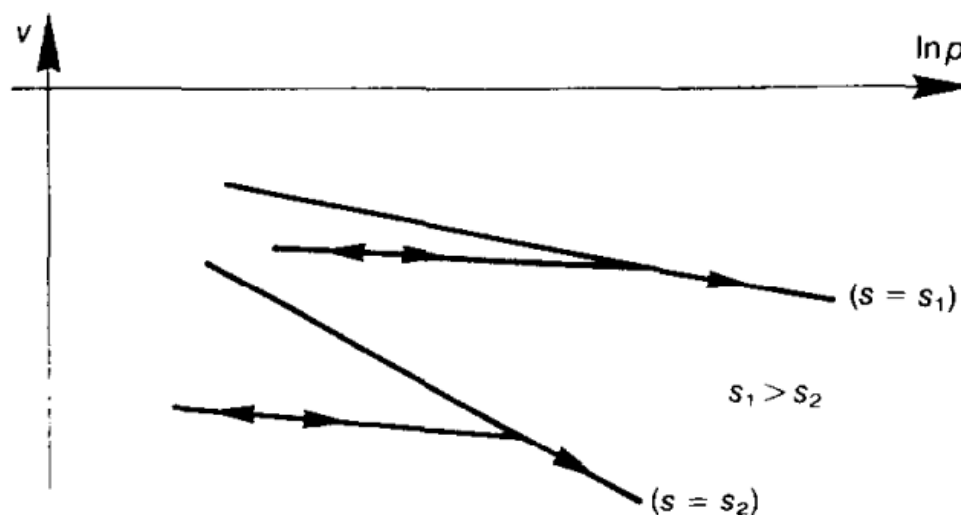
onde p^c é o estado de tensão de referência para o qual $v = N(s)$. No descarregamento e recarregamento (a sucção constante) é suposto que o solo se comporta de forma elástica:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (2.31)$$

Nessas equações o parâmetro de rigidez $\lambda(s)$ depende da sucção. A dependência de $N(s)$ com a sucção será mantida por uma questão de generalidade. Embora alguma dependência de κ com a sucção também seja provável, um valor constante é adotado para garantir que a parte elástica do modelo é conservativa. Uma representação esquemática das Equações (2.30) e (2.31) é dada na Figura 7.

Considere na Figura 8(a) a resposta do carregamento isotrópico de duas amostras sujeitas a diferentes sucções: $s = 0$ (caso saturado) e uma dada sucção bem maior s . A tensão de pré-adensamento saturada é denominada p_0^* (ponto 3 da Figura 8(a)). A segunda amostra irá escoar em uma tensão isotrópica maior p_0 (ponto 1).

Figura 7. Proposta de variação de volume específico com a tensão líquida e a sucção ao longo das retas virgem e descarregamento-recarregamento.



Fonte: Alonso et al. 1990.

Se ambos os pontos, 1 e 3, pertencem a mesma curva de escoamento no plano de tensão (p, s) (Figura 8(b)), uma relação entre a tensão de escoamento genérica, p_0 e o valor saturado p_0^* pode agora ser obtida relacionando os volumes específicos nos pontos

1 e 3 através de um caminho virtual que envolve um descarregamento inicial, a sucção constante, de p_0 para p_0^* , e uma subsequente redução na sucção, de s para zero, na tensão constante p_0^* . A amostra, inicialmente no ponto 1 (p, s) segue o caminho 1-2-3 (Figura 8(a) e Figura 8(b)). A seguinte identidade pode ser estabelecida

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3 \quad (2.32)$$

conforme indica a Figura 8(a).

O descarregamento da sucção (molhagem) de 2 para 3 ocorre no domínio elástico. Sob essas circunstâncias uma expansão reversível Δv_s ocorre, e é dada por

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (2.33)$$

p_{at} foi adicionado a s para evitar valores infinitos quando s se aproxima de zero.

Tomando as Equações (2.30), (2.31) e (2.33), a Equação (2.32) se torna

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \kappa_s \ln \frac{s + p_{at}}{p_{at}} = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_0^*}{p^c} \quad (2.34)$$

que fornece uma relação entre p_0 e s como uma função de alguns valores de tensão de referência (p_0^*, p^c) e alguns parâmetros do solo ($N(s), \lambda(s), \kappa, \kappa_s$). Uma escolha conveniente de p^c e $N(s)$ para simplificar a Equação (2.34) é assumir (Figura 2(a))

$$\Delta v(p^c) \Big|_s^0 = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s + p_{at}}{p_{at}} \quad (2.35)$$

Em outras palavras, p^c é a tensão média líquida na qual pode atingir o estado virgem saturado, começando em uma condição não saturada, através de um caminho em que ocorra molhagem que envolve somente expansão elástica.

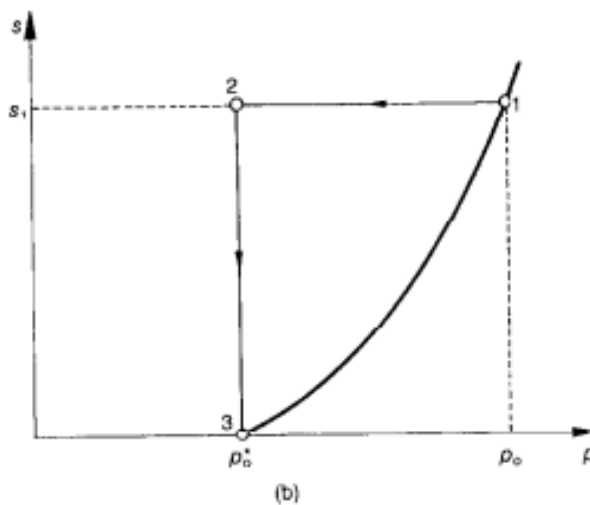
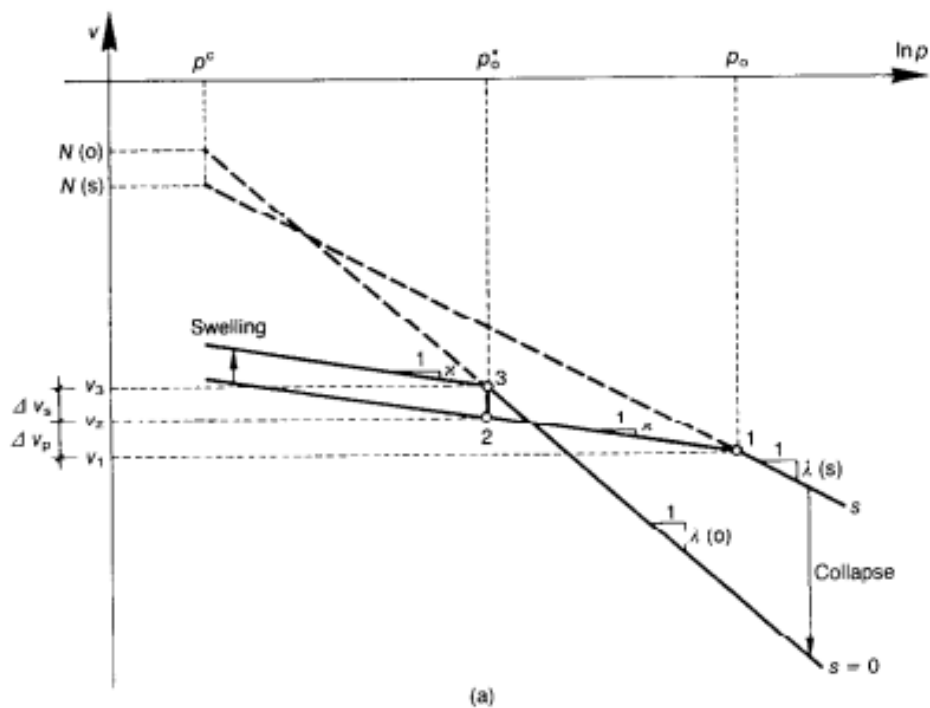
Se a Equação (2.35) é introduzida na Equação (2.34), a seguinte relação é obtida

$$\left(\frac{p_0}{p^c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}} \quad (2.36)$$

Essa equação define o conjunto de valores de tensão de escoamento p_0 para cada sucção associada, isso pode ser considerado portanto como uma família de curvas de escoamento no espaço (p, s). A fim de isolar uma única curva de escoamento é necessário especificar a tensão média líquida de pré-adensamento para condições saturadas (p_0^*) que

pode ser vista como um parâmetro de endurecimento na Equação (2.36). Essa equação desempenha um papel central no modelo desenvolvido e explica, não somente o aparente aumento na tensão de pré-adensamento associado com o aumento de sucção, como também o fenômeno do colapso observados em caminhos em que ocorre a molhagem do solo. Por essa razão, a curva de escoamento dada pela Equação (2.36) é denominada curva de escoamento LC (*Load-Collapse*). Uma curva de escoamento LC através dos pontos 1 e 3 foi esboçada na Figura 8(b).

Figura 8. Relação entre tensões de pré-adensamento p_0 e p_0^* : (a) curvas de compressão para solo saturado e não saturado; (b) caminho de tensão e curva de escoamento no plano de tensão (p, s).



Fonte: Alonso *et al.* (1990).

Note que quando $p_0^* = p^c$ a curva de escoamento LC se torna uma linha reta ($p_0 = p^c$). Nesse caso, mudanças na sucção não resultam em deformações plásticas. Somente na componente elástica, como dado pela Equação (2.33), é mantida.

O acréscimo de rigidez com a sucção, máxima rigidez assintótica, que é provavelmente próximo ao comportamento real, é estimado pela equação

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r) \exp(-\beta s) + r] \quad (2.37)$$

onde r é uma constante relacionada a máxima rigidez do solo (para uma sucção infinita), $r = \lambda(s \rightarrow \infty)/\lambda(0)$, e β é um parâmetro que controla a taxa de incremento de rigidez do solo com a sucção. A Figura 9 ilustra a forma da curva de escoamento LC, quando $\lambda(s)$ é dado pela Equação (2.37) para valores selecionados dos parâmetros p_0^*, r e β . Outros parâmetros usados no desenho da Figura 3 são $p^c = 0,1$ MPa, $\lambda(0) = 0,2$ e $\kappa = 0,02$.

Como visto anteriormente, um aumento na sucção também pode gerar deformações irreversíveis. É proposto que no momento em que o solo atingir um valor máximo de sucção previamente ocorrido, deformações irreversíveis começaram a se desenvolver. Como uma preliminar e simples escolha, antes de mais evidências experimentais se tornarem disponíveis, a seguinte condição de escoamento

$$s = s_0 = \text{constante} \quad (2.38)$$

é adotada. s_0 tem o significado da máxima sucção já experimentada pelo solo e limita a fronteira de transição do estado elástico para o estado virgem quando a sucção é aumentada (Figura 10). Essa superfície de escoamento é denominada SI (após o aumento de sucção). Ambas, superfícies de escoamento LC e SI englobam uma região elástica no plano (p, s) (Figura 11). Adotando uma dependência linear entre v e $\ln(s + p_{at})$, ambos na gama elasto-plástica e elástica, pode-se escrever, para o estado virgem

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (2.39)$$

Para secagem e molhagem reversíveis

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (2.40)$$

que é, basicamente, a Equação (2.33). Contudo, alguma dependência de λ_s e κ_s na tensão média líquida deve ser suspeitada, mas, por simplicidade, elas serão tomadas como constantes.

2.8 – Lei de Endurecimento

De acordo com a Equação (2.41), um aumento de p na região elástica induzirá uma deformação volumétrica de compressão (valor positivo) dado por

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (2.41)$$

Uma vez que a tensão média líquida p atinge o valor de escoamento p_0 a deformação volumétrica total pode ser calculada a partir da Equação (2.42)

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (2.42)$$

e, portanto, a componente plástica da deformação volumétrica será dada por

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (2.43)$$

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (2.44)$$

Similarmente, um aumento na sucção dentro da região elástica resultará em deformação volumétrica (Equações (2.33) ou (2.39))

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (2.45)$$

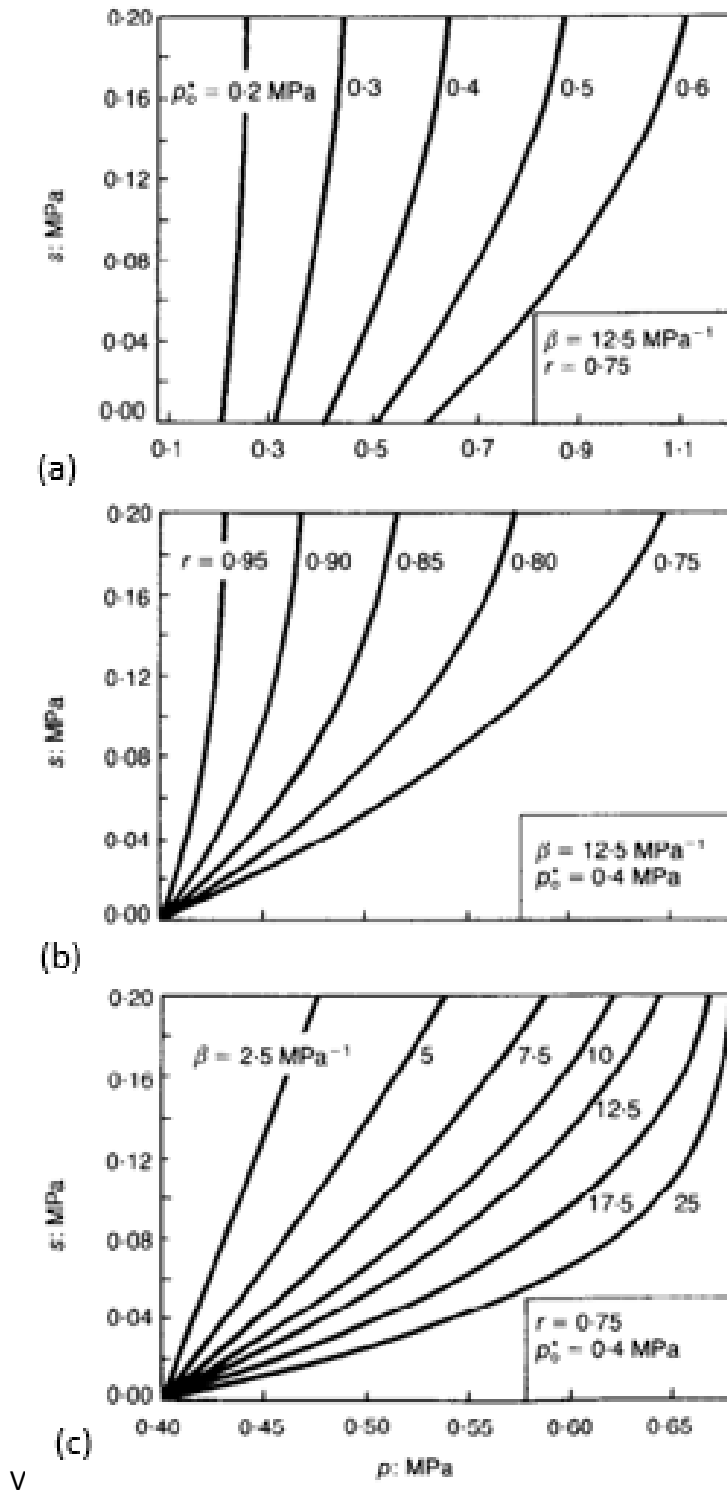
e, se a superfície de escoamento $s = s_0$ for atingida, ocorrerão deformações plástica e total (Equação (2.38))

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})} \quad (2.46)$$

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})} \quad (2.47)$$

Deformações irreversíveis controlam a posição das superfícies de escoamento LC e SI através das Equações (2.44) e (2.47). Esse tipo de endurecimento implica um movimento independente de ambas as curvas de escoamento no espaço de tensões (p, s).

Figura 9 - Formas da curva de plastificação LC. 9(a) Variação de p_0^* . 9(b) Variação de r . 9(c) Variação de β .

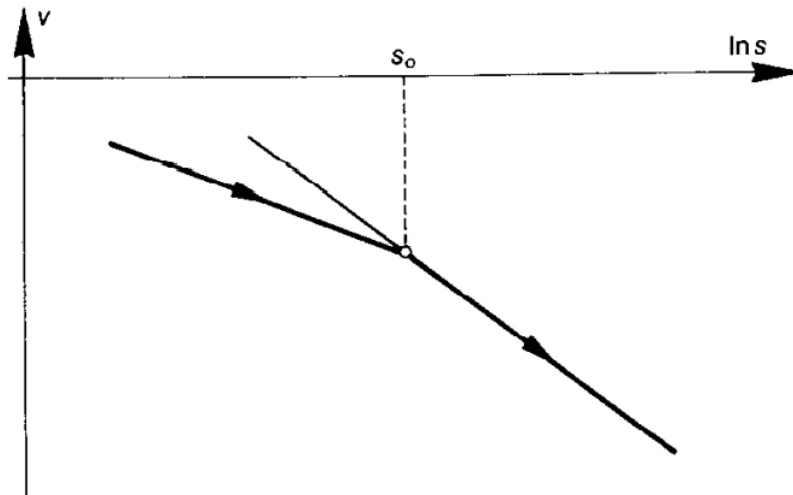


Fonte: Alonso *et al.* (1990)

Contudo, algumas evidencias experimentais (Josa *et al.* 1987 *apud* Alonso *et al.* 1990) sugerem um acoplamento definido entre elas. Contudo, um tratamento diferente dado até então as deformações plásticas induzidas pela sucção ou mudança de tensão tem

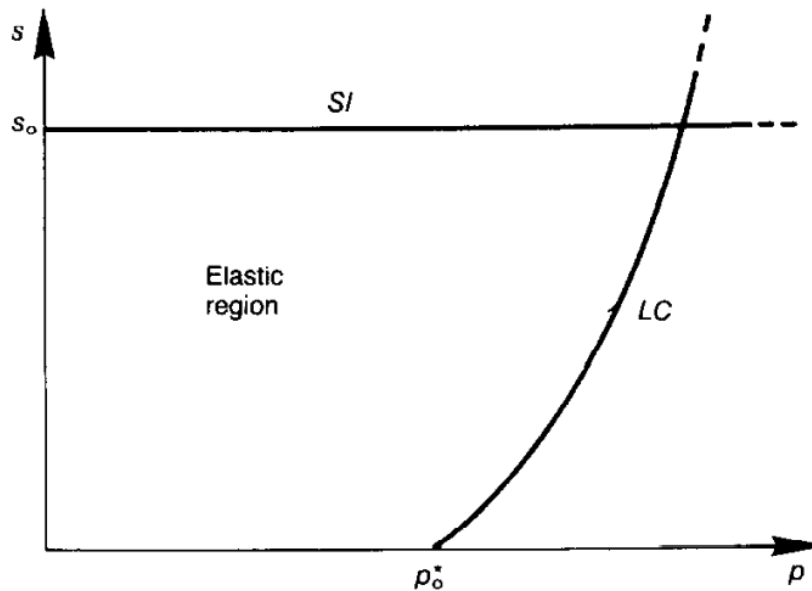
somente um significado formal que foi útil para derivar uma relação apropriada. Poderia ser discutido, como uma primeira aproximação, que ambos os conjuntos de deformações plásticas têm efeitos similares. Dessa maneira, uma forma simples de acoplar ambas as curvas de escoamento resultam se a posição delas é controlada pela deformação volumétrica plástica total, $d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vs}^p + d\varepsilon_{vp}^p$. Então, das Equações (2.44) e (2.47) as leis de endurecimento propostas são dadas por

Figura 10. Definição de sucção de escoamento s_0 .



Fonte: Alonso *et al.* (1990).

Figura 11. Curvas de escoamento Loading-Collapse (LC) e Suction Increase (SI).



Fonte: Alonso *et al.* (1990).

Levando em conta a Equação (2.36) para a superfície de escoamento LC, é simples mostrar que a deformação volumétrica plástica (2.43) também é dada por

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (2.48)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (2.49)$$

2.9 – Modelo para o Estado de Tensão Triaxial

Um terceiro parâmetro de tensão, $q = \sigma_1 - \sigma_3$, foi incorporado para incluir o efeito da tensão de cisalhamento. O estado de deformação é definido por $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$, deformação volumétrica, e $\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$, deformação de cisalhamento. Por consistência, o modelo deve prever o comportamento saturado quando o valor de sucção se reduz para zero. De acordo com o objetivo de simplicidade, o modelo saturado adotado como condição limite é uma versão do Cam-clay modificado que fornece uma descrição qualitativa adequada do comportamento do solo saturado.

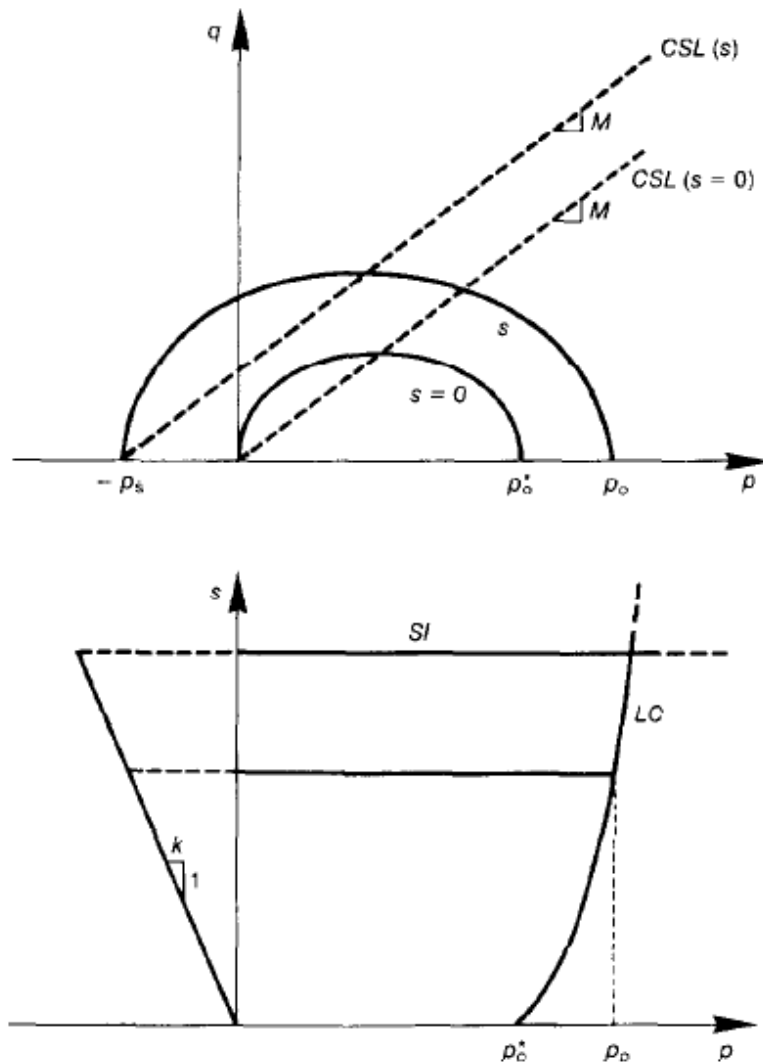
A formulação não saturada apresentada aqui poderia ser acoplada a modelos saturados mais complexos, atingindo assim uma melhor representação de alguns aspectos do comportamento do solo. Contudo, dado que o objetivo principal do modelo é reproduzir o comportamento geral do solo não saturado, o saturado selecionado é adequado para o objetivo.

Adequadamente, é proposto que a curva de escoamento para uma amostra a sucção constante s será descrita por uma elipse que apresentará uma tensão de pré-adensamento isotrópica dada por um valor previamente definido de p_0 que está sobre a curva *loading-collapse* (LC), de acordo com a Figura 12.

A fim de definir a elipse também é necessário especificar o estado de falha. Em paralelo com a condição saturada, a linha de estados críticos (*critical state line* – CSL) para sucção diferente de zero representará a resistência adicional induzida pela sucção. Como uma primeira hipótese, o efeito da sucção será representado por um aumento na coesão, mantendo a inclinação M da CSL para condições saturada. Como discutido previamente isso pode ser uma aproximação adequada para uma variação limitada de mudança de tensão.

Se o aumento na coesão seguir uma relação linear com a sucção a elipse interceptará o eixo p em um ponto para o qual

Figura 12. Superfície de escoamento no espaço (p, q, s) .



Fonte: Alonso *et al.* (1990).

$$p = -p_s = -ks \quad (2.50)$$

onde k é uma constante. O eixo maior da elipse vai abranger o segmento $-p_s(s)$ a $p_0(s)$ e sua equação será dada por

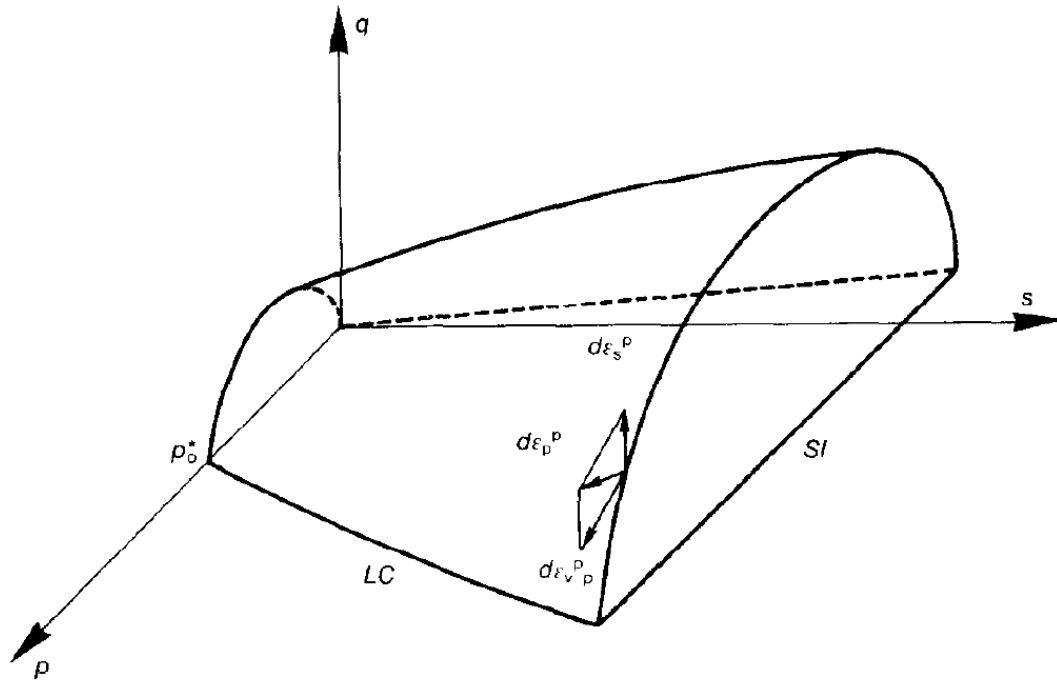
$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (2.51)$$

Também é proposto que a superfície de escoamento SI se estende dentro da região $q > 0$ por meio de um plano paralelo ao eixo q , de modo que a Equação (2.38) é mantida no espaço (p, q, s) . Uma vista tridimensional da superfície de escoamento no espaço (p, q, s) é dada na Figura 13.

Considerando a direção do incremento de deformação plástica, associado com a superfície de escoamento, uma lei de fluxo não-associado no plano $s=constante$ é

sugerida. De fato, é sabido que o modelo de estado crítico convencional superestima os valores de K_0 (GENS & POTTS, 1982a *apud* ALONSO *et al.* 1990). Para evitar essa deficiência, a expressão para a lei de fluxo associada é modificada pela introdução do parâmetro α (Ohmaki, 1982 *apud* Alonso *et al.* 1990) resultando na seguinte equação

Figura 13. Vista tridimensional da superfície de escoamento no espaço de tensão (p , q , s).



Fonte: Alonso *et al.* (1990).

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)} \quad (2.52)$$

onde α é escolhido de modo que a lei de fluxo resulte deformação lateral nula para estado de tensão correspondente a valores de K_0 para (Jaky, 1948), $K_0 = 1 - \text{sen}\varphi' = (6 - 2M)/(6 + M)$.

Dada a relação entre K_0 e M a nova lei de fluxo não introduz nenhum parâmetro constitutivo adicional. Os componentes da deformação plástica associada com essa superfície de escoamento serão dados por $(d\varepsilon_{vp}^p, d\varepsilon_s^p)$. As expressões para essas componentes de deformação podem ser derivadas pela aplicação de procedimentos padrão de deformações plásticas com endurecimento.

Para a segunda superfície de escoamento Equação (2.38), o vetor de incremento

de deformação plástica induzido pelo incremento de sucção será $(d\varepsilon_{vs}^p, 0)$, onde $d\varepsilon_{vs}^p$ é dado pela Equação (2.18).

As deformações elásticas, $d\varepsilon_s^e = 2/3(d\varepsilon_1^e - d\varepsilon_3^e)$ induzidas pelas mudanças em q serão calculadas através do módulo de cisalhamento G

$$d\varepsilon_s^e = \left(\frac{1}{3} G\right) dq \quad (2.53)$$

2.10 – Ensaio Edométrico

O ensaio edométrico é muito utilizado em Geotecnia, pois representa situações práticas onde a deformação é plana e ocorre o adensamento do solo devido a saída de água de seus vazios. Um caso prático é o de solos saturados, onde ele pode ser usado para determinar o índice de compressão C_c , o índice de expansão C_s e a tensão de pré-adensamento, que define a compressibilidade no seu estado saturado. Outros parâmetros para argilas saturadas são o coeficiente de consolidação c_v , que caracteriza a taxa de compressão primária, e o coeficiente de compressão secundária C_α , que define as propriedades de fluência.

O ensaio oedométrico também é bastante utilizado para determinação do colapso de solos colapsíveis, bem como da determinação da expansão de solos expansivos. Nestes tipos de ensaios o solo está na condição não saturada, no início. Após a aplicação da carga, em um determinado valor de carregamento, o solo é inundado, então é possível identificar o colapso pela redução brusca do índice de vazios ou a expansão pelo seu aumento.

O ensaio edométrico, para estudos de comportamento de solos não saturados, também pode ser utilizado para obtenção de alguns parâmetros do *Basic Barcelona Model*, tais como a inclinação da reta de carregamento e descarregamento (κ), a inclinação do trecho virgem tanto na condição saturada como na não saturada ($\lambda(0), \lambda(s)$), a inclinação da reta de carregamento e descarregamento de sucção (κ_s), o valor da tensão de escoamento saturada (p_0^*) e o valor da tensão de escoamento para solos não saturados ($p_0(s)$).

O ensaio consiste na moldagem de um corpo de prova dentro de um anel metálico, de altura de 2 cm e diâmetro de 5 cm, as dimensões podem variar um pouco de ensaio para ensaio. Após moldado o solo no anel metálico, este é colocado na prensa onde será

submetido a um carregamento em forma de pressão aplicada em toda a sua superfície superior.

O ensaio pode ser realizado com controle de sucção, inundado e ainda com a etapa inicial na condição não saturada e ao atingir determinado nível de carregamento ser inundado. Cada tipo de ensaio produz um resultado diferente que pode vir a representar a respectiva condição em campo do solo estudado.

2.11 – Ensaio de Placa

A prova de carga em fundação direta ou rasa consiste em um ensaio onde é aplicada uma carga sobre uma placa rígida, de aço ou concreto, apoiada sobre o solo analisado. A ABNT NBR 6489:2019 estabelece que a menor dimensão da placa não deve ser inferior a 30 cm. O carregamento deve ser incremental e mantido até a estabilização, segundo critérios definidos pela norma.

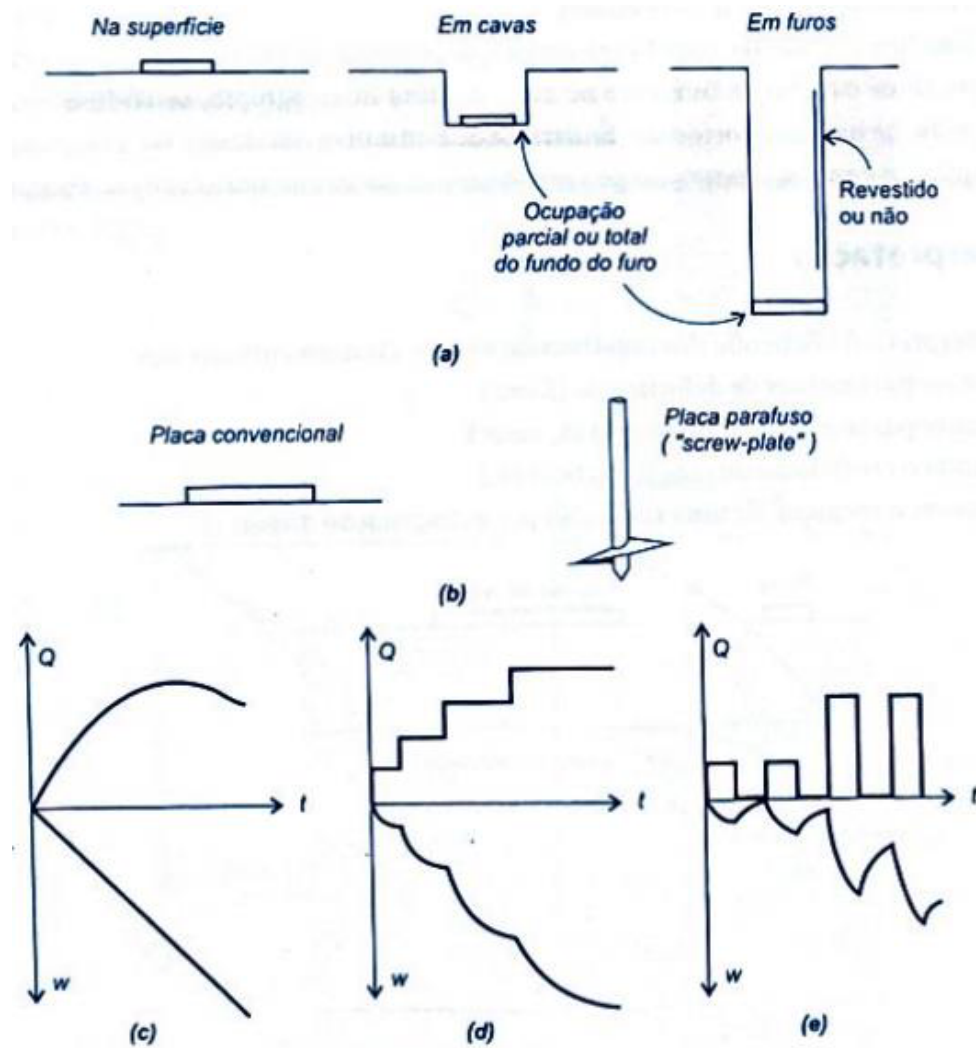
Existem alguns tipos de ensaio. Quanto a localização os ensaios podem ser na superfície, em cavas ou em furos. Quanto ao tipo de placa pode-se ter a placa convencional ou a placa parafuso (*screw-plate*). Quanto ao modo de carregamento pode ser por carga controlada ou por deformação controlada. No caso de carga controlada pode ainda se subdividir em carga incremental mantida ou carga cíclica. A Figura 14 ilustra os tipos de ensaios citados.

A realização dos ensaios necessita de um sistema de reação. Esse sistema permite aplicar o carregamento por meio de um macaco hidráulico na placa, que por sua vez o distribui em forma de pressão ao solo em contato com a mesma. No solo surgem então as tensões, no denominado bulbo de tensões.

Basicamente existem dois sistemas de reação. O primeiro deles é o sistema em cargueira, formado por uma viga de referência, dois cavaletes de apoio, um deflectômetro, uma placa de aço de diâmetro mínimo de 30 cm, uma viga de transição, uma célula de carga e um macaco hidráulico, conforme ilustra a Figura 15.

O sistema formado por tirantes possui uma viga de referência, dois tirantes de reação, dois cavaletes de apoio, um deflectômetro, uma placa de aço de no mínimo 30 cm de diâmetro, uma viga de transição, uma célula de carga, um macaco hidráulico e duas estacas de reação, conforme ilustra a Figura 16. Ainda é importante ressaltar que devem ser tomados alguns cuidados na execução do ensaio.

Figura 14. Tipos de ensaios de placa.



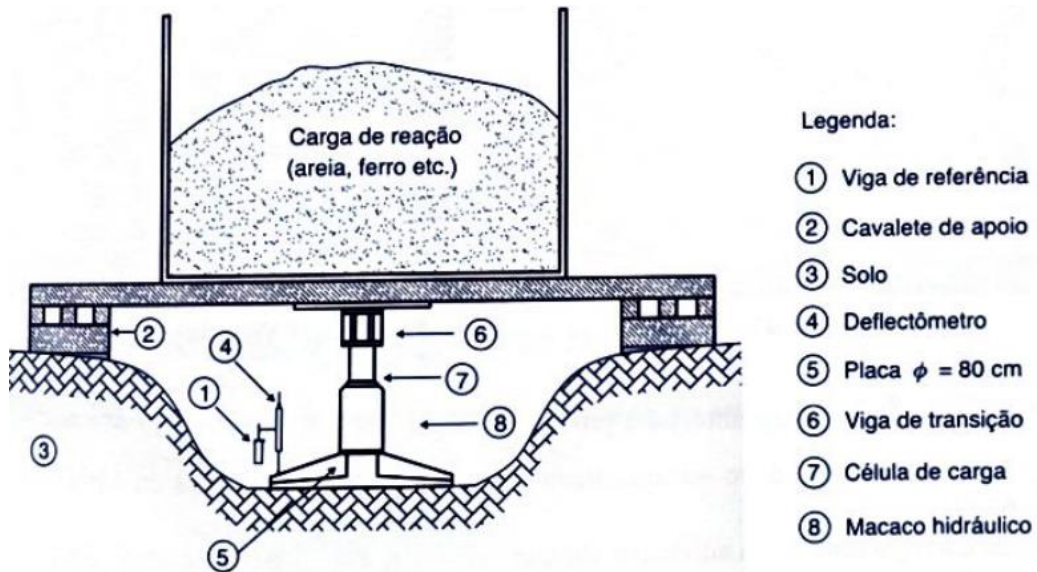
Fonte: Velloso e Lopes (2019).

No caso de estratificação do terreno, o bulbo de tensões da placa sendo diferente do bulbo de tensões da fundação real poderá causar diferenças significativas entre as deformações do solo. Outros cuidados devem ser em relação a presença de lençol de água e drenagem parcial de camadas de solo.

Ainda deve-se tomar cuidados na interpretação dos resultados obtidos dos ensaios de placa, tais como no tocante a não linearidade da curva carga-recalque, uma vez que os recalques são estimados no trecho suposto linear elástico.

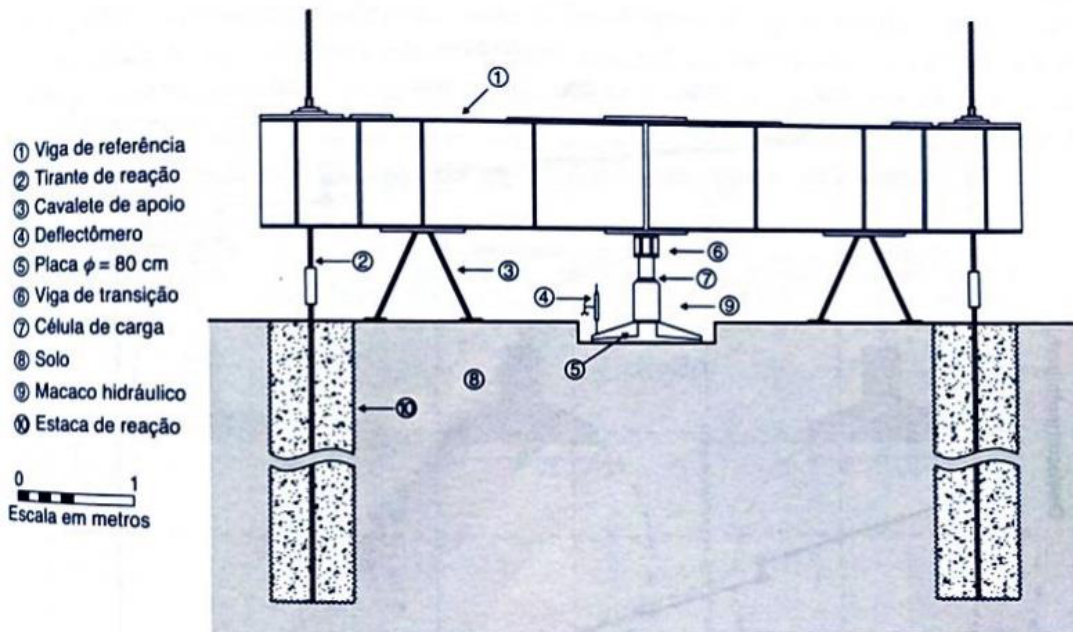
Devida atenção deve ser dada na interpretação de resultados para determinação de parâmetros de deformação (módulo de Young, E), parâmetros de resistência (coesão c , resistência não drenada S_u , ângulo de atrito φ'), coeficiente de reação vertical (k_v) e no processo de extrapolação de resultados de placa para prever o recalque da fundação.

Figura 15. Sistema em cargueira.



Fonte: Albuquerque e Garcia (2020).

Figura 16. Sistema de tirantes e viga de referência.



Fonte: Albuquerque e Garcia (2020).

A ABNT NBR 6489:2019 recomenda que os carregamentos sejam aplicados até uma das três condições a seguir serem satisfeitas: (i) ocorra ruptura do terreno; ou (ii) o deslocamento da placa atinja 25 mm; ou (iii) a carga aplicada atinja valor igual ao dobro da taxa de trabalho admitida para o solo.

Estudos Geotécnicos mostram que em solos de elevada resistência prevalece o critério de ruptura, enquanto que em solos de baixa resistência prevalece o critério de recalque admissível.

Conclui-se, portanto, que o ensaio de placa é uma forma direta de conhecimento do comportamento do solo bastante útil no projeto de fundações superficiais, levando-se em conta os cuidados que devem ser tomados em sua execução e na interpretação de seus resultados.

3. METODOLOGIA

Esse capítulo apresenta a metodologia utilizada nas modelagens numéricas dos ensaios edométricos, de placa e de fundação superficial em sapata corrida.

A consiste em descrever as condições de campo de onde foram obtidas as amostras para uma posterior determinação dos parâmetros do solo. Essa abordagem foi utilizada para os solos de Lopes (2018) e Abreu (2021), uma vez que o solo utilizado por Futai (1997) já apresenta em sua dissertação os parâmetros do BBM e a forma como foram calculados.

Futai (1997) forneceu os parâmetros do BBM, mas os parâmetros da curva de retenção foram ajustados em planilha eletrônica a partir dos dados experimentais de Conciani (1997), que desenvolveu sua pesquisa com o mesmo solo utilizado por Futai.

Lopes (2018) apresentou em sua dissertação de mestrado o ensaio edométrico duplo. Logo, na presente pesquisa, utilizou-se esse ensaio edométrico duplo para calcular os parâmetros do BBM a partir da metodologia de cálculo apresentada em Futai (1997). A curva de retenção referente ao solo de Lopes (2018) foi obtida por ajuste em planilha eletrônica a partir de dados experimentais disponíveis na dissertação da referida autora.

A metodologia utilizada no cálculo dos parâmetros do BBM apresentada em Futai (1997) foi novamente utilizada com o solo estudado por Abreu (2021), que em sua dissertação de mestrado apresentou 5 ensaios edométricos. A curva de retenção utilizada foi obtida na dissertação da referida autora, não sendo necessário, nesse caso, ajustá-la através de planilha eletrônica.

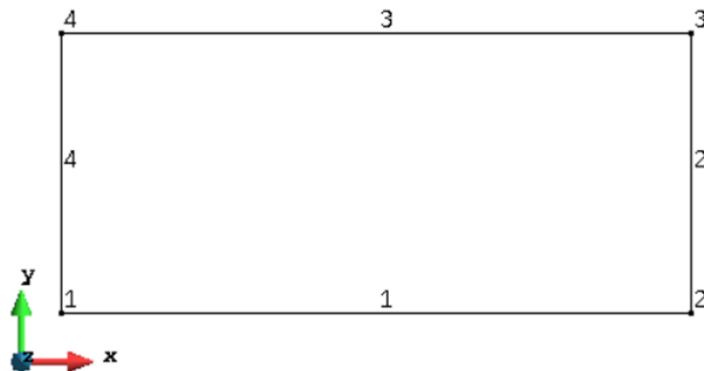
3.1 – Modelagem dos Ensaio Edométricos

Tendo em vista as condições impostas na célula de adensamento, ou seja, na condição de impedimento de deformação lateral, o problema que é axissimétrico pode ser tratado como um problema bidimensional no estado plano de deformações, uma vez que não possui deformação lateral e a superfície está carregada em toda a sua extensão.

O procedimento utilizado na modelagem numérica dentro do *software* acadêmico CODE_BRIGTH consistiu em definir a geometria do problema, configurar as equações governantes do problema hidromecânico e seus parâmetros de resolução, criar o material solo (modelo constitutivo e curva de retenção), definir as condições de contorno, criar uma malha de elementos finitos e processar o problema para obtenção dos resultados.

A geometria da célula edométrica foi discretizada da seguinte forma: composta por 4 pontos cujas coordenadas, dadas em metros, são ponto 1 - (0; 0), ponto 2 - (0,05; 0), ponto 3 - (0,05; 0,02) e ponto 4 - (0; 0,02). Os pontos são unidos pelos segmentos de reta 1, 2, 3 e 4. O sistema de eixos coordenados utilizado no problema é definido como sendo xyz , onde x está na horizontal, y está na vertical e o eixo z está apontando na direção saindo do plano do papel. A Figura 17 ilustra a geometria do modelo utilizada no CODE_BRIGHT.

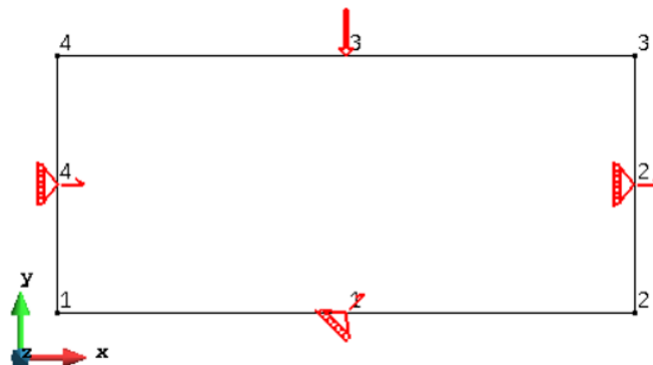
Figura 17. Modelagem da célula de adensamento.



Fonte: elaborada pelo autor.

As condições de contorno ilustradas pela Figura 18 mostram que os deslocamentos horizontais na direção x foram restringidos ao longo dos segmentos de reta 2 e 4. Também foi restrito tanto o deslocamento horizontal quanto o vertical no segmento de reta 1. Essas restrições impedem os deslocamentos de corpo rígido do modelo. O carregamento vertical foi aplicado ao longo de todo o segmento de reta 3 representado por uma seta vertical apontando para baixo.

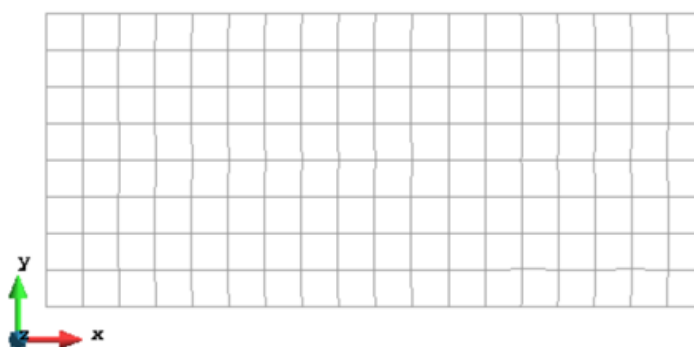
Figura 18. Condições de contorno.



Fonte: elaborada pelo autor.

A malha de elementos finitos utilizada foi uma malha quadrangular, com elementos do tipo Q4 com integração numérica com 1 ponto de Gauss. Foi realizado o refinamento da malha pela comparação dos resultados obtidos de tensão vertical e deslocamentos verticais com os resultados experimentais. Quando se obteve um bom ajuste a malha foi selecionada como adequada ao problema. A Figura 19 ilustra a malha de elementos finitos.

Figura 19. Malha de elementos finitos.



Fonte: elaborada pelo autor.

3.2 – Modelagem dos ensaios de Futai (1997)

3.2.1 - Contexto Histórico da Região de Campo Novo do Parecis

Existe todo um contexto histórico em torno da região de Campo Novo do Parecis de onde foram extraídas as amostras de solo estudadas, a região é considerada de grande atividade econômica, produtora de grãos, onde obras de silos para armazenagem apresentaram problemas de fundação devido as características estrutural e mineralógica daquele solo.

A caracterização do solo mostrou que se trata de um material colapsível. Outros tipos de obras, tais como de pequeno porte, caixas d'água e um grande número de residências também apresentaram problemas de fundação causados por aumento de umidade.

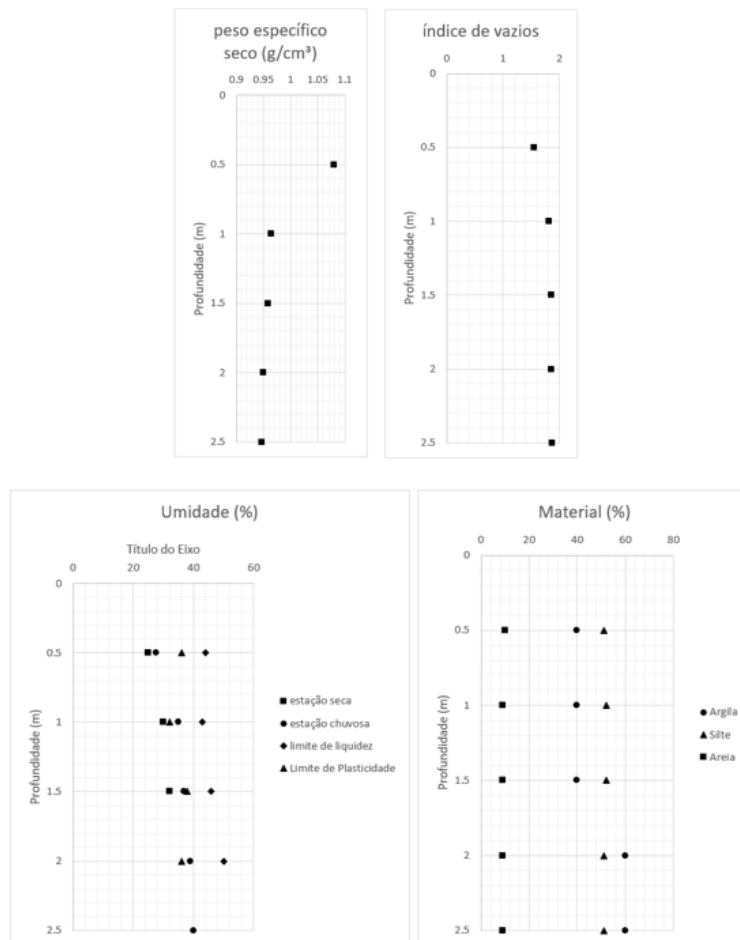
Essa região pertencente a Formação Parecis e é composta de material inconsolidado autóctone. Segundo Conciani (1997), o material é originário de uma rocha de calcário de origem orgânica que pode ser encontrada em áreas rochosas do município. Perfurações de poços até uma profundidade de 150 metros na região não encontraram o topo rochoso.

3.2.2 - Características do solo de Campo Novo do Parecis

Conciani (1997) caracterizou o solo de Campo Novo do Parecis como predominantemente argiloso de cor avermelhada, classificado como CL no SUCS e como A-7-5 no sistema HBR, sendo um perfil de solo que se apresenta bem desenvolvido. Seu índice de vazios cresce com a profundidade, a massa específica seca diminui com a profundidade e o índice de plasticidade é ligeiramente crescente com a profundidade, variando entre 10 e 15%. Também foi constatado que a umidade do solo, tanto na estação seca quanto na estação chuvosa permaneceu abaixo do limite de liquidez e próximo ao limite de plasticidade.

Segundo Futai (1997), o peso específico seco é igual a $9,40 \text{ kN/m}^3$. A caracterização do solo foi realizada em uma amostra de um bloco retirado a 1,0 m de profundidade, característica essa que prevalece aproximadamente constante com a profundidade. A Figura 20 ilustra as características do material.

Figura 20 - Propriedades do solo de Campo Novo do Parecis.



Fonte: Futai (1997).

3.2.3 – Modelagem numérica de dois ensaios de Futai (1997)

A modelagem feita no CODE_BRIGTH utilizando o BBM e a curva de retenção de Van Genuchten (1980) para representar o comportamento hidromecânico do solo de Campo Novo do Parecis foi realizada em dois ensaios edométricos dentre os realizados por Futai (1997), que realizou uma gama bastante ampla de ensaios.

Esses dois tratam-se de ensaios edométricos com inundação à sucção controlada. No início dos ensaios, a sucção das amostras de solo foram mantidas constantes ($s =$ constante) até que houvesse a inundação dos corpos de prova em um determinado valor de tensão aplicada na face superior da amostra de solo (σ_{vi} - tensão vertical atuante na amostra no momento da inundação).

A sucção na umidade inicial das amostras de solo dos dois ensaios foi de 120 kPa. Depois de inundado o ensaio continuou com os incrementos de tensão vertical até um valor máximo de 1509,9 kPa. Depois disso, houve a redução do carregamento aplicado em etapas.

Os dois ensaios foram denominados em função da indução do colapso como ensaio CI-01 e ensaio CI-02. As etapas de carregamento e descarregamento são ilustradas na **Error! Reference source not found.**

Tabela 1. Etapas de carregamento e descarregamento.

Carga (kPa)	Etapa	Descarregamento (kPa)	Etapa
0			
25		800	
50			
100		400	
200	carregamento		descarregamento
400		200	
800			
1509,9		0	

Fonte: elaborada pelo autor.

Futai (1997) obteve resultados experimentais ao realizar esses dois ensaios com as amostras de solo não saturados na condição natural de umidade. As amostras de solo foram coletadas no campo experimental de Campo Novo do Parecis, no estado do Mato Grosso.

Os parâmetros utilizados no BBM foram aqueles calculados por Futai (1997). Por se tratar do mesmo solo, os parâmetros valem para a modelagem dos dois ensaios, CI-01 e CI-02. Assim como para o BBM, os parâmetros do modelo da curva de retenção de Van Genuchten (1980) também valem para os dois ensaios CI-01 e CI-02.

A inclinação das retas do trecho elástico de descarregamento e recarregamento é de 0,0065. A inclinação da reta virgem da curva de adensamento do solo saturado é de 0,2322. Os parâmetros r e β da curva LC valem, respectivamente, 0,2847 e 34,3. A tensão de referência é de 2,1 kPa. O coeficiente de Poisson vale 0,1. O módulo de cisalhamento transversal vale 4400 kPa. A inclinação da linha de estados críticos vale 1,2.

A Tabela 2 fornece os valores desses parâmetros de forma resumida. Esses parâmetros são utilizados para o preenchimento dos dados necessários do modelo constitutivo BBM dentro do CODE_BRIGHT. Além desses parâmetros são necessários os parâmetros hidráulicos, obtidos através da curva de retenção.

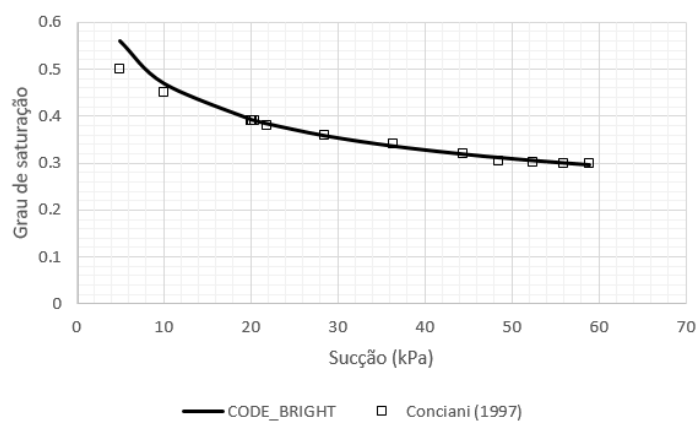
Tabela 2. Parâmetros do BBM.

κ	$\lambda(0)$	G (kPa)	ν	p^c (kPa)	p_0^* (kPa)	M	β (MPa ⁻¹)	r
0,0065	0,2322	4400	0,1	2,1	8,0	1,2	34,3	0,2847

Fonte: Futai (1997).

Os pontos experimentais da curva de retenção obtida por Conciani (1997) estão ilustrados na Figura 21, onde é possível verificar o ajuste feito pelo modelo de Van Genuchten (1980). Os respectivos parâmetros estão mostrados na Tabela 3. Percebe-se um concordante ajuste da curva modelada com a experimental.

Figura 21. Curva de retenção.



Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 3. Parâmetros da curva de retenção do CODE BRIGHT .

P_0 (MPa)	σ (N/m)	σ_0 (N/m)	P_g (Mpa)	λ
0,0004	0,072	0,072	0	0,2

Fonte: elaborada pelo autor.

3.3 – Modelagem dos ensaios de Lopes (2018)

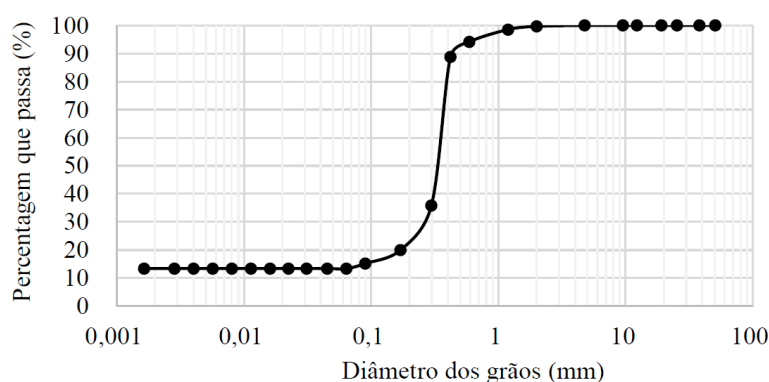
Nesse item são apresentadas informações sobre os ensaios edométricos realizados por Lopes (2018) tais como a localização, a granulometria e os índices físicos do solo estudado. Os dados fornecidos pela autora são utilizados posteriormente nessa dissertação para comparação através de resultados obtidos na modelagem numérica. Tais informações também são utilizadas na modelagem dos ensaios.

3.3.1 – Caracterização do material

Lopes (2018) realizou dois ensaios edométricos no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade Federal do Ceará (LMSP-UFC). Foram coletadas amostras de solo deformadas e indeformadas à 80 cm de profundidade. A amostra indeformada foi coletada e armazenada de modo que foi mantida sua umidade natural.

A caracterização do solo através de análise granulométrica mostrou que o solo possui uma composição de 11% de areia média, 76% de areia fina e 13% de argila, conforme ilustra a Figura 22. Já os ensaios para determinação dos limites de consistência caracterizaram o solo como não plástico (NP).

Figura 22. Curva granulométrica.



Fonte: Lopes (2018).

No Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) este foi caracterizado como uma areia mal graduada (SP). A densidade de partículas pelo método do picnômetro

indicou que a densidade dos grãos (G_s) é de 2,59. Por fim, a umidade natural do solo, ou seja, a umidade gravimétrica em campo é de 6,38%.

A partir da amostra de solo indeformada foram obtidos os valores de peso específico seco ($\gamma_d = 15,98 \text{ kN/m}^3$), peso específico dos sólidos ($\gamma_s = 25,41 \text{ kN/m}^3$), peso específico natural ($\gamma_n = 17 \text{ kN/m}^3$), peso específico inundado ($\gamma_{inundado} = 19,18 \text{ kN/m}^3$), e índice de vazios ($e = 0,59$). A Tabela 4 ilustra os parâmetros desse solo.

Tabela 4. Parâmetros do solo estudado por Lopes (2018).

$w_{nat}(\%)$	$w_{sat}(\%)$	$S_{nat}(\%)$	$S_{sat}(\%)$	$\gamma_{nat}(\text{kN/m}^3)$	$\gamma_{sat}(\text{kN/m}^3)$	$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	$\gamma_s(\text{kN/m}^3)$
6,38	20,05	28,01	88,03	17	19,18	15,98	25,41

Fonte: elaborada pelo autor.

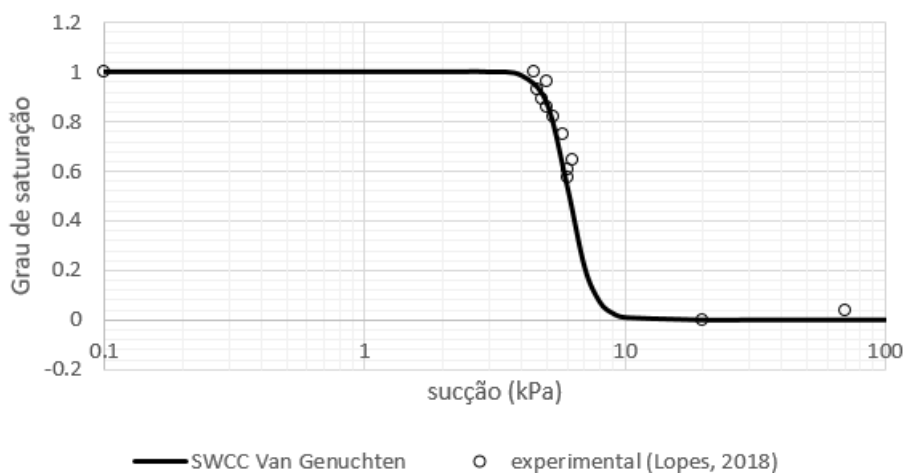
3.3.2 – Parâmetros da curva de retenção e do BBM

Este item mostra como foram obtidos os parâmetros que caracterizam o solo modelado numericamente. São referentes a curva de retenção de Van Genuchten (1980) e ao BBM de Alonso, Gens e Josa (1990).

3.3.2.1 – Curva de retenção

Através do ensaio de papel filtro realizado por Lopes (2018), foi possível determinar a curva de retenção do solo ajustada pelo modelo proposto por Van Genuchten (1980). A Figura 23 ilustra a curva de retenção obtida por Lopes (2018).

Figura 23. Curva de Retenção.



Fonte: Lopes (2018).

Percebe-se um bom ajuste da curva modelada com a curva experimental. A Tabela 5 ilustra os valores dos parâmetros da curva de retenção do modelo de Van Genuchten (1980) utilizados no CODE_BRIGTH.

Tabela 5. Parâmetros da curva de retenção do CODE_BRIGTH.

P_0 (MPa)	σ (N/m)	σ_0 (N/m)	P_g (Mpa)	λ
0,006	0,072	0,072	0	0,9

Fonte: elaborada pelo autor.

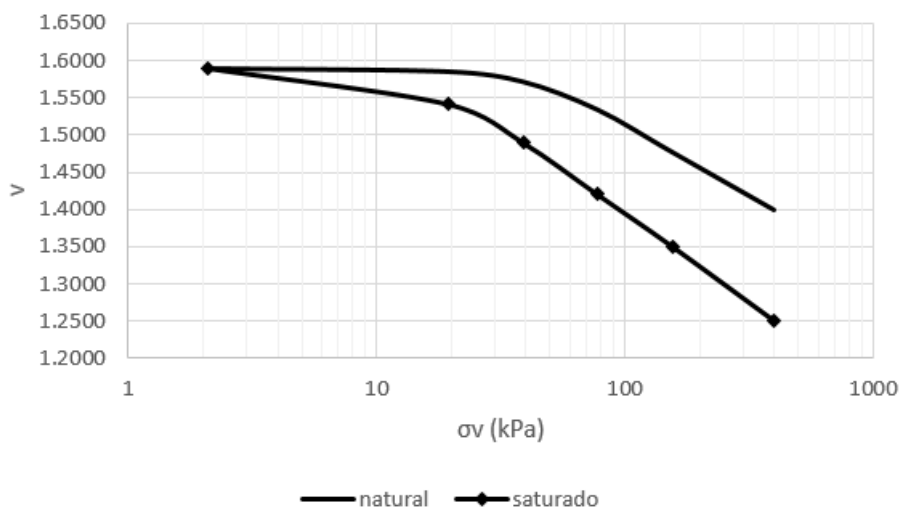
3.3.2.2 – Barcelona Basic Model (BBM)

O ensaio edométrico duplo foi realizado por Lopes (2018). Este, por sua vez, consistiu em dois procedimentos experimentais, sendo um com o corpo de prova na umidade natural e outro saturado.

Com base nos dados experimentais obtidos por Lopes (2018) foi possível criar um gráfico de tensão *versus* volume específico, conforme ilustra a Figura 24. O volume foi calculado pela Equação (3.1).

$$\varepsilon_v = \frac{v_0 - v}{v_0} \quad (3.1)$$

Figura 24. Gráfico tensão vertical versus volume específico.



Fonte: elaborada pelo autor.

Também foram calculadas as inclinações dos trechos carregamento-recarregamento e virgem, obtendo-se assim os valores de κ e λ por meio das Equações (3.2) e (3.3) fornecidas por Futai (1997).

$$\kappa(s) = \frac{\Delta v}{\ln \frac{\sigma_{v_i}}{\sigma_{v_{i+1}}}} \quad \text{trecho recompressão} \quad (3.2)$$

$$\lambda(s) = \frac{\Delta v}{\ln \frac{\sigma_{v_i}}{\sigma_{v_{i+1}}}} \quad \text{trecho virgem} \quad (3.3)$$

Foram obtidos os resultados conforme ilustra a Tabela 6. Um valor médio para a inclinação do trecho carregamento-descarregamento foi adotado como representativo das condições saturada e não-saturada. A justificativa de um único parâmetro de inclinação do trecho carregamento-descarregamento é que o CODE_BRIGTH utiliza um único valor para condição satura e não saturada.

O parâmetro r foi obtido pela Equação (3.4) utilizando-se $s=8$ kPa e o β por um ajuste da LC através de planilhas eletrônicas. O parâmetro p^c que melhor se ajustou foi igual a 0,2 kPa, a inclinação da linha de estados críticos ($M = 1,16$) foi calculada em função do ângulo de atrito e os parâmetros elásticos foram os mesmos obtidos por Lopes (2018). A Tabela 7 mostra os parâmetros utilizados.

Tabela 6. Parâmetros do BBM.

s (kPa)	$\kappa(s)$	$\lambda(s)$
0	0,0086	0,097
8	0,0014	0,082
média	0,0050	-

Fonte: elaborada pelo autor.

$$r = \frac{\lambda(s)}{\lambda(0)} \quad (3.4)$$

Tabela 7. Parâmetros do BBM.

κ	$\lambda(0)$	G (kPa)	p^c (kPa)	p_0^* (kPa)	v	M	β	r
0.005	0,097	297	0,2	15,5	0,3	1,16	80	0,85

Fonte: elaborada pelo autor.

Assim, tomando por base os resultados de caracterização, parâmetros de compressibilidade e ensaio edométrico duplo do solo amostrado, foi possível modelar

numericamente os ensaios realizados por Lopes (2018). Segundo as investigações realizadas por essa autora, trata-se de um solo não colapsível na condição não saturada.

3.3.3 – Estágios de carregamento

As trajetórias de tensões dos dois ensaios foram realizadas em 6 estágios de carregamento com tensão variando de zero a 392 kPa e descarregamento em 5 estágios, conforme ilustra a Tabela 8. A diferença entre os ensaios foi no valor de sucção, no saturado foi nula e na condição natural igual a 8 kPa.

Tabela 8 - Estágios de carregamento.

Estágios	Carga (kPa)	Estágios	Descarregamento (kPa)
1	0	1	200
2	25	2	100
3	50	3	50
4	100	4	25
5	200	5	0
6	392		

Fonte: elaborada pelo autor.

3.4 – Modelagem dos ensaios de Abreu (2021)

Esse item apresenta a modelagem de dois ensaios edométricos realizados por Abreu (2021) através da localização onde foram extraídas as amostras de solo, ensaios de caracterização, índices físicos, obtenção dos parâmetros dos modelos constitutivos e comparação dos resultados obtidos por meio da modelagem numérica.

3.4.1 – Introdução e caracterização do solo

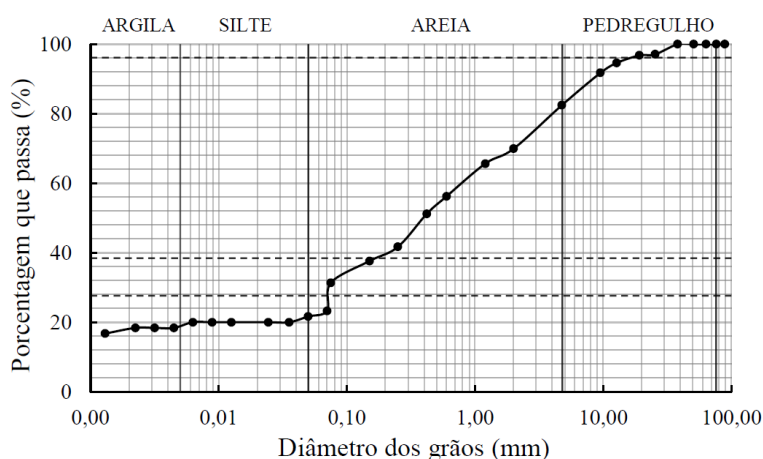
Abreu (2021), em sua dissertação de mestrado, realizou uma pesquisa sobre o comportamento hidromecânico de um solo usado para construção da barragem de terra, denominada Barragem de Cipoada, localizada no município de Morada Nova, no estado do Ceará, Brasil.

Para isso, foram realizados uma série de ensaios de laboratório no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade Federal do Ceará (LMSP-UFC). O ensaio granulométrico e de plasticidade permitiu a caracterização do solo como uma areia argilosa (SC) segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). O limite

de liquidez ($LL = 27,8\%$), o limite de plasticidade ($LP = 14,8\%$) e o índice de plasticidade ($IP = 13\%$) também foram determinados.

O ensaio do picnômetro permitiu obter a densidade real dos sólidos ($\gamma_s = 2,67$). A massa específica aparente seca máxima foi calculada ($\rho_d = 1,89 \text{ g/cm}^3$) e o teor de umidade ótimo foi determinado a partir do ensaio de compactação utilizando a energia Proctor Normal ($w_{ot} = 12,6\%$). A Figura 25 ilustra a curva granulométrica do solo.

Figura 25. Curva granulométrica.



Fonte: Abreu (2021).

3.4.2 – Obtenção dos parâmetros da curva de retenção e do modelo constitutivo

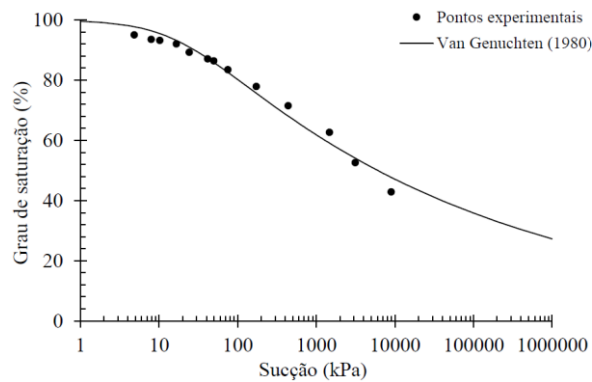
Abreu (2021) realizou o ensaio de papel filtro para obtenção da curva de retenção do solo amostrado. A Figura 26 ilustra a curva de retenção modelada por Van Genuchten (1980) ajustada a partir de pontos experimentais. A Tabela 9 ilustra os parâmetros da curva de retenção.

Abreu (2021) realizou 5 ensaios edométricos, sendo 1 na condição saturada e os outros 4 na condição não saturada, com umidades de 12,86%, 11,44%, 10,15% e 9,97%. Com esses resultados plotados como tensão vertical *versus* índice de vazios, ela obteve as tensões de pré-adensamento de cada um dos 5 ensaios. A sucção foi sempre determinada a partir da curva de retenção.

Utilizando os resultados dos 5 ensaios edométricos foi possível plotar 5 gráficos de tensão *versus* volume específico, conforme pode ser observado na Figura 27. Tendo esses gráficos, foram utilizadas as Equações (3.1), (3.2), (3.3) e (3.4) para obtenção dos parâmetros do BBM ilustrados na Tabela 13. Nos gráficos da Figura 27 o ensaio saturado

tem sucção nula e os outros 4 gráficos possuem sucção de 20,3 kPa, 107,26 kPa, 335,80 kPa e 389,22 kPa.

Figura 26. Curvas de retenção.



Fonte: Abreu (2021).

Tabela 9. Parâmetros da Curva Característica.

P_0 (MPa)	σ (N/m)	σ_0 (N/m)	P_g (Mpa)	λ
0,018	0,072	0,072	0	0,106

Fonte: elaborada pelo autor.

De posse dos estudos realizados por Abreu (2021) foram selecionados 2 ensaios edométricos para modelagem numérica através do CODE_BRIGHT. A referida autora realizou mais ensaios edométricos, no entanto apenas 2 foram selecionados, pois a ideia básica dos demais se repete. A diferença está no comportamento não saturado e saturado.

Os ensaios foram denominados de Ensaio Saturado 02 (ES-02) e Ensaio Não Saturado 02 (ENS-02), uma vez que os ensaios edométricos de Lopes (2018) também foram um na condição saturada e outro na condição não saturada.

Tabela 10. Parâmetros do BBM.

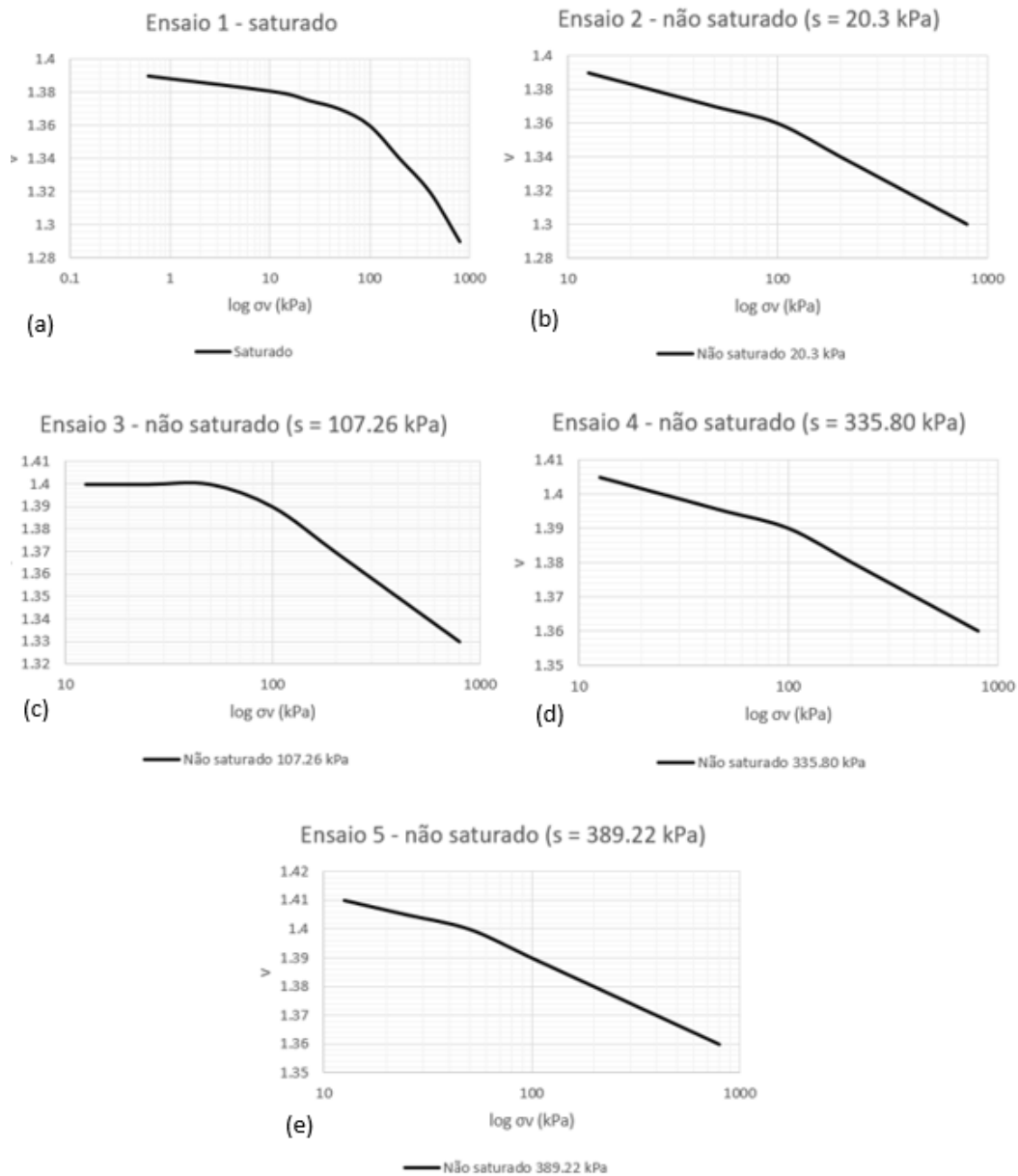
κ	$\lambda(0)$	G (kPa)	p^c (kPa)	ν	p_0^* (kPa)	M	β	r
0.0033	0,029	13920	10	0,4	42,5	1,208	8,8	0,67

Fonte: elaborada pelo autor.

3.4.3 – Estágios de carregamento

A trajetória de tensões desse ensaio consiste em aplicar uma tensão variando de zero até 800 kPa e depois realizar o descarregamento. A sucção é igual a zero. Os estágios de carregamento são ilustrados na Tabela 11.

Figura 27. Gráficos tensão versus volume específico. 26(a) Solo saturado. 26(b) Solo não saturado ($w=12,86\%$). 26(c) Solo não saturado ($w=11,44\%$). 26(d) Solo não saturado ($w=10,15\%$). 26(e) Solo não saturado ($w=9,97\%$).



Fonte: elaborada pelo autor.

3.5 – Modelagem dos ensaios de placa realizados por Conciani (1997)

Neste item é descrito o procedimento de realização dos ensaios de placa de Conciani (1997) com o objetivo de caracterizar a forma como foi executado em campo e fornecer informações adicionais para comparação com a modelagem numérica.

Em ensaios de placa em solos não saturados há a dificuldade de conhecer a variação de sucção frente o avanço da infiltração de água. Uma forma de superar essa

dificuldade, adotada por aquele autor, foi o emprego de tensiômetros e sonda TDR. Os tensiômetros fornecem as medidas de sucção antes, durante e após o ensaio, enquanto que o TDR monitora o avanço da frente de infiltração.

Tabela 11 - Estágios de carregamento.

Estágios	Carga (kPa)	Estágios	Descarregamento (kPa)
1	0	1	400
2	25	2	200
3	50	3	100
4	100	4	50
5	200	5	25
6	400	6	0
7	800		

Fonte: elaborada pelo autor.

Na pesquisa do autor supracitado foram utilizados tensiômetros do tipo convencional, com capacidade de medida até 70 kPa, no total de cinco em cada prova de carga realizada que foram instalados em intervalos de 25 cm de profundidade, com exceção do último que foi instalado entre 1,5 e 2 m de profundidade. Foi utilizado o TDR da marca Tektronix, modelo 1502 C. Os ensaios de placa foram realizados durante a estação seca, referente aos meses de julho e agosto.

Como exposto, o ensaio seguiu a ABNT NBR 6489:2019, utilizando-se uma placa de 80 cm de diâmetro. O ensaio de solo na condição natural até a ruptura foi o primeiro a ser realizado. Os ensaios com infiltração de água foram realizados até carregamentos com valores superiores aos do colapso do solo devido a inundação. As tensões em que o solo foi inundado foram de 25%, 50% e 75% do valor da carga de ruptura do ensaio na condição natural.

Em campo, foi aberta uma cava circular com diâmetro de 90 cm. Uma camada de 1 cm de espessura de areia lavada foi utilizada para regularização do fundo da cava. Uma manta geotêxtil com malha de abertura 0,30 mm foi colocada sobre a areia. A profundidade de 1,0 m foi adotada para o ensaio para ultrapassar a camada de horizonte endurecido do solo.

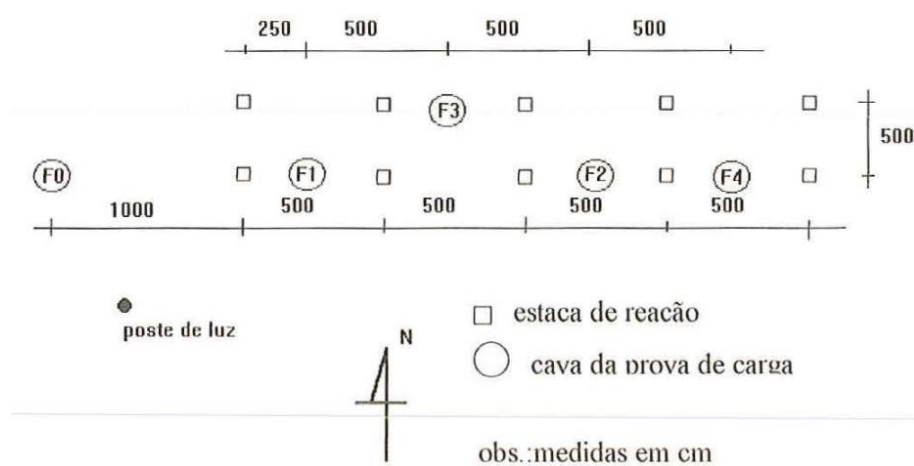
A infiltração de água no solo para causar o colapso foi feita a partir da inundação da cava de modo a manter uma vazão média de 0,11 dm³/s (0,4 m³/h). Para isso foi

necessário manter uma lâmina de água de espessura de 5 cm acima do nível de fundo da cava.

Os ensaios de placa foram cuidadosamente locados de modo a não sobrepor a área de influência entre dois ensaios e estaca de reação. A influência de inundação entre dois ensaios também foi evitada. A Figura 28 ilustra a locação dos ensaios.

Em F0 foi realizada a investigação geotécnica. Em F1 foi realizado o ensaio com umidade natural, já nos pontos F2, F3 e F4 foram realizados os ensaios com inundação. A maior distância de umedecimento do solo causado pela inundação foi de cerca de 2 m do centro da placa e a distância mínima entre duas provas de carga foi de 5 m.

Figura 28. Locação dos ensaios de placa.



Fonte: Conciani (1997).

A pressão de ruptura obtida em ensaio de placa na condição natural do solo foi de 72 kPa. Desta forma, a inundação dos ensaios 2, 3 e 4 ocorrerão com 18 kPa, 36 kPa e 54 kPa. A Tabela 12 ilustra os carregamentos do ensaio de placa.

Tabela 12. Carregamentos do ensaio de placa.

Campo experimental	Ensaio	Condição	Carga
Campo Novo do Parecis	1	Umidade natural	72 kPa
Campo Novo do Parecis	2	Inundado em	18 kPa
Campo Novo do Parecis	3	Inundado em	36 kPa
Campo Novo do Parecis	4	Inundado em	54 kPa

Fonte: elaborada pelo autor.

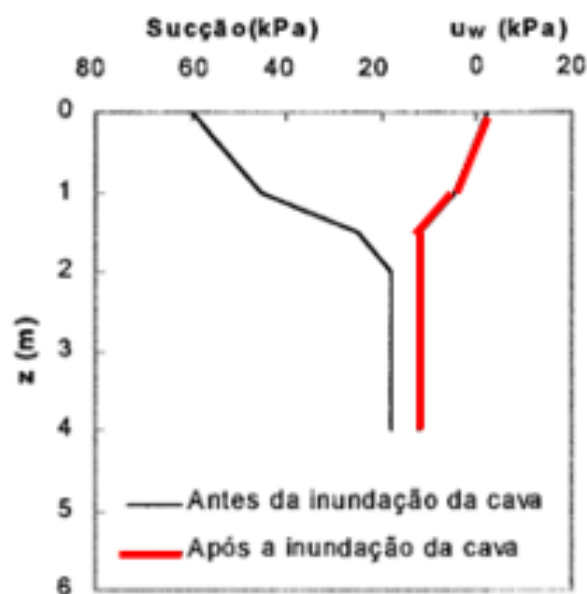
Uma célula de carga de 200 kN com resolução de 0,1 kN foi utilizada para medir a carga aplicada pelo macaco hidráulico. Foram utilizados 4 deflectômetros, com curso

de 50 mm e resolução de 0,01 mm, dispostos em cruz e instalados em duas vigas de referência para medir os deslocamentos verticais (recalques).

O referido autor constatou que as amostras de solo coletadas eram bastante frágeis e se quebravam pelo simples manuseio das mesmas. Logo, os resultados obtidos através de medidas de sucção por meio de papel filtro foram desprezadas. O perfil médio de poropressões antes e após a inundação da cava é ilustrado na Figura 29. Logo as medidas foram realizadas através de tensiômetro.

Através da Figura 29 percebe-se que antes da inundação o solo apresentava sucção constante de aproximadamente 20 kPa a partir da profundidade de 2 m e valores crescentes até chegar na superfície do terreno com 60 kPa. Após a inundação houve redução de sucção para praticamente zero na superfície, 5 kPa a 1,5 m de profundidade e aproximadamente 10 kPa a partir desse ponto.

Figura 29. Perfil médio de poropressões.

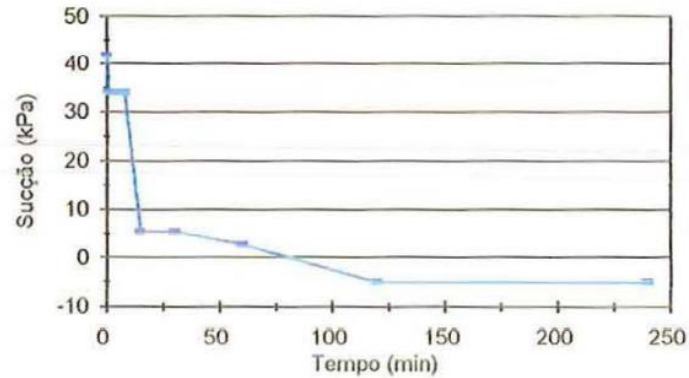


Fonte: Silva Filho (1998).

A evolução da sucção após a inundação da cava do ensaio de placa realizado em Campo Novo do Parecis, mostra que há redução significativa devido a entrada de água nos vazios do solo. A Figura 30 mostra essa redução com o passar do tempo, simulado na cava do ensaio 3 (tensão de inundação de 54 kPa).

A seguir será explicado como foi realizada a modelagem numérica do ensaio de placa no CODE_BRIGHT.

Figura 30. Variação de sucção após inundação da cava do ensaio 3 (54 kPa).



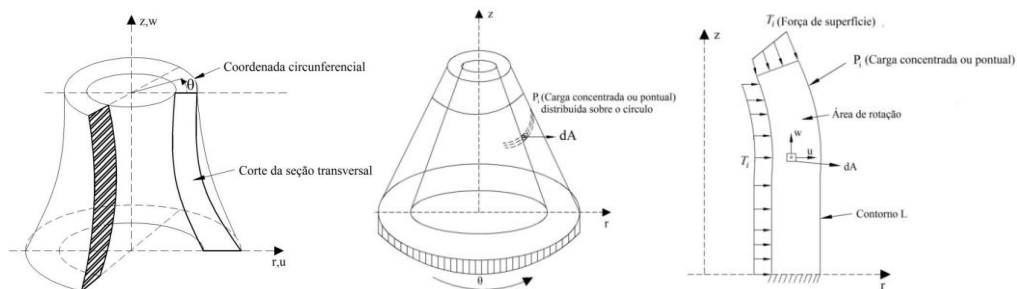
Fonte: Conciani (1997).

3.5.1 – Modelagem no CODE_BRIGHT dos ensaios de placa de Conciani (1997)

Esse item trata da modelagem numérica dos ensaios de placa realizados no CODE_BRIGHT. Mostra as etapas utilizadas, os parâmetros do solo e os resultados obtidos para permitir a comparação com os dados experimentais.

O ensaio de placa circular é um problema axissimétrico, pois existe simetria em torno do eixo z da geometria da placa, das propriedades do material e do carregamento. Devido a simetria todas as deformações e tensões são independentes do ângulo de rotação θ , assim o problema pode ser visto como bidimensional no plano rz , definido pela área de rotação. Conforme pode-se observar através da Figura 31.

Figura 31. Problema axissimétrico.



Fonte: Ferreira (2017).

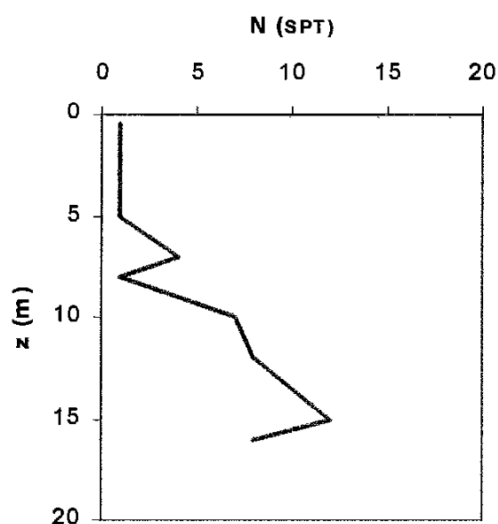
Sendo assim, foi definida a geometria do ensaio de placa. Como a placa possui diâmetro de 80 cm, a extensão horizontal (eixo x – corresponde ao eixo r da Figura 31), a partir do eixo da placa foi adotada como sendo igual a dez vezes o raio, ou seja, 400 cm (4 m). Foi constatado durante a simulação que a partir desse comprimento já não havia influência nos resultados de tensão e deformação obtidos devido as restrições de deslocamentos dos contornos da geometria.

A extensão vertical, a partir do eixo da placa, foi definida em função do ensaio SPT realizado no campo experimental de Campo Novo do Parecis, conforme Figura 32. Logo, foram adotados 15 m de profundidade a partir do eixo da placa (eixo z).

Com a geometria definida foi possível montar o problema axissimétrico no plano xz . Foram adotadas 4 divisões horizontais ao longo da profundidade do perfil de solo para possibilitar a aplicação da condição de contorno referente a sucção inicial de campo antes da inundação. A

Figura 33 ilustra como ficou essa divisão, bem como o perfil de sucção antes da inundação.

Figura 32. Resultados de ensaio SPT.

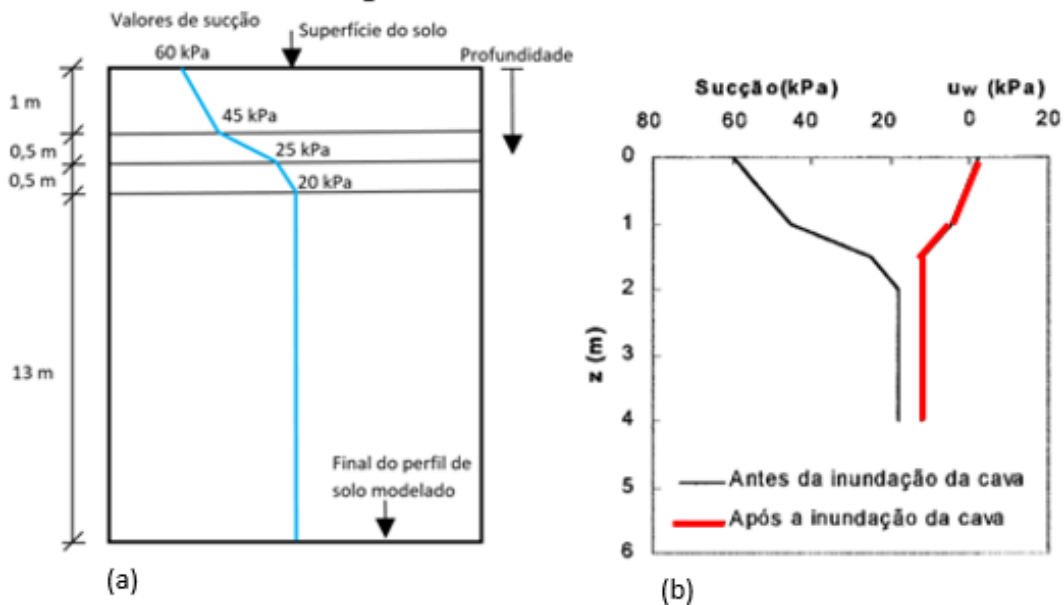


Fonte: Silva Filho (1998).

Foram definidos os apoios e o carregamento para caracterizar o problema axissimétrico com restrições de deslocamento e aplicação de carregamento. A Figura 34 mostra as condições de contorno em deslocamentos nas laterais e base inferior da geometria bem como o carregamento aplicado na superfície da placa.

Vale ressaltar que a condição de contorno com os valores de sucção após a inundação da cava (Figura 29) foi utilizada para simular a inundação do solo no respectivo estágio de carregamento. Nesse estudo não foi simulado o fluxo de água no solo devido a infiltração de água dentro da cava onde foi instalada a placa do ensaio. A alternativa de utilização de condições de contorno simulou bem as condições inicial e final dada na Figura 33.

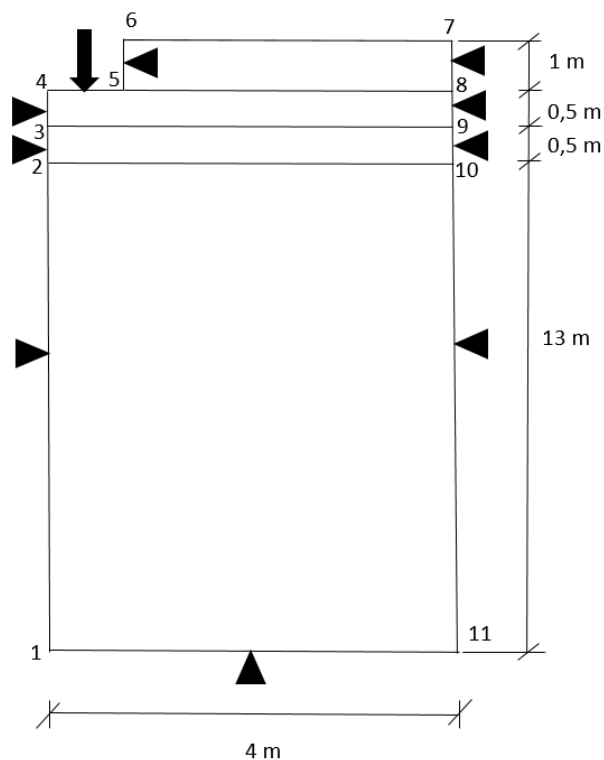
Figura 33. Divisões em camadas para aplicação das condições de contorno. 32(a)
Condições de contorno. 32(b) Perfis de sucção.



Fonte: elaborada pelo autor.

A Figura 34 mostra que nas laterais da geometria foram restritos os deslocamentos horizontais e na base horizontais e verticais. Entre os nós 4 e 5, cujo comprimento é de 40 cm, foi aplicado o carregamento da placa.

Figura 34. Condições de contorno.



Fonte: elaborada pelo autor.

O BBM foi adotado para simular o ensaio de placa. Os parâmetros do modelo foram os mesmos adotados no ensaio edométrico realizado por Futai (1997), conforme ilustra a Tabela 16. No capítulo 5 serão ilustrados os resultados de modelagem obtidos. Esses, por sua vez, serão comparados com os resultados experimentais obtidos por Conciani (1997) e uma breve discussão será feita sobre a capacidade do CODE_BRIGHT em simular tais ensaios de campo (ensaio de placa).

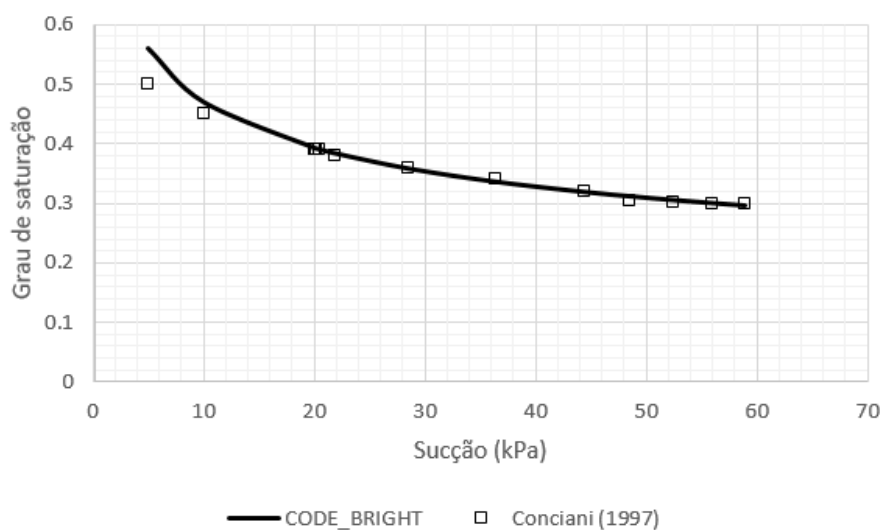
Tabela 13. Parâmetros do BBM.

κ	$\lambda(0)$	G (kPa)	ν	p^c (kPa)	p_0^* (kPa)	M	β (MPa ⁻¹)	r
0,0065	0,2322	4400	0,1	2,1	8,0	1,2	34,3	0,2847

Fonte: Futai (1997).

Determinou-se a curva de retenção do solo no CODE_BRIGHT a partir de resultados experimentais obtidos por Conciani (1997). A Figura 35 ilustra a curva modelada *versus* a curva experimental obtida pelo referido autor.

Figura 35. Curva de Retenção do solo de Campo Novo do Parecis.



Fonte: elaborada pelo autor.

Percebe-se um concordante ajuste da curva modelada com a curva experimental. A Tabela 14 ilustra os valores dos parâmetros da curva de retenção do modelo de Van Genuchten utilizados no CODE_BRIGHT.

3.6 - Ensaio de placa realizados por Lopes (2018)

Neste item são descritos os procedimentos utilizados por Lopes (2018) na realização dos ensaios de placa. O objetivo é apresentar como foram realizados esses

ensaios para determinação da geometria e condições de contorno da modelagem numérica a ser realizada e possibilitar uma comparação dos resultados.

Tabela 14. Parâmetros da curva de retenção do CODE_BRIGHT.

P_0 (MPa)	σ (N/m)	σ_0 (N/m)	P_g (Mpa)	λ
0,0004	0,072	0,072	0	0,2

Fonte: elaborada pelo autor.

Segundo Lopes (2018) o ensaio de campo, aqui denominado ensaio de placa, é capaz de reproduzir de forma fiel e em escala o comportamento do solo *in situ*. O ensaio foi realizado na camada superficial do solo. Foram realizados dois ensaios, um na condição natural e o outro com inundação prévia do solo. Os resultados permitiram obter as deformações do solo e estabelecer um critério de ruptura para o mesmo.

Foi utilizado como sistema de reação um trator agrícola, marca Valtra, modelo BM125i 4x4 plat, conforme ilustra a Figura 36. Na figura também podem ser observados os detalhes do sistema de carga e de medição. A camada superficial de solo orgânico foi removida (≈ 20 cm).

Foi realizado um ensaio de placa estático, com carga aplicada em estágios de forma rápida, num total de 10 estágios de carregamento e 4 de descarregamento. A Tabela 18 ilustra as tensões aplicadas em cada estágio. As leituras de deformações foram feitas a partir de dois extensômetros.

Figura 36. Sistema de reação.



Fonte: Lopes (2018).

3.6.1 – Modelagem no CODE_BRIGTH do ensaio de placa de Lopes (2018)

Como a placa possui diâmetro de 30 cm, a extensão horizontal (eixo x), a partir do eixo da placa foi adotada como sendo igual a dez vezes o raio, ou seja, 150 cm (1,50 m). Foi constatado durante a simulação que a partir desse comprimento já não havia influência nos resultados de tensão e deformação obtidos devido as restrições de deslocamentos nas fronteiras da geometria do modelo numérico.

A profundidade do terreno foi adotada igual a 3,0 m, dez vezes o diâmetro da placa, que corresponde ao impenetrável assumido nesse estudo. Nessa profundidade está incluso o bulbo de tensões (duas vezes o diâmetro da placa = 60 cm) e foi verificado que o indeslocável mantido a essa profundidade não influenciava os resultados numéricos.

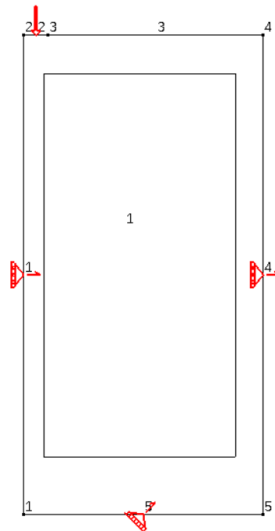
Com as medidas definidas foi possível montar o problema axissimétrico, no plano xz . Não foram necessárias divisões horizontais ao longo da profundidade para possibilitar a aplicação da condição de contorno referente a sucção inicial de campo, pois esta foi considerada constante. A Figura 37 mostra as condições de contorno em deslocamentos nas laterais e base inferior da geometria bem como o carregamento aplicado na superfície da placa.

Tabela 15. Estágios de carregamento e descarregamento.

Estágio	Tensão (kPa)	Estágio	Tensão (kPa)
1	52	8	330
2	103	9	371
3	124	10	392
4	165	1	309
5	206	2	206
6	248	3	103
7	289	4	0

Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 37. Definição do problema.



Fonte: elaborada pelo autor.

O BBM e a curva de retenção de Van Genuchten foram utilizados para simular o ensaio de placa, seguindo a mesma ideia utilizada nos ensaios de placa modelados de Conciani (1997). No entanto, os parâmetros utilizados são referentes aos ensaios realizados por Lopes (2018).

No capítulo 5 serão ilustrados os resultados de modelagem obtidos e uma comparação será realizada com os dados experimentais obtidos por Lopes (2018). Serão feitos comentários sobre a capacidade do CODE_BRIGHT em simular tais ensaios de campo (ensaio de placa).

4. ENSAIOS EDMÉTRICOS

Neste item são apresentados seis ensaios edométricos. Dois que foram selecionados dentre os realizados por Futai (1997) em sua dissertação de mestrado. Mais dois que foram realizados por Lopes (2018). Por último mais dois que foram realizados por Abreu (2021). A condição dos solos em cada um dos ensaios é mostrada na Tabela 16.

A modelagem dos ensaios foi realizada no software de elementos finitos, CODE_BRIGHT, onde foi utilizado o modelo constitutivo *Barcelona Basic Model* (Alonso *et al*, 1990) e curva de retenção de Van Genuchten (1980) para modelar o comportamento hidromecânico dos solos estudados, que foram caracterizados no Capítulo 3.

Os resultados obtidos foram comparados com os resultados experimentais. Desta forma foi possível fazer uma validação da modelagem em função dos resultados de laboratório. A Tabela 16 ilustra as características e os modelos utilizados em cada ensaio.

Tabela 16. Ensaio edométricos.

Ensaio realizado	Modelo aplicado	Saturado	Não saturado
Futai (1997)	BBM (Alonso <i>et al</i> , 1990) Curva de retenção (Van Genuchten, 1980)		CI-01 e CI-02
Lopes (2018)	BBM (Alonso <i>et al</i> , 1990) Curva de retenção (Van Genuchten, 1980)	ES-01	ENS-01
Abreu (2021)	BBM (Alonso <i>et al</i> , 1990) Curva de retenção (Van Genuchten, 1980)	ES-02	ENS-02

Fonte: elaborada pelo autor.

4.1 – Previsão dos ensaios de Futai (1997)

Nesse item serão apresentados os resultados da modelagem numérica de dois ensaios edométricos realizados por Futai (1997). Os resultados foram plotados em gráficos através de planilha eletrônica a partir dos dados exportados do CODE_BRIGHT.

4.1.1 – Resultados e análise do ensaio edométrico CI-01

Foi adotado para a amostra de solo do ensaio CI-01 o valor de 1,8 de índice de vazios baseado no valor médio apresentado por amostras extraídas a 1m de profundidade. O grau de saturação inicial foi de 38,93%, umidade inicial de 31,13%, peso específico seco igual a 8,52 kN/m³ e sucção mantida no ensaio no valor de 120 kPa. As condições iniciais do corpo de prova são apresentadas na Tabela 17. A inundação do corpo de prova ocorreu sob a tensão de 88,82 kPa.

Tabela 17. Condições iniciais do corpo de prova do ensaio CI-01.

Ensaio	σ_{vi} (kPa)	e	Sr (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)
CI-01	88,82	1,8	38,93	31,13	8,52

Fonte: Adaptada de Futai (1997).

A Figura 38 ilustra os resultados obtidos através da modelagem do ensaio CI-01 e os dados experimentais. No eixo horizontal das abscissas os valores em escala logarítmica são referentes a tensão vertical aplicada na superfície superior do corpo de prova. No eixo vertical estão plotados os valores de deformação vertical. Pode-se perceber que os resultados obtidos através do BBM se ajustam bem ao comportamento experimental do solo, que está representado de forma discreta.

Observa-se ainda, que na tensão de inundação ($\sigma_{vi} = 88,82$ kPa), o ensaio mostra a ocorrência de variação brusca de deformação vertical, ou seja, colapso do solo. O modelo também é capaz de representar o colapso que se dá devido a variação de sucção. Ele apresenta valor de colapso praticamente igual ao resultado experimental e de uma forma geral pode-se afirmar que o colapso está bem representado.

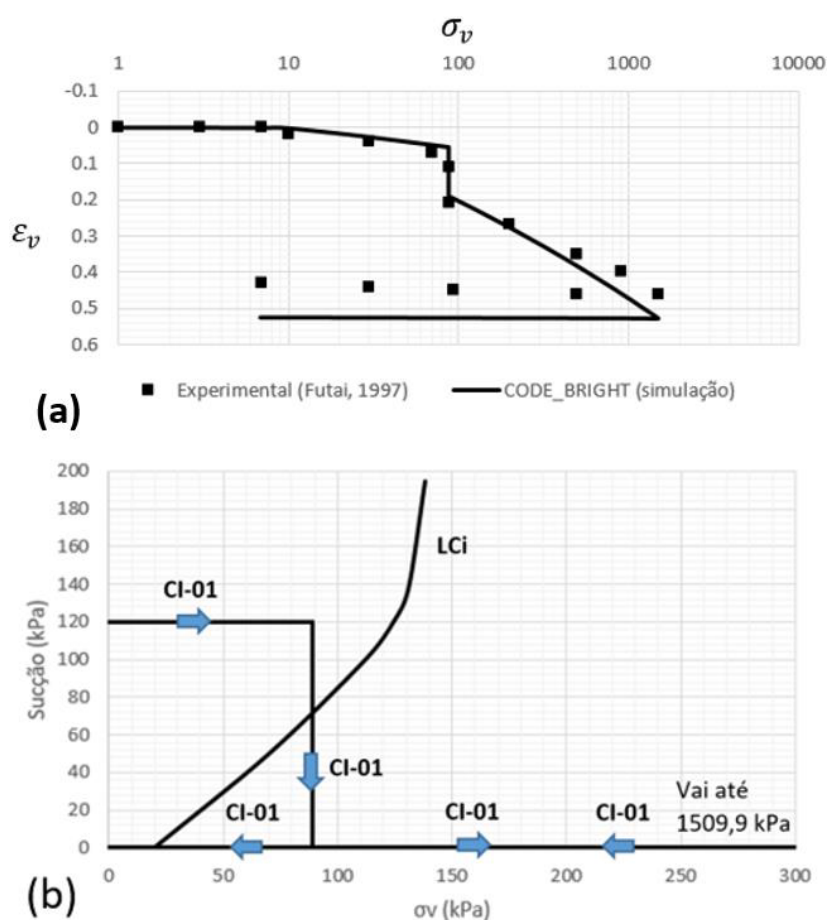
Analisando o caminho de tensões do ensaio CI-01 percebe-se que antes de alcançar a tensão de inundação o solo comporta-se como um material elástico pois a superfície LC ainda não foi atingida para esse nível de tensões, conforme pode ser visto na Figura 38(b).

Então, ainda na região elástica, ocorre a inundação do solo, na tensão de 88,82 kPa, e devido a redução da sucção ao valor zero, condição saturada, ocorre plastificação deste, seguido de expansão da região elástica. Na modelagem isso implica dizer que a

tensão de escoamento saturada aumenta de valor para possibilitar a expansão da superfície de escoamento LC.

Após o colapso, o corpo de prova continua a ser submetido a incrementos de tensão, e, por conseguinte começa a apresentar deformações elastoplásticas até o momento em que é descarregado e o solo apresenta uma pequena recuperação de deformações elásticas, conforme ilustra o trecho de descarregamento ilustrado na Figura 38(b).

Figura 38. Ensaio edométrico realizado por Futai (1997). 38(a) Gráfico tensão x deformação vertical do ensaio CI-01. 38(b) Trajetória de tensões.



Fonte: elaborado pelo autor.

4.1.2 – Resultado e análise do ensaio edométrico CI-02

Foi adotado para a amostra de solo do ensaio CI-02 o valor de 1,8 de índice de vazios baseado no valor médio apresentado por amostras extraídas a 1m de profundidade. O grau de saturação inicial de 39,11%, umidade inicial de 30,85%, peso específico seco igual a 8,59 kN/m³ e sucção igual a 120 kPa. A inundação do corpo de prova ocorreu sob

a tensão de 355,3 kPa. As condições iniciais do corpo de prova são apresentadas na Tabela 18.

Tabela 18. Condições iniciais do corpo de prova do ensaio CI-02.

Ensaio	σ_{vi} (kPa)	e	Sr (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)
CI-02	355,3	1,8	39,11	30,85	8,59

Fonte: Adaptada de Futai (1997).

A Figura 39 ilustra os resultados obtidos através da modelagem do ensaio CI-02 e os dados experimentais de Futai (1997). No eixo horizontal, das abscissas, os valores em escala logarítmica são referentes a tensão aplicada na superfície superior do corpo de prova e no vertical estão plotados os valores de deformação.

Pode-se perceber que os resultados obtidos através do BBM se ajustam aos resultados do comportamento experimental do solo, que está representado de forma discreta. Além do mais a deformação final de colapso é alcançada.

Pode-se observar ainda, que na tensão de inundação ($\sigma_{vi} = 355,3$ kPa), o ensaio experimental mostra a ocorrência de variação brusca de deformação vertical, ou seja, colapso do solo. Na modelagem também ocorreu o colapso do solo devido a inundação, decréscimo de sucção para o valor zero. A modelagem apresenta valor de colapso mais conservador do que o resultado experimental e de uma forma geral, pode-se afirmar que o colapso está bem representado.

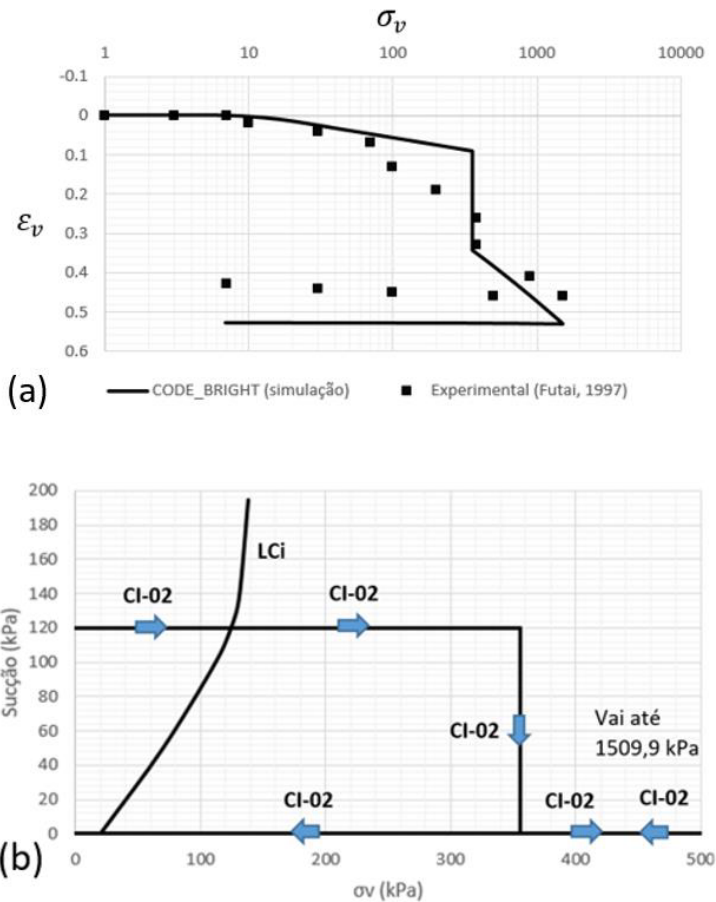
Analisando o caminho de tensões do Ensaio CI-02 percebe-se que quando a trajetória de tensão toca a LC o solo plastifica e há uma primeira expansão da região elástica, conforme pode ser visto na Figura 39(b). A tensão vertical continua sendo incrementada até 355,3 kPa depois que ocorre a inundação do solo.

Quando o solo é inundado há nova expansão da região elástica. Então, novos incrementos de tensão continuam até atingir o nível máximo de carregamento aplicado. Depois é feito o descarregamento, acarretando a recuperação da parcela referente as deformações elásticas.

4.2 – Análise e resultados dos ensaios de Lopes (2018)

Para facilitar a identificação através da leitura os ensaios realizados por Lopes

Figura 39. Ensaio edométrico realizado por Futai (1997). 39(a) Gráfico tensão vertical x deformação vertical ensaio CI-02. 39(b) Trajetória de tensões.



Fonte: elaborado pelo autor.

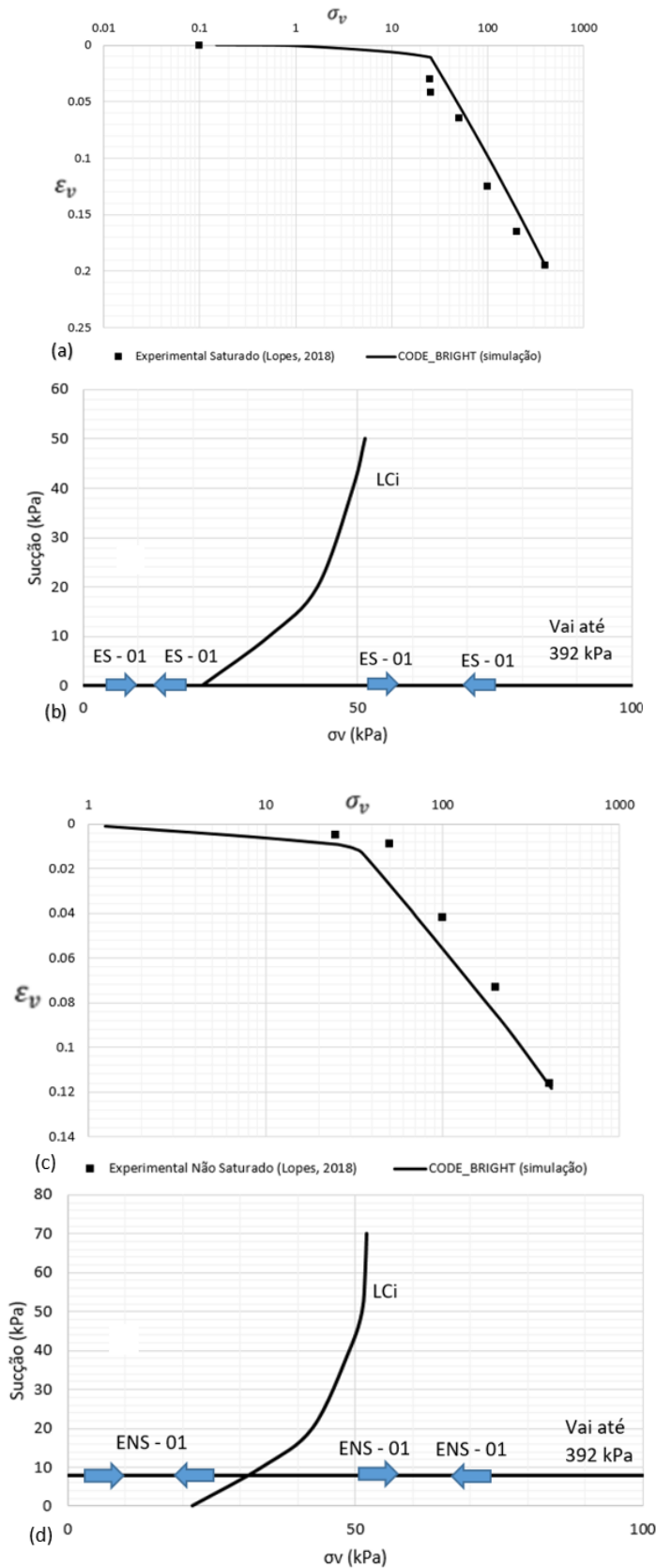
(2018) foram nomeados como Ensaio Saturado 01 (ES-01) e Ensaio Não Saturado 01 (ENS-01).

Os resultados foram plotados na forma de logaritmo da tensão vertical ($\log \sigma_v$) no eixo das abscissas versus deformação vertical (ϵ_v) no eixo das ordenadas. A Figura 40 ilustra a comparação entre os resultados experimentais e aqueles modelados através do CODE_BRIGHT.

Analisando os ensaios saturado ES-01 e não saturado ENS-01, percebe-se que tanto o trecho elástico quanto o elastoplástico ficaram bem ajustados aos resultados experimentais em ambos, conforme ilustra a Figura 40(a) e Figura 40(c).

Os resultados mostram que o solo no estado saturado apresenta maiores deformações do que o não saturado devido ao ganho de rigidez do material devido a sucção. As trajetórias de tensões são apresentadas nas Figura 40(b) e Figura 40(d).

Figura 40. Ensaios edométricos realizados por Lopes (2018). 40(a) Ensaio saturado. 40(b) Trajetória de tensões ensaio saturado. 40(c) Ensaio não saturado. 40(d) Trajetória de tensões ensaio não saturado.



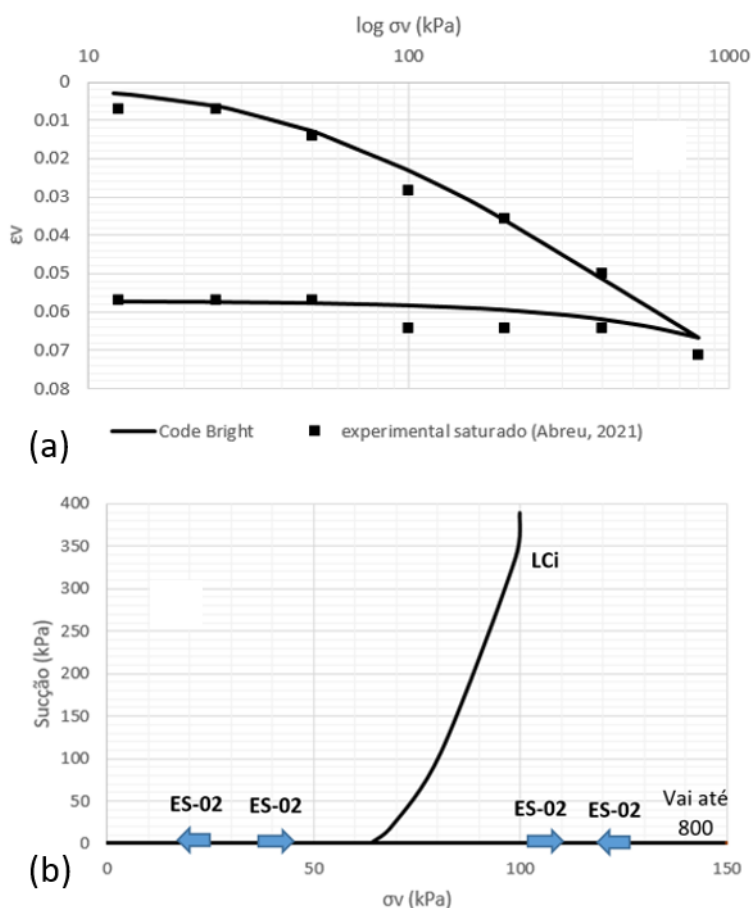
Fonte: elaborada pelo autor.

O solo foi definido por Lopes (2018) como não colapsível, entretanto pode-se perceber a partir dos gráficos da Figura 40 que em condição não saturada o solo apresenta maior rigidez, pois suas deformações verticais quando submetidos as tensões são menores do que quando o mesmo solo se apresenta na condição saturada.

4.4 – Análise dos Resultados do Ensaio Não Saturado de Abreu (2021)

A trajetória de tensões desse ensaio consiste em aplicar uma tensão variando de zero até 800 kPa e depois realizar o descarregamento. A sucção é igual a 20,3 kPa. A **Error! Reference source not found.** ilustra os estágios de carregamento e descarregamento do ensaio ENS-02, que foi idêntico ao ES-02.

Figura 41. Ensaio edométrico realizado por Abreu (2021). 41(a) Ensaio edométrico saturado ES-02. 41(b) Trajetória de tensões.

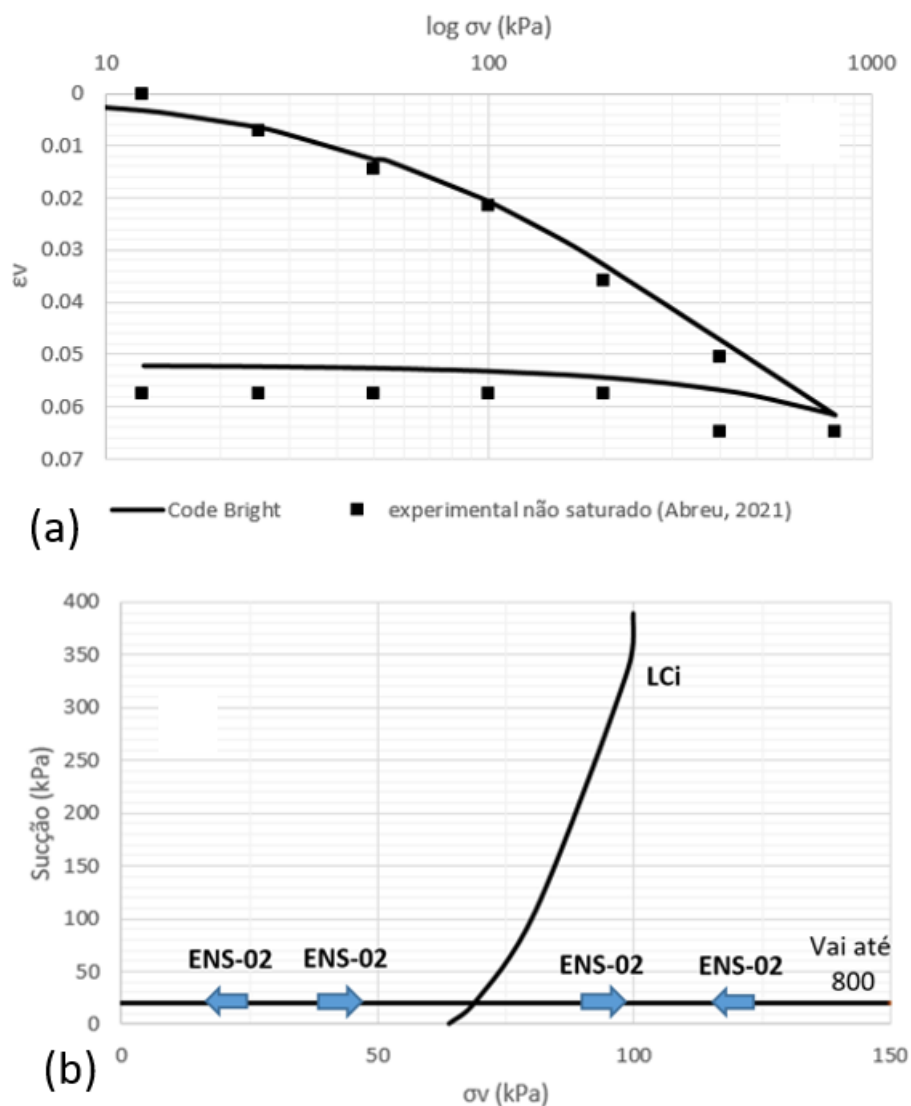


Fonte: elaborada pelo autor.

Assim como no ensaio saturado ES-02, os resultados do ensaio edométrico ENS-02 foram plotados em função do logaritmo da tensão no eixo das abscissas *versus* a deformação vertical no eixo das ordenadas.

A Figura 42 mostra os resultados obtidos do ensaio edométrico não saturado ENS-02. A curva em linha contínua se refere aos resultados obtidos pelo modelo e os pontos discretos são os dados experimentais obtidos por Abreu (2021).

Figura 42. Ensaio edométrico realizado por Abreu (2021). 42(a) Ensaio edométrico não saturado ENS-02. 42(b) Trajetória de tensões.



Fonte: elaborada pelo autor.

Uma análise dos resultados mostra um bom ajuste entre a modelagem e os resultados experimentais, tanto na fase elástica quanto na elastoplástica, assim como ocorreu para o solo saturado ES-02. A Figura 42(a) ilustra o ensaio ENS-02.

A trajetória de tensões mostra um comportamento elástico antes de atingir a LC, depois ocorre a plastificação do solo com o aumento da região elástica, conforme

ilustrado na Figura 42(b). Depois do descarregamento o solo apresenta recuperação com deformações elásticas.

Assim, o BBM apresenta bom ajuste ao comportamento do solo, tanto na fase elástica, como na de plastificação e na de recuperação elástica, conforme ilustram os resultados do ensaio.

4.5 – Notas conclusivas

Ensaio edométrico em condições não saturada, saturada e com inundação em um determinado nível de tensão aplicada a corpos de prova de solos analisados por Futai (1997), Lopes (2018) e Abreu (2021) foram modelados no *software* acadêmico CODE_BRIGTH da Universidade Politécnica da Catalúnia através de um modelo constitutivo elastoplástico que juntamente com a curva de retenção considera o comportamento hidromecânico do solo.

A escolha de três tipos de solos diferentes é importante porque permite avaliar a capacidade do modelo constitutivo em simular o comportamento tanto de um solo não saturado colapsível quanto de um solo não colapsível.

Esse modelo é denominado BBM e foi proposto por Alonso, Gens e Josa na década de 90 como uma extensão do Cam Clay Modificado. A expressão utilizada para determinar a curva de retenção foi a de Van Genuchten proposto em 1980 para acoplar os comportamentos mecânico e hidráulico.

Os resultados de modelagem numérica, quando confrontados com os experimentais obtidos por Futai (1997), Lopes (2018) e Abreu (2021) mostram um ajuste razoavelmente concordante, uma vez que o comportamento elástico, o elastoplástico, o colapso e a recuperação elástica nas diversas fases dos ensaios apresentados foram bem representados.

Com isso, pode-se passar para a próxima etapa de estudo desenvolvida nesta dissertação de mestrado, a modelagem numérica de ensaios de placa em solos não saturadas no CODE_BRIGTH uma vez que os modelos constitutivos foram validados pelos ensaios apresentados.

5. ENSAIOS DE PLACA

Os ensaios foram modelados no CODE_BRIGHT e os resultados foram comparados com os resultados experimentais. Então faz-se uma discussão dos resultados obtidos na modelagem para avaliar a capacidade de previsão de comportamento de solos não saturados do *software* utilizado.

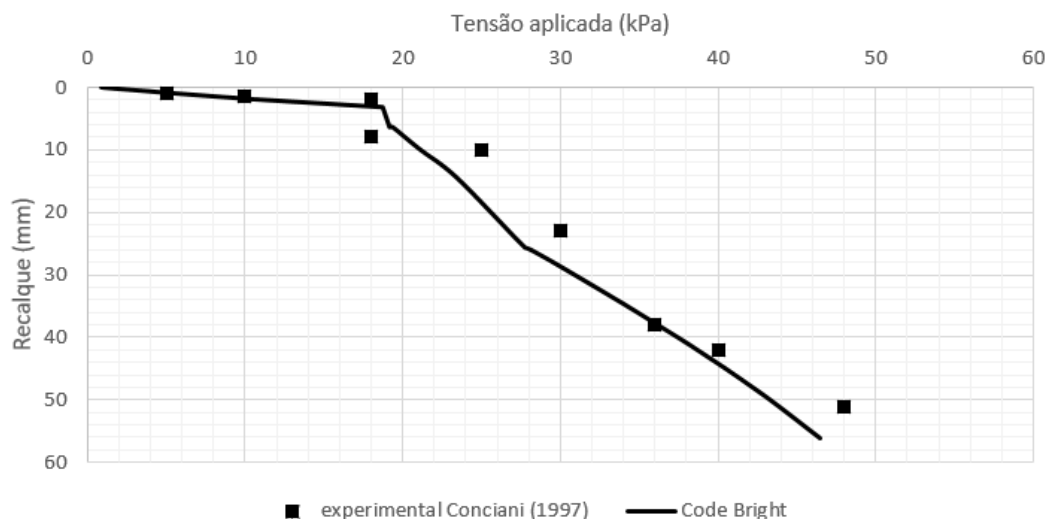
5.1 – Resultados de modelagem no CODE_BRIGHT dos ensaios de placa de Conciani (1997)

O objetivo desse item é apresentar os resultados obtidos através da modelagem numérica dos ensaios de placa com inundações em tensão vertical de 18 kPa, 36 kPa e 54 kPa e comparar com os dados experimentais.

5.1.1 – Ensaio de placa com inundação em tensão vertical de 18 kPa

O ensaio de placa com inundação na tensão vertical de 18 kPa apresentou bom ajuste entre o BBM e os dados experimentais. Os resultados mostram um comportamento linear até a tensão de inundação de 18 kPa. Em seguida ocorre o colapso do solo devido a inundação com a carga mantida constante. Então o solo perde rigidez e apresenta um auto nível de recalque com o acréscimo de carga. A Figura 43 ilustra os resultados obtidos.

Figura 43. Ensaio de placa com inundação a 18 kPa.

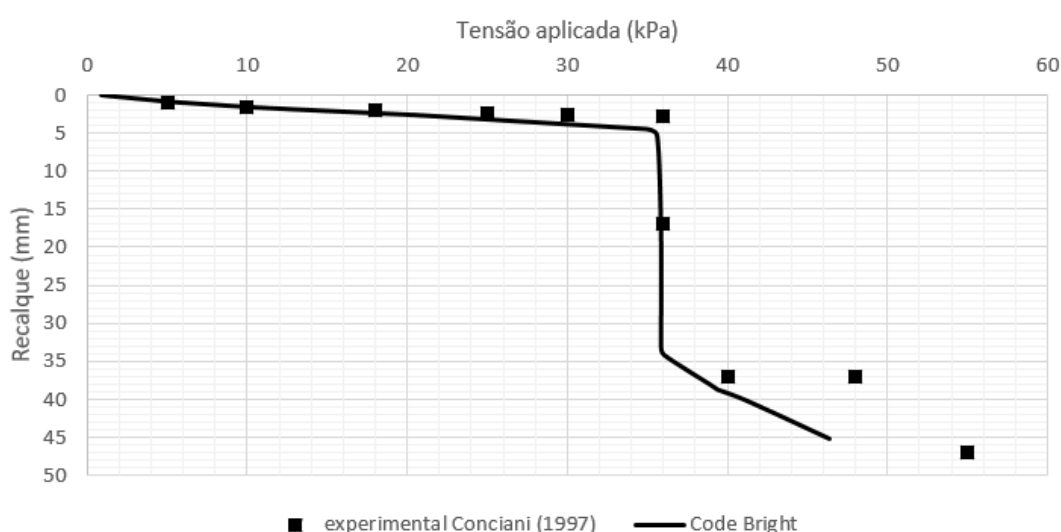


Fonte: elaborada pelo autor.

5.1.2 – Ensaio de placa com inundação em tensão vertical de 36 kPa

O ensaio com inundação na tensão vertical de 36 kPa por sua vez também apresentou concordante ajuste entre o BBM e os resultados experimentais. Percebe-se que o modelo apresenta um comportamento linear até a tensão de inundação do solo em 36 kPa. Em seguida ocorre o colapso do solo com a inundação do mesmo sob tensão vertical mantida constante. Depois do colapso a um aumento significativo de recalques com o aumento da carga aplicada, mostrando que o solo perdeu a rigidez após a inundação. A Figura 44 ilustra os resultados obtidos.

Figura 44. Ensaio de placa com inundação a 36 kPa.



Fonte: elaborada pelo autor.

5.1.3 – Ensaio de placa com inundação em 54 kPa

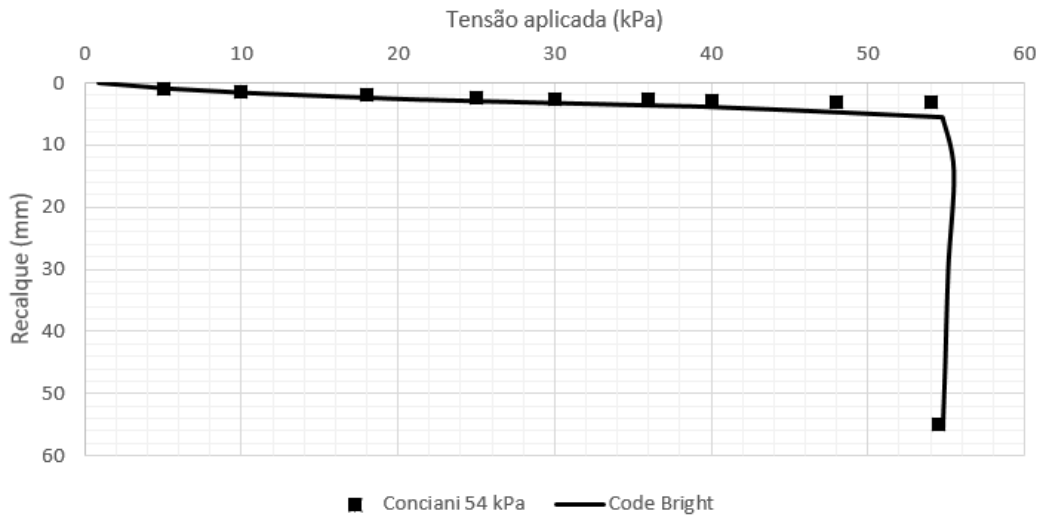
Por último o ensaio de placa com inundação na tensão vertical de 54 kPa também apresentou bom ajuste entre o BBM e os resultados experimentais. Percebe-se o comportamento linear antes que se atinja a tensão de inundação de 54 kPa.

Uma vez atingida a tensão de inundação ocorre o colapso do solo e o modelo consegue representar de forma razoável essa deformação brusca. A partir do colapso o modelo não conseguiu mais acompanhar o comportamento do solo, por isso a análise parou neste ponto. A Figura 45 ilustra os resultados obtidos.

5.1.4 – Perfis de sucção antes e após a inundação do solo

A sucção no solo durante os três ensaios de placa anteriormente descritos apresentou um bom ajuste com a modelagem numérica feita a partir de condições

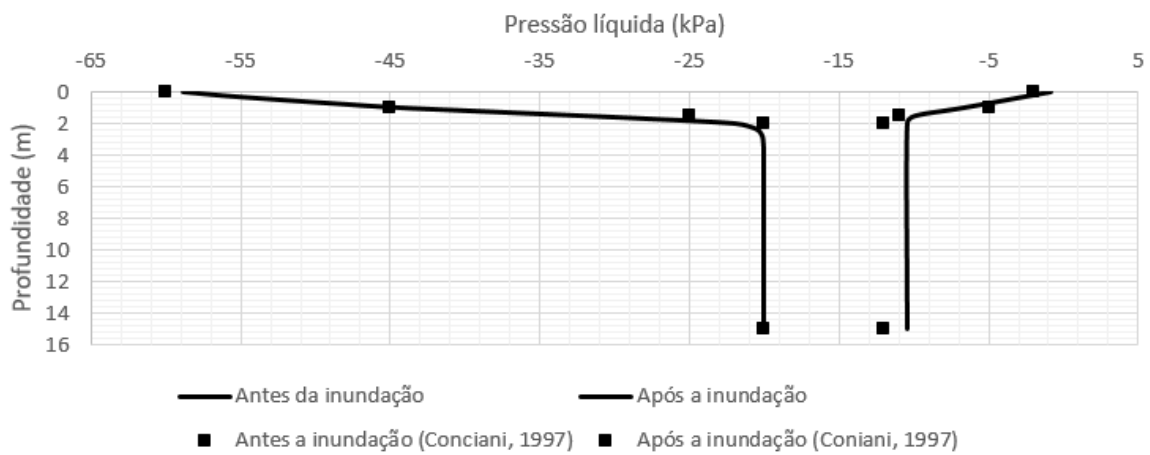
Figura 45. Ensaio de placa com inundação a 54 kPa.



Fonte: elaborada pelo autor.

de contorno, conforme ilustrado na Figura 46.

Figura 46. Perfis de sucção.



Fonte: elaborada pelo autor.

Nessa Figura, os pontos discretos são referentes aos resultados experimentais, obtidos pelo uso de tensiômetros no estudo realizado por Conciani (1997). As linhas contínuas mostram os resultados obtidos pelo uso do modelo no CODE_BRIGHT na modelagem numérica realizada nesse estudo.

5.1.5 – Notas conclusivas dos ensaios de Conciani (1997)

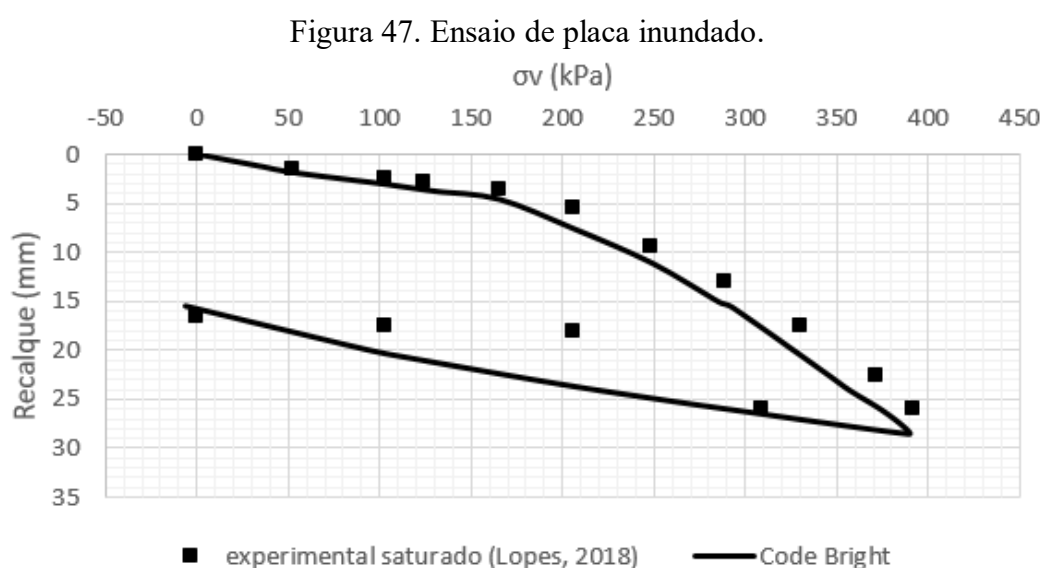
De um modo geral, pode-se afirmar que o CODE_BRIGHT utilizando o BBM é

uma ferramenta adequada no estudo de solos colapsíveis, pois consegue representar de forma razoável o comportamento elastoplástico do solo bem como a ocorrência de colapso devido a inundação do mesmo.

Essa primeira conclusão é feita a partir dos resultados obtidos comparados com os ensaios de placa de Conciani (1997). O próximo item se refere aos ensaios realizados por Lopes (2018).

5.2 – Resultados de modelagem no CODE_BRIGHT do ensaio de placa de Lopes (2018)

O ensaio inundado, com sucção igual a zero, mostrou um bom ajuste entre o modelo e os dados experimentais. Há uma tendência de comportamento linear elástico do solo até uma tensão de aproximadamente 160 kPa. Depois o solo apresenta deformações plásticas até próximo a tensão de 400 kPa. Então há o descarregamento com uma pequena recuperação elástica. A Figura 47 ilustra os resultados obtidos.

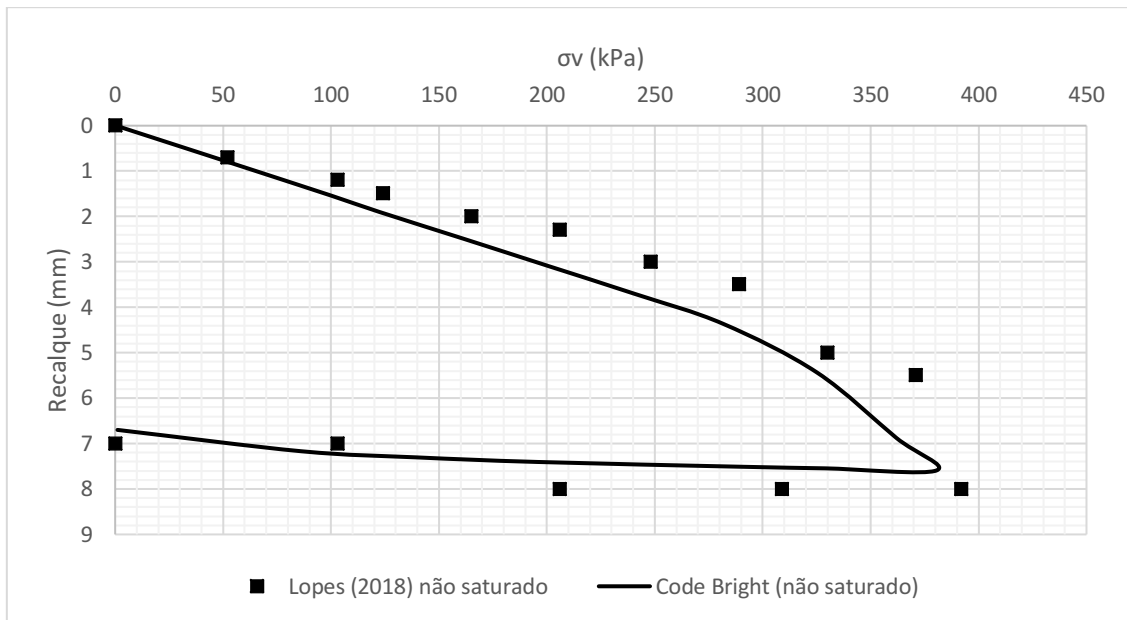


Fonte: elaborada pelo autor.

O ensaio não saturado, com sucção diferente de zero, também mostrou um bom ajuste entre o modelo e os dados experimentais. Há uma tendência de comportamento linear elástico do solo até uma tensão de aproximadamente 300 kPa. Depois o solo apresenta deformações plásticas até próximo a tensão de 400 kPa. Então há o descarregamento com praticamente inexistente recuperação elástica. A Figura 48 ilustra os resultados obtidos.

Novamente pode-se afirmar que o BBM implementado no CODE_BRIGHT é um modelo adequado no estudo tensão deformação de solos não saturados, pois consegue representar com boa aproximação o comportamento elastoplástico do solo.

Figura 48. Ensaio de placa não saturado.



Fonte: elaborada pelo autor.

6. FUNDAÇÃO EM SAPATA CORRIDA

O objetivo do presente capítulo é uma aplicação do programa de Elementos Finitos CODE_BRIGHT à uma sapata corrida assentada sobre uma camada de solo não saturado sujeita a variações do nível freático. O solo escolhido é o de Campo Novo do Parecis em Mato Grosso/Brasil.

Devido à grande extensão do carregamento proveniente da sapata, as deformações do solo se dão apenas no plano, sendo a condição de estado plano de deformações admitida nesta análise.

O BBM (Alonso *et al*, 1990) e a curva característica de Van Genuchten (1980) foram utilizados uma vez que o problema é hidromecânico. Os parâmetros utilizados estão ilustrados na Tabela 20 e na Tabela 21.

Tabela 20. Parâmetros do BBM.

κ	κ_s	$\lambda(0)$	G (kPa)	ν	p^c (kPa)	p_0^* (kPa)	M	β (MPa ⁻¹)	r
0,0065	0,0037	0,2322	4400	0,1	2,1	8,0	1,2	34,3	0,2847

Fonte: Futai (1997).

Tabela 21. Parâmetros da curva de retenção do Code Bright.

P_0 (MPa)	σ (N/m)	σ_0 (N/m)	P_g (Mpa)	λ
0,0004	0,072	0,072	0	0,2

Fonte: elaborada pelo autor.

O objetivo desta seção é verificar o efeito da sucção na deformabilidade elástica e elastoplástica do solo, identificar o que ocorre quando há essa variação de deformabilidade do solo (colapso ou expansão). Verificar o efeito da variação da umidade no peso específico do solo e na variação no estado de tensões.

6.1 – Colapso e expansão do solo de fundação de uma sapata

O modelo elastoplástico implementado no programa CODE_BRIGHT possibilita realizar análises com ocorrência de colapso e expansão em uma massa de solo submetida a variação de sucção, pois é apto ao comportamento de solos colapsíveis e pouco a moderadamente expansivos. Os casos de grande expansão não são indicados a esse modelo.

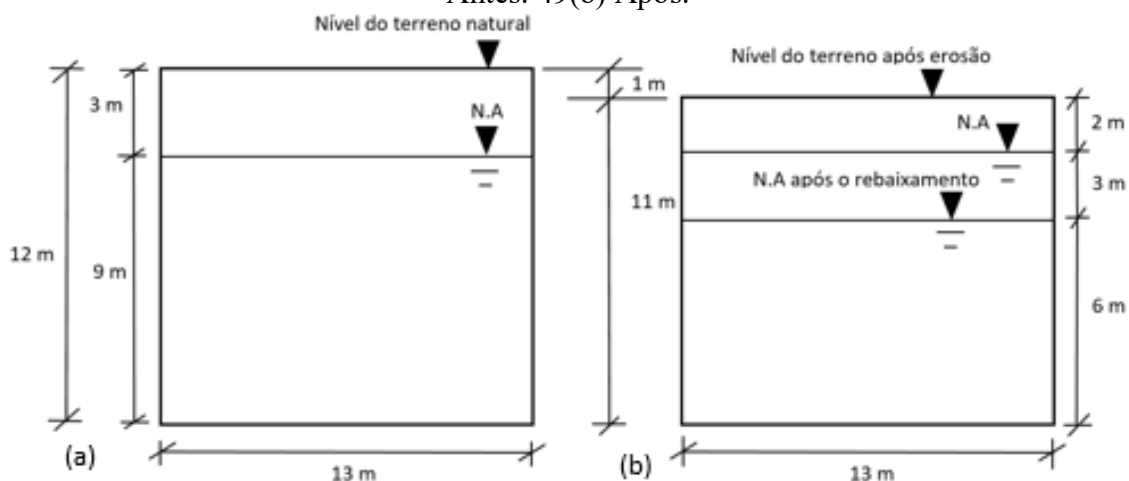
Segundo Nesnas (1995), em uma situação hipotética de uma sapata corrida assente sobre uma camada de solo não saturado, pode haver aumento ou diminuição de volume do solo devido a sua história de tensões e condições de carregamento, causando expansão ou recalque do mesmo.

Então foi considerada uma situação hipotética, considerando um subsolo composto pelo material predominantemente argiloso de cor avermelhada, classificado como CL no SUCS e como A-7-5 no sistema HBR (Conciani, 1997), onde o peso específico do solo foi considerado igual a 20 kN/m^3 .

O domínio do maciço analisado como representativo da situação hipotética consiste em uma espessura de 12 m de solo sedimentar, onde o nível de água foi posicionado a 3 metros de profundidade em relação ao nível do terreno e a extensão lateral adotada com 13 m de comprimento. As definições das medidas de profundidade e comprimento são provenientes de um problema similar estudado por Silva Filho (1998) aplicando o programa CRISPUNSAT.

Admite-se uma erosão que removeu 1 m deste solo, resultando em uma camada de 11 m de espessura. Devido as condições ambientais de sazonalidade, o nível do lençol freático rebaixou para 3 m abaixo da posição inicial, ficando então a 5 m da superfície do terreno após a erosão (Figura 49).

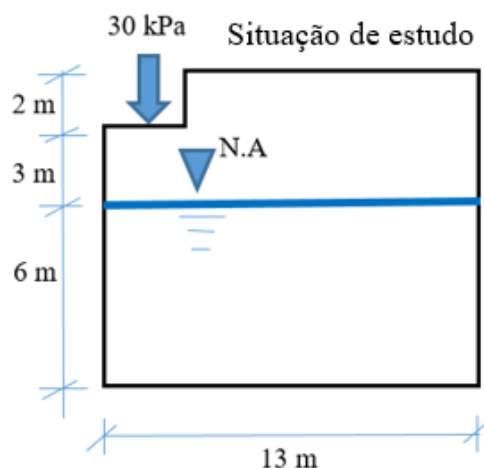
Figura 49. Representação esquemática do maciço de solo antes e após a erosão. 49(a) Antes. 49(b) Após.



Fonte: elaborada pelo autor.

A sapata corrida, por sua vez, foi assentada a 2 m de profundidade da superfície do terreno depois deste ter sofrido erosão de uma camada de 1 m de espessura. O carregamento de 30 kPa proveniente da sapata encontra-se ilustrado na Figura 50.

Figura 50. Ilustração do problema.



Fonte: elaborada pelo autor.

Após a erosão de 1 m da camada superficial, o nível do solo onde será assentada a sapata está a 2 metros de profundidade do terreno e está na condição temporariamente sobre-adensada. O rebaixamento do lençol freático em 3 metros tornou o solo normalmente adensado devido ao acréscimo de tensão efetiva de 30 kPa. A Figura 51 ilustra o diagrama de tensões obtido.

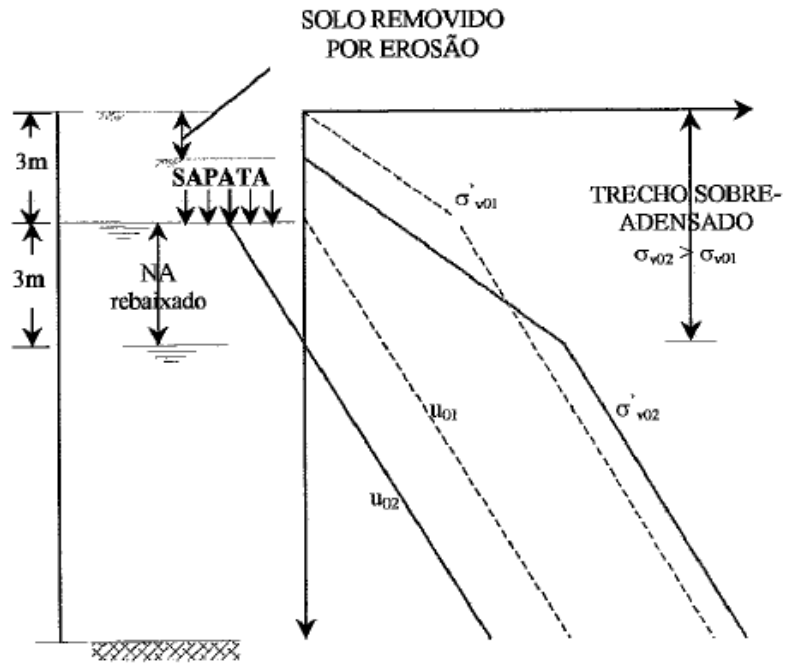
Neste trabalho considerou-se a hipótese da influência da variação da umidade no estado de tensões do solo através da curva de retenção do solo que relaciona a umidade volumétrica com a sucção.

O peso específico do solo aumenta com o aumento da umidade devido ao levantamento do lençol freático. Considerando o aumento de umidade volumétrica, ocorre diminuição do volume de solo devido ao aumento do peso específico. Após a saturação e o aumento da poropressão ocorre o inverso, o alívio das tensões efetivas promove o aumento do volume do maciço.

6.2 – Modelagem do problema sujeito ao rebaixamento do lençol freático

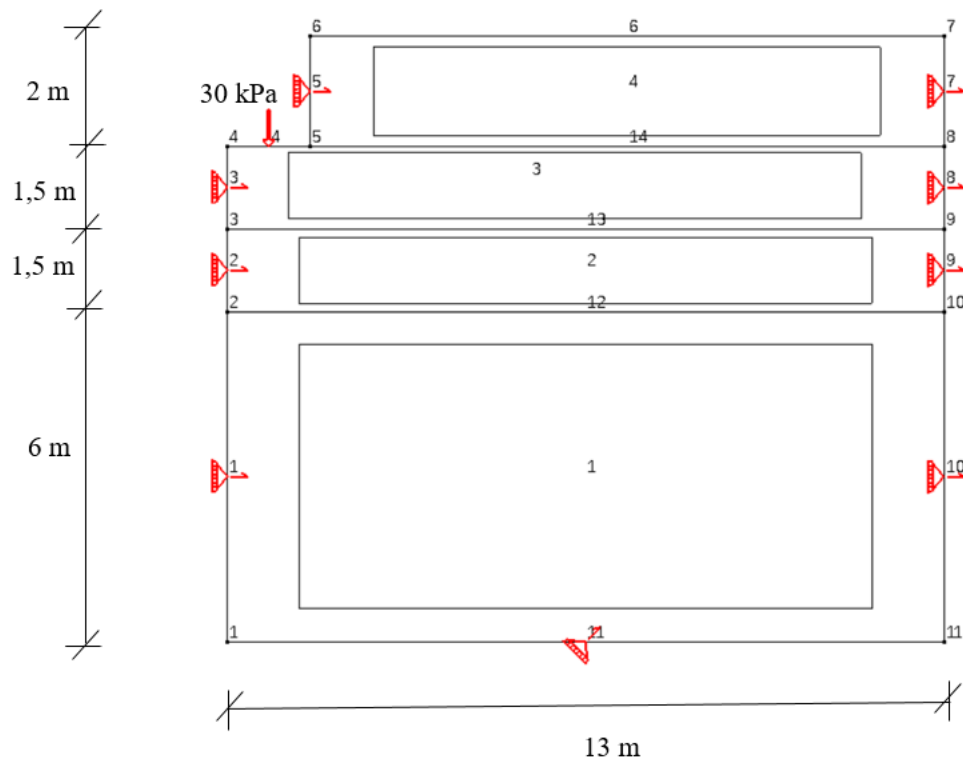
A modelagem da geometria do problema foi realizada com o propósito de se obter resultados de uma análise de tensão *versus* deformação. O modelo geométrico e suas condições de contorno estão dispostos na Figura 52.

Figura 51. Diagrama de tensões.



Fonte: Silva Filho (1998).

Figura 52. Modelo do Code Bright.

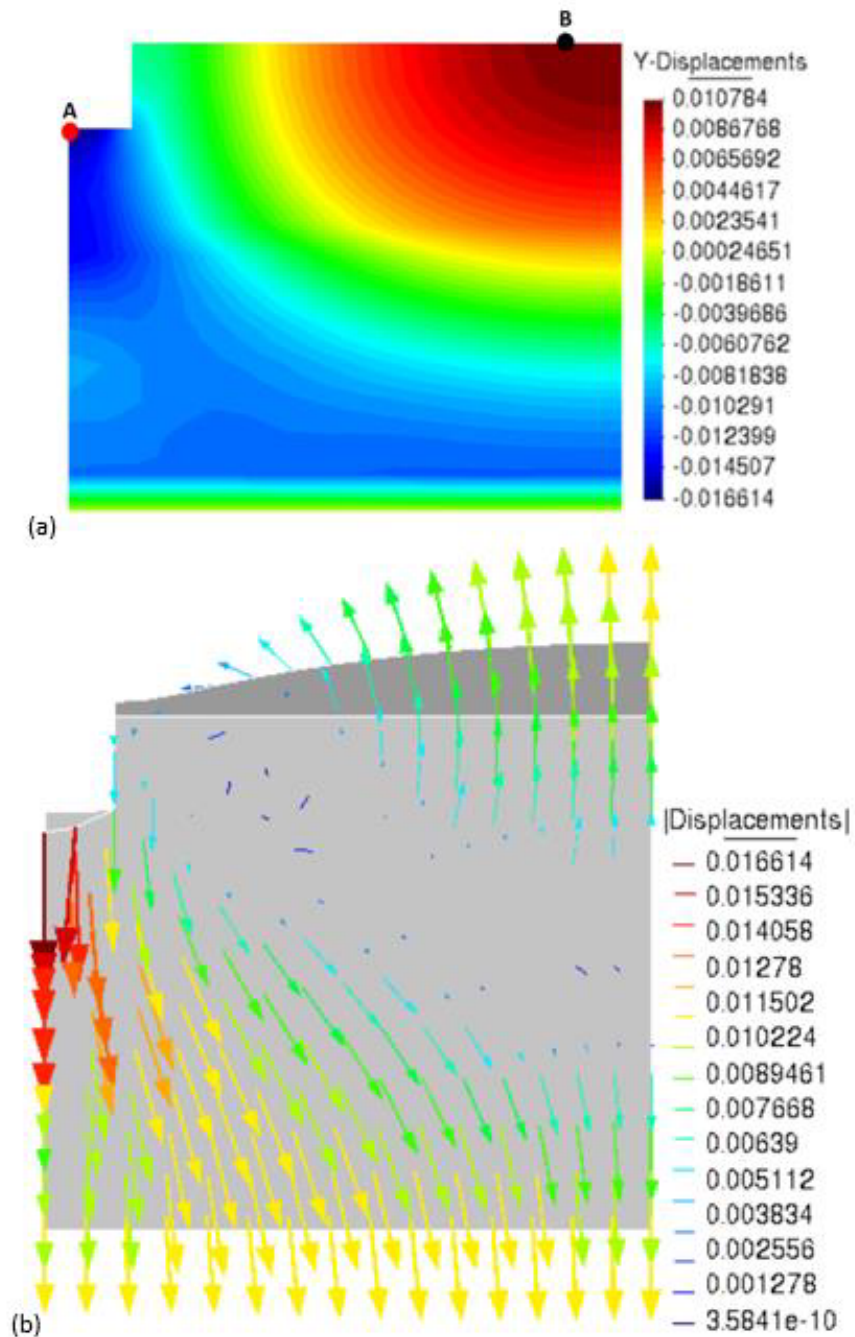


Fonte: elaborada pelo autor.

A análise tensão *versus* deformação realizada no CODE_BRIGHT foi feita em duas etapas. A primeira etapa consistiu na aplicação do carregamento de 30 kPa da sapata

corrida sobre o terreno com o nível do lençol freático na posição final ilustrada na Figura 50, ou seja, a 5 m de profundidade da superfície do terreno após a erosão. A seguir, a Figura 53 mostra a distribuição dos deslocamentos na direção y , deslocamentos verticais (recalques) sofridos pelo maciço de solo na primeira etapa.

Figura 53. Resultados de deslocamentos verticais da etapa 1. 53(a) Escala de cores de deslocamentos. 53(b) Vetores de deslocamento.



Fonte: elaborada pelo autor.

É possível verificar a partir da legenda da Figura 53 que após a aplicação do carregamento de 30 kPa da sapata corrida que houve um recalque de 16,6 mm no ponto

A. Percebe-se ainda uma expansão, ou levantamento do solo, na região superficial do solo (deslocamentos verticais positivos), ponto B devido a aplicação do BBM e um comportamento acoplado.

Esse comportamento do solo é típico do acionamento das tensões que ocorre em fundações superficiais. Tende a formar deslocamentos verticais na zona abaixo da cota de assentamento da sapata e elevação nas laterais.

6.3 – Modelagem do problema sujeito a ascensão do lençol freático

A segunda etapa da análise, representada pela ascensão de 1,5 m do nível do lençol freático, com o carregamento de 30 kPa da sapata corrida mantido constante é ilustrado pela Figura 54.

A análise da Figura 54 mostra que houve uma expansão do solo localizado abaixo da sapata. Isso pode ser comprovado pela diminuição do deslocamento vertical do ponto abaixo da sapata para 11,2 mm, menor do que o recalque ocorrido na primeira etapa de 16,6 mm.

Aqui, por tratar-se de um solo não saturado, o BBM prevê uma expansão devido à redução de sucção que ocorre, provavelmente, na região elástica, contida na superfície de escoamento LC (*Load Colapse*). Percebe-se ainda que o levantamento do solo nas imediações da superfície da sapata aumenta, chegando a valores de 32,2 mm.

As variações de sucção entre as etapas 1 e 2 podem ser vistas através da Figura 55. Nota-se que devido à elevação do lençol freático as poropressões positivas, no fundo do maciço de solo passaram de 62,2 kPa (ponto D) para 67,5 kPa (ponto E). Na parte superior do terreno a sucção foi de -50,0 kPa (ponto F) para -41,9 kPa (ponto G).

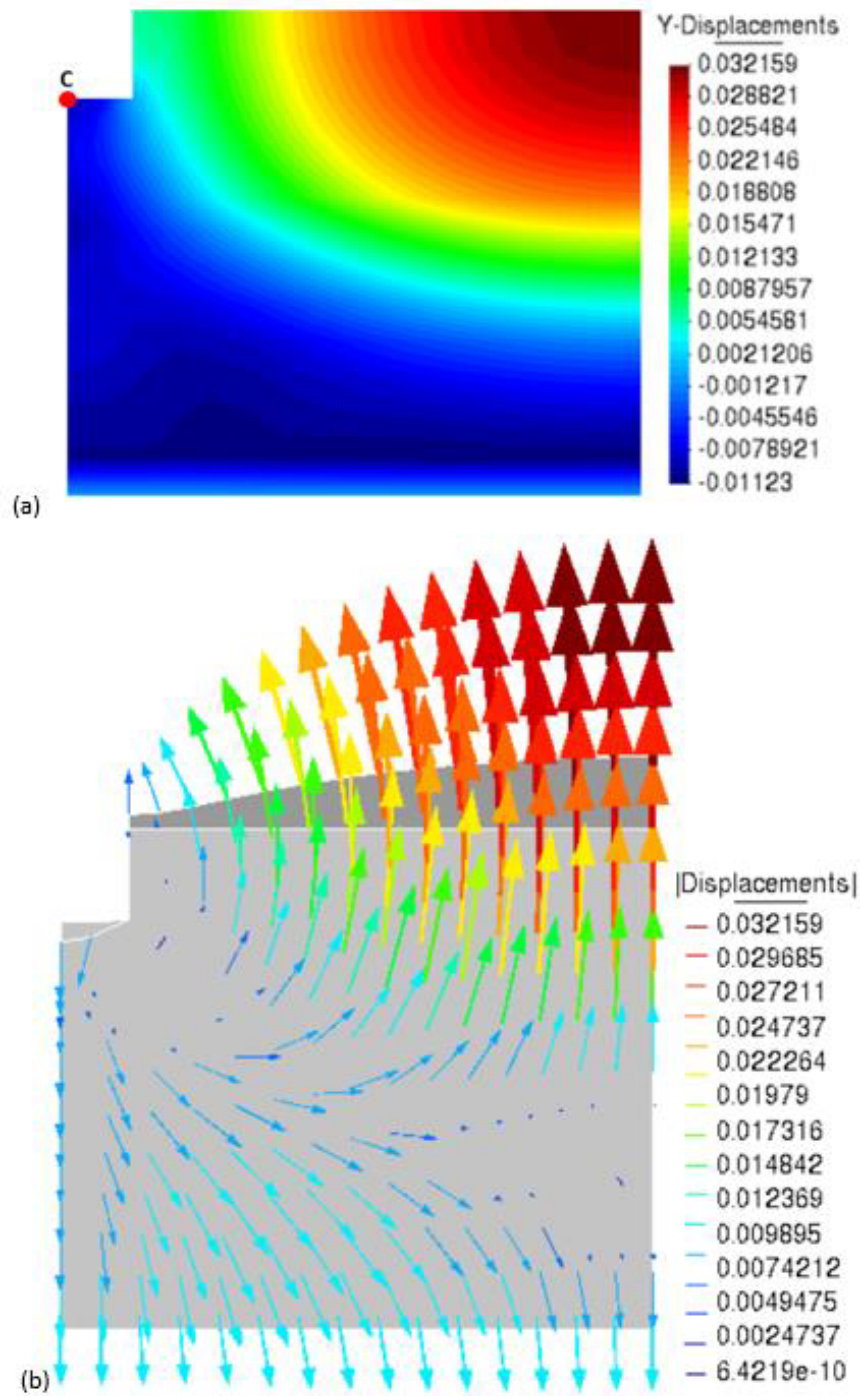
A evolução do recalque na região abaixo da sapata corrida com a variação de sucção devido ao levantamento do nível do lençol freático de 1,5 m pode ser vista na Figura 56 (Ponto C da Figura 54). É possível perceber um comportamento linear, que pode ser caracterizado pela trajetória de tensões no plano (s, p) e que está dentro da região elástica cuja fronteira é dada pela LC.

6.4 – Variação da sucção devido a infiltração de água na superfície do terreno

Também foi realizado a simulação de diminuição de sucção pela infiltração de água no terreno. Neste caso, a redução da sucção inicia a partir do nível do terreno.

Podendo ser causado por vazamentos de tubulações existentes próximas ao local da obra ou até mesmo pela precipitação pluvial. Isso pode levar a um comportamento tensão *versus* deformação final diferente do caso do item anterior.

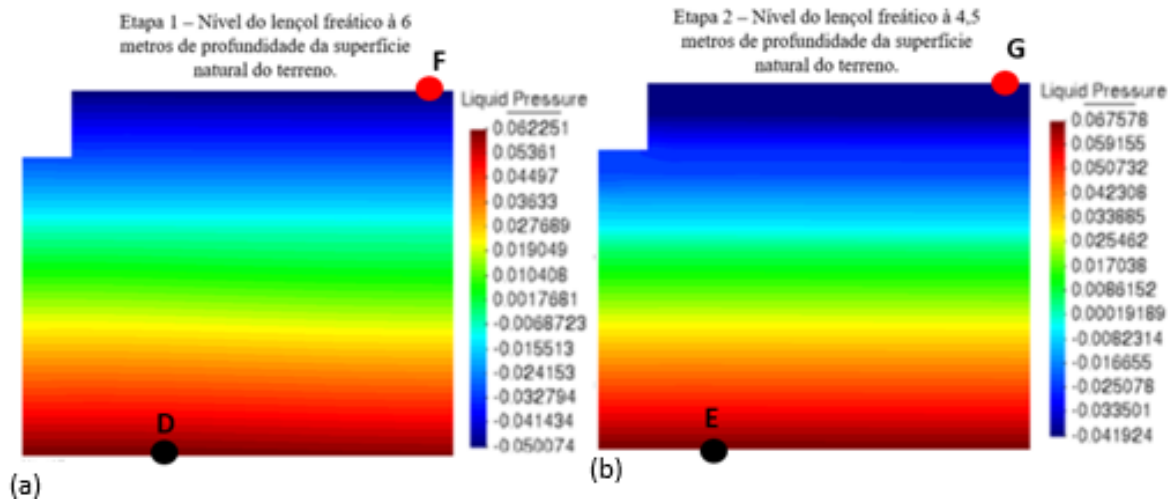
Figura 54. Resultados de deslocamentos verticais da etapa 2. 54(a) Escala de cores de deslocamentos. 54(b) Vetores de deslocamentos.



Fonte: elaborada pelo autor.

Aqui também foram utilizados o BBM e a curva característica de Van Genuchten com seus respectivos parâmetros. O peso específico do solo é igual a 20 kN/m^3 , mas sofre variações devido as mudanças do teor de umidade. A geometria do modelo continua igual à da Figura 52. A situação do terreno natural e da situação de estudo é ilustrada na Figura 57.

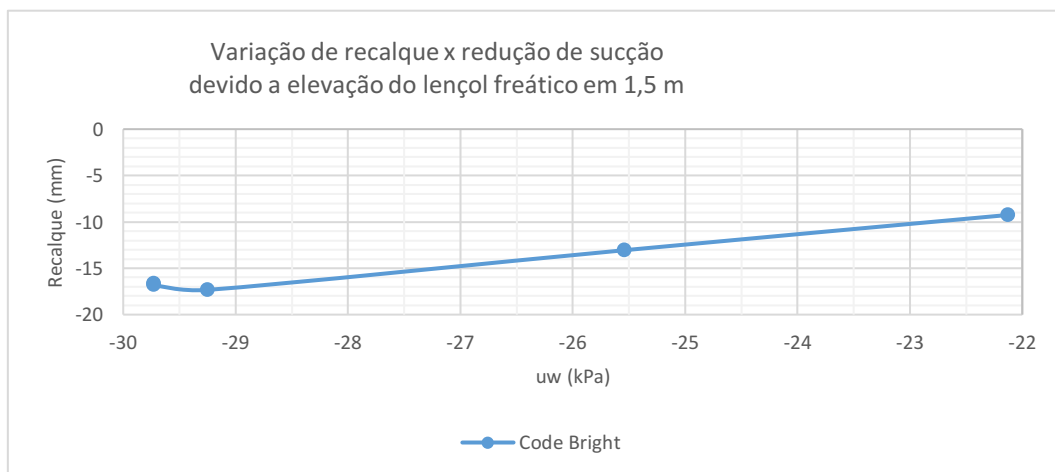
Figura 55. Pressões de água antes e após o levantamento do nível freático. 55(a) Antes. 55(b) Após.



Fonte: elaborada pelo autor.

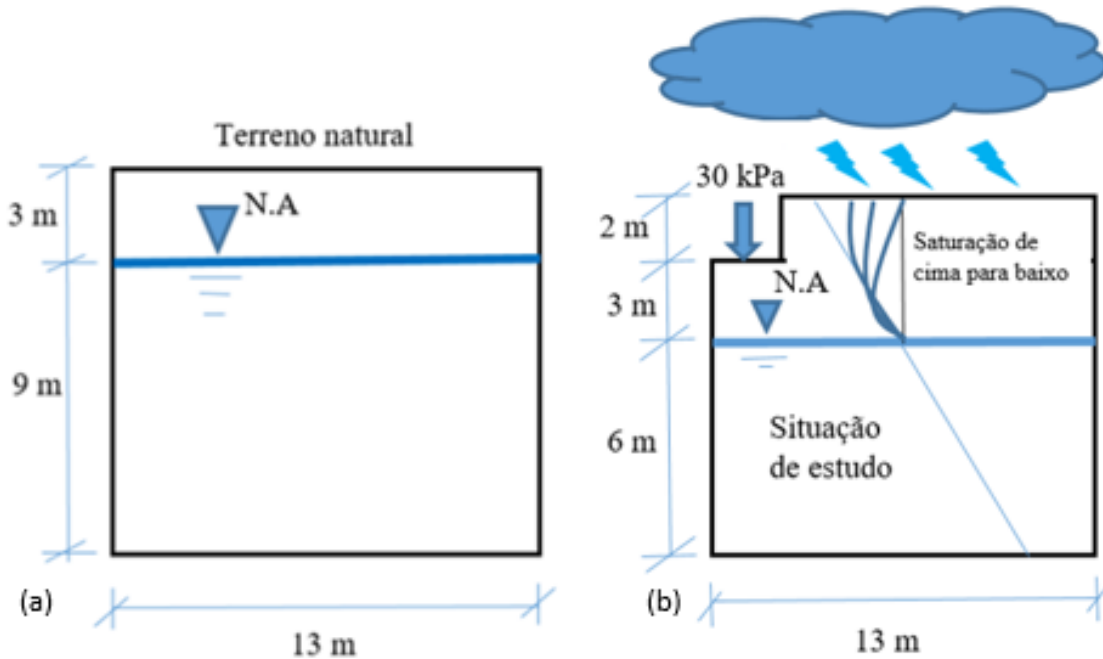
A partir dos valores de sucção pode-se perceber o processo de infiltração de água na superfície do terreno, conforme ilustrado na Figura 58. Antes da infiltração de água a sucção na superfície do terreno estava em torno de 50 kPa (ponto H), logo após a infiltração houve uma redução de sucção para 40 kPa (ponto J).

Figura 56. Evolução dos recalques com a variação das poro pressões no ponto C da Figura 55.



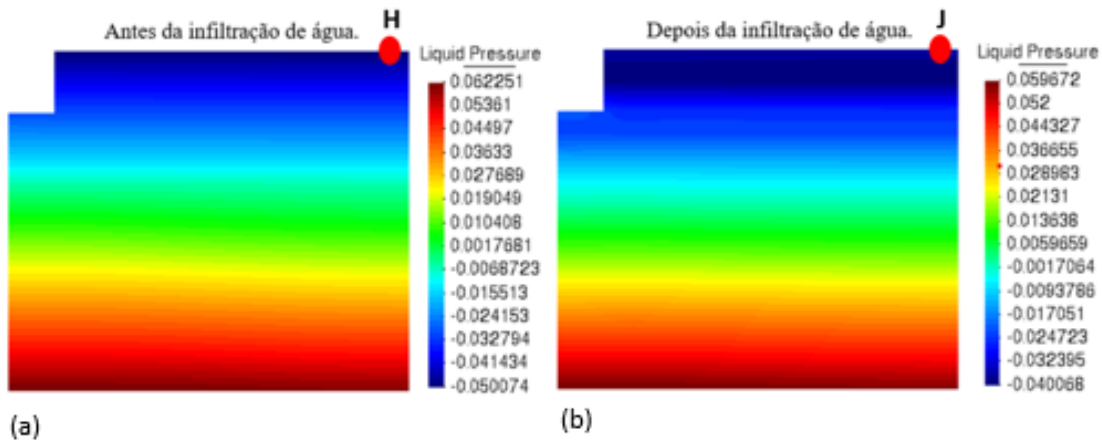
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 57. Modelagem do problema. 57(a) Terreno na condição natural. 57(b) Infiltração de água da chuva.



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 58. Poro pressões antes e após a infiltração de água. 58(a) Antes. 58 (b) Após.



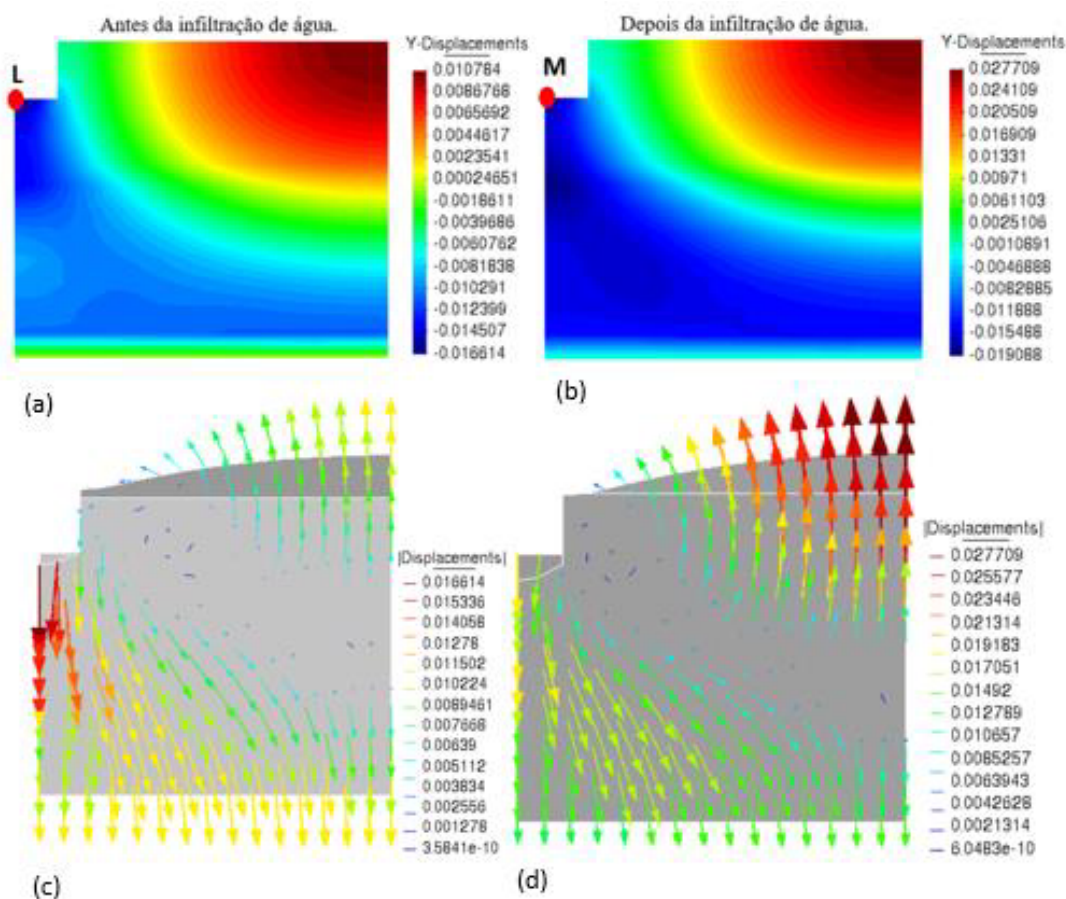
Fonte: elaborada pelo autor.

Devido a variação da sucção o maciço sofre deslocamentos da massa de solo. Aqui serão apresentados os deslocamentos antes e depois da infiltração de água na superfície do terreno (Figura 59).

Na situação que antecede a infiltração de água na superfície do terreno, percebe-se que na região situada abaixo da sapata corrida o deslocamento vertical é de 16,6 mm

(ponto L). Após haver a infiltração de água, esse deslocamento passa a ser 19,0 mm (ponto M). Logo, a infiltração de água acentuou a ocorrência de recalques.

Figura 59. Deslocamentos verticais antes e após a infiltração de água. 59(a) Escala de cores antes da infiltração. 59(b) Escala de cores após a infiltração. 59(c) Vetores de deslocamentos antes da infiltração. 59(d) Vetores de deslocamentos depois da infiltração.

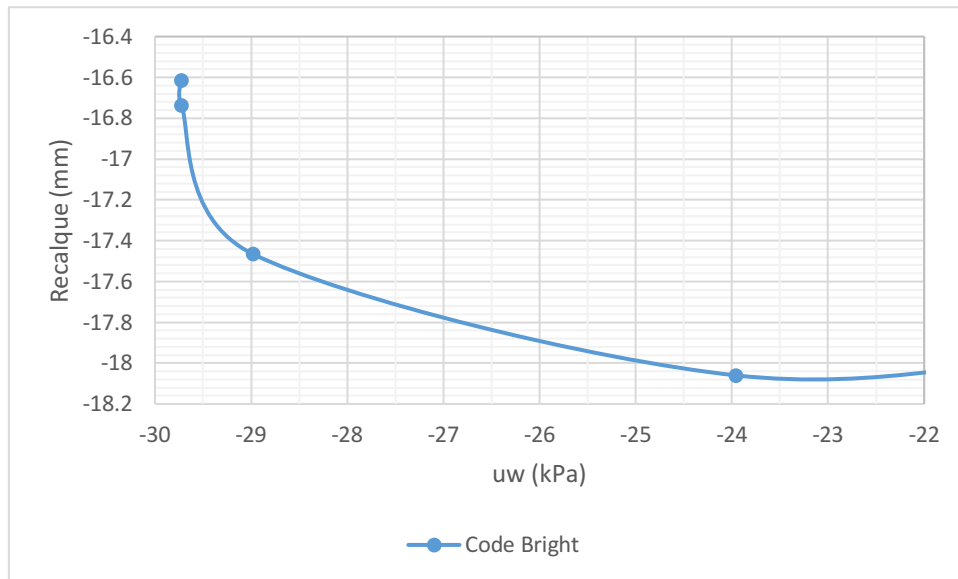


Fonte: elaborada pelo autor.

Pode-se perceber ainda através da legenda que houve uma expansão do solo nas adjacências da superfície do terreno mostrando que o BBM, por apresentar um comportamento acoplado, produz resultados importantes da análise do comportamento do solo (Figura 60).

Um gráfico que reflete a variação de recalque *versus* a infiltração de água de chuva com o nível do lençol freático se mantendo constante pode ser visto na Figura 60 (Pontos L e M da Figura 59). O gráfico mostra como ocorre o aumento do recalque em um ponto situado abaixo da sapata corrida em função do aumento da sucção. Isso pode se dar devido ao aumento do peso específico do solo e devido a trajetória de tensões ultrapassar a LC.

Figura 60. Variação do recalque em função da sucção.



Fonte: elaborada pelo autor.

6.5 – Notas conclusivas

O modelo elastoplástico BBM e a curva de retenção de Van Genuchten descreveram o comportamento do maciço de solo quando submetido a um carregamento e variação de sucção devido à elevação do nível do lençol freático e a ocorrência de precipitação pluviométrica.

A modelagem mostra que há diferenças de resultados em função de como ocorre a molhagem do solo, causando aumento do grau de saturação e modificando as poropressões. Assim, quando o lençol freático se eleva, ocorre predominantemente uma expansão do maciço de solo naquela região, enquanto que quando há infiltração de água na superfície do solo, este entra em colapso devido ao alcance da superfície de plastificação LC.

Cabe ainda ressaltar que o BBM (Alonso *et al.*, 1990) representou a expansão do solo nas adjacências da superfície do terreno, pois este comportamento é capaz de ser representado pelo modelo supracitado em solos de baixa a moderada expansão.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Devido a sua grande importância para Engenharia Civil os solos não saturados colapsíveis foram objeto de estudo nessa dissertação de mestrado. Dentre eles, foram estudados um solo coesivo e dois solos granulares. Resultados importantes sobre o comportamento tensão *versus* deformação foram obtidos.

Na análise numérica do comportamento acoplado, através do uso de modelo constitutivo elastoplástico BBM e a expressão hidráulica da curva de retenção de Van Genuchten, os ensaios edométricos modelados obtiveram concordância quando comparados aos dados experimentais.

Com a concordância de resultados de ensaios edométricos quando comparados aos resultados modelados numericamente, foi possível validar a abordagem numérica através do Método dos Elementos Finitos. Isso mostrou que o modelo constitutivo foi capaz de representar o comportamento tensão *versus* deformação dos solos estudados. E uma próxima etapa foi então aplicar o modelo aos ensaios de placa realizados por Conciani (1997) e Lopes (2018).

A modelagem de ensaios de placa mostrou que no caso do solo coesivo de Conciani (1997), de Campo Novo do Parecis, os resultados foram concordantes, de modo que o resultado do modelo se aproximou bastante dos resultados experimentais.

Todavia, no caso do solo granular de Fortaleza de Lopes (2018), os resultados mostraram que o modelo não foi capaz de prever o comportamento obtido no ensaio de campo. Os resultados só foram concordantes quando foi definida uma tensão de plastificação para o solo na condição saturada capaz de representar o trecho praticamente linear dos resultados experimentais do ensaio de placa obtidos por Lopes (2018).

O ensaio de placa de Conciani (1997) validou a análise numérica através do Método dos Elementos Finitos realizada no CODE_BRIGHT (OLIVELLA *et al.* 1996, OLIVELLA *et al.* 2021a, OLIVELLA *et al.* 2021b). Logo, uma primeira conclusão importante obtida nesse estudo é que o *Bracelona Basic Model* de Alonso *et al.* (1990) e a curva de retenção de Van Genuchten (1980) são apropriados na análise de solos não saturados colapsíveis.

Outra conclusão é que no caso de uma solo não saturado não colapsível, como é o caso do solos granular de Fortaleza, ensaiado por Lopes (2018), não é indicado o uso

do modelo constitutivo BBM para descrever o seu comportamento tensão *versus* deformação. Isto ocorreu porque no ensaio de placa realizado por Lopes (2018), o trecho considerado elástico linear possui uma tensão de plastificação maior do que a obtida na obtenção dos parâmetros do BBM a partir do ensaio edométrico duplo realizado por essa autora.

A hipótese inicial de que o colapso do solo ocorre quando este é inundado foi bem representada nos ensaios edométricos de Futai (1997) e de placa de Conciani (1997). Desta forma essa metodologia se torna uma ferramenta adequada para o caso de solos não saturados colapsíveis, pois consegue descrever a deformação volumétrica brusca quando ocorre a inundação do solo em um determinado nível de tensão aplicado.

Outro resultado importante analisado neste estudo foi a expansão de solos não saturados colapsíveis quando submetidos a condições de levantamento de lençol freático e infiltração devido a precipitações pluviométricas em fundação corrida superficial.

Os resultados mostraram que ocorre expansão do solo e que o modelo utilizado consegue descrever esse tipo de comportamento. No entanto, conforme os autores e estudos realizados, somente para solos pouco a medianamente expansivos.

Sugestões para pesquisas futuras:

- Simulação do fluxo de água no solo em ensaios de placa através de equações que descrevem esse fluxo no CODE_BRIGTH, uma vez que no presente estudo a condição de fluxo foi determinada através de condições de contorno.
- Aplicação de análise numérica do CODE_BRIGTH a uma fundação em sapata simulada em três dimensões, o que requer uma maior complexidade do problema devido a distribuição de tensões e deformações, mas que pode ser analisada por Elementos Finitos.
- A aplicação de sapatas isoladas traz um grande benefício ao comportamento desse tipo de fundação que é bastante utilizada em regiões tropicais onde o solo apresenta boas condições em relação aos parâmetros geotécnicos, mas que pode vir a entrar em colapso devido a inundação do terreno, sendo importante prever esse comportamento para evitar o colapso ou patologias nas edificações.

- Uma última sugestão é a aplicação da variação de temperatura juntamente com o modelo hidromecânico de modo a simular uma situação em condições mais próximas possíveis de campo, uma vez que se sabe que em regiões tropicais há uma variação de temperatura durante o dia e a noite, que poderá vir causar variações no estado de tensões no solo.

REFERÊNCIAS

ABED, A. A.; SOLOWSKI, W. T. A study on how to couple termo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated soils: Physical equations, numerical implementation and examples. **Computers na Geotechnics**, 92, 132-155. 2017.

ABREU, A. A. **Análise com acoplamento hidromecânico da Barragem Cipoada (CE) considerando a influência de zonas não saturadas no comportamento do maciço compactado**. 2021. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2021.

ALBUQUERQUE, P. J.; GARCIA, J. R. **Engenharia de Fundações**. LTC, São Paulo, 2020.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. **Geotechnique**, 40, No. 3, 405-430. 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6489**: Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

BISHOP, A. W.; BLIGHT, G. E. 1963. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils.

BORJA, R. I. Cam-Clay plasticity. Part V: A mathematical framework for three-phase deformation and strain localization analyses of partially saturated porous media. **Computer methods in applied mechanics and engineering**, 193, 5301-5338. 2004.

BROOKS, R.H. & COREY, A.T. Hydraulic properties of porous media. **Colorado State University Hydrology Paper**, (3): 8-37. 1964.

CLAYTON, C. R. I.; STEINHAGEN, H. M.; POWRIE, W. Terzaghi's theory of consolidation, and the Discovery of effective stress. **Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng**, 125. 1997.

CONCIANI, W.; BURGOS, P. C.; BEZERRA, R. L. Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. *In*: CARVALHO, J. C.; GITIRANA JUNIOR, G. F. N.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; SILVA FILHO, F. C. (org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo, SP: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015. p. 21-37.

CONCIANI, W. **Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada**. 1997. Tese (Doutorado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

COSTA, L. M.; PONTES, I. D. S.; GUIMARÃES, L. J. N.; FERREIRA, S. R. M. Numerical modelling of hydro-mechanical behaviour of collapsible soils. **Communications in numerical methods in engineering**, 24, 1839-1852. 2007.

COSTA, LÍCIA MOUTA da. **Análise Hidro-Mecânica de Solos Não Saturados com Aplicação a Barragem de Terra**. 2000. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.

D'ONZA, F.; WHEELER, S. J.; GALLIPOLI, D.; BUCIO, M. B.; HOFMANN, M.; LLORET-CABOT, M.; LLORET MORANCHO, A.; MANCUSO, C.; PEREIRA, J. M.;

- MORALES, E. R.; SÁNCHEZ, M.; SOLWSKI, W.; TARANTINO, A.; TOLL, D. G.; VASSALLO, R. 2015. Benchmarking selection of parameter values for the Barcelona Basic Model. **Engineering Geology**, 196, 99-118.
- DAI, S.; SANTAMARINA, J. C. Water retention curve for hydrate-bearing sediments. **Geophysical Research Letters**, 40, 5637-5641. 2013.
- EYUPGILLER, M. M.; KENANOGLU, M. B.; ULKER, M. B. C.; TOKER, N. K. A constitutive model for hydromechanically coupled behavior of unsaturated soils with hydraulic hysteresis. **MATEC Web of Conferences**, 337. 2021.
- FERREIRA, T. J. **Análise numérica de sólidos axissimétricos via MEF: aplicação em elementos de concreto, de aço e mistos de aço e concreto**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2017.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Theoretical context for understanding unsaturated residual soil behaviour. Proc. 1st Int. Conf. **On Geomech. in Tropical, Lateritic and Saprolitic Soils**, Brasilia, 1, 295-306. 1985.
- FREDLUND, D.G. & XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 31(3): 521-532. 1994.
- FREITAS, M. L. R. A. **Comportamento geomecânico de um solo colapsível de Petrolina-PE avaliado por meio de ensaios de campo e de laboratório**. 2017. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.
- FUTAI, M. M. **Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis**. 1997. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.
- FUTAI, M. M. **Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não-saturados: aplicação a um caso de voçorocamento**. 2002. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.
- FUTAI, M. M.; SILVA FILHO, F. C. Modelos constitutivos aplicados aos solos não saturados. *In*: Carvalho, J. C.; Gitirana Junior, G. F. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C. (org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo, SP: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015. p. 499-527.
- GALLIPOLI, D.; D'ONZA, F.; WHEELER, S. J. A sequential method for selecting parameter values in the Barcelona Basic Model. **Canadian Geotechnics**, 47, 1175-1186. 2010.
- GARDNER, W.R. Representation of soil aggregate size distribution by a logarithmic-normal distribution. **Soil Science Society of America Proceedings**, 20: 151-153. 1956.
- GENS, A. 1995. Constitutive Laws. Modern Issues in Non-Saturated Soils.
- GITIRANA JUNIOR, G. F. N.; MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A. Instrumentação de laboratório e campo e a medição da curva de retenção. *In*: CARVALHO, J. C.; GITIRANA JUNIOR, G. F. N.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; SILVA FILHO, F. C. (org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo, SP:

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015. p. 231-254.

HU, R.; CHEN, Y.; LIU, H.; ZHOU, C. A coupled two-phase fluid flow and elastoplastic deformation model for unsaturated soils: theory, implementation, and application. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 40, 1023-1058. 2016.

JOMMI, C. 2000. Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*.

LE, T. M. H.; GALLIPOLI, D.; SANCHEZ, M.; WHEELER, S. Characteristics of failure mass and safety factor during rainfall of an unsaturated slope. **E3S Web of Conferences**, 9. 2016.

LEONG, E. C. Stress State Variables for Unsaturated Soils – Consensus and Controversy. **Indian Geotechnical Conference, IGC2016**. 2016.

LOPES, E. F. **Estudo experimental e numérico do recalque de fundações superficiais em solo não saturado em diferentes perfis de sucção**. 2018. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2018.

MACHADO, S. L.; VILAR, O. M. Modelagem das Deformações Induzidas por Variações de Sucção em um Solo Compactado. **Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Rio de Janeiro – RJ, 301 – 310. 1997.

MAHMOOD, M. S.; ABRAHIM, M. J. A review of collapsible soils behavior and prediction. **Materials Science and Engineering**, 1094. 2021.

MASWOSWE, J. **Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting**. 1985. PhD thesis, Imperial College, London, 1985.

MCCARTNEY, J. S.; BEHBEHANI, F. Hydromechanical behavior of unsaturated soils: Interpretation of compression curves in terms of effective stress. **Soils and Rocks**. 2021.

MOU, C. H.; CHU, T. Y. Soil-Suction Approach for Evaluation of Swelling Potential. **Transportation Research Record**, 790. 1970.

NESNAS, K. **A Finite Element Implementation of a Critical State Model for Unsaturated Soils to Simulate Drained Conditions**. 1995. Tese – Sheffield University, Sheffield, 1995.

NUTH, M.; LALOUI, L. Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and validation of a unified framework. **International Journal of Numerical Analysis Methods in Geomechanics**, 32: 771-801. 2007.

OLIVELLA, S.; GENS, A.; CARRERA, J.; ALONSO, E. E. Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. **Eng Comput**, 13, No. 7, 87-112. 1996.

OLIVELLA, S.; VAUNAT, J.; RODRIGUEZ-DONO, A. 2021a. Tutorial Manual CODE_BRIGHT. UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA, BARCELONATECH, DEPARTAMENT OF CIVIL AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING.

OLIVELLA, S.; VAUNAT, J.; RODRIGUEZ-DONO, A. 2021b. User's Guide CODE_BRIGHT. UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA,

BARCELONATECH, DEPARTAMENT OF CIVIL AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING.

QUEVEDO, R.; ROMANEL, C.; ROEHL, D. Numerical modelling of unsaturated soil behavior considering different constitutive models. **MATEC Web of Conferences**, 337. 2021.

RAWAT, A.; LANG, L.; BAILLE, W.; DIEUDONNE, A. Coupled hydro-mechanical analysis of expansive soils: Parametric identification and calibration. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, 12, 620-629. 2020.

RIDLEY, A. M.; BURLAND, J. B. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Geotechnique**, 43(2): 321-324. 1993.

ROSCOE, K. H.; BURLAND J. B. On Generalised Stress-Strain Behaviour of Wet Clay. **Engineering Plasticity**, Cambridge University Press, 535 – 609. 1968.

SADEGHABADI, A.; NOORZAD, A.; ZAD, A. Numerical and experimental modeling of geomechanical behavior of partially saturated soils. **International Journal of Geo-Engineering**, 12-25. 2021.

SHENG, D. Review of fundamental principles in modelling unsaturated soil behaviour. **Computers and Geotechnics**, 38, 757-776. 2011.

SHENG, D.; FREDLUND, D. G.; GENS, A. A new modelling approach for unsaturated soils using independent stress variables. **Canadian Geotechnical Journal**, 45, No 4. 2008.

SHENG, D.; SLOAN, S. W.; GENS, A. A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. **Computational Mechanics**, 33, 453-465. 2004.

SILVA FILHO, F. C. da. **Análise numérica de problemas em solos não saturados: modelagem, implementação e aplicações práticas**. 1998. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SILVA JR., A. C. **Avaliação das flutuações sazonais de umidade e sucção em um perfil de solo tropical**. 2010. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, UFG, Goiânia, GO, 137 p.

SUN, W.; SUN, D. Coupled modelling of hydro-mechanical behaviour of unsaturated compacted expansive soils. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 36, 1002-1022. 2012.

VAN GENUCHTEN, M.T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil. **Soil Science Society of America Journal**, 44(5): 892-898. 1980.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. D. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnique Journal**, 33: 379-392. 1996.

VAUNAT, J.; CASINI, F. A procedure for the direct determination of Bishop's χ parameter from changes in pore size distribution. Technical Note. **Geotechnique**, 67, No 7: 631-636. 2017.

VILAR, O. M. 2021. Fundamentos da Mecânica dos Solos Não Saturados. São Carlos-SP.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. **Canadian Geotechnical Journal**, 48, 226-233. 2011.

XU, Y.; LEUNG, C. F.; YU, J.; CHEN, W. Numerical modelling of hydro-mechanical behaviour of ground settlement due to rising water table in loess. **Natural Hazards**. 2018.