

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE CORTINA DE ESTACAS
EXECUTADA EM SOLO POROSO METAESTÁVEL MEDIANTE
O USO DE UM MODELO CONSTITUTIVO HIPOPLÁSTICO
CONSIDERANDO A RESPOSTA NÃO SATURADA**

JUAN CARLOS RUGE CÁRDENAS

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, PhD

PUBLICAÇÃO GTD - 094/14

BRASÍLIA, MAIO de 2014

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE CORTINA DE ESTACAS
EXECUTADA EM SOLO POROSO METAESTÁVEL MEDIANTE
O USO DE UM MODELO CONSTITUTIVO HIPOPLÁSTICO
CONSIDERANDO A RESPOSTA NÃO SATURADA**

JUAN CARLOS RUGE CÁRDENAS

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, PhD

PUBLICAÇÃO GTD - 094/14

BRASÍLIA, MAIO de 2014

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE CORTINA DE ESTACAS
EXECUTADA EM SOLO POROSO METAESTÁVEL MEDIANTE
O USO DE UM MODELO CONSTITUTIVO HIPOPLÁSTICO
CONSIDERANDO A RESPOSTA NÃO SATURADA**
JUAN CARLOS RUGE CÁRDENAS

Tese de Doutorado submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Grau de Doutor em Geotecnia.

Aprovada por:

Renato Pinto da Cunha, PhD.

UnB/ENC
Orientador

Gregorio Luis Silva Araujo , D.Sc.

UnB/ENC
Examinador interno

Manoel Porfírio Cordão Neto, D.Sc.

UnB/ENC
Examinador interno

Olavo Francisco dos Santos Junior, D.Sc.

UFRN
Examinador externo

Denise Gerscovich, D.Sc.

UERJ
Examinador externo

Brasília, Maio de 2014

FICHA CATALOGRÁFICA

Ruge Cárdenas, Juan Carlos

Análise do comportamento de cortina de estacas executada em solo poroso metaestável mediante o uso de um modelo constitutivo hipoplástico considerando a resposta não saturada xxiv, 192 p., 210 mm x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2014).

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia

Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia,

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|--------------------------|---------------------|
| 1. Estacas justapostas | 2. Argila porosa |
| 3. Resposta não saturada | 4. Hipoplasticidade |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Análise do comportamento de cortina de estacas executada em solo poroso metaestável mediante o uso de um modelo constitutivo hipoplástico considerando a resposta não saturada. Tese de Doutorado, Publicação G.T.D-094/14, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Juan Carlos Ruge Cárdenas.

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Análise do comportamento de cortina de estacas executada em solo poroso metaestável mediante o uso de um modelo constitutivo hipoplástico considerando a resposta não saturada. GRAU: Doutor - ANO: 2014

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado poderá ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Juan Carlos Ruge Cárdenas
Universidade de Brasília, Campus Darcy Ribeiro
Programa de Pós-graduação em Geotecnia
70910-900, Asa Norte, Brasília/DF - Brasil.

Dedicatória

A meus pais e irmãos

JUAN CARLOS RUGE CÁRDENAS

Agradecimentos

*A Deus, por me acompanhar sempre e não me deixar cair nos momentos difíceis do caminho.
Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, por acreditar em mim quando foi aceitado no programa de Doutorado.*

Ao Professor Renato P. da Cunha, que foi como um pai em Brasil desde o primeiro dia, e durante o desenvolvimento da tese nestes quatro anos, seu apoio e orientação foram o eixo principal para poder finalizar com sucesso esta pesquisa, sem ele este não seria realidade.

*A meus pais e irmãos por seu apoio constante e incondicional durante meu tempo fora do país.
A meus amigos e colegas colombianos Juan Fernando, Alejandra, Iván, Catalina, Jorge Andrés, Claudia, Edgar, Juan Pablo, Cristhian, Robinson, Ivonne e Claudia pela sincera amizade que me brindaram em Brasil.*

A meu amigo y colega Esteban por sua ajuda valiosa na etapa de fechamento da pesquisa.

A meus amigos e colegas colombianos Juan Miguel, Aleja, Catalina, Daniella, Jaime, Luis, Hugo, Alfonso, Edgar, Fredy, Ronal e Camilo.

A meus amigos e colegas brasileiros Paulo André, Jannaína Tatto, James e Marcus "Soneca".

Aos Professores Pavel Kuklik e Miroslav Broschak da Czech Technical University em Praga pelo apoio no Doutorado Sanduiche.

Ao Prof. David Masín e Vaçlav Hajek da Charles University em Praga pelo apoio técnico no desenvolvimento dos ensaios não saturados durante o Doutorado Sanduiche.

Ao Prof. Paulo Albuquerque pelo apoio técnico na instrumentação da obra sob estudo.

Ao Prof. Osvaldo Neto pelas revisões das versões em português do documento.

A meus colegas do grupo GPFees, Renato, Alexandre, Marcus, Ary, Osvaldo, Raydel e Francisco À EMBRE, em especial, ao Carlos Medeiros Silva, por acreditar na pesquisa e pelo apoio económico durante o desenvolvimento de instrumentação e monitoramento da obra sob estudo.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico CNPq, CAPES e Colfuturo pelo apoio financeiro em Brasil e Republica Tcheca.

Aos Professores Márcio Muníz de Farias, Manoel Porfírio Cordão Neto, Hernán E.M. Carvajal e Carlos Recarey da UnB.

Ao Prof. Javier Camacho da Universidad Militar Nueva Granada da Colombia por facilitar o software para culminar a pesquisa.

Ao Prof. Arcesio Lizcano por sua exigência no momento preciso da pesquisa durante a estadia na Universidade de Los Andes.

Aos Programas de Engenharia Civil das Universidades Piloto e Católica de Colômbia pelo apoio na ultima etapa de estudos.

JUAN CARLOS RUGE CÁRDENAS

RESUMO

A pesquisa exposta a seguir apresenta um estudo do comportamento de cortinas de estacas justapostas assentes na argila porosa de Brasília, para este fim foi avaliado o comportamento do solo mediante ensaios saturados e não saturados de resistência e deformabilidade, porosimétricos, mineralógicos, de armazenamento de água e estrutura microscópica. A contenção foi instrumentada obtendo dados de deslocamentos e tensões atuantes nos grampos visando ter o comportamento global da estrutura durante o processo executivo, com o objetivo de simular numericamente a resposta não saturada do solo, usando um modelo constitutivo hipoplástico implementado para esta pesquisa e inserido em um programa de elementos finitos (Plaxis 2D) através da opção *User Defined Soil Models (UDSM)*. Os parâmetros do modelo foram calibrados usando *element tests* apoiados em ensaios não saturados desenvolvidos em Charles University (Praga). O modelo computacional usado leva em conta variáveis relacionadas ao interação ambiente-solo, i.e. foram impostas cargas de chuva no modelo para observar a resposta de contenção quando muda a sucção no perfil estratigráfico. Além do caso de análise o modelo constitutivo de referência foi validado considerando outra contenção do DF com similares características.

ABSTRACT

This research presents a analysis of the behaviour of pile curtain walls (non secant) founded in the porous clay of Brasília. The objective was the evaluation of the soil response by means of saturated and unsaturated tests of shear strength, porosimetry, mineralogy, water retention and microscopic structure. The curtain was instrumented to obtain data of the displacements and stresses acting in the anchors, in order to have the global behaviour of the structure during the construction process, allowing the numerical simulation of the unsaturated response of the soil, using a hypoplastic constitutive model implemented for these research and inserted in a FEM program (Plaxis 2D) with the User Defined Soil Models (UDSM)option. The parameters of the model were calibrated using element tests supported in unsaturated lab tests carried out in Charles University (Prague). The computational model used considers variables related to the environmental-soil interaction, i.e. rain loads were imposed in the model to observate the behaviour of the retaining structure where changes in the suction along the stratigraphic profile. Besides of the main studied case, the reference constitutive model was also validated considering another curtain wall in the DF, with similar characteristics for the purpose of evaluate the overall soil conditions.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO DO TEMA	1
1.1.1	APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA E JUSTIFICATIVA	1
1.2	OBJETIVO DA PESQUISA.....	2
1.3	METODOLOGIA	2
1.4	ORGANIZAÇÃO DA TESE	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	ESCAVAÇÕES PROFUNDAS INSTRUMENTADAS.....	6
2.1.1	ESCAVAÇÕES PROFUNDAS INSTRUMENTADAS E SIMULADAS NUMERICAMENTE NO BRASIL.....	7
2.1.1.1	ESTUDO NUMÉRICO DE CONTENÇÕES TIPO ESTACAS JUSTAPOSTAS ASSENTES EM SOLO POROSO (MEDEIROS, 2005).....	7
2.1.1.2	ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE CORTINAS ATIRANTADAS EM SOLOS (PÉREZ, 2003).....	7
2.1.1.3	DEFORMABILIDADE DE ESCAVAÇÕES COM SOLO GRAMPEADO (GERSCOVICH ET AL., 2002).....	8
2.1.1.4	MODELAGEM NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM SOLO GRAMPEADO (LIMA ET AL., 2002A)	8
2.1.1.5	MODELAGEM NUMÉRICA DE ESCAVAÇÕES GRAMPEADAS (LIMA ET AL., 2002B)	8
2.1.1.6	USO DO PROGRAMA FLAC PARA MODELAGEM NUMÉRICA DE ESCAVAÇÕES GRAMPEADAS (SPRINGER ET AL., 2002)	9
2.1.2	ESCAVAÇÕES PROFUNDAS INSTRUMENTADAS NO MUNDO	9
2.1.2.1	ESCAVAÇÃO PROFUNDA EM AREIA DE BERLIM (KOLYMBAS, 2003)	9
2.1.2.2	ESCAVAÇÃO PROFUNDA EM ARGILA EM ROTTERDAM (KOLYMBAS, 2003)	12
2.1.2.3	ESCAVAÇÃO PROFUNDA EM AREIA FINA EM HOCHSTETTEN (VON WOLFFERSDORFF, 1994).....	12
2.1.2.4	ESTIMAÇÃO DE DESLOCAMENTOS LATERAIS EM ESCAVAÇÕES USANDO REDES NEURAIS (GOH ET AL., 1995)	14
2.1.2.5	ANÁLISE DE PRESSÃO NETA EM CORTINA DE ESTACA PRANCHA EM BALANÇO (DAY, 1999)	14
2.1.2.6	<i>Performance</i> DE UMA ESTACA PRANCHA ASSENTE EM TURFA (TAN & PAIKOWSKY, 2008).....	15

2.1.2.7	ESTUDO NUMÉRICO DE PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESPOSTA DE ESTRUTURAS DE RETENÇÃO EM MUROS FLEXÍVEIS (VAZIRI, 1996)....	15
2.1.2.8	ESCAVAÇÕES SUPORTADAS: MÉTODO OBSERVACIONAL E MODELAGEM INVERSA (FINNO & CALVELLO, 2005)	16
2.1.2.9	UMA NOVA ABORDAGEM PARA INTEGRAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS E OBSERVAÇÕES DE CAMPO EM ESCAVAÇÕES PROFUNDAS (YOUSSEF ET AL., 2006)	17
2.1.2.10	ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PRESSÕES DE TERRA EM MUROS DE RETENÇÃO RÍGIDOS SOB MODO DE TRANSLAÇÃO (KHOSRAVI ET AL., 2013).....	18
2.1.2.11	DEFORMAÇÕES NO SOLO E INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UMA ESCAVAÇÃO MULTI-ESCORADA EM ARGILAS MOLES DE SHANGHAI (NG ET AL., 2012)	19
2.1.2.12	ANÁLISE DE CORTINAS EM ESTACA PRANCHA COM ARTICULAÇÕES PLÁSTICAS (BOURNE-WEBB ET AL., 2011).....	20
2.1.2.13	ANÁLISE NUMÉRICO 3D DE ESCAVAÇÕES PROFUNDAS COM MUROS TRANSVERSAIS (PIO-GO ET AL., 2013)	21
2.1.2.14	COEFICIENTES DE PRESSÃO LATERAL DE TERRAS PARA CORTINAS EN ESTACAS PRANCHAS ANCORADAS (OMER-BILGIN, 2012).....	22
2.2	CORTINAS DE ESTACAS JUSTAPOSTAS EM SOLO GRAMPEADO	23
2.2.1	PROCESSO EXECUTIVO.....	25
2.2.1.1	ATRITO SOLO-GRAMPO	26
2.2.1.2	ENSAIO DE ARRANCAMENTO EN GRAMPOS	27
2.2.2	MÉTODOS TRADICIONAIS PARA PROJETO DE CORTINAS EM SOLO GRAMPEADO	27
2.2.3	MÉTODOS NUMÉRICOS PARA PROJETO DE CORTINAS EM SOLO GRAMPEADO	29
2.2.3.1	ASPECTOS QUE INFLUENCIAM AS MODELAGENS NUMÉRICAS.....	29
2.3	INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA EM ESCAVAÇÕES	34
2.3.1	MONITORAMENTO DE DEFORMAÇÕES	35
2.3.1.1	INCLINÔMETRIA	35
2.3.1.2	EXTENSÔMETROS (<i>strain gauges</i>)	36
2.3.1.3	MÉTODOS TOPOGRÁFICOS	37
2.4	EMBASAMENTO TEÓRICO	39
2.4.1	SOLOS NÃO SATURADOS	39
2.4.1.1	CONCEITO DE TENSÕES EFETIVAS PARA SOLOS NÃO SATURADOS	39
2.4.2	MODELOS CONSTITUTIVOS PARA RESPOSTA MECÂNICA DE SOLOS NÃO SATURADOS.....	45
2.4.3	MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA	47
2.4.3.1	MODELO HIPOPLÁSTICO PARA RESPOSTA MECÂNICA DE SOLOS NÃO SATURADOS.....	50
2.4.3.2	MODELO PARA SUÇÃO CONSTANTE	51
2.4.3.3	INCORPORAÇÃO POR MOLHAGEM PARA ESTADOS NORMALMENTE ADENSADOS	52
2.4.3.4	MODELO PARA QUALQUER ESTADO DE SOBREADENSAMENTO.....	53
2.4.3.5	PARÂMETROS DO MODELO	54

2.5	RESUMO E PONTOS-CHAVE DO CAPÍTULO	55
3	MATERIAIS E MÉTODOS: CASO EM ANÁLISE.....	57
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS DA OBRA	57
3.2	CARACTERÍSTICA GEOTÉCNICAS E GEOLÓGICAS	58
3.2.1	CARACTERIZAÇÃO BÁSICA DO MATERIAL.....	61
3.2.2	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA DO MATERIAL	63
3.2.3	ANÁLISE MICROESTRUTURAL DO MATERIAL	66
3.3	RESULTADOS DE INSTRUMENTAÇÃO	71
3.3.1	MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÕES MEDIANTE INCLINÔMETRO	75
3.3.2	MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÕES MEDIANTE TOPOGRAFIA.....	79
3.3.3	MEDIÇÃO DE TENSÕES MEDIANTE <i>strain gauges</i>	79
4	COMPORTAMENTO MECÂNICO E DE RETENÇÃO DE AGUA DO MATERIAL	80
4.1	COMPORTAMENTO MECÂNICO	80
4.1.1	COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA EM CONDIÇÕES SATURADAS E NÃO SATURADAS	80
4.1.2	COMPRESSÃO TRIAXIAL DRENADA EM CONDIÇÕES SATURADAS E NÃO SATURADAS.....	81
4.1.3	CISALHAMENTO DIREITO EM CONDIÇÕES SATURADAS	83
4.1.4	COMPRESSÃO TRIAXIAL NÃO DRENADA.....	84
4.1.5	COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA EM CONDIÇÕES SATURADAS E DE UMIDADE NATURAL.....	85
4.2	RETENÇÃO DE ÁGUA DO MATERIAL	85
4.3	RESUMO E PONTOS-CHAVE DO CAPÍTULO	90
5	CALIBRAÇÃO DO MODELO CONSTITUTIVO	91
5.1	OBTENÇÃO DE PARÂMETROS.....	91
5.1.1	CALIBRAÇÃO DE N , λ e κ	91
5.1.2	CALIBRAÇÃO DE r	92
5.1.3	CALIBRAÇÃO DE φ_c	92
5.1.4	CALIBRAÇÃO DE m , l e n	93
5.1.5	CALIBRAÇÃO DE S_e	95
5.1.6	TRAJETÓRIAS DE EXTENSÃO EM <i>element tests</i>	98
5.2	RESUMO E PONTOS-CHAVE DO CAPÍTULO	99
6	MODELAGEM NUMÉRICA	100
6.1	IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA EM PLAXIS 2D V.10	100
6.1.1	MODELO COMPUTACIONAL.....	100
6.1.2	GEOMETRIA DO MODELO	101

6.1.3	MODELO CONSTITUTIVO	106
6.2	RESUMO E PONTOS-CHAVE DO CAPÍTULO	107
7	ANÁLISE, RESULTADOS E DISCUSSÃO	109
7.1	ANÁLISE NUMÉRICA DE CASO EM ESTUDO	109
7.1.1	ANÁLISE TEMPORAL	109
7.1.2	COMPARAÇÃO DADOS MEDIDOS E PREVISTOS	115
7.1.2.1	DESLOCAMENTOS NA CORTINA	116
7.1.2.2	TENSÕES NOS GRAMPOS	120
7.1.2.3	SIMULAÇÃO DE OUTRAS VARIÁVEIS IMPORTANTES NO PROBLEMA	124
7.2	IMPLICAÇÕES GERAIS RESPEITO A PROJETO ENVOLVENDO SUCCÃO	125
7.2.1	ANÁLISE ϕ - <i>c reduction</i>	130
7.3	CASO DE VALIDAÇÃO	135
7.3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	135
7.3.2	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	136
7.3.3	RESULTADOS DE INSTRUMENTAÇÃO	136
7.3.3.1	DESLOCAMENTOS MEDIDOS MEDIANTE INCLINÔMETRIA	136
7.3.4	ANÁLISE NUMÉRICA NO CASO DE VALIDAÇÃO	139
7.3.4.1	DESLOCAMENTOS PREVISTOS NA CORTINA	142
7.4	RESUMO E PONTOS-CHAVE DO CAPÍTULO	144
8	SUMÁRIO E CONCLUSÕES	145
8.1	LIMITAÇÕES DA PESQUISA	148
8.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	148
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	150
	ANEXOS.....	157
I	APÊNDICE A: FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DO MODELO CONSTI- TUTIVO DE REFERÊNCIA	158
II	APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA	160

III APÊNDICE C: DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA ESTAÇÃO BRASÍLIA (BDMEP - INMET) - CASO DE ANÁLISE	177
IV APÊNDICE D: DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA ESTAÇÃO BRASÍLIA (BDMEP - INMET) - CASO DE VALIDAÇÃO	180
V APÊNDICE E: PROGRAMAÇÃO DE ENSAIOS, INSTRUMENTAÇÃO E ATIVIDADES DESENVOLVIDAS DURANTE A PESQUISA	184
VI APÊNDICE F: SONDAGENS CASO DE VALIDAÇÃO	185

LISTA DE FIGURAS

1.1	Metodologia da pesquisa	3
2.1	Estrutura de contenção tipo estaca justaposta (Medeiros, 2005)	7
2.2	Influência do comprimento do grampo (L) nos deslocamentos horizontais (Gersovich et al., 2002)	8
2.3	Magnitude das forças axiais máximas desenvolvidas nos grampos em função da profundidade de escavação Lima et al. (2002a)	9
2.4	Perfil de deslocamentos horizontais na vertical Lima et al. (2002b)	10
2.5	Geometria e parâmetros adotados nas análises Springer et al. (2002)	10
2.6	Geometria escavação profunda em areia de Berlin (Kolymbas, 2003)	11
2.7	Dispersões na previsão do recalque na superfície (Kolymbas, 2003)	11
2.8	valores previstos (faixa entre linhas cheias) e medidas (tracejada) para a escavação em argila perto Rotterdam (Kolymbas, 2003)	12
2.9	Configuração do ensaio a escala real de uma escavação em areia fina (von Wolffersdorff, 1994)	13
2.10	Dispersão entre previsões e medições do ensaio a escala real (von Wolffersdorff, 1994)	13
2.11	Distribuição de pressão neta	15
2.12	Comparação entre valores medidos e previstos na estaca prancha	16
2.13	Deflexões medidas e previstas em varias etapas de escavação	17
2.14	Deslocamentos medidos e previstos: parâmetros otimizados baseados nas observações de etapa 1	18
2.15	Deslocamentos laterais e recalques depois de 12 fases de treinamento de <i>selfSim</i>	19
2.16	Perfis da distribuição de pressão lateral de terras com movimento do muro	20
2.17	Envoltória de pressão de terras aparente para escavações em Shanghai	21
2.18	Comparação de dados de ensaios em centrifuga e analise por FEM para a estaca prancha sob estudo	22
2.19	Comparação das deflexões laterais da observação em campo e dos analises específicos do caso	23
2.20	Trajetórias em elementos do solo na escavação durante diferentes sequências de construção, modificado de Gaba et al. (2003)	25
2.21	Etapas do processo construtivo: escavação, perfuração, instalação e aplicação do concreto projetado	26
2.22	Método de Engels: (a)distribuição de pressões de terra neta; (b)distribuição de pressões de terra ativa devido ao solo retido	28
2.23	Influência do cálculo de deformações em uma simulação para um ensaio de prova de carga em placa (Kolymbas, 2003)	30
2.24	Processo de carga e descarga no espaço q vs ϵ em Chiba, Japão (Tatsuoka et al., 1994)	31
2.25	Calibração do parâmetro r do modelo básico de Masín (Masín & Herle, 2005)	32

2.26	Malha deformada com refinamento perto da fundação superficial (Kolymbas, 2003)	33
2.27	Sistema de inclinômetria (Dunnicliff, 1988)	35
2.28	<i>Strain gauge</i> e Disposição de circuito em ponte completa	37
2.29	Calibração de extensômetro	37
2.30	Pinos de monitoramento em uma contenção típica	38
2.31	Etapas de condições não saturadas e fenômenos físicos relacionados, modificado de Cho & Santamarina (2001)	42
2.32	Direção da taxa de deformações por molhagem à tensão efetiva constante (Masín & Herle, 2005)	53
2.33	Definição de parâmetros N, λ^*, κ^* e quantidades p_{cr} e p_n^*	55
2.34	(a) calibração dos parâmetros N, λ^*, n, l mediante um ensaio de compressão isotrópica com sucção constante de 0 e 147kPa; (b) calibração de κ^* usando um ensaio de compressão isotrópica com $s = 147kPa$ (Sun et al., 2004)	55
2.35	(c) calibração de m usando um ensaio com tensão neta constante; (d) calibração de r usando um ensaio de cisalhamento com tensão constante neta media $s = 0e147kPa$ (Sun et al., 2004)	56
3.1	Local da obra sob estudo no SHN (imagem de satélite)	58
3.2	Local da obra sob estudo no SHN (<i>google maps</i>)	59
3.3	Perfil típico do SPT na SP-1 (Fig.3.4) no sitio sob estudo	60
3.4	Vista em planta da obra instrumentada	62
3.5	Seção típica de instrumentação da contenção sob estudo	63
3.6	Foto panorâmica da seção instrumentada	64
3.7	Granulometria de diferentes amostras a 9,6 e 3m de profundidade	64
3.8	Resultado de ensaio porosimétrico em amostra a 9 m de profundidade	65
3.9	Difratograma da amostra (9 m) do solo eixo $x \theta(^{\circ})$ vs eixo e Intensidade(contagens)	66
3.10	Difratometria realizada ao longo do perfil (Silva, 2011)	67
3.11	Imagens obtidas no SEM para x100 aumentos para amostras a 3 m de profundidade	67
3.12	Imagens obtidas no SEM para x5000 aumentos para amostras a 3 m de profundidade	68
3.13	Imagens obtidas no SEM para x15000 aumentos	68
3.14	Imagens obtidas no SEM para x30000 aumentos	69
3.15	Imagens obtidas do análise por EDX no SEM para x5000 aumentos	69
3.16	Dispersividade em uma amostra de argila porosa de 3 m de profundidade	71
3.17	Processo do ensaio <i>Pinhole</i> para uma amostra a 3 m de profundidade	72
3.18	Linha do tempo da execução e monitoramento da obra	73
3.19	Vista do panel frontal da seção instrumentada e resultados do inclinômetro	74
3.20	Seção típica de instrumentação da contenção sob estudo	75
3.21	Foto de seção instrumentada para a primeira escavação	76
3.22	Foto de instalação da primeira linha do grampos	76
3.23	Situação real depois da segunda escavação	77
3.24	Grampo instrumentado na obra sob análise	77
3.25	Paralelo entre a linha do tempo do processo executivo da contenção e os deslocamentos em vigas de travamento monitorados mediante inclinometria	78
3.26	Instalação do <i>strain gauge</i> no grampo	79
4.1	Ensaio oedométrico a 9 e 6 m de profundidade e comportamento típico de argilas com estrutura estável e metaestável (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)	81
4.2	Ensaio de compressão oedométrica a 9 m de profundidade (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)	82

4.3	Equipamento para compressão triaxial em Charles University	82
4.4	Resultado de ensaios triaxiais em condição saturada para amostras a 9 m de profundidade (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)	83
4.5	Resultado de ensaios triaxiais em condição não saturada (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)	83
4.6	Resultado de ensaios de compressão isotrópica 9 m de profundidade (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)	84
4.7	Resultado de ensaios de cisalhamento direito em condição saturada	84
4.8	Resultado de compressão triaxial não drenada de amostra a 9 m de profundidade	85
4.9	Resultado de ensaios de oedométricos em condição saturada e de umidade natural para amostras a 9 m de profundidade	86
4.10	Curvas características representativas do perfil de solo do campo experimental da UnB	87
4.11	Curvas de retenção de água da argila de Brasília	88
4.12	Curvas teóricas de permeabilidade relativa e saturação	89
4.13	Analogia entre o ensaio porosimétrico e a curva de retenção	90
5.1	Calibração dos parâmetros N , λ e κ (esq.) e a SBS para vários valores de κ (dir.) (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)	92
5.2	Estudo paramétrico para calibrar o parâmetro r de um ensaio triaxial	93
5.3	Regressão linear para a obtenção do valor do ângulo do estado crítico φ_c	93
5.4	Influência do parâmetro m no valor da sucção do fator de picnotropia f_u	94
5.5	Resultados e previsão de ensaios de molhagem plotados no espaço s vs Ev	95
5.6	Ensaio de compressão isotrópica para calibração de m , n e l (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)	95
5.7	Envoltórias de falha para os ensaios saturados e não saturados	96
5.8	Não linearidade na envoltória de falha no espaço τ vs. $u_a - u_w$	97
5.9	<i>Element tests</i> de extensão usando modelo constitutivo hipoplástico: a.Drenado $\sigma_3 = 120kN/m^2$; b.Drenado $\sigma_3 = 200kN/m^2$; c.Drenado $\sigma_3 = 400kN/m^2$; d.Não drenado $\sigma_3 = 120kN/m^2$; e.Não drenado $\sigma_3 = 200kN/m^2$; f.Não drenado $\sigma_3 = 400kN/m^2$	98
6.1	Modelagem de interface na interação estrutura-solo	101
6.2	Figura padrão do modelo computacional	103
6.3	Linha do tempo do processo executivo da contenção e das simulações numéricas realizadas	105
6.4	Deslocamentos totais modelo não saturado (dir.) e em processo de molhagem hipotético (esq.)	106
6.5	Malha de elementos finitos deformada	107
7.1	Equilíbrio de tensões verticais e horizontais na fase geostática e fluxo subterrâneo	109
7.2	Instalação da estaca de contenção no modelo computacional	110
7.3	Deslocamentos e tensões na fase de colocação da sobrecarga	111
7.4	Deslocamentos e tensões na primeira escavação do processo executivo	112
7.5	Deslocamentos e tensões na segunda escavação do processo executivo	113
7.6	Deslocamentos e tensões na terceira escavação do processo executivo	114
7.7	Deslocamentos totais (<i>linhas do contorno</i>) modelo com chuva (esq.) e sem chuva (dir.)	115
7.8	Tensões e deslocamentos na última escavação do processo executivo	116

7.9	Percentagens da saturação (<i>shadings</i> no modelo com chuva (esq.) e sem chuva (dir.))	117
7.10	Sucção em kPa (<i>shadings</i> no modelo com chuva (esq.) e sem chuva (dir.))	117
7.11	Medições e previsões considerando um cenário 'seco' e com chuva	118
7.12	Precipitação em mm durante o processo executivo da contenção	119
7.13	Previsões e medições da carga tomada pelos grampos durante o processo executivo da contenção	122
7.14	Previsões e medições da carga tomada pelos grampos depois do processo executivo da contenção	123
7.15	Corte A-A' para a análise de tensões no solo a diferentes profundidades e sequências de escavação	124
7.16	Previsão de tensões no solo durante o processo executivo da contenção afetadas pela sucção	125
7.17	Previsões e medições da sucção no modelo afetada pela chuva	126
7.18	Curva tensão-deformação do comportamento típico do solo e do modelo MC	126
7.19	Pontos de tensão-deformação em uma curva típica do comportamento do solo	128
7.20	Variação do comprimento da ficha em função da coesão do solo (Magalhães, 2003)	128
7.21	Trajetórias de carga e descarga em condições drenada e não drenadas	129
7.22	Trajetórias de carga e descarga em solos NA e SA	129
7.23	Malha de elementos finitos depois da fase do ϕ - <i>c reduction</i>	130
7.24	Deslocamentos ocorridos na contenção pela ação de uma chuva histórica extrema (esq.) e variação da sucção no perfil estratigráfico (dir.)	132
7.25	Fluxo subterrâneo (esq.) e saturação (dir.)	133
7.26	Local da obra sob estudo no SIG	135
7.27	Local da obra sob estudo no SIG (<i>googlemaps</i>)	136
7.28	Seção de análise na contenção sob estudo	137
7.29	Resultados de ensaio de cisalhamento direito para uma amostra a 9 m de profundidade no SIG	137
7.30	Envoltória de falha dos ensaios de cisalhamento direito	138
7.31	Localização do inclinômetro (I-Norte) da região instrumentada	138
7.32	Foto panorâmica da contenção sob estudo depois da última etapa de escavação	139
7.33	Deslocamentos medidos mediante inclinômetro para o caso de validação na seção M-M	140
7.34	Modelo computacional proposto para o problema geotécnico	141
7.35	Malha deformada de elementos finitos no problema geotécnico do caso de validação	142
7.36	Deslocamentos totais ultima etapa de escavação modelo realístico com chuva	142
7.37	Deslocamentos previstos para o caso de validação na ultima etapa de escavação	143
VI.1	Locação dos furos de sondagem	185
VI.2	Sondagem	186
VI.3	Sondagem	187
VI.4	Sondagem	188
VI.5	Sondagem	189
VI.6	Sondagem	190
VI.7	Sondagem	191
VI.8	Sondagem	192

LISTA DE TABELAS

1.1	Atividades laboratoriais, de campo e numéricas executadas	5
2.1	Classificação de previsões de estruturas geotécnicas em geral (Lambe, 1973); (Sun et al., 1994) acrescentaram, (x)previsão atual, (y)retroanálise, (z)previsão com modelo calibrado previamente e (w)caso não identificado	6
2.2	Comparação de previsões em redes neurais e medidas in situ	14
2.3	Análise comparativo dos exemplos ilustrativos	23
2.4	Mudanças de tensões desde a etapa inicial, modificado de (Gaba et al., 2003)	25
2.5	Mudanças de tensões desde a etapa inicial, modificado e traduzido de (Gaba et al., 2003)	29
2.6	Propostas de equações de tensões efetivas para solos não saturados (Fredlund, 1987)	40
2.7	Modelos constitutivos para comportamento mecânico de solos não saturados	45
2.8	Modelos constitutivos usados pelas equipes no <i>benchmarking</i> , modificado de (D’Onza et al., 2011)	46
3.1	Caracterização básica do material sob estudo em amostras indeformadas	61
3.2	Resumo de dados de intrusão	65
3.3	Lista de padrões do DRX a 9 m de profundidade	65
3.4	Análise de silicatos	66
4.1	Métodos para a determinação da sucção (Thomé, 1993)	86
4.2	Parâmetros hidráulicos argila porosa de Brasília	88
5.1	Pontos do estado crítico do ensaios de compressão triaxial CD	93
5.2	Pontos do estado crítico do ensaios de compressão triaxial CD	96
5.3	Pontos do estado crítico do ensaios não saturados de compressão triaxial com sucção constante	96
5.4	Parâmetros do modelo hipoplástico não saturado	97
6.1	Condições de análise da simulação (^a dados reais de chuvas reais fornecidos pelo INMET, Apêndices C e D; ^b variação abrupta do lençol freático para conferir o potencial do modelo constitutivo)	102
6.2	Propriedades dos materiais utilizados no modelo	103
6.3	Sequências de escavação no modelo numérico	104
7.1	Cargas nos grampos na terceira escavação da contenção	112
7.2	Cargas nos grampos na última escavação da contenção	114
7.3	Previsão de deformações em diferentes modelos constitutivos	127
7.4	Valores do atrito solo-calda, modificado de Lima Filho et al. (2005)	131

7.5	Valores aproximados de parâmetros para projeto de contenção - altura livre em torno de 12 m na argila porosa de Brasília ^a nesta pesquisa considera-se não drenada a resposta de um tirante (ancoragem ativa), devido a que seu comportamento é mais crítico no curto prazo quando é pretensado, em contrapartida, para um grampo (ancoragem passiva) sua resposta é condicionada no longo prazo, quando começa se ativar com o movimento da cortina	134
7.6	Parâmetros do modelo hipoplástico não saturado	136
7.7	Sequências de escavação no modelo numérico	139
7.8	Condições de análise da simulação no caso de validação	140
V.1	Atividades laboratoriais e de campo executadas	184

LISTA DE EQUAÇÕES

2.1	Correlação empírica para atrito solo-grampo	26
2.2	Carga máxima de ensaio de arrancamento	27
2.3	Valor de atrito solo-grampo	27
2.4	Equação constitutiva do modelo de referência para solos no saturados	40
2.5	Equação da pressão de poros equivalente	41
2.6	Possíveis valores de χ na equação constitutiva, Parte 1	43
2.7	Possíveis valores de χ na equação constitutiva, Parte 2	43
2.8	Formulação do tensor de tensões efetivas e função da sucção, Parte 1	44
2.9	Formulação do tensor de tensões efetivas e função da sucção, Parte 2	44
2.10	Taxa do tensor de tensões efetivas do modelo hipoplástico	48
2.11	Taxa do tensor de tensões efetivas do modelo hipoplástico em função da barotropia e picnotropia	49
2.12	Taxa do tensor de tensões efetivas do modelo hipoplástico em função da regra do fluxo	49
2.13	Equação constitutiva da Hipoplasticidade generalizada	49
2.14	Lei de compressão de Butterfield Butterfield (1979)	51
2.15	Tensão equivalente de Hvorslev em função da sucção	51
2.16	Fator de picnotropia	51
2.17	Fator de barotropia	51
2.18	Proposta de Masín para a taxa de tensões da nova equação constitutiva	52
2.19	Termo \mathbf{H} que controla o colapso do solo devido à molhagem	52
2.20	Termo \mathbf{H} em função da sucção	52
2.21	Taxa de tensor de tensões que considera as duas suposições de Masín	53
2.22	Termo \mathbf{H} em função da sucção	53
2.23	Novo fator de picnotropia incluído por Masín	54
2.24	Parâmetro N que controla posição da NCL	54
2.25	Parâmetro $\lambda^*(s)$ que controla a posição da NCL	54
4.1	Equação de Van Genuchten que relaciona a saturação com a carga de pressão	88
5.1	Parâmetro N em função da sucção	94
7.1	Fator de segurança no método ϕ - c reduction	130

LISTA DE ACRÔNIMOS (SÍMBOLOS)

Expressões Latinas

<i>a priori</i>	Expressão latina que significa antes de
<i>in loco</i>	Expressão latina que significa no lugar
<i>in situ</i>	Expressão latina que significa no sítio
<i>locus</i>	Expressão latina que significa lugar
<i>per se</i>	Expressão latina que significa por se mesmo

Símbolos Gregos

α	Difusividade térmica
δ	Variação entre duas grandezas similares
ϕ	Ângulo de atrito interno do geomaterial no modelo constitutivo Mohr-Coulomb
ϕ^b	Taxa de incremento de resistência ao cisalhamento relativo à sucção mátrica
ϕ_c	Ângulo de atrito do estado crítico
χ	Parâmetro relacionado com o grau de saturação segundo Bishop
γ	Peso específico não saturado do solo
γ_d	Peso específico seco do solo
γ_s	Peso específico dos sólidos do solo
λ	Parâmetro que controla a inclinação da NCL
λ^*	Parâmetro que controla a inclinação da NCL no modelo de referência
κ	Parâmetro que controla a inclinação da linha de descarga isotrópica
p_r	Tensão equivalente de Hvorslev
p_t	Coesão artificial no modelo de referência através do parâmetro implícito na subrotina
ρ	Densidade
σ'	Tensão efetiva
σ	Tensão total
μ_w	Poropressão de água
μ_a	Poropressão de ar
μ^*	Poropressão equivalente no modelo de Masín & Khalili
σ_{ax}	Tensão axial
σ_1	Tensão axial total
σ_{rad}	Tensão confinante
σ_3	Tensão confinante

Siglas em Inglês

AEV	<i>Air Entry Value</i> - Entrada de valor de ar
AI	Artificial Intelligence
BBM	<i>Barcelona Basic Model</i> - Extensão do modelo elastoplástico de Cam-Clay Modificado, para solos não saturados
BS	Boundary Surface
BVP	<i>Boundary Value Problem</i>
CPT	Cone Penetration Test
CTU	Czech Technical University
CU	Consolidado não drenado ou Charles University
<i>Cam Clay</i>	Modelo constitutivo do comportamento do solo desenvolvido em Cambridge
DLL	Dynamic Link Library
FEM	<i>Finite Element Method</i>
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua (Software)
HS	Hardening Soil
ISO	International Organization for Standardization
M-C	Mohr-Coulomb
MCR	Subgrade Reaction Modulus
MIT	Massachusetts Institute of Technology
NCL	<i>Normal Compression Line</i>
OCR	<i>Over Consolidation Ratio</i>
PIV	Particle Image Velocimetry
PQ	Power Quality
PSD	<i>Pore Size Distribution</i>
RQD	Rock Quality Designation
RXD	Difratometria de Raios X
SBS	State Boundary Surface
SEM	<i>Scanning Electron Microscope</i>
SOM	<i>Swept-Out-Memory Surface</i>
SPT	Standard Penetration Test
SWCC	<i>Soil-Water Characteristic Curve</i>
UDSM	User Defined Soil Models
UK	United Kingdom

Unidades

kN	kiloNewton - Unidade de força
kV	kiloVoltios - Unidade de voltagem
kPa	kiloPascals - Unidade de tensão
mA	miliAmperios - unidade de intensidade elétrica
mL	mililitros - unidade de volume
MN	MegaNewton - unidade de força
MPa	MegaPascals - unidade de tensão

Siglas

3D	Três Dimensões
Al_2O_3	Hidróxido de Alumínio
Cc	Coefficiente de compressão
Cs	Coefficiente de expansão
CCM	Cam Clay Modificado
CD	Consolidado drenado
CTD	Compressão Triaxial Drenada
D	Tensor de elongação de Euler
e	Índice de vazios, variável de estado no modelo de referência
EA	Modulo de rigidez axial
EDX	Espectroscopia de raios X por dispersão em energia
Eh	Espaçamento horizontal
EI	Modulo de rigidez a flexão
f_s	Fator escalar de barotropia no modelo HP
f_d	Fator escalar de picnotropia no modelo HP
f_u	Fator escalar de picnotropia no modelo HP não saturado
Fe_2O_3	Oxido de ferro
g_a	Parâmetro de ajuste (modelo de Van Genuchten)
g_n	Parâmetro de ajuste (modelo de Van Genuchten)
G_s	Gravidade específica
H	Parâmetro do modelo HP de referência
HP	Hipoplasticidade
IC	Índice de Consistência do solo
IP	Índice de Plasticidade do solo
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
\mathcal{L}	Tensor hipoplástico de quarta ordem
l	Parâmetro não saturado do modelo de referência
LL	Limite Liquido
LP	Limite Plástico
L-E	Linear-Elástico
m	Parâmetro não saturado do modelo de referência
n	Parâmetro não saturado do modelo de referência
N	Parâmetro que controla a inclinação da NCL
Pnet	Pressão neta
Pref	Pressão de referência
r	Rigidez cisalhante
SHN	Setor Hoteleiro Norte
SP	São Paulo
S_v	Espaçamento vertical
s	Sucção no solo ou invariante de tensões do MIT
s_e	Valor de sucção que separa estados do solo saturados e não saturados
S_{res}	Saturação residual
Sr	Grau de saturação
t	Invariante de tensões do MIT
$\overset{\circ}{\mathbf{T}}$	Velocidade do Tensor objetivo de Zaremba-Jaumann
\mathbf{T}_{net}	Tensor de tensões neta
UMNG	Universidad Militar Nueva Granada (Colombia)
V1-V2-V3	Viga 1 - Viga 2 - Viga 3
w	Teor volumétrico de água

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO TEMA

Nas últimas décadas as modelagens numéricas têm tido uma evolução muito importante do ponto de vista de uso como ferramenta de previsão do comportamento de estruturas geotécnicas. No entanto, a maioria das análises derivadas deste tipo de simulação deve ser estudada sob uma ótica qualitativa, já que existem vários fatores que afetam diretamente os resultados das simulações, apresentando alta dispersão de dados ao comparar os resultados da modelagem numérica com os resultados reais medidos *in situ* (Simpson, 1992).

Por essa razão um dos objetivos principais que a geotecnia quer alcançar é o de tentar prever ou validar dados obtidos em problemas geotécnicos reais ou ensaios a verdadeira grandeza. Pelo qual as modelagens numéricas tem tido sucesso entre os pesquisadores geotécnicos.

De acordo com o mencionado, vale a pena acrescentar que simular numericamente o comportamento do solo não é uma tarefa fácil. Depende de muitos aspectos que incidem nestas simulações entre eles um dos mais importantes, segundo os problemas reportados em diferentes publicações por pesquisadores na área geotécnica, é a escolha do modelo constitutivo que melhor represente o problema geotécnico em questão.

Conforme se explicará ao longo do texto, as teorias tradicionais têm desvantagens quando se quer realizar análises para previsão do comportamento de uma estrutura geotécnica, e essas dificuldades aumentam ainda mais em situações em que a modelagem envolve solos sob condição não saturada, degradação da estrutura, história geológica, adensamento a longo prazo, etc.

Neste trabalho será usado um modelo constitutivo hipoplástico para argilas que simula a resposta não saturada do solo, que foi implementado em uma subrotina em linguagem Fortran e inserida em um *software* especializado para a modelagem numérica, com o objetivo de simular o comportamento de escavações profundas suportadas por cortinas de estacas justapostas, assentadas em solos metaestáveis característicos do Centro Oeste Brasileiro, que possuem condições de colapsibilidade, saturação parcial, degradação do cimentante, entre outras.

1.1.1 Apresentação do problema e justificativa

A alta dispersão de dados na comparação de resultados reais com medidos, está influenciada claramente pela escolha adequada do modelo constitutivo para o trabalho de modelagem numérica

que se busca realizar (von Wolffersdorff, 1994). O solo tropical sob análise apresenta um comportamento especial governado pela resposta não saturada do solo que afeta a sucção, a qual tem influência direta sobre a resistência ao cisalhamento do solo e também pela presença de uma estrutura metaestável, que se degrada tanto por ações externas devidas a solicitações de carga que podem produzir trajetórias a compressão e tração, como por ações internas controladas pela saturação do material.

Diante da perspectiva exposta, comparam-se os resultados monitorados da mencionada contenção, com uma modelagem numérica baseada em um programa de elementos finitos, levando em conta todos os aspectos enumerados previamente.

1.2 OBJETIVO DA PESQUISA

Esta pesquisa visa como objetivo geral a análise experimental e numérica do comportamento de escavações em solo tropical colapsível, típico da região Centro-Oeste (e outras) do Brasil.

Para alcançar tal objetivo foram realizados ensaios especializados, bem como procedeu-se à instrumentação da obra aqui analisada, ambos considerando as características peculiares da argila porosa do Distrito Federal.

Nos objetivos específicos são abordados três elementos fundamentais:

- Estudar a resposta não saturada da argila porosa no local de estudo mediante ensaios de resistência, deformabilidade, porosimétricos, mineralógicos, de armazenamento de água e estrutura microscópica;
- Analisar por meio de medição de deformações e tensões, o comportamento global da contenção sob estudo durante o processo executivo de escavação;
- Simular numericamente o comportamento da estrutura geotécnica em análise, usando um software baseado no método dos elementos finitos.

Para a modelagem numérica utilizou-se um modelo constitutivo hipoplástico que leva em conta a influência da parcial saturação e a colapsibilidade do solo em sua teoria, com o fim de validar, do ponto de vista numérico, a previsão do comportamento das escavações suportadas mediante estacas justapostas.

1.3 METODOLOGIA

A problemática da pesquisa está baseada nas dificuldades que existem ao tentar prever o comportamento de estruturas geotécnicas reais em um solo poroso onde sua resposta está

governada pela não saturação e colapsibilidade. O texto está subdividido em cinco partes: Introdução, Revisão Bibliográfica, Materiais e Métodos: Caso em análise, Análises, resultados e discussão e Conclusões. Na Figura 1.1 a metodologia é apresentada graficamente para o melhor entendimento do leitor. O começo da pesquisa adiantou-se com uma revisão bibliográfica que cobre todo o relacionado com contenções instrumentadas e modeladas numericamente no Brasil e no mundo, o embasamento teórico de solos não saturados e o modelo constitutivo de referência usado na parte numérica da tese.

A instrumentação e monitoramento da obra sob estudo foi o objetivo prático na qual compararam-se os resultados simulados artificialmente com os medidos, levando em conta uma caracterização total da argila porosa de Brasilia executando ensaios saturados e não saturados de resistência e deformabilidade, porosimétricos, químicos, mineralógicos, de armazenamento de água, dispersividade e estrutura microscópica. Para a modelagem numérica do caso em análise e do caso de validação, foi necessário implementar em Fortran a formulação matemática do modelo constitutivo hipoplástico para argilas (resposta não saturada), que foi útil na calibração de parâmetros do modelo e na simulação numérica.

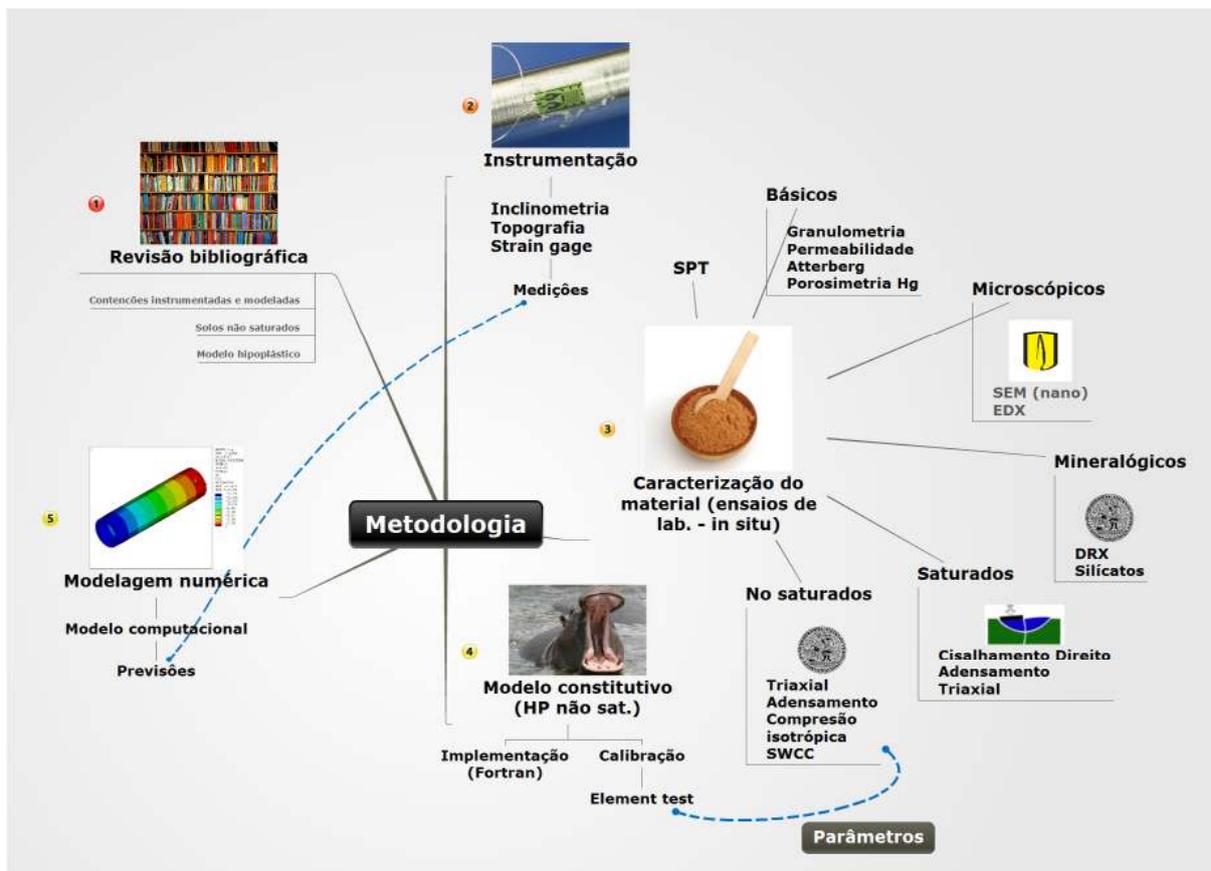


Figura 1.1: Metodologia da pesquisa

1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Este documento de tese é apresentado como requisito para obter o Doutorado em Geotecnia, e está dividido em oito capítulos. O primeiro capítulo é constituído pela presente introdução.

No capítulo 2 serão tratados conceitos teóricos básicos e o estado da arte relacionado com o comportamento de diferentes tipos de escavações em solos similares à argila porosa Brasiliense. Elas têm sido monitoradas mediante instrumentação geotécnica com o fim de obter dados suficientes para uma validação numérica, que neste caso será desenvolvida mediante um modelo hipoplástico especial para argilas, inserido por meio de uma subrotina implementada pelo autor deste trabalho em um programa de elementos finitos (Apêndice B), considerando a totalidade de aspectos que influenciam os resultados destes tipos de modelagens (Kolymbas, 2003).

Também será exposto o embasamento teórico da pesquisa, que neste caso será desenvolvida mediante um modelo hipoplástico especial para argilas, baseado na teoria dos solos não saturados, e igualmente pode-se encontrar neste capítulo alguns detalhes relacionados com ensaios de laboratório e instrumentação da obra do caso de análise e os aspectos que influenciam os resultados destes tipos de modelagens numéricas (Kolymbas, 2003).

O capítulo 3 traz uma descrição detalhada do caso de análise desenvolvido no Setor Hoteleiro Norte de Brasília-DF, sua localização, caracterização física, instrumentação, ensaios de laboratório básicos, entre outros aspectos. Também apresenta o modelo constitutivo de referência usado e a implementação realizada em *FortranTM* (Apêndice B) do modelo não saturado hipoplástico para argilas proposto por Masín & Khalili (2008). No capítulo 4 pode-se encontrar o comportamento mecânico e de retenção de água do material sob estudo, com diferentes tipos de ensaios realizados em condições saturadas e não saturadas, bem como a obtenção da curva de retenção de água.

A calibração do modelo de referência foi incluída no capítulo 5 onde se mostram detalhadamente o procedimento de obtenção dos parâmetros relacionados com o modelo. A modelagem numérica foi desenvolvida no capítulo 6 desenvolvida em um programa baseado no método dos elementos finitos para todas as etapas de escavação da contenção, e levando em conta efeitos da precipitação, com o fim de ter resultados o mais realísticos possíveis.

O capítulo 7 analisa os resultados da modelagem numérica desenvolvida mediante uma análise temporal durante o tempo de construção da contenção, incluindo cargas de chuva no modelo computacional, visando comparar os resultados obtidos com a instrumentação feita no local sob estudo. Além, é possível evidenciar os resultados de comparação de resultados previstos e medidos em uma obra considerada como caso de validação do modelo constitutivo.

O capítulo 8 mostra as conclusões da pesquisa, recomendações, limitações e sugestões para pesquisas futuras.

Para a realização da presente tese foram necessárias as seguintes etapas, desenvolvidas no Brasil e fora deste:

Tabela 1.1: Atividades laboratoriais, de campo e numéricas executadas

Atividade	Descrição	Profundidade (m)	Local	Mês	Ano	Dia
Amostragem	Def.-Indef.	3,6 e 9	Obra SHN	Jul.	2010	—
Ensaio caracterização	Granulometria	3,6 e 9	Lab.UnB	Ago.	2010	—
Ensaio resistência	Cisalhamento direito	3,6 e 9	Lab.UnB	Ago.	2010	—
Amostragem	Indef. (Bloco Praga)	6 e 9	Obra SHN	Set.	2010	—
Ensaio resistência	Triaxial CU	6,9	Lab.UnB	Out.	2010	—
Ensaio deformabilidade	Adensamento	6 e 9	Lab.UnB	Out.	2010	—
Inclinômetro	Medições	0-20.5	Obra SHN	26/Out-19/Fev	2010-2011	Zero-110
Topografia	Medições	V1-V2-V3	Obra SHN	10/Dez-09/Fev	2010-2011	45-100
Strain Gauges	Medições	V1-V2-V3	Obra SHN	09/Nov-04/Jun	2010-2011	16-214
Ensaio não saturados	Charles Univ.	6 e 9	Charles Univ.	Jan-Ago	2011	—
Curva característica	—	6 e 9	Charles Univ.	Fev.	2011	—
Ensaio caracterização	Total	6 e 9	Charles Univ.	Mar.	2011	—
DRX	—	6 e 9	Charles Univ.	Jun.	2011	—
Química Total	Silicatos	6 e 9	Charles Univ.	Jun.	2011	—
Porosimetria	Mercurio	6 e 9	Charles Univ.	Ago.	2011	—
Programação Fortran	Modelo const.	—	Charles Univ/CTU	Jul. - Out.	2011	—
Inclinômetro	Medições	0-20	Obra SIG	Out-Abr	2011-2012	—
Modelagem numérica	Fase I	—	Charles Univ/CTU	Set. - Dez.	2011	—
Modelagem numérica	Fase II	—	UMNG	Fev-Fev	2012-2014	—
Observação SEM e EDX	Fase II	3	Univ. de Los Andes	Ago.	2012	—
Dispersividade	Crumb e Pinhole	3	UPC/UCC	Out-Nov	2012	—

Capítulo 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESCAVAÇÕES PROFUNDAS INSTRUMENTADAS

Como menciona Negro et al. (2009), é claro que os projetistas devem fornecer antecipadamente o desenvolvimento das estruturas que serão construídas, e o sucesso desta previsão está relacionado com a destreza que o pesquisador demonstre na modelagem numérica das obras geotécnicas, já que estas últimas estão construídas sobre estritas e exigentes especificações conhecidas previamente. Este não é o caso da maioria de estruturas geotécnicas onde uma parcela considerável de seus componentes não podem ser especificados, já que estão definidos pela natureza e requerem de uma pesquisa mais ampla.

Peck et al. (1974) afirmam que cerca de 9 de cada 10 rupturas em barragens ocorrem não por causa de falta de informação no estado do arte, senão pela omissão de aspectos que poderiam e deveriam ser evitados. Além disso ele aponta que estes 'problemas são essencialmente não quantitativos' e as 'soluções não são essencialmente numéricas'.

Doutra parte, a instrumentação de campo deve ser uma parte integrante do projeto e da construção da maioria das estruturas geotécnicas, já que o projeto não precisa ser sempre baseado sobre as condições mais desfavoráveis, e como alternativa deve primar um ponto de vista económico sobre as condições mais prováveis de ocorrência. Para o presente trabalho será usada a classificação de Lambe (1973), com o fim de ter uma referência clara das previsões que se tentaram alcançar nas escavações instrumentadas (Tabela 2.1).

Em seguida mostram-se uma série de estruturas geotécnicas que foram instrumentadas e monitoradas durante sua construção e vida útil, com o objeto de conhecer as previsões feitas por diferentes universidades e institutos e as comparações com as medições.

Tabela 2.1: Classificação de previsões de estruturas geotécnicas em geral (Lambe, 1973); (Sun et al., 1994) acrescentaram, (x)previsão atual, (y)retroanálise, (z)previsão com modelo calibrado previamente e (w)caso não identificado

Previsão	Momento	Resultados
A	Antes do evento	—
B	Durante o evento	Não conhecidos
B1	Depois de evento	Conhecidos
C	Depois de evento	Não conhecidos
C1	Depois de evento	Conhecidos

2.1.1 Escavações profundas instrumentadas e simuladas numericamente no Brasil

2.1.1.1 Estudo numérico de contenções tipo estacas justapostas assentes em solo poroso (Medeiros, 2005)

Neste trabalho se apresentou um estudo numérico do comportamento de estruturas de contenção em balanço e grampeadas assentes em solo poroso do Brasília-DF. Medeiros (2005) instrumentou três obras para serem monitoradas e analisadas numericamente, seu estudo esteve baseado na instrumentação e modelagem numérica usando modelos constitutivos tradicionais envolvidos em programas de FEM. No entanto, como é conhecido o comportamento da argila porosa de Brasília está governado pela saturação parcial e colapsibilidade, portanto simular artificialmente o solo mediante o uso de modelos constitutivos que não levam em conta estes aspectos importantes, é uma tarefa que pode explicar a resposta do solo, mas só de maneira aproximada. A Figura 2.1 mostra o tipo de contenção analisado neste trabalho.



Figura 2.1: Estrutura de contenção tipo estaca justaposta (Medeiros, 2005)

2.1.1.2 Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos (Pérez, 2003)

Este estudo foi baseado em uma análise paramétrica onde o autor considerou diferentes aspectos, tais como a espessura da cortina, ângulo dos tirantes, embutimento da estrutura, etc., além modelou o problema mediante o *software* Plaxis v.7.2 com o fim de comparar os fatores de segurança, calculados mediante métodos de equilíbrio limite com a modelagem numérica levando em conta modelos constitutivos tradicionais.

2.1.1.3 Deformabilidade de escavações com solo grampeado (Gerscovich et al., 2002)

Gerscovich et al. (2002) realizaram um estudo paramétrico em escavações com solo grampeado (*soil nailing*) no programa FLAC, visando avaliar a influência de diferentes parâmetros geométricos (espaçamento vertical, diâmetro, comprimento e inclinação do grampo) na resposta tensão-deformação do solo. Os resultados mostraram que os deslocamentos horizontais do solo reforçado não são influenciados pelos mencionados parâmetros quando $L/H \geq 70\%$, $S_v \leq 25\%$ e $\alpha \leq 15^\circ$ (Fig.2.2).

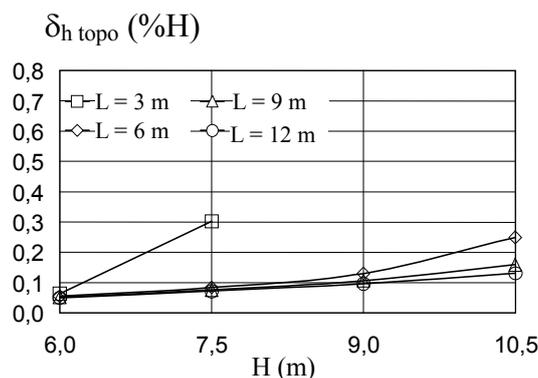


Figura 2.2: Influência do comprimento do grampo (L) nos deslocamentos horizontais (Gerscovich et al., 2002)

2.1.1.4 Modelagem numérica de estruturas de contenção com solo grampeado (Lima et al., 2002a)

O objetivo desta pesquisa foi mostrar mediante uma modelagem numérica o comportamento de uma escavação durante vários estágios, influenciada pelo desenvolvimento de tensões axiais nos grampos. Este trabalho tem como objetivo apresentar os resultados da modelagem numérica de uma escavação, em diferentes estágios, com face vertical e superfície do terreno horizontal, estabilizada com grampos injetados. Neste caso se enfatizou a análise na influência da escavação na evolução de tensões axiais nos grampos. Os resultados indicaram, em grampos injetados, que as tensões axiais nos grampos aumentam nos grampos mais afastados à superfície do terreno (Figura 2.3).

2.1.1.5 Modelagem numérica de escavações grampeadas (Lima et al., 2002b)

Usando o programa FLAC, se avaliou a resposta à tensão-deformação de taludes em solo grampeado quando a inclinação do talude começa ser importante nos deslocamentos horizontais ao longo de uma vertical a 1 m do topo da escavação e nos recalques na superfície do terreno. Inclinações menores no talude podem resultar em reduções de até 70% nos deslocamentos finais, mesmo modo as tensões máximas, mobilizados em cada grampo durante cada estágio de escavação, aumentarão em taludes mais íngremes (Figura 2.4).

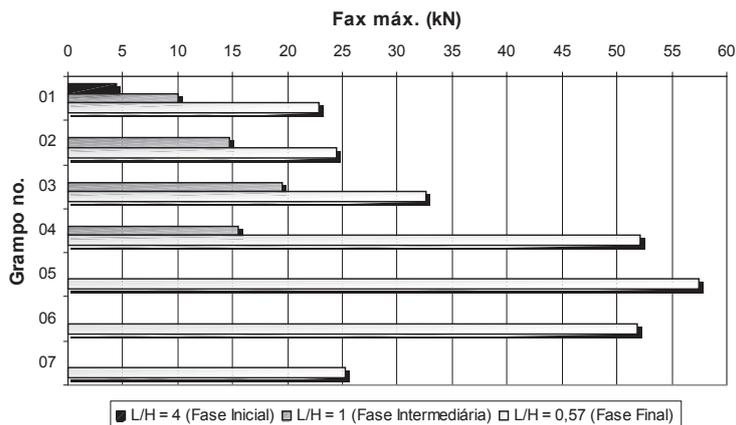


Figura 2.3: Magnitude das forças axiais máximas desenvolvidas nos grampos em função da profundidade de escavação Lima et al. (2002a)

2.1.1.6 Uso do programa FLAC para modelagem numérica de escavações grampeadas (Springer et al., 2002)

Esta pesquisa usa o programa FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*), para simular o comportamento tensão-deformação de escavações grampeadas a cada estágio construtivo controlando os deslocamentos e tensões verticais e horizontais, forças axiais nos grampos, etc., conseguindo prever o comportamento global de uma escavação destas características (Figura 2.5).

2.1.2 Escavações profundas instrumentadas no mundo

2.1.2.1 Escavação profunda em areia de Berlim (Kolymbas, 2003)

O exemplo está relacionado com um projeto real monitorado em Berlim, onde foram introduzidas leves modificações na modelagem das sequências de construção, tais como variação do lençol freático desenvolvido em vários estágios *in situ*, mas modelado em um passo anterior à escavação. A escolha do modelo constitutivo foi realizada pelos pesquisadores, além disso alguns parâmetros do material foram tomados da literatura, bem como resultados de ensaios de compressão unidimensional sobre amostras fofas e densas e ensaios triaxiais em amostras densas (Figura 2.6).

O principal objetivo deste exercício foi o de demonstrar as dificuldades que se tem quando se quer obter resultados confiáveis e consistentes para o problema clássico de escavações em areia na engenharia prática. Portanto para unificar o problema levaram-se em conta as seguintes considerações:

- ★ Fornecimento limitado de dados relacionados com os parâmetros da areia de Berlim

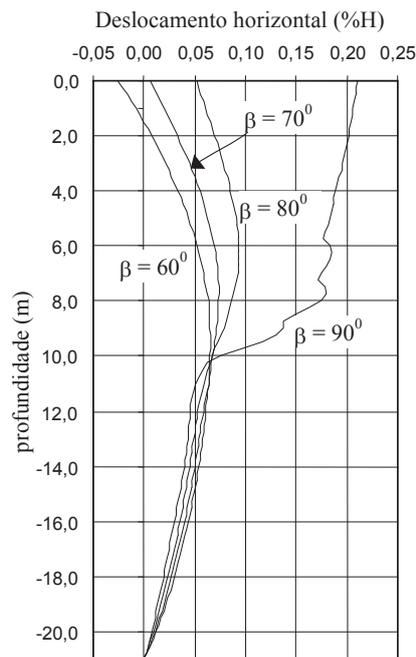


Figura 2.4: Perfil de deslocamentos horizontais na vertical Lima et al. (2002b)

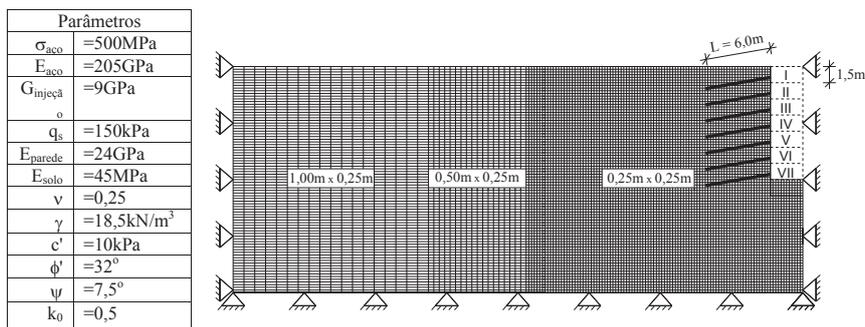


Figura 2.5: Geometria e parâmetros adotados nas análises Springer et al. (2002)

- ★ Não existe uma solução analítica para o problema, ou seja, a solução 'verdadeira' não é conhecida
- ★ A magnitude dos deslocamentos horizontais da cortina é conhecida a partir de medições *in situ*
- ★ Não foram impostas restrições com respeito ao modelo computacional

Também foram pressupostos alguns postulados gerais para o trabalho de modelagem: deformação plana, a influência da instalação do muro diafragma foi desprezada (condições iniciais), modelagem da parede diafragma: elemento viga ou contínuo, Interface entre muro e solo (atrito é assumido como $\phi/2$) e as forças da ancoragem dadas são as cargas de projeto.

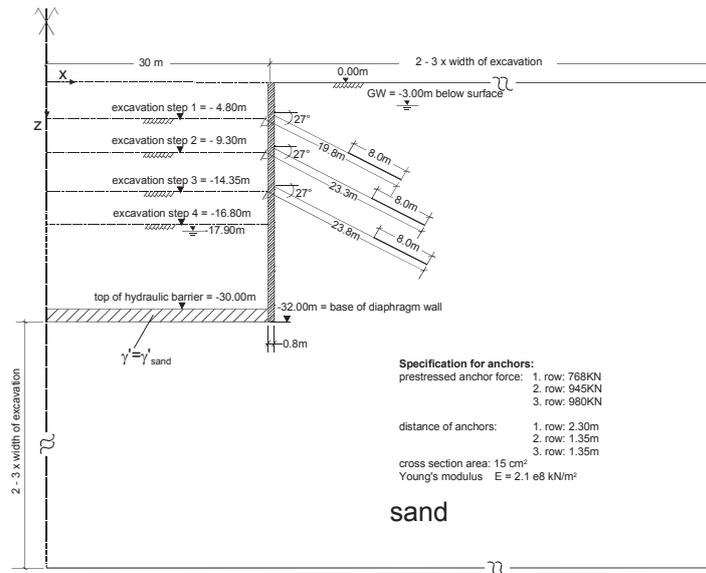


Figura 2.6: Geometria escavação profunda em areia de Berlin (Kolymbas, 2003)

Os resultados desta análise comparativa foram resolvidos por diferentes engenheiros geotécnicos de universidades e empresas consultoras usando diferentes programas e modelos constitutivos, portanto a comparação das soluções mostraram uma ampla dispersão de dados e somente as mais extremas são explicadas com respeito aos pressupostos de parâmetros de entrada usados na análise.

Foi evidente inferir que a correspondência dos parâmetros do material com um modelo constitutivo em particular não é garantia de alcançar uma solução razoável para todos os analistas, pelas complexas condições de contorno do problema, onde o solo experimenta diferentes trajetórias de tensões em comparação aos experimentos, como pode-se observar na Figura 2.7. Alguns dos resultados mostraram erros óbvios tais como valores incorretos de protensão nas ancoragens, no entanto a maioria das análises fizeram suposições aceitáveis para parâmetros, discretização e outros detalhes na modelagem.

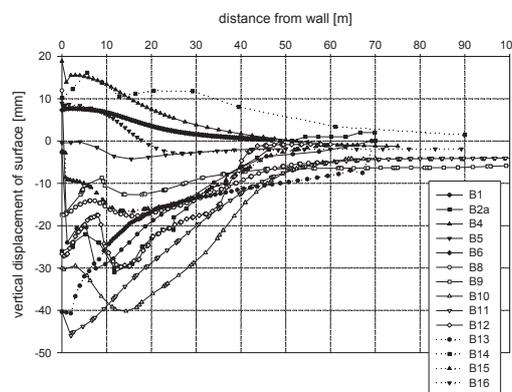


Figura 2.7: Dispersões na previsão do recalque na superfície (Kolymbas, 2003)

Esta análise comparativa demonstra a necessidade de ter guias e recomendações de como modelar problemas geotécnicos típicos na prática. Os usuários de programas comerciais devem

ser conscientes dos obstáculos e suposições pouco reais nas modelagens, apontá-los e ter procedimentos claros para identificá-los. Uma grande responsabilidade também é colocada nos desenvolvedores de software para que verifiquem cuidadosamente seus códigos e procedimentos de solução, implementação de modelos constitutivos, elementos de interface e outros detalhes específicos.

2.1.2.2 Escavação profunda em argila em Rotterdam (Kolymbas, 2003)

Esta escavação foi realizada em um solo argiloso na cidade de Pernis próximo à Rotterdam, constituído por uma argila mole e turfa com o lençol freático superficial. A escavação teve 6.5 m de profundidade e foi suportada por estroncas no topo. Condições de deformação plana foram fixadas pela presença da contenção tipo cortina. Investigação do subsolo e resultados de ensaios de laboratório foram fornecidos para o trabalho de modelagem. Em alguns casos o comportamento de uma argila mole é mais simples que o de uma areia, já que no primeiro caso os modelos associados à plasticidade apresentam uma boa aproximação, e os valores previstos mostram altas dispersões, frequentemente longe da tendência dos deslocamentos medidos como se ilustra na Figura 2.8.

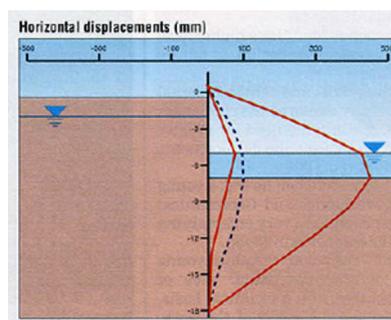


Figura 2.8: valores previstos (faixa entre linhas cheias) e medidas (tracejada) para a escavação em argila perto Rotterdam (Kolymbas, 2003)

2.1.2.3 Escavação profunda em areia fina em Hochstetten (von Wolffersdorff, 1994)

Este ensaio em verdadeira grandeza é formado por uma estrutura de contenção tipo estaca prancha cravada em areia fina com um lençol freático localizado a 7 m de profundidade. O objetivo deste ensaio foi analisar o comportamento da estrutura geotécnica durante as sequências da escavação até os 5 m de profundidade. Para manter a contenção estável, foram instaladas estroncas a 1.5 m de profundidade. Ao término da escavação, foi colocada uma sobrecarga na superfície da massa de solo retida pela a escavação (Figura 2.9).

Cabe ressaltar que o monitoramento desta escavação foi minuciosamente realizado durante a construção, instrumentando deslocamentos horizontais e momentos na estaca prancha, recalques no solo retido, esforços de compressão na estronca e pressões de terra sobre a contenção. Além

disto a escavação foi modelada numericamente por instituições e universidades de Europa, que receberam a configuração, geometria, ensaios de laboratório, etc., deixando livre a escolha do software e modelo constitutivo.



Figura 2.9: Configuração do ensaio a escala real de uma escavação em areia fina (von Wolffersdorff, 1994)

A maioria das previsões em simulações numéricas utilizando o método de elementos finitos, comparando com os valores medidos, foi totalmente discrepante para a fase final de escavação, que incluiu instalação de estroncas e sobrecarga antes de atingir o estado limite. Existiu por parte dos pesquisadores uma grande preocupação, já que os deslocamentos horizontais da estaca prancha foram em alguns casos previstos na direção contrária à medição (ver Figura 2.10).

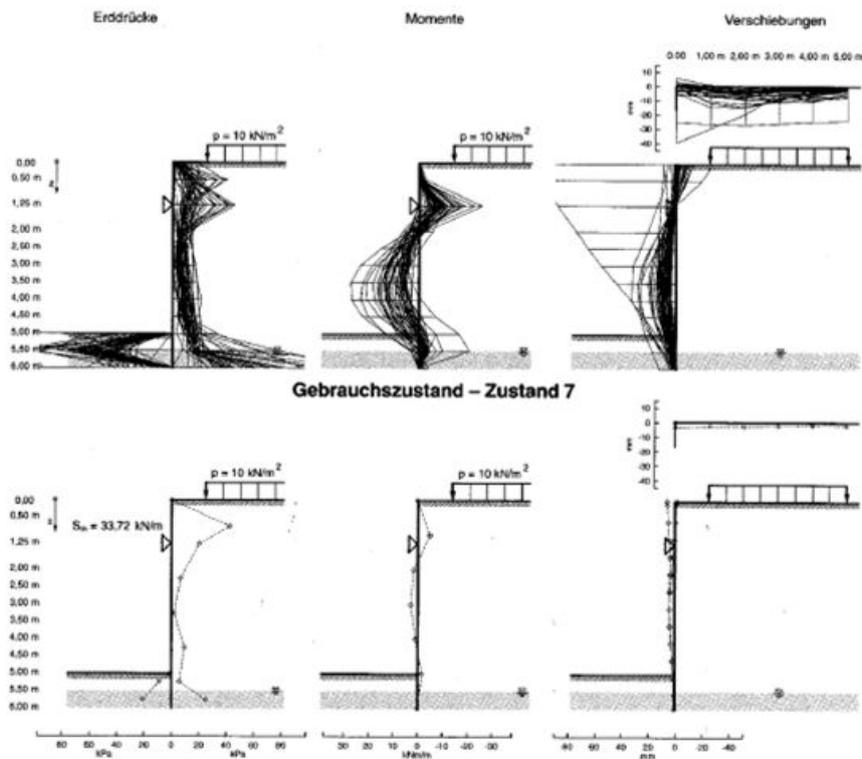


Figura 2.10: Dispersão entre previsões e medições do ensaio a escala real (von Wolffersdorff, 1994)

Algumas conclusões para alta dispersão dos dados depois de estudar as 43 previsões recebidas, é que os pesquisadores não foram capazes de modelar condições iniciais como a cravação da estaca prancha, nem efeitos de saturação parcial e sucção pela presença à pouca profundidade do nível freático, acrescentada pela condição fina da areia de Hochstetten.

2.1.2.4 Estimação de deslocamentos laterais em escavações usando redes neurais (Goh et al., 1995)

Outro tipo de previsão de contenções é a relacionada com inteligência artificial, já que apresenta um excelente desempenho em modelagens de problemas multivariáveis não lineares, neste caso em particular (Goh et al., 1995) demonstraram que uma rede neural pode reproduzir previsões de deslocamentos adequados depois dela ser submetida a um treinamento de exemplos derivados de análises pelo método de elementos finitos. A rede neural inclui sete variáveis de entrada e uma variável única de saída, entre elas a largura (B), altura (H), ficha (T), resistência não drenada (Cu) e o módulo de elasticidade não drenado (Eu).

Os dados de variável de saída para o aprendizado da rede foram tomados de estudos paramétricos usando o método de elementos finitos, a variação nos parâmetros são típicas de escavações assentes em solos de argila mole, na Tabela 2.2 mostra-se os resultados de comparação de previsões em redes neurais com as medidas in situ.

Tabela 2.2: Comparação de previsões em redes neurais e medidas in situ

Caso	B(m)	T/B	EI	H(m)	Cu(kPa)	Eu/Cu	$\gamma(kN/m^3)$	Med. $\delta(mm)$	Prev.(mm)
Lavender (Sing.)	23.5	0.49	1670	6.5	40	200	18	32	31
Lavender II (Sing.)	23.5	0.37	1670	9.4	50	200	18	36	28
Telecom (Singapur)	27	0.78	60	4	25.6	200	15	56-84	65
Vaterland 3-I	11.6	1.47	62	7	30	200	17	76	76
Vaterland 3-II	11.6	1.21	62	9.1	30	200	17	114-140	107
San Francisco I	40.5	0.59	46.5	4.6	58	250	17.6	20-60	59
San Francisco II	40.5	0.45	46.5	10.4	66	250	17.6	72-150	122

2.1.2.5 Análise de pressão neta em cortina de estaca prancha em balanço (Day, 1999)

Para calcular a altura de contenção crítica existem muitos métodos que envolvem diferentes simplificações, em UK usa-se a pressão neta sobre a contenção como a soma dos valores ativos e passivos das tensões milites e em USA a tensão neta é assumida por uma distribuição rectilínea. Day (1999) estudou a distribuição da pressão neta levando em conta o equilíbrio limite utilizando análises de elementos finitos. Ele propôs uma simple equação que define o ponto zero de pressão

neta o qual tem uma aproximação apropriada de acordo com as previsões usando elementos finitos e inclusive ensaios em centrifuga geotécnica (ver Figura 2.11).

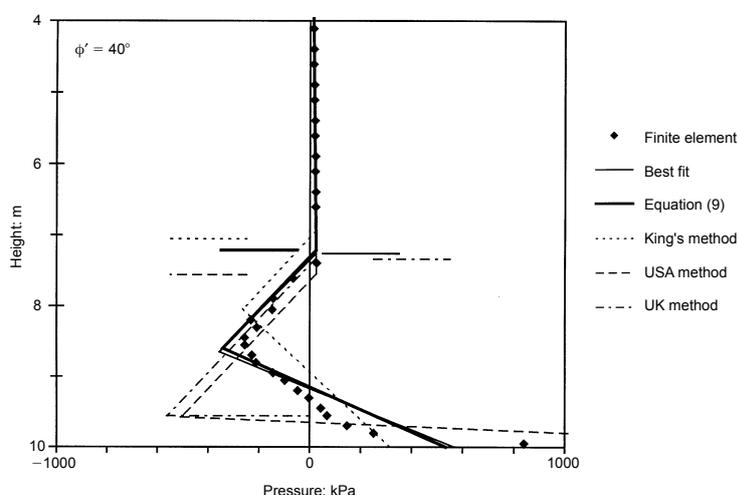


Figura 2.11: Distribuição de pressão neta

2.1.2.6 Performance de uma estaca prancha assente em turfa (Tan & Paikowsky, 2008)

As estruturas de contenção também são úteis em obras de infraestrutura vial, neste caso em particular foi monitorada a estaca prancha em um programa de instrumentação ao longo prazo, medindo pressões laterais de terra, deflexões, recalques e variações do lençol freático. Nas análises de campo foram obtidos, a distribuição de pressões de terra em turfa comparadas com a teoria clássica de Rankine, movimentos ao longo prazo devido a comportamento por creep, a pressão de terras passiva foi mobilizada uma vez a máxima deflexão medida excedeu 0.8 vezes o comprimento da estaca prancha. As etapas de escavação modelaram-se pelo método de elementos finitos e os resultados obtidos foram comparados com as medidas de campo. As comparações mostraram que os resultados foram consistentes com o dados medidos in situ e forneceram que ajudaram a explicar o comportamento deste tipo de contenções assentes em turfás (ver Figura 2.12).

2.1.2.7 Estudo numérico de parâmetros que influenciam a resposta de estruturas de retenção em muros flexíveis (Vaziri, 1996)

Nesta pesquisa o autor tenta desenvolver um modelo numérico para a análise de muros de retenção flexíveis, usando o método de equilíbrio limite e de elementos finitos, ele supera as deficiências do primeiro mas não leva em conta todas as vantagens do FEM, o método consiste em usar uma série de elementos viga elásticos cuja rigidez é combinada com a rigidez das estroncas e do solo formando uma matriz de rigidez global. A matriz de rigidez do solo é obtida pela inversão

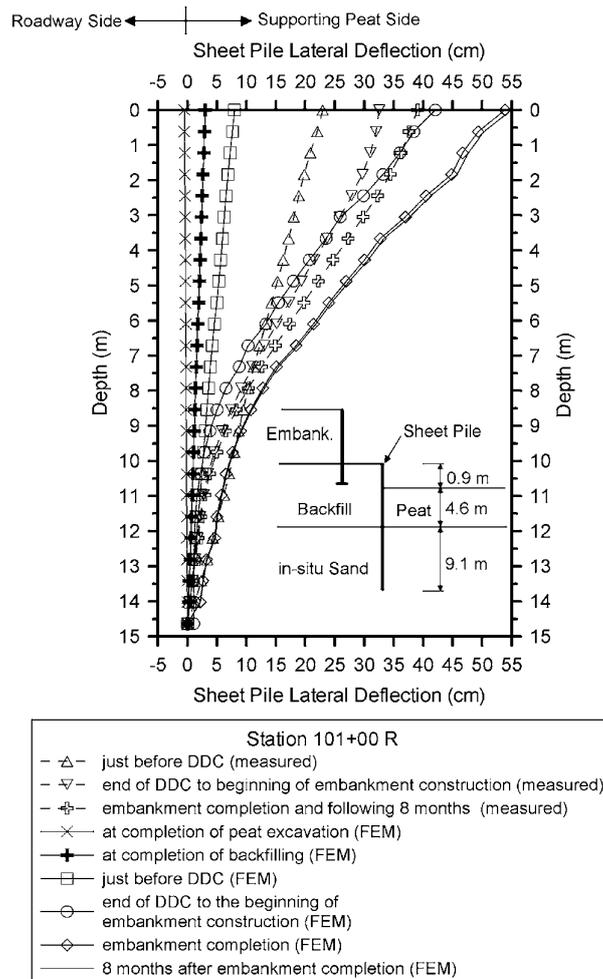


Figura 2.12: Comparação entre valores medidos e previstos na estaca prancha

das matrizes de flexibilidade calculado para um modelo constitutivo do solo simplificado usando o FEM.

O modelo proposto foi projetado para capturar o deslocamento, cargas na ancoragem e tensões laterais para problemas medidos em campo. Na Figura 2.13 pode-se observar as deflexões medidas e previstas com o modelo proposto por Vaziri (1996).

2.1.2.8 Escavações suportadas: Método observacional e modelagem inversa (Finno & Calvello, 2005)

Na literatura atual existem muitos métodos de retrocálculo para melhorar as previsões do comportamento de estruturas geotécnicas em geral, neste artigo é apresentado uma análise inversa usando um procedimento baseado nos dados de instrumentação com o fim de atualizar as previsões de deformações em sistemas de escavações apresentados na pesquisa. A análise numérica foi desenvolvida para otimizar um modelo computacional de elementos finitos de uma escavação de 12 m de profundidade em argilas glaciais de Chicago para reduzir os erros entre os dados de monitoramento e deslocamentos previstos. Os resultados in situ são obtidos através

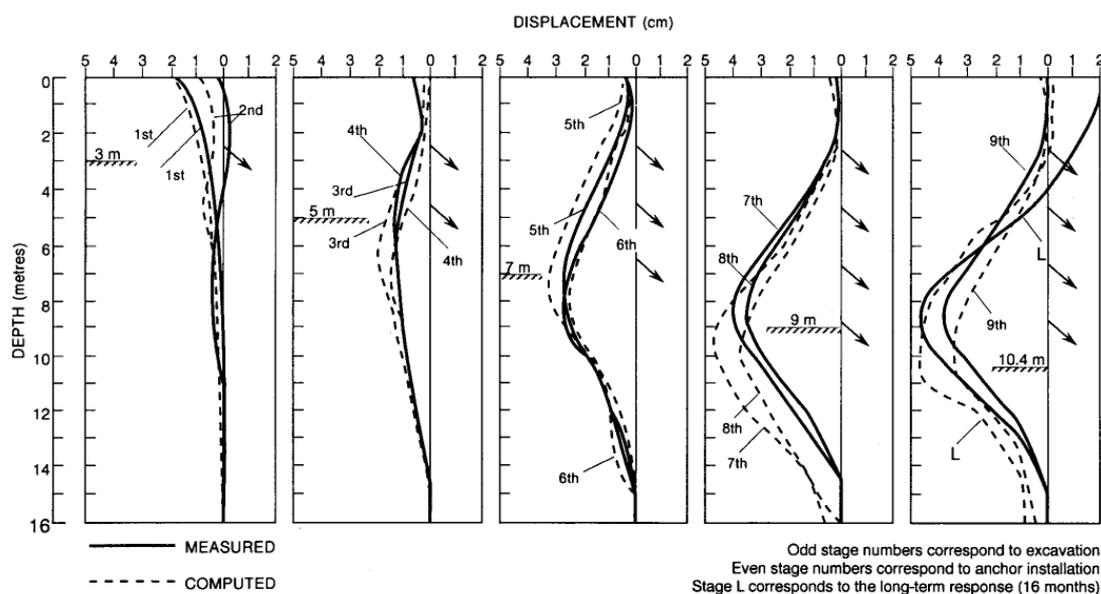


Figura 2.13: Deflexões medidas e previstas em varias etapas de escavação

de dados de inclinometria que mediram os movimentos laterais do solo atrás dos muros que suportam a escavação. Cinco sequências de escavação foram determinadas para a análise, e em cada fase nova os dados de monitoramento de cada etapa são acrescentadas às observações disponíveis visando recalibrar o modelo da escavação. Por meio do modelo constitutivo HS o qual tem seis parâmetros, no entanto só um por camada é otimizado, enquanto os outros são mantidos constantes. A metodologia foi usada de maneira efetiva para recalibrar o modelo nas primeiras etapas de escavação.

A Figura 2.14 ilustra a comparação entre os dados medidos e os deslocamentos previstos quando os parâmetros são otimizados baseados nas observações da primeira etapa. A melhoria do ajuste entre os resultados é significativa, apesar de que o conjunto de parâmetros foi calculado só usando as observações de etapa 1, a influência positiva sobre a resposta prevista é adequada para todas as etapas de construção. Ao final da escavação (Fase 5) o máximo deslocamento previsto ultrapassou o dado medido em só 15% (Detalhes em (Finno & Calvello, 2005)).

2.1.2.9 Uma nova abordagem para integração de modelos numéricos e observações de campo em escavações profundas (Youssef et al., 2006)

No campo da geotecnia atualmente as previsões e observações da performance são etapas cruciais no processo do projeto e construção de qualquer estrutura geotécnica, já que os projetistas geotécnicos dependem dos dados empíricos para estimar as deformações potenciais e o impacto em estruturas vizinhas. No entanto as modelagens numéricas também são ferramentas muito utilizadas para obter deslocamentos nas contenções. Na engenharia atual tem sido investidos amplos recursos para instrumentar atividades construtivas e de controle sobre as deformações induzidas pelo solo. Enquanto os engenheiros encontram respostas empíricas aprendendo das

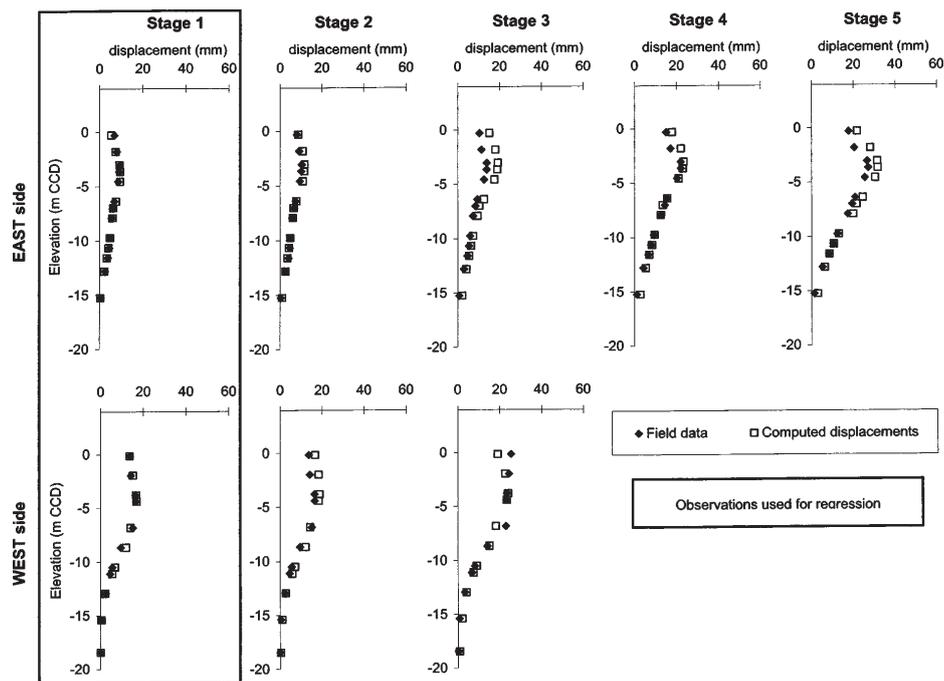


Figura 2.14: Deslocamentos medidos e previstos: parâmetros otimizados baseados nas observações de etapa 1

deformações históricas de determinada contenção, as simulações numéricas não têm alcançado o nível adequado de informação para prever com exatidão o comportamento de uma escavação.

Neste trabalho é apresentado uma nova metodologia chamada de *selfSim* que consiste em uma técnica de análise inversa que considera o FEM, A.I. e medidas *in situ*, ela leva em conta informação constitutiva do solo fornecida pelas medidas de campo tais como deslocamentos horizontais e recalques; o modelo numérico usado prevê as deformações da escavação e pode ser usado para estimar deslocamentos de contenções similares. A Figura 2.15 apresenta as deformações ocorridas no sitio de estudo depois de 12 iterações de treinamento. Em geral as deformações calculadas usando o *selfSim* são parecidas às medidas de campo, embora existem alguma dispersão nas duas primeiras etapas entre os movimentos previstos e calculados.

2.1.2.10 Análise experimental de pressões de terra em muros de retenção rígidos sob modo de translação (Khosravi et al., 2013)

Nesta pesquisa os autores mostram um conjunto de ensaios de modelos físicos que foram realizados para o caso ativo de um muro de retenção rígido submetido a translação horizontal. A resposta de um solo granular retido foi pesquisada usando um modelo reduzido com mini-células de pressão e a técnica do PIV. A boa aproximação entre os resultados experimentais e as teorias baseadas no efeito arco para pressões de terra ativas poderiam confirmar o efeito atrás das contenções na translação. A distribuição de tensão cisalhante confirma a teoria, para um estado ativo, a zona de falha diferencia-se da zona neutra por uma banda cisalhante atrás do muro. Na Figura 2.16 encontra-se plotada a distribuição de pressão lateral de terras na contenção como uma

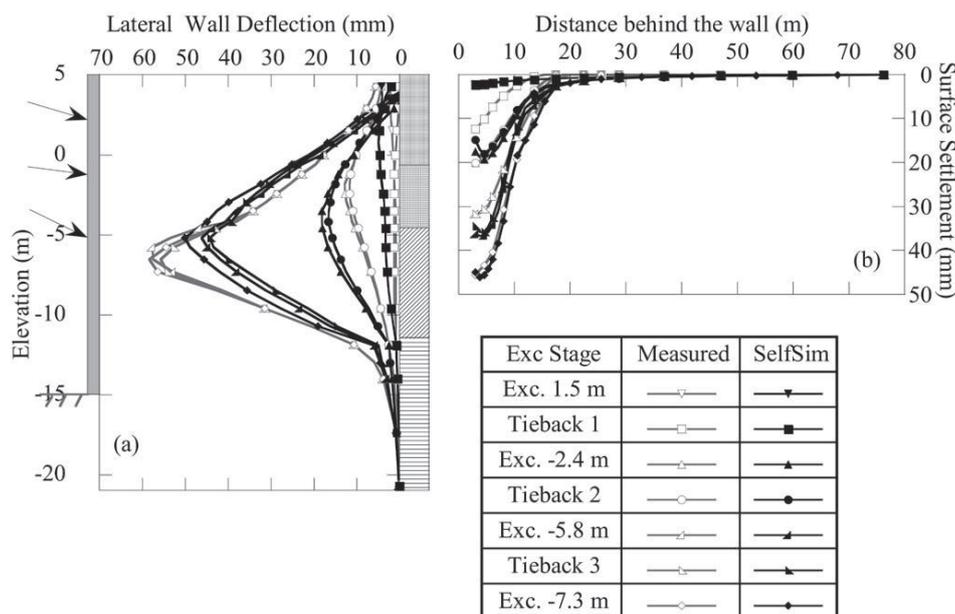


Figura 2.15: Deslocamentos laterais e recalques depois de 12 fases de treinamento de *selfSim*

função de profundidade usando valores normalizados. Previsões teóricas baseadas na pressão lateral neutra de Jacky e de pressão de terras baseadas no efeito arco, também podem-se ver para comparar como os resultados experimentais.

2.1.2.11 Deformações no solo e interação solo-estrutura de uma escavação multi-escorada em argilas moles de Shanghai (Ng et al., 2012)

Nesta pesquisa foram monitoradas deformações no solo em uma contenção tipo diafragma. A estrutura de retenção de 14.5 m de profundidade foi instalada em argilas moles de Shanghai, o máximo recalque monitorado ao final da escavação esteve entre 0.25% e 0.32% da profundidade final de escavação (H_e), e recalques de $2.5H_e$ atrás do muro. Os deslocamentos e recalques na contenção são geralmente maiores neste sítio que noutros locais mais densamente povoados de Shanghai. Análises de equilíbrio de forças e momentos do panel instrumentado validam a confiabilidade das pressões de terra e forças nas estroncas medidas. As cargas nas estroncas medidas deste sítio são geralmente maiores que outros sítios em Shanghai. Medidas de pressões de terra revelam que nos muros diafragma concretados incrementam-se os coeficientes de pressão lateral de terras na interface solo/contencao por um fator maior que 1.4. As trajetórias de tensões para solos retidos dentro da região estroncada geralmente são movimentadas para o estado passivo durante as últimas etapas da escavação principal, e o solo perto do nível de formação aproxima-se ao estado passivo de falha antes de finalizar a escavação. Na Figura 2.17 a pressão de terras aparente sobre o 5% da H_e foi bem reproduzida pela envoltória CIRIA, excepto por dois casos. Comparada com a envoltória de Peck, a envoltória de tensões CIRIA (maximizada a $1.15H_e$) é mais próximo a envoltória de tensões proposta.

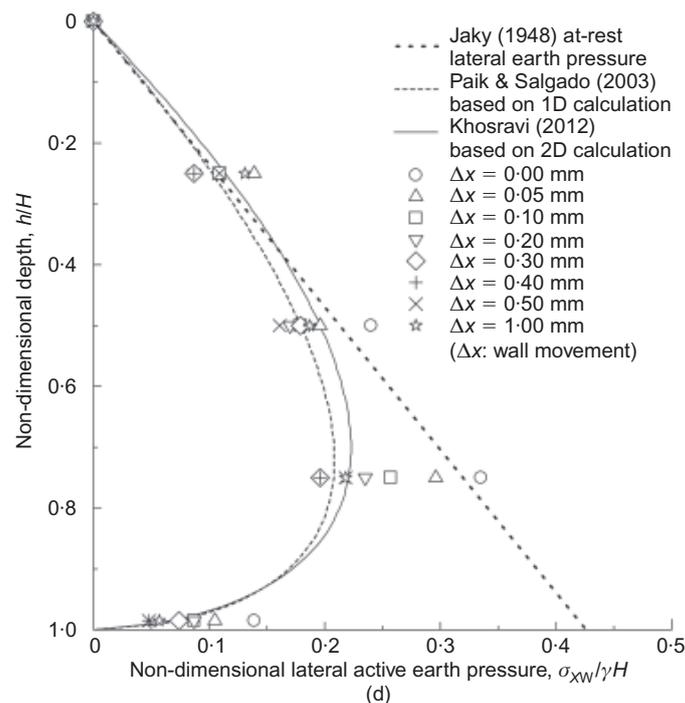


Figura 2.16: Perfis da distribuição de pressão lateral de terras com movimento do muro

2.1.2.12 Análise de cortinas em estaca prancha com articulações plásticas (Bourne-Webb et al., 2011)

Este estudo foi focado em analisar o efeito das articulações plásticas sobre a resposta de muros de retenção e verificar os métodos de cálculo para uso em cálculos tradicionais. A modelagem física de um muro ancorado em areia seca foi executado, em alguns dos testes a zona de articulação foi incluída no muro com o fim de simular o mecanismo cinemático similar ao associado com a formação de uma articulação plástica. Usou-se o FEM considerando o modelo *double hardening* de Lade, para representar o comportamento do solo. As análises geralmente convergiram de maneira apropriada como os resultados dos ensaios em muitos aspectos do comportamento do muro. Em termos do objetivo do teste, o estudo do efeito da articulação plástica não foi realisticamente capturado, devido que a zona de articulação esteve presente desde o início do teste, permitindo uma redistribuição de pressão de terras maior à esperada, e porque a característica de momento-curvatura da parede entalhada não reproduziu os efeitos de instabilidade observadas na resposta a flexão da estacas pranchas. Doutra parte, a concordância adequada entre as observações de ensaios e as previsões numéricas permitem o uso do modelo para cálculos genéricos usando a característica de momento-curvatura na estaca prancha.

Na Figura 2.18 pode-se notar a comparação dos resultados para testes da estaca prancha sob estudo (SPWFG 14), permite avaliar o impacto da inclusão da zona de articulação no muro. Estes testes foram baseados em um ancoragem a 0,04 m de profundidade. A principal observação dos resultados é o máximo momento fletor na estaca prancha reduzida perto a 20% comparada com outro tipo de estaca prancha. Finalmente as mudanças nas cargas de ancoragem foram reduzidas

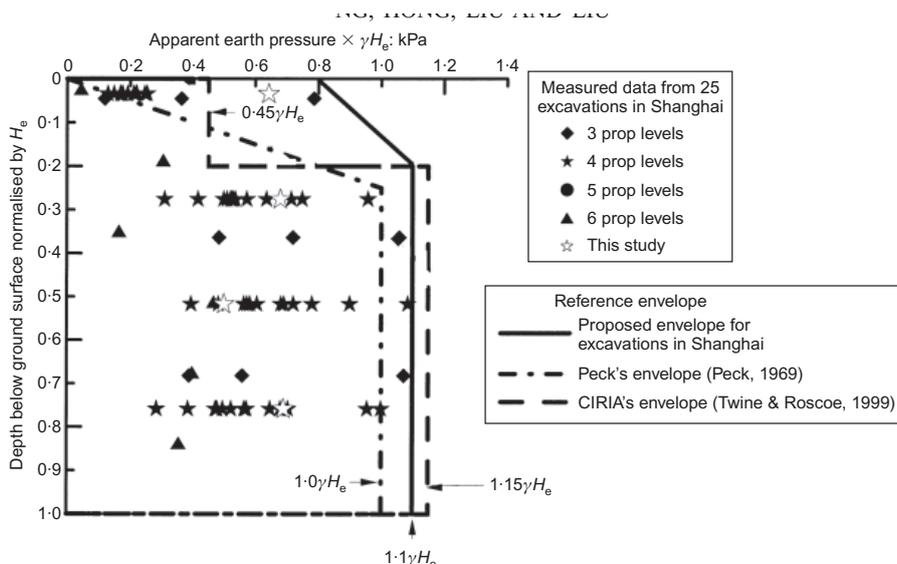


Figura 2.17: Envoltória de pressão de terras aparente para escavações em Shanghai

só em 2%, e a deflexão máxima incrementou-se perto do 15%, com uma descontinuidade diferente ocorrendo no muro no lugar da zona de articulação.

2.1.2.13 Análise numérico 3D de escavações profundas com muros transversais (Pio-Go et al., 2013)

Anteriores análises de deformação plana de um caso histórico mostraram que os muros transversais em uma escavação podem efetivamente reduzir os movimentos induzidos por uma escavação profunda. Este estudo foi conduzido mediante análises numéricas em 3D para quatro casos de escavações profundas com diferentes métodos de instalação de muros transversais, incluindo diferentes profundidades de escavação, intervalos e profundidades de muros transversais. As deflexões medidas e calculadas para os quatro casos foram comparadas com aquelas de mesma escavação que foram assumidas com muros não transversais instalados para demonstrar a efetividade dos muros transversais na redução lateral das deflexões. Os resultados mostram que os muros transversais também têm um efeito canto similar ao muro diafragma. A deflexão do muro diafragma foi menor no lugar do muro transversal e incrementado com o acréscimo de distância do muro transversal, acima do ponto médio entre dois muros transversais. Muitos fatores como propriedades do solo in situ, do muro diafragma, procedimento de construção, profundidade do muro transversal, entre outros podem afetar a quantidade de redução lateral das deflexões do muro devido à instalação de muros transversais. Sob a mesma condição, a quantidade de redução foi altamente dependente da profundidade, distância e espaçamento dos muros transversais.

Na Figura 2.19 ilustra-se como os muros transversais pode reduzir a deflexão lateral significativamente. As deflexões em diferentes locais do projeto foram previstas para ter 33 and 37% de redução, respectivamente. Já que os muros transversais foram instalados só desde a

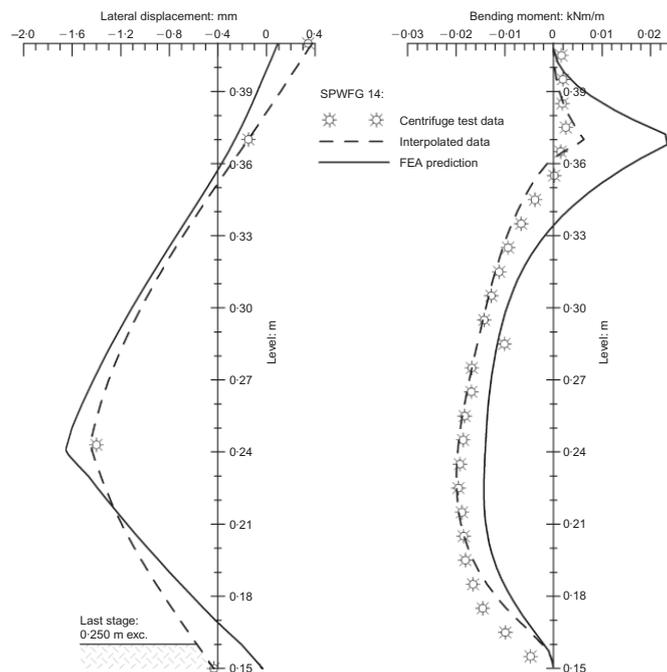


Figura 2.18: Comparação de dados de ensaios em centrifuga e análise por FEM para a estaca prancha sob estudo superfície da escavação até 6.5 m abaixo da superfície, e nenhum muro transversal instalada abaixo da escavação da superfície, Os muros transversais podem não fornecer a resistência contra o movimento do muro nas primeiras etapas da escavação.

2.1.2.14 Coeficientes de pressão lateral de terras para cortinas em estacas pranchas ancoradas (Omer-Bilgin, 2012)

Os métodos convencionais usados para o projeto de estacas pranchas ancoradas estão baseados na força lateral e o equilíbrio de momentos da pressão de terras ativa e passiva, e a força do ancoragem. Embora esta resposta tem sido conhecida por décadas, já que a concentração de tensões ocorre ao redor do nível de ancoragens devido aos movimentos restritos do muro, esta concentração de tensões não é considerada em determinar a pressão lateral de terras. Um estudo paramétrico usando métodos convencionais e numéricos foi desenvolvido para pesquisar o comportamento de estacas pranchas ancorados em um só nível, além da análise da pressão lateral de terras, momentos fletores, e forcas nas ancoragens. Os resultados indicaram que os métodos convencionais para as condições consideradas e casos analisados sobestimaram os momentos fletores na cortina, enquanto as forcas nas ancoragens são whereas the anchor forces are subestimadas. Novos coeficientes de pressão lateral de terras que consideram a concentração de tensões ao redor do nível de ancoragens foram desenvolvidos e propostos para ser usados no projeto de estacas pranchas ancoradas em um só nível com o fim de fornecer distribuíres de pressões de terras mais realísticas atuando sobre a cortina, bem com obter projetos mais precisos.

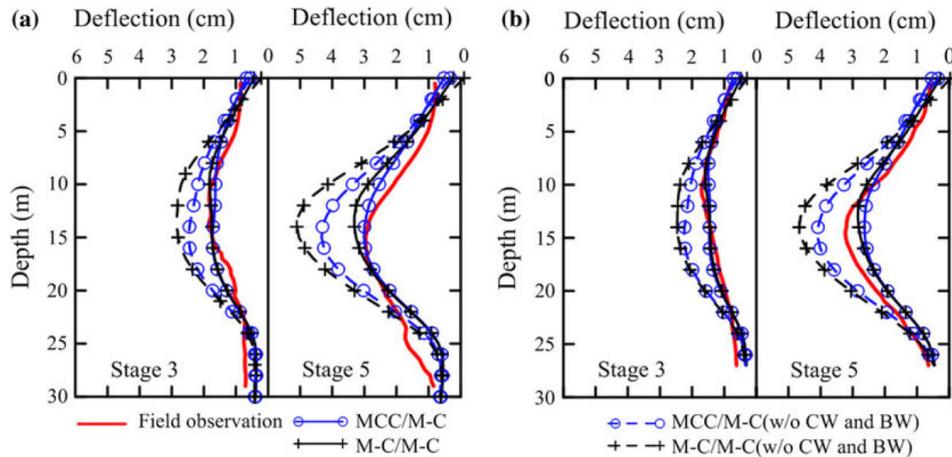


Figura 2.19: Comparação das deflexões laterais da observação em campo e dos análises específicos do caso

Na Tabela 2.3 mostram-se os resultados obtidos usando a proposta de coeficientes de pressão lateral de terras os quais apresentam pouca dispersão com os resultados conduzidos mediante FEM, já que estes foram desenvolvidos para rodar os 12 casos das estacas pranchas sob estudo.

Tabela 2.3: Análise comparativo dos exemplos ilustrativos

Parâmetro e método usado	Valor ^a	%Δ ^b
Força na ancoragem		
FEM	227.20	——
Método convencional	162.85	28.30
Método proposto	206.30	9.20
Momento fletor		
FEM	203.75	——
Método convencional	475.93	133.60
Método proposto	214.70	5.40

2.2 CORTINAS DE ESTACAS JUSTAPOSTAS EM SOLO GRAMPEADO

As medições das deflexões em estruturas de contenção e dos movimentos do solo, bem como o uso de ferramentas numéricas nos últimos anos, tem ajudado entender o comportamento do solo. A avaliação dos movimentos das contenções não é simples e se requer fazer um uso adequado e estudo aprofundado das análises numéricas. Além este tipo de análises deve ir acompanhado de experiências precedentes baseadas em dados de casos históricos.

Gaba et al. (2003) menciona que a causa dos movimentos do solo esta governada pela construção do muro, pela escavação na frente do muro e fluxo de água que permite o adensamento do solo. No entanto nos capítulos posteriores demonstrará-se como a perda de sucção no solo influenciada pelas precipitações no local sob estudo, pode acrescentar os movimentos na contenção, em especial os deslocamentos horizontais em cortinas de estacas justapostas. Este tipo de muros de construção sequencial em estacas ocasiona que o solo tome parte do apoio no solo adjacente ou na parte posterior de uma estaca adjacente. Os movimentos além sao confinados nas areas locais ao redor das estacas, excepto onde o solo flui para a estaca a medida que está sendo perfurada.

Relativo aos efeitos causados pela escavação na frente do muro estes estão influenciados por vários aspectos, entre eles os mais importantes encontram-se: mudanças de tensões devido a escavação, resistência e rigidez do solo, mudanças do lençol freático, rigidez do muro, forma e dimensões da escavação, mudanças na sucção, etc...

Na Figura 2.20 é possível observar as trajetórias de tensões que ocorrem em diferentes lugares de uma escavação típica, suportada por uma cortina embutida no solo. A historia geológica de um deposito argiloso compreende processos contínuos de deposição seguidos pela remoção de sobrecarga, formando um material sobreadensado com $\sigma'_h > \sigma'_v$ *in situ*, este caso não é exactamente o apresentado no caso atual de estudo na argila porosa de Brasilia, mas a trajetória de tensões é similar para entender o foco do problema (ver trajetória 0'-0).

Na sequência de construção da cortina os elementos A e B que representam massas do solo, diminuíram a tensão horizontal total devido à escavação do muro sob fluido de suporte, posteriormente incrementará-se as tensões laterais enquanto o muro é concretado, como pode-se observar nas trajetórias 0-1 e 1-2. No momento da escavaco na frente do muro, ele normalmente é deslocado resultando na redução de tensões horizontais devido á perda de confinamento para o elemento A atrás do muro, este causará uma diminuição de poropressões (trajetória 2-3). A poropressão devido à infiltração ao longo prazo atrás do muro é menor que o valor inicial hidrostático *in situ*, mas provavelmente maior que a poropressão depois da escavação já que a poropressão será acrescentada no longo prazo quando as condições de fluxo constante são atingidas (trajetória 3-4) (Gaba et al., 2003).

No processo da escavação o elemento B experimentará uma diminuição importante de tensões verticais totais, ao se reduzir a poropressão. Neste lugar o movimento da cortina tende a aumentar o esforço total horizontal. Estas mudanças incrementaram as tensões efetivas horizontais e reduziram as tensões verticais efetivas durante a escavação (2-3). No longo prazo as poropressões aumentaram de novo a medida que a infiltração é desenvolvida, diminuindo tensões verticais e horizontais e levando o solo a uma falha passiva (3-4), na Tabela 2.4 podem-se ver resumidos as mudanças mencionadas nos parágrafos anteriores.

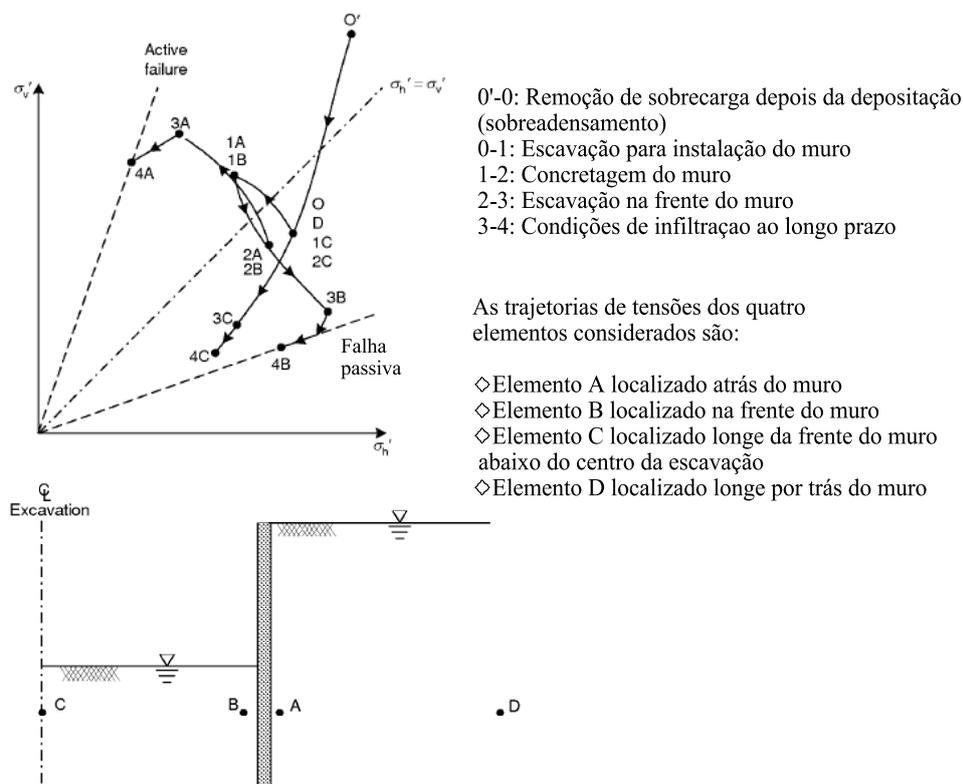


Figura 2.20: Trajetórias em elementos do solo na escavação durante diferentes sequências de construção, modificado de Gaba et al. (2003)

Tabela 2.4: Mudanças de tensões desde a etapa inicial, modificado de (Gaba et al., 2003)

	Elemento A	Elemento B	Elemento C	Elemento D (longe)
Tensão vert. total durante a esc.	Constante	Diminui	Diminui	Sem mudanças
Tensão hor. total durante a esc.	Diminui	Diminui (A) - Aumenta (P)	Diminui	Sem mudanças
Poropressões durante a esc.	Diminui	Aumenta	Diminui	Segundo permeabilidade
Poropressões ao longo prazo	Aumenta	Diminui	Diminui	Segundo permeabilidade
Resist. ao cisalh. não drenada	Diminui	Diminui	Diminui	Sem mudanças
Deformação durante a esc.	Compressão vert.	Extensão vert.	Extensão vert.	Sem mudanças
Deformação no longo prazo	Compressão vert.	Extensão vert.	Extensão vert.	Sem mudanças

2.2.1 Processo executivo

As cortinas em estacas justapostas reforçadas mediante grampeamento têm sido utilizados em taludes naturais ou previamente escavados, nos quais as condições de estabilidade não são satisfatórias, quanto em escavações. Neste caso, o grampeamento é feito na massa de solo à medida que a escavação é executada em etapas (Figura 2.21), em geral com 2 a 3 m de profundidade, obtendo-se uma zona de solo reforçado que funcionará como suporte do material posterior sem, reforço.

O tipo de terreno e a inclinação da fase da escavação pode influenciar a altura máxima a escavar em cada etapa, que deve-se manter estável entre a escavação, a instalação do reforço e a aplicação do concreto projetado e o material a ser escavado deve apresentar uma resistência

aparente não drenada ao cisalhamento mínima de 10 kPa (GeoRio, 2000). Pode-se notar uma resistência na maioria dos solos argilosos e arenosos, mesmo em areias puras úmidas, devido ao efeito da sucção. Só em areias secas e sem nenhuma cimentação entre os grãos, ou em solos argilosos muito moles, este processo não terá sucesso. Logo após a escavação instalam-se os grampos por percussão, ou por perfuração e injeção sem pressão. A técnica por percussão consiste na cravação de barras ou perfis metálicos esbeltos com auxílio de martetele pneumático. A técnica mais comum é semelhante à execução de ancoragens de barra: perfura-se o terreno com diâmetro entre 50 a 100 mm, introduz-se uma barra de aço com diâmetro entre 25 e 32 mm, e aplica-se injeção de nata de cimento com pressões baixas, inferiores a 100 kPa. Com este processo, o atrito lateral unitário obtido em solos compactos ou rijos é razoavelmente elevado.

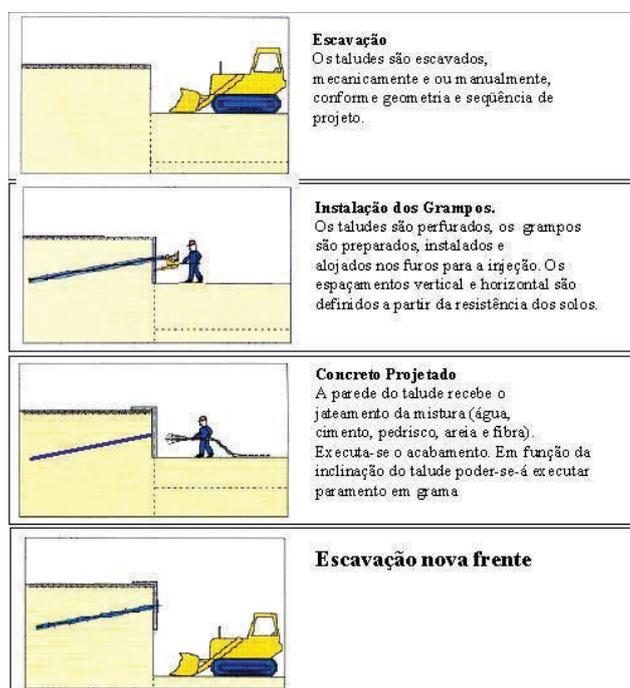


Figura 2.21: Etapas do processo construtivo: escavação, perfuração, instalação e aplicação do concreto projetado

2.2.1.1 Atrito solo-grampo

Um aspecto importante na estabilidade da cortina é o reforço que fornece o atrito unitário entre o solo e o grampo (q_s). Ele pode ser estimado mediante correlações empíricas como a formulada por Ortigão & Palmeira (1997), na Equação 2.1

$$q_s = 67 + 60 \ln N \quad (2.1)$$

Onde (q_s) é em kPa e N é o número do SPT. A equação apresentada é uma correlação empírica do resultado de ensaios de arrancamento realizados no Brasil em diversas localidades e tipos de solos, tais como, silte arenoso (São Paulo), argilas arenosas (Rio de Janeiro), argilas porosas e saprólitos de ardósia (Brasília).

2.2.1.2 Ensaio de arrancamento em grampos

O ensaio de arrancamento é realizado para determinar o atrito solo-grampo e, durante a obra, para que sejam confirmados os valores em pelo menos dois grampos ou em 1% dos grampos de uma obra, executados especificamente para o ensaio. A barra de aço empregada deve ser superdimensionada para que o ensaio atinja preferencialmente a ruptura do trecho injetado. A carga máxima de ensaio (T_{max}) é dada pela seguinte equação:

$$T_{max} = 0.9f_yA_s \quad (2.2)$$

Onde f_y é a tensão de escoamento do aço e A_s é a área da seção transversal útil da barra. Essa carga não deve ser ultrapassada para evitar acidentes, devido à possível ruptura brusca do aço. As cargas deverão ser aplicadas em pequenos estágios que não excedam 20% da carga máxima esperada, aguardando-se pelo menos 30 minutos para a estabilização das deformações. Durante este tempo, a carga é mantida constante e os deslocamentos são lidos a intervalos de 1,2,4,8,15 minutos.

Deverá ser executada pelo menos um ciclo de carga-recarga, que deverá ser iniciado quando a carga for da ordem da metade da carga total máxima esperada. Os resultados devem ser apresentados nos eixos cartesianos em que T corresponde às cargas de tração em kN e d aos deslocamentos medidos em milímetros. O boletim de sondagem mais próximo deve ser anexado ao relatório. O valor da carga que leva à ruptura do grampo por atrito com o solo é definido como T_{rup} . Em seguida, calcula-se o valor do atrito solo-grampo (q_s) através da seguinte equação

$$q_s = (T_{rup}/\pi \cdot D \cdot L_b) \quad (2.3)$$

onde D=diâmetro da perfuração, L_b =comprimento do bulbo ancorado do grampo-teste.

2.2.2 Métodos tradicionais para projeto de cortinas em solo grampeado

"(Para)...problemas onde existe uma interação estrutura-solo, os análises devem usar relações tensão-deformação para os geomateriais, e estados de tensão no solo que são suficientemente representativos para o estado limite considerado e fornecer um resultado seguro"(tomado e traduzido do Eurocode 7).

Os métodos de projeto para escavações profundas em especial em ambiente urbano estão permanentemente melhorando. As metodologias tradicionais que usam o estado de equilíbrio limite das pressões de terra atuando sobre as cortinas tem-se desenvolvido mediante a introdução dos métodos numéricos: Modulo de reação do Subleito (MCR), Método de Diferencias Finitas (FDM) ou Método de Elementos Finitos. Para estruturas simples, muros rígidos podem ter só

um tirante ou grampo, o método de equilíbrio limite pode fornecer resultados aceitáveis, mas para estruturas mais complexas é compulsório levar em conta a interação estrutura-solo (Ilies et al., 2010).

As estruturas em balanço foram raramente projetadas antes da troca do século 19. Uma profundidade de penetração igual à altura do solo retido foi recomendada na ausência de sobrecarga ou outra circunstancia desfavorável, uma penetração adicional igual a uma altura equivalente de solo retido foi algumas vezes considerada no caso de sobrecarga. Um método de projeto inovador para cortinas em balanço baseada em observações experimentais foi introduzida por Engels (1903). Nele foi assumida uma distribuição parabólica da pressão de terra neta ao longo da profundidade de penetração de uma cortina em balanço em equilíbrio com uma pressão de terras ativa devido ao solo retido. A profundidade de penetração foi avaliada com este método para requerer um equilíbrio de forças horizontais e momentos; a falha do muro sob os momentos fletores aplicados foi reconhecida como estado limite, mas uma solução explícita não foi fornecida (Ver Figura 2.22).

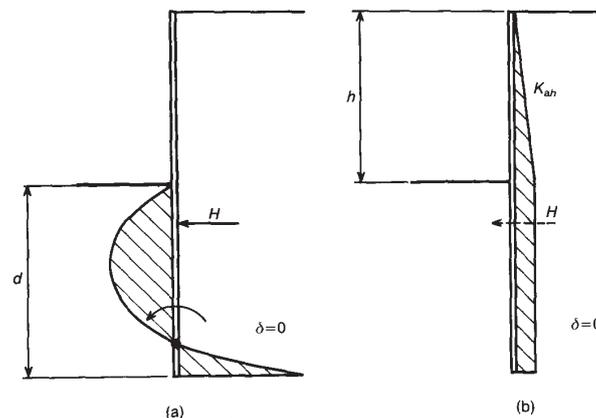


Figura 2.22: Método de Engels: (a)distribuição de pressões de terra neta; (b)distribuição de pressões de terra ativa devido ao solo retido

Subsequentemente, um numero de métodos baseados no equilíbrio limite foram desenvolvidos sob linhas similares, mas se diferenciando com respeito a:

- forma da distribuição da pressão de terras
- calculo do equilíbrio da cortina
- teorias usadas na derivação dos coeficientes de pressão de terras
- definição e grandeza do fator de segurança
- distribuição e direção do atrito no muro
- método de obtenção do ângulo de atrito do solo

- reforço utilizado se é necessário

A pesquisa na literatura revela que praticamente todas as combinações possíveis das variações disponíveis dentro dessas categorias foram ou estão em uso. O resultado é uma confusão de métodos de projeto, nenhum dos quais é justificado de acordo às observações da performance da cortina (Bica & Clayton, 1989). Na Tabela 2.5 pode-se observar os métodos de projeto de equilíbrio limite usados até o momento.

Tabela 2.5: Mudanças de tensões desde a etapa inicial, modificado e traduzido de (Gaba et al., 2003)

Autor	Método	Teoria	FS	Atrito no muro	Incremento na prof.	Estratificação
Engels	Engels	Rankine	Tensão admissível	—	Não necessária	Não
Krey	Krey	Coulomb	1.3 no extremo inferior	$2/3\phi\alpha\phi$	Não necessária	Difícil
Jacoby	Krey	Rankine	1.2 na ficha	—	Não necessária	Difícil
Lee	Krey	Rankine	1-3 na ficha	A 17° a 0.5 ϕ P	Não necessário	Difícil
US Steel	Krey	Caquot e Kerisel	1.2-1.4 na ficha	17° para areias e aço	Não necessário	Difícil
Blum	Blum	Rankine	1.0	maior a 0.4 ϕ	—	Sim
Schmidt	Blum	Rankine A e P	1.0	$2/3\phi$	1.2 ficha	Sim
Verdeyen	Blum	Rankine A e P	1.1 a 1.5 para $\phi = 25^\circ$	—	1.2 ficha	Sim
Costet	Blum	Caquot e Kerisel	2 em K_p	$2/3\phi$ A e 0.7 ϕ P	1.2 ficha	Sim
CP-2	Blum	Packshaw	2 em K_p	$\phi = 25^\circ$ A e 7.5° P	—	Sim
Padfield Fp	Blum	Caquot e Kerisel	1.2-1.5 em K_p	$2/3\phi$ A e $\phi/2$ P	1.2 ficha	Sim
Padfield Fs	Blum	Caquot e Kerisel	1.2 em $\tan\phi$	$2/3\phi$ A e $\phi/2$ P	1.2 ficha	Sim
Padfield Fr	Blum	Caquot e Kerisel	1.5	$2/3\phi$ A e $\phi/2$ P	1.2 ficha	Sim
Lechner	—	Coulomb	1.0	$2/3\phi$	1.2 ficha	Sim
Clayton	Blum	Mayniel A e C-Kerisel P	1.5 em K_p	$2/3\phi$ P e $2/3\phi$ para Mmax	Não	Não
Rowe	Rowe	Coulomb	1.5 em d e 1 para Mmax	0 para d e $2/3\phi$ para Mmax	Não	Não
Hong Kong GCO	Rowe	Caquot e Kerisel	3 em $\tan\phi$ e $\tan\delta$ para K_p	$\phi/2$	Não	Não
Danish Geot. Inst.	Brinch Hansen	BH	1.2 a 1.3 em $\tan\phi$	ϕ	Não necessário	Difícil
Canadian Geot. Soc.	Blum	Rankine	1.0	0 A $\phi/2$ a $2/3\phi$ P	Não	Sim

2.2.3 Métodos numéricos para projeto de cortinas em solo grampeado

2.2.3.1 Aspectos que influenciam as modelagens numéricas

Quando se usa uma ferramenta deste tipo para abordar a simulação de um problema geotécnico, o pesquisador deve estar consciente que existem inumeráveis aspectos que influem diretamente nos resultados da modelagem, em especial porque as estruturas geotécnicas em uma grande parte de seus componentes apresentam uma configuração controlada por processos naturais que na maioria das vezes são produzidos aleatoriamente e não têm uma especificação definida (Negro et al., 2009). Desta maneira, nesta pesquisa se levaram em consideração diferentes aspectos que um geotécnico deve analisar no momento de estudar a modelagem numérica de determinada estrutura geotécnica.

◇ Escolha do modelo constitutivo

Como foi mencionado anteriormente, o comportamento mecânico dos solos é extremamente complexo, deste modo selecionar uma lei constitutiva que simule todas as condições presentes em

um problema geotécnico é uma tarefa muito difícil. Kolymbas (2003), formula umas perguntas que todo pesquisador se deve fazer antes de escolher um modelo constitutivo para sua simulação: 1. Como se pode definir a qualidade de um modelo constitutivo?; 2. Quais são as limitações do modelo?; 3. Como comprovar se o modelo selecionado é o ideal?; 4. Como implementar um modelo promissório em um código adequado para o âmbito empresarial?; e 5. Que tipo de recurso numérico deve ser programado para obter uma solução correta em problemas de contorno do ponto de vista matemático (definição de deformações, calibração, condições iniciais).

Cálculo de deformações Os modelos constitutivos têm uma relação entre tensões e deformações e a maneira como se calculam as deformações a partir dos deslocamentos e viceversa é um aspecto crucial nas modelagens numéricas. Muitas das leis constitutivas supõem tacitamente os deslocamentos baseados em teorias das pequenas deformações (desprezando efeitos geométricos), no entanto em muitos casos se podem apresentar deformações grandes, tanto localmente em pequenas regiões como globalmente no domínio do problema analisado. O cálculo ajustado com o modelo Mohr-Coulomb é praticamente independente da formulação para pequenas deformações e tensões, mas a divergência aumenta para deformações grandes como pode observar-se na Figura 2.33.

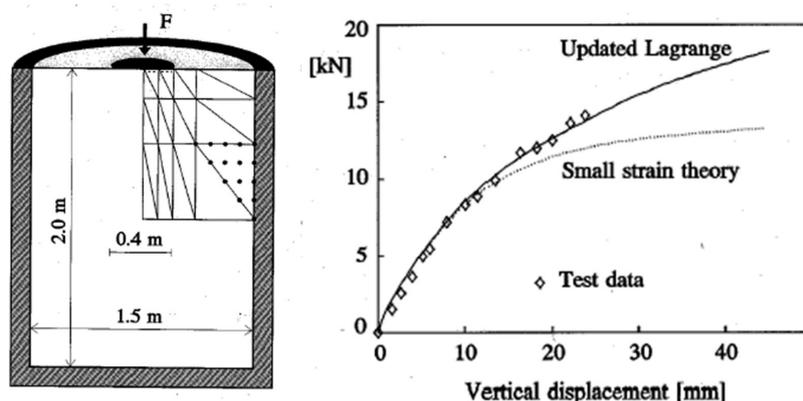


Figura 2.23: Influência do cálculo de deformações em uma simulação para um ensaio de prova de carga em placa (Kolymbas, 2003)

Não linearidade Também é importante analisar a maneira como alguns modelos supõem a decomposição da deformação em uma parcela elástica e outra plástica, onde a parte elástica se considera linear e reversível, i.e. as deformações nesta faixa serão sempre de tipo elástico. Mesmo assim, é conhecido que o solo apresenta esta resposta elástica em pequenas deformações como se pode observar na Figura 2.34, onde Tatsuoka et al. (1994) mostra um processo de carga e descarga em um pedregulho denso. Desta maneira, a não linearidade é um fator relevante quando se quer analisar a evolução das deformações em determinado problema.

Condições iniciais Este fator é realmente crucial no momento de se modelar uma estrutura geotécnica, já que existem condições inerentes ao solo que são muito complicadas de se

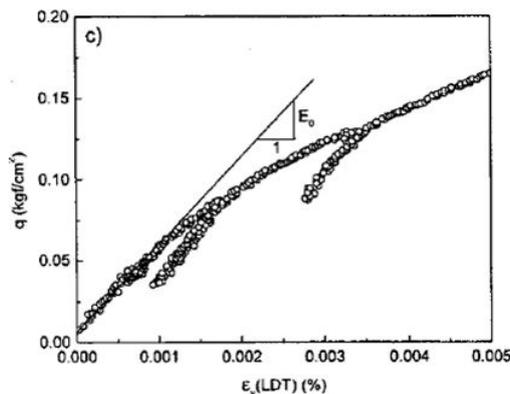


Figura 2.24: Processo de carga e descarga no espaço q vs ε em Chiba, Japão (Tatsuoka et al., 1994)

supor em um modelo numérico, devido ao caráter natural que tem o material em quanto sua formação e comportamento dependente do tempo, pelo qual essa característica histerética faz que aspectos como a história geológica, sequências de construção, *creep*, estado de adensamento, relaxação, colapso, parcial saturação, entre outros; controlem o estado inicial de qualquer modelo computacional. Além disso muitos modelos constitutivos não distinguem diferenças entre variáveis de estado e parâmetros do material.

Calibração Em outras palavras é a determinação dos parâmetros do material de um modelo constitutivo, i.e. as constantes que fazem parte das equações constitutivas, que geralmente têm uma correspondência física com o material que se busca simular. Embora o procedimento de calibração possa ser descrito detalhadamente de acordo com o modelo sob estudo, não necessariamente ele pode levar a resultados aplicáveis.

Sendo o modelo Mohr-Coulomb a teoria constitutiva mais difundida na engenharia prática para simular a resposta do solo, por sua natureza linear elástica e perfeitamente plástica, este no entanto apresenta no processo de calibração algumas suposições subjetivas relacionadas com a pouca capacidade para simular perfeitamente o comportamento do solo, dadas suas limitações próprias de definição do modelo matemático em sua formulação.

Uma técnica válida para ajustar os parâmetros idôneos de um modelo constitutivo seria o uso de um programa *element test* que tem envolvida dentro de seu código a teoria constitutiva de análise, que pode simular o resultado de um ensaio de laboratório (triaxial, oedométrico, compressão isotrópica) nas mesmas condições do ensaio real. Se não existe concordância entre as tendências gráficas, então se pode buscar mediante um tratamento estatístico o valor das constantes ou parâmetros do material ideais para que estes coincidam ao máximo (ver Figura 2.35).

Existem na atualidade alguns modelos complexos que usam muitos parâmetros para explicar o comportamento de um solo, mas apesar disso, o número de parâmetros é de menor importância se um procedimento de calibração é suficientemente confiável. Algumas das dificuldades mais comuns no processo de calibração são:

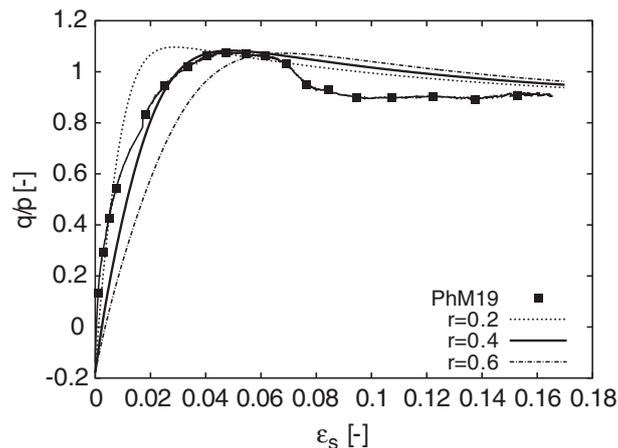


Figura 2.25: Calibração do parâmetro r do modelo básico de Masín (Masín & Herle, 2005)

- ★ Os parâmetros são dependentes do estado de tensões ou deformações, e nestas condições eles não são constantes do material;
- ★ Os parâmetros são interrelacionados, i.e., são função um do outro;
- ★ Existem métodos promissórios que ainda não podem dar uma certeza clara do resultado final de calibração (otimização, redes neurais, lógica difusa).

◇ Modelo computacional

Os resultados de uma simulação numérica, de igual forma estão influenciados pelo jeito em que o pesquisador desenvolve a análise do modelo computacional, e para que estes resultados sejam bem sucedidos se devem levar em conta vários aspectos importantes, listados a seguir:

Simplificação da realidade correta escolha do modelo constitutivo não é suficiente, já que existe o que conhece-se como o BVP (*Boundary Value Problem*) que é uma equação diferencial que governa o comportamento do problema nesse ponto, junto com o conjunto de restrições adicionais, chamadas de condições de contorno. A solução de um BVP é a solução da equação diferencial a qual satisfaz as condições de contorno de certo problema físico ou numérico, e o que se pensa simular não contém aspectos importantes próximos à realidade física. O fato de selecionar variáveis importantes na simulação, como a geometria do problema, ou possíveis usos de eixos de simetria, e o uso de um modelo constitutivo consequente com o problema geotécnico, além do entendimento global das condições do modelo para atribuir adequadamente tanto as restrições de contorno mecânicas como hidráulicas, fazem que este ítem seja altamente relevante ao fato de como selecionar os aspectos substanciais do problema e descartar os de menor importância.

Discretização É claro que quando o pesquisador quer analisar o domínio de um problema, existem parcelas dele que não tem a mesma importância que outras, que neste sentido se cobra um grande protagonismo no jeito de discretizar o modelo, i.e., a atribuição

de tamanho, densidade e forma do elemento finito, condições de fronteira e detalhes de construção. Por exemplo, em um problema de fundação superficial os valores mais necessários para o analisador são os encontrados próximos à sapata dentro de sua faixa de ação, e por tal razão o refinamento da malha de elementos finitos deve ser muito mais denso nesse lugar específico, já que não se faz sentido densificar a malha completa, afetando a velocidade de análise e talvez a convergência rápida da simulação.

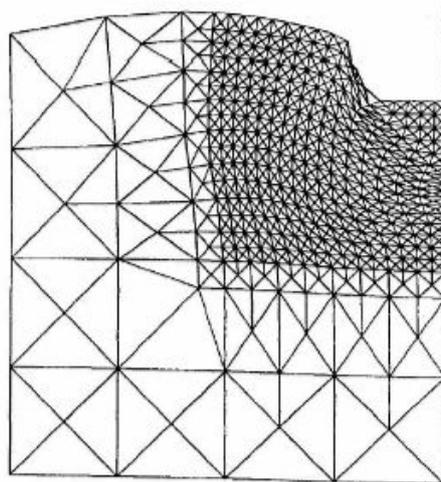


Figura 2.26: Malha deformada com refinamento perto da fundação superficial (Kolymbas, 2003)

Aspectos matemáticos e numéricos Infelizmente, ao usar frequentemente modelos cada vez mais sofisticados, estes não necessariamente irão causar a obtenção de melhores resultados (integração numérica). Cada vez mais componentes realísticos são anexados com o passar do tempo aos problemas geotécnicos, o que implica o uso de estruturas matemáticas mais complicadas. Desde vários anos atrás os cientistas de todas as áreas repararam que nós vivemos em um mundo cheio de bifurcações (ct.singularidades) as quais podem ser extremamente sensíveis a pequenas mudanças nas condições iniciais ou de fronteira (ct. estabilidade).

Por conseguinte para a maioria dos problemas geotécnicos é muito difícil garantir uma "well-posedness" (Kolymbas, 2003) devido a três aspectos das soluções numéricas:

Existência É possível imaginar um conjunto de equações algébricas sem uma solução real

Singularidade Uma simples equação quadrática tem usualmente duas raízes

Estabilidade Pequenas modificações nos parâmetros de entrada produzem grandes mudanças nos resultados

Os itens anteriores significam que as soluções exatas do ponto de vista matemático não estão certas.

Apesar disso, existe um aspecto importante que contribui na melhora do mencionado anteriormente, que é a integração numérica dos modelos e que é um dos problemas mais

importantes da modelagem constitutiva. A fim de se poder implementar qualquer modelo constitutivo em um programa de elementos finitos é necessário integrar, a nível elementar, a relação constitutiva, garantindo consistência nas equações a integrar, estabilidade numérica e consistência plástica incremental (para o caso dos modelos baseados em teorias da plasticidade) (Moya, 2011); (Ortiz & Popov, 1985).

Alguns autores utilizam diferentes métodos de interação dependendo da complexidade do modelo. Os modelos explícitos apresentam a vantagem de uma implementação simples sem requerer desenvolvimentos complicados adicionais das equações constitutivas. A grande dificuldade repousa na precisão do algoritmo que depende do incremento de tempo selecionado para integração, e mesmo assim eles não satisfazem de forma rigorosa a condição de fluência ao final de cada passo e deste modo é necessário fazer uma correção para voltar à superfície de fluência (ct. elastoplasticidade). Por outra parte os métodos implícitos apresentam uma boa convergência para grandes incrementos e sempre se satisfazem as condições de consistência e fluência ao final de cada etapa de integração, logo desta maneira não é necessário se fazer correção nenhuma. A desvantagem da integração implícita está no processo iterativo local que se deve fazer para solucionar o sistema de equações. Estes métodos iterativos envolvem equações não lineares que requerem o cálculo das derivadas parciais das equações constitutivas.

2.3 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA EM ESCAVAÇÕES

Para Dunnicliff (1988), na instrumentação geotécnica da engenharia prática existe a incidência de dois fatores importantes que estão entrosados reciprocamente: a capacidade de medição dos instrumentos e a capacidade de interpretação dos analisadores. Existem dois tipos de instrumentos que ajudam a monitorar uma estrutura geotécnica desde a etapa de projeto. Neste caso fala-se do uso deles para a determinação de propriedades do geomaterial, e o outro tipo está relacionado com o monitoramento durante o desenvolvimento da construção da obra ou inclusive na sua vida útil. Para esta pesquisa é mais importante o segundo tipo, por tal razão este irá receber um tratamento mais detalhado neste documento que o primeiro tipo de instrumentação.

No momento de projeto de construção de obras subterrâneas ou neste caso de escavações profundas, é importante considerar a capacidade de autosuporte do solo ou de ser suportado por outros meios. Em virtude disto, as propriedades do solo são um fator de interesse crucial para qualquer classe de análise. Os engenheiros trabalham com uma ampla faixa de materiais de natureza heterogênea que podem ser modificados com o fim de ajustá-los às necessidades próprias, embora não se possam encontrar valores quantitativos. Em comparação com a engenharia baseada no aço onde os materiais são fabricados, homogêneos, com valores exatos disponíveis para trabalhar em projetos. Ensaios *in situ* e de laboratório podem ser desenvolvidos sobre

amostras selecionadas para determinar propriedades de engenharia, mas estes só fornecem uma ampla faixa de possíveis valores.

Por conseguinte, o projeto de uma determinada construção geotécnica é baseado na escolha dos valores mais prováveis dentro de uma faixa de possíveis valores das propriedades de engenharia, e nestas condições a performance do comportamento da escavação pode ser monitorada e mudanças no projeto podem ser feitas ou atualizadas mediante a assistência da instrumentação geotécnica, considerando todas as observações anteriores.

2.3.1 Monitoramento de deformações

O seguimento feito na obra de nosso interesse está em geral baseado no controle de deformações durante as sequências de escavação (ênfatisando na última etapa), assim como nesta revisão bibliográfica.

2.3.1.1 Inclinômetria

A instrumentação é usada quando o desenvolvimento de estruturas de contenção (estaca prancha, solo grampeado, estacas justapostas ou sistemas mecanicamente estabilizados), poderia se afetar pela ação de pressões laterais ou movimentos do terreno. Deformações das estruturas de retenção podem ocorrer durante e depois da construção. O sistema de inclinômetria pode medir deformações cumulativas e diferenciais atrás ou dentro de face da contenção, além dos momentos fletores que podem ser calculados também. O tubo de revestimento pode ser instalado verticalmente em furos adjacentes á face do muro ou pode ser embebido dentro ou junto a elementos estruturais Figura 2.27 (Dunnicliff, 1988); (Machan & Bennett, 2008).

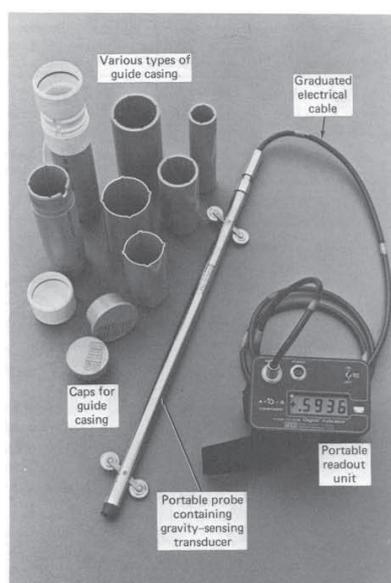


Figura 2.27: Sistema de inclinômetria (Dunnicliff, 1988)

Os inclinômetros estão definidos como aparelhos para monitorar deformações normais no eixo de um tubo guia por meio de uma sonda passando ao longo do tubo. A sonda contém um sensor de gravidade projetado para medir a inclinação respeito a vertical.

Inclinômetro com sonda de servo-acelerômetro: Nesta subseção, somente serão discutidos os inclinômetros com esta característica, já que foram os utilizados nas medições da pesquisa em andamento. Estes possuem a mais alta resolução dos inclinômetros do mercado, e os elementos sensores detectam a variação na inclinação da sonda. Ele apresenta dois servo-acelerômetros biaxiais e é ajustado com dois conjuntos de rodas amortecidas para guiá-lo ao longo das ranhuras longitudinais do tubo de revestimento (Machan & Bennett, 2008).

Tubo de revestimento: Usado para guiar a sonda dentro do tubo com quatro ranhuras espaçadas cada 90° . Só um conjunto de ranhuras opostas na direção prevista do deslocamento é na realidade usada. O tubo é instalado no solo, usualmente nos furos perfurados.

2.3.1.2 Extensômetros (*strain gauges*)

Um extensômetro é um sensor (condutor ou semicondutor) que apresenta a propriedade de mudar sua resistência elétrica quando experimenta um esforço mecânico que pode ser inclusive de tração. Geralmente está formado por uma lâmina de metal fixada em uma base flexível e isolante, e o sensor é colado ao objeto cuja deformação se quer analisar mediante um adesivo especial, como o cianoacrilato, como se ilustra na Figura 2.28 *strain gauges.net* (2011). No momento que o objeto deforma-se a lâmina também, causando assim uma variação na sua resistência elétrica. Os *Strain gauges* dos grampos usados nesta pesquisa foram ligados usando a ponte de Wheatstone que é um método utilizado para medir resistências desconhecidas mediante o equilíbrio dos braços da ponte. Estes estão constituídos por quatro resistências que formam um circuito fechado, sendo uma delas a resistência que se quer medir.

A Figura 2.28 mostra a disposição elétrica do circuito. O *Strain gauge* é a resistência cujo valor vai ser determinado, e R1, R2 e R3 são resistências de valores conhecidos.

Este sensor só pode ser deformado dentro de seu limite de elasticidade, por conseguinte não pode existir ruptura ou deformação plástica no transdutor, e quando este é cometido por um esforço de tração ele torna-se mais apertado e alongado, acrescentando sua resistência elétrica. De maneira análoga, quando o condutor é comprimido este se encurta e alarga, diminuindo sua resistência ao passo de corrente elétrica. Deste modo, medindo a resistência elétrica do extensômetro, pode-se deduzir a grandeza da tensão aplicada sobre o objeto.

Portanto, sua aplicação no monitoramento de deformações de uma contenção é muito interessante, já que os extensômetros podem ser instalados em grampos ativos ou passivos numa estrutura em balanço e a medida que as sequências de escavação de uma obra são realizadas, eles

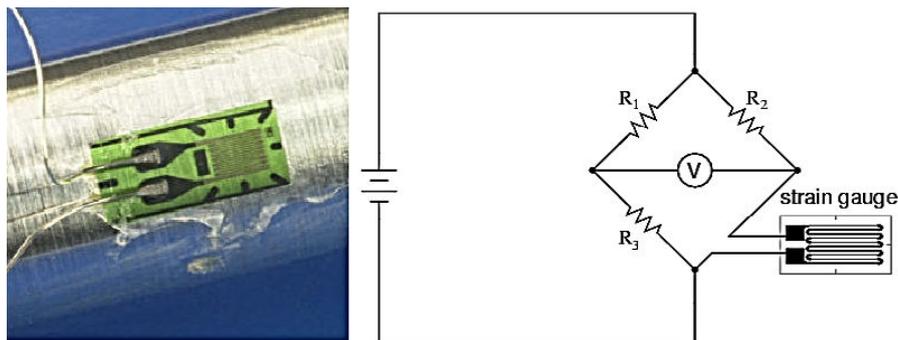


Figura 2.28: Strain gauge e Disposição de circuito em ponte completa

são deformados dentro da lei da elasticidade pelo qual se pode inferir, ao conhecer-se o módulo de elasticidade da argamassa que rodeia o grampo e o fato de estar em contato com o solo, a tensão que experimenta o conjunto grampo-argamassa-solo naquele lugar específico da estrutura geotécnica. A Fig.2.29 ilustra um dos grampos instrumentados nesta pesquisa no processo de calibração no laboratório.



Figura 2.29: Calibração de extensômetro

2.3.1.3 Métodos topográficos

Estes métodos são usados para monitorar a grandeza e variação de deformações horizontais e verticais nas obras geotécnicas. Frequentemente, eles são muito adequados para o monitoramento da obra, e instrumentos de outras classes são necessários só quando é requerida uma grande precisão ou onde existem pontos inacessíveis para um trabalho topográfico. Normalmente no

momento que qualquer instrumento geotécnico é utilizado para medir deformações, os métodos de topografia também são usados como complemento ou simplesmente como um dado adicional de referência.

Para medição de deslocamentos, na superfície de estruturas geotécnicas, podem-se usar estes métodos, que são relativamente simples e utilizam, na maioria das vezes, equipamentos convencionais, que podem fornecer medidas de relativa qualidade (Bressani, 2009) (Alves, 2013). Na Figura 2.30 é possível observar pinos de monitoramento típicos instalados na estrutura de uma contenção instrumentada, descrita por Ribeiro et al. (2012). Os pinos foram usados como testemunhas topográficas, para leituras de deslocamento horizontal e vertical, com o uso de teodolito.

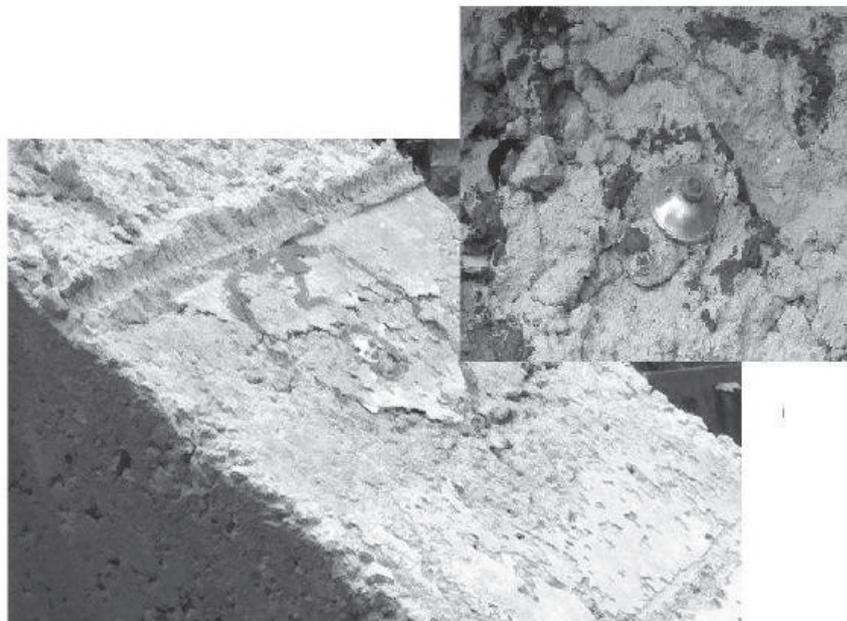


Figura 2.30: Pinos de monitoramento em uma contenção típica

Os topógrafos que trabalham em obras civis frequentemente têm pouca experiência com as precisões requeridas para o seguimento das deformações, e a equipe de topografia deve ser bem treinada quando o máximo de precisão é solicitada. A precisão da medição é controlada pela escolha e qualidade da técnica topográfica e pelas características dos dados de referência e pontos de medida. A tecnologia dos instrumentos de medida está bem estabelecida e a maioria dos fabricantes incluem um catálogo de precisão nas especificações de seus instrumentos, as quais dão a possibilidade de fazer uma calibração e operação apropriada de acordo com as instruções.

2.4 EMBASAMENTO TEÓRICO

2.4.1 Solos não saturados

De acordo com Fredlund & Rahardjo (1993), o estado seco e saturado além de ser duas condições extremas e limite de um solo, podem chegar a ser dois casos especiais do solo não saturado o qual tem um grau de saturação que encontra-se entre 0 e 100%. Na engenharia prática, no entanto, o solo frequentemente não é nem saturado nem seco, é sim de uma saturação intermediária. Portanto deve existir claramente uma divisão entre solos saturados e não saturados com o fim de propagar o conhecimento de ambos os conceitos desde a mecânica de solos clássica.

Na prática, a divisão destes dois estados está estabelecida por uma fronteira presente na maioria dos perfis do solo que é o lençol freático, onde na parte inferior o solo está controlado pelo postulado das tensões efetivas enunciado por Terzaghi (1936) $\sigma' = \sigma - \mu_w$ e na parte inferior apresenta-se a característica primordial dos solos não saturados que é a presença de poropressão de água negativa ou de sucção, governada por duas variáveis de tensões independentes, a tensão normal líquida $\sigma - \mu_a$ e a sucção mátrica $\mu_a - \mu_w$ (Jennings & Burland, 1962); (Fredlund & Morgenstern, 1977).

2.4.1.1 Conceito de tensões efetivas para solos não saturados

(Bishop, 1959) foi o primeiro em definir uma variável claramente estabelecida para reproduzir o comportamento dos solos não saturados (considerando a pressão do ar e da água simultaneamente). Desde a década dos 50 muitos estudos têm tentado fazer uma analogia do conceito dos solos saturados na faixa dos solos não saturados, e foi definida a tensão efetiva como o excesso de tensão aplicada em relação à poropressão no fluido, usando na definição matemática um fator empírico para levar em conta a influência da sucção. Na Tabela 2.6 podem-se notar diferentes equações propostas para solos não saturados, usando diversas propriedades do solo que podem-se interpretar como equações constitutivas dependentes de uma variável de estado (Crobney et al. (1958); (Bishop (1959)); (Lambe (1960)); (Aitchinson (1961)); (Jennings (1961)); (Richards (1966)). No entanto as dificuldades são de sentido físico, pelo qual as aplicações praticas são difíceis usando estas equações de tensões efetivas (Fredlund, 1987).

Tabela 2.6: Propostas de equações de tensões efetivas para solos não saturados (Fredlund, 1987)

$\sigma' = \sigma - \mu_a + \chi(\sigma - \mu_w)$	χ =parâmetro relacionado com o grau de saturação, μ_a =pressão em na fase gasosa e de vapor	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma - \beta' \mu_w$	β' =fator de cimentação o qual é medido como o número de ligações sob tensão efetiva contribuindo à resistência do solo	Coney et al. (1958)
$\sigma = \bar{\sigma} a_m + \mu_a a_a + \mu_w a_w + R - A$	a_a =fração de área total do contato ar-ar, $\bar{\sigma}$ =tensão interpartícula mineral, a_m =área de contato da partícula mineral, a_w =área de contato da fase de água, R =tensão repulsiva do fluido dos poros devido a química, A =tensão atrativa do fluido dos poros devido a química	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \psi p''$	ψ =parâmetro com valor entre zero e uno, p'' =deficiência de pressão de poros de água	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	β =fator estatístico como área de contato deve ser medido experimentalmente em cada caso	Jennings (1960)
$\sigma' = \sigma - \mu_a + \chi_m(h_m + \mu_a) + \chi_s(h_s + \mu_a)$	χ_m =parâmetro de tensão efetiva para sucção mátrica, h_m =sucção mátrica, h_s =sucção soluta, χ_s =parâmetro de tensão efetiva para sucção soluta	Richards (1966)

Crucial para o manejo das noções mencionadas abaixo no modelo constitutivo de referência escolhido para o trabalho de modelagem numérica, é o conceito referenciado neste documento como tensão efetiva, o qual pode ser detalhado na Equação 2.4, levando em conta a restrição de incompressibilidade da fase sólida (Bishop, 1959); (Khalili & Loret, 2001); (Khalili & Khabbaz, 1998).:

$$\mathbf{T} = \mathbf{T}^{net} - \mathbf{1}\chi s \quad (2.4)$$

Onde o tensor \mathbf{T} denota a tensão efetiva, \mathbf{T}^{net} é a tensão líquida delimitada como $\mathbf{T}^{net} = \mathbf{T}^{tot} - \mathbf{1}\mu_a$ e $s = -(\mu_a - \mu_w)$ a sucção mátrica. \mathbf{T}^{tot} é a tensão total, μ_a é a poropressão do ar e μ_w é a poropressão de água tradicional da equação de Terzaghi.

A magnitude do parâmetro χ é igual ao valor de um quando o solo está saturado, e zero para um solo seco, pelo tanto existe uma relação entre χ e o grau de saturação S que foi comprovada experimentalmente por Bishop & Donald (1961) reportando os resultados de ensaios triaxiais sobre um silte não saturado mediante o controle independente de tensões totais, poropressões do ar e poropressões de água. Nos experimentos as poropressões de ar, água e tensão de confinamento foram modificados de tal forma que os fatores $(\sigma_3 - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ permaneceram constantes. Os resultados mostraram que as curvas tensão-deformação se mantiveram monotônicas durante as modificações o que justificou o uso de variáveis de estado

independentes e confirmando a veracidade da equação 2.4 Nestas condições o comportamento mecânico de um solo parcialmente saturado é influenciado por um efeito duplo exercido pela poropressão do ar e de água de duas maneiras diferentes.

Primeiro, elas (poropressões) governam as tensões efetivas (Eq.2.4) na estrutura do solo através de uma 'poropressão equivalente' (μ^*) do mesmo jeito que a poropressão de água afeta o comportamento mecânico de um solo saturado equivalente, o qual pode ser consultado em Masín & Khalili (2008). Uma analogia da Equação 2.5 com a equação de tensões efetivas de Terzaghi para uma resposta saturada do solo $\mathbf{T} = \mathbf{T}^{tot} - \mu_w$ conduz à seguinte expressão de pressão de poros equivalente:

$$\mu^* = \chi\mu_w + (1 - \chi)\mu_a \quad (2.5)$$

Outro efeito destas poropressões em um solo não saturado pode se evidenciar fisicamente no menisco capilar que forma a água entre a estrutura do solo, gerando forças de contato interparticulares. Elas são produzidas de uma maneira distinta que as forças do contorno (denotadas por meio das tensões efetivas Eq. 2.4), as quais ao ser acrescentadas produzem uma densificação do solo que conduz uma maior interação entre as partículas e diminuem o fluxo entre os interstícios. Outra consequência deste efeito se pode notar no aumento da rigidez que o solo apresenta quando é incrementada a sucção, de maneira análoga ao que acontece com a cimentação química entre os contatos de partícula em materiais estruturados (Loret & Khalili, 2002); (Cui & Delage, 1996); (Khalili et al., 2004).

O anterior acontece de maneira gradual em diferentes etapas de saturação como pode-se notar na Figura 2.31 que mostra diferentes etapas de condições saturadas e fenômenos físicos relacionados no solo. Como menciona Santamarina et al. (2001), a medida que a água se começa a evaporar o drenar de um solo saturado os meniscos nas fronteiras são puxados ao interior e a pressão de sucção é incrementada. Relativo a uma fase hipotética de secagem, nas primeiras etapas a mudança da umidade é muito baixa, enquanto que a variação nas poropressões de água tem um efeito global importante sobre o solo, o qual permanece saturado longe do contorno. Quando a fase de ar é quebrada dentro dos poros, pela aumento da pressão, considera-se que nesse valor começa a agir o AEV. Este depende do tamanho do poros, por isso as partículas mais finas têm gargantas nos poros mais pequenas e valores de entrada de ar (AEV) maiores. A entrada de ar geralmente ocorre em graus de saturação entre 0.9 e 1.0.

Uma vez que o ar consegue entrar no sistema, a massa de solo torna-se não saturada, mas a água ainda forma uma fase contínua. Este estado é conhecido de *funicular*. Devido a que a etapa de secagem prossegue, a sucção incrementa-se paulatinamente enquanto a saturação diminui. Qualquer variação na pressão de água é rapidamente equilibrada na massa, por pressão de difusão dentro da fase continua da água. O estágio *pendular* começa quando a água torna-se

desconectada do sistema e formam-se anéis da água ao redor dos contatos interpartículas e só uma membrana absorvida pode-se apresentar sobre a superfície da partícula. O raio do menisco começa-se reduzir, deste modo a sucção incrementa-se significativamente. O anterior pode-se explicar por um efeito de nível de contato, uma mudança na sucção dentro de um menisco é sentido nos outros meniscos através da variação correspondente na pressão de vapor. Este é em um proce:

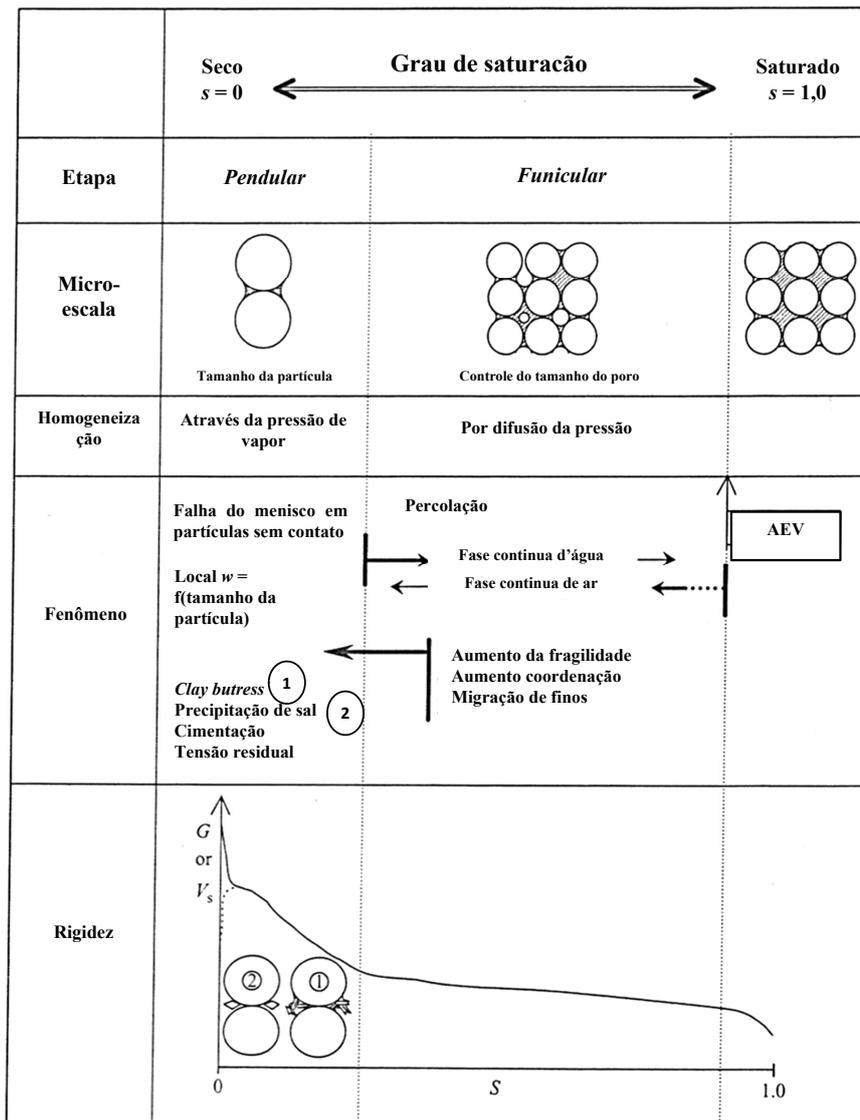


Figura 2.31: Etapas de condições não saturadas e fenômenos físicos relacionados, modificado de Cho & Santamarina (2001)

Já que um solo não saturado compõe-se de uma fase de fluidos misturada, duas percolações limite podem ser identificadas de acordo à continuidades de cada fase. Um limite corresponde à formação de uma trajetória de fase de ar contínua, separando regimes com diferentes coeficientes de permeabilidade. A outra percolação limite ocorre quando uma membrana de água contínua cruza o médio particulado (i.e. a fronteira entre o regime pendular e funicular). A condução elétrica e a difusão química no médio não saturado incrementa-se de maneira rápida quando o

grau de saturação excede esta percolação limite. Ambas percolações limite dependem de modo diferente do sistema, se este esta sendo molhado ou secado (histerese). Além, devido à natureza fractal da conectividade da estrutura de uma fase próxima à percolação, os parâmetros medidos dependem do tamanho da amostra. Quando é solo entra em uma trajetória de secagem, os finos migram aos contatos e formam *butresses* entre as particular maiores, estes *butresses* aumentam a rigidez do esqueleto granular formado pelos grãos mais grossos. Paralelamente, a concentração iônica na água pendular aumenta e atinge eventualmente a saturação causando a precipitação de cristais de sal entre os contatos das partículas. Esta precipitação também aumenta a rigidez do esqueleto particulado (tomado de Santamarina et al. (2001)).

Na matéria da mecânica do estado crítico dos solos, o solo não saturado tem uma SBS (*State Boundary Surface*) que é a envoltória o superfície no espaço tensão-índice de vazios para todos os estados limites admissíveis de um elemento de solo maior e para um índice de vazios dado uma BS (*Bounding Surface*) que está definida como uma seção transversal (superfície) através da SBS com índice de vazios constante no espaço de tensões maior. Por conseguinte, a SBS e a posição do estado de tensões atuais do elemento do solo com respeito à SBS controlam o comportamento mecânico do solo. Deste modo, a resposta de um solo não saturado e do mesmo solo quando está saturado à mesma tensão efetiva e índice de vazios, será muito diferente, já que o solo não saturado apresentará uma BS maior e além disso mostrará ser aparentemente mais sobreadensada que do solo saturado.

Portanto, nestes termos pode-se definir o solo saturado equivalente como o solo com o mesmo estado de tensões e a mesma SBS que o solo não saturado ao nível de sucção sob análise. A tensão efetiva em um solo saturado pode então ser delimitada como um espaço de tensões ajustável, no qual a resposta do solo é influenciada pela posição relativa do estado à SBS como em um solo saturado equivalente. Por sua vez, a sucção governa o tamanho e a forma da SBS o qual concorda com Khalili *et al.*(2004) e não exclui as deformações devido à mudança de sucção sem variação de tensões efetivas.

De acordo com Masín & Khalili (2008) uma simples definição para o tensor de tensões efetivas \mathbf{T} baseado na Equação 2.4, a qual demarca muitas aplicações práticas, tem sido apresentada por Khalili & Khabbaz (1998), pois eles realizaram uma avaliação de dados experimentais e propuseram que a seguinte formulação para χ (Eq. 2.6 e 2.7), onde ela pode tomar qualquer dos seguintes valores:

$$\chi = 1 \Rightarrow s \leq s_e \quad (2.6)$$

$$\chi = \left(\frac{s_e}{s}\right)^\gamma \Rightarrow s > s_e \quad (2.7)$$

Onde s_e é o valor de sucção que separa estados do solo saturados e não saturados, i.e. é o valor de entrada de ar para a trajetória principal de secagem ou o valor de expansão de ar para a trajetória principal de molhagem segundo Loret & Khalili (2002) e Khalili et al. (2004); γ é um parâmetro do material e seu valor tem sido estudado para uma ampla faixa de solos, sendo aceitado atribuir $\gamma = 0.55$ (Khalili & Khabbaz, 1998); (Khalili et al., 2004). Para sucções menores que s_e o parâmetro $\chi = 1$, ou seja o solo está saturado e a Equação 2.4 se reduz à definição tradicional de tensões efetivas de Terzaghi.

Como foi referido anteriormente, Masín & Khalili (2008) propôs que a histerese hidráulica não será levada em conta para evitar uma desorientação do desenvolvimento teórico e se concentrar na aplicação da hipoplasticidade do solos não saturados. Derivando com respeito ao tempo a Equação 2.4, e usando as equações 2.6 e 2.7 além de considerar os termos co-rotacionais, define-se a seguinte formulação para a velocidade de tensões efetivas (Eqs.2.8 e 2.9):

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}}^{\circ net} - \dot{s} = 1 \Rightarrow s \leq s_e \quad (2.8)$$

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \overset{\circ}{\mathbf{T}}^{\circ net} - \dot{s} = 1(1 - \gamma)\chi \Rightarrow s > s_e \quad (2.9)$$

Ao analisar que as Equações 2.6 e 2.7 são contínuas no limite de saturação-desaturação $s = s_e$, enquanto a taxa ou velocidade de tensões efetivas $\overset{\circ}{\mathbf{T}}$ não é, a descontinuidade na equação dupla da tensão efetiva mostra a natureza abrupta do processo de desaturação em um meio poroso. Como a sucção é aplicada a um solo saturado, ele inicialmente se resiste pelos efeitos da tensão superficial na interface ar-água-solo. Esta tendência continua até o ponto de entrada de ar no qual a tensão superficial nos poros com o diâmetro maior é superada, e o ar ingressa nos interstícios do solo de uma maneira súbita e descontínua.

2.4.2 Modelos constitutivos para resposta mecânica de solos não saturados

Tabela 2.7: Modelos constitutivos para comportamento mecânico de solos não saturados

Modelo constitutivo	Teoria usada	Contribuição
Matyas & Radhakrishna (1968)	Elastoplástica	superfície que representa as variações de índice de vazios em função do estado de tensão líquida e da sucção
Fredlund (1979)	Elástica (Lei de Hooke)	propõe um modelo elástico incremental que consiste na lei de Hooke generalizada para solos não saturados, onde a não linearidade da relação tensão deformação é considerada
Alonso <i>et al.</i> (1990)	Elastoplástica	BBM - extensão do modelo elastoplástico de Cam-Clay Modificado, para solos não saturados, que integra as mudanças de volume com a resistência ao cisalhamento
Balmaceda (1991)	Elastoplástica	Propõe uma alteração no cálculo de parâmetros hidráulicos de Alonso <i>et al.</i> (1990) usando uma escala bilogarítmica, para o cálculo das compressibilidades do solo para diversos parâmetros de sucção
Gens & Alonso (1992)	Elastoplástica	Extensão do BBM, a modificação é baseada na existência de dois níveis na estrutura do solo: a microestrutura e a macroestrutura, Barcelona Expansive Model (BExM).
Gens & Nova (1993)	Elastoplástica	Conceito da superfície de plastificação intrínseca
Gudehus (1995)	Hiplástica	O esqueleto sólido é modelado usando só quatro constantes de material, a combinação de hipoplasticidade e capilaridade explica a resposta de elementos do solo úmido no oedómetro sob compressão triaxial e cisalhamento simples
Modaressi & Abou-Bekr (1996)	Elastoplástica	O conceito de tensão efetiva é estendido para o caso de materiais parcialmente saturados pela introdução de uma pressão capilar, em seguida, um modelo elastoplástico constitutiva validado no caso da saturado ou solo seco é generalizada para o caso de o solo parcialmente saturado através da introdução de um endurecimento capilar
Loret & Khalili (2002)	Elastoplástica	Principal ênfase no comportamento do esqueleto sólido, um simples modelo elastoplástico é descrito requerendo poucos parâmetros para definir o efeito da desaturação
Wheeler <i>et al.</i> (2003)	Elastoplástica	Incorporação dos efeitos da variação do grau de saturação no comportamento tensão-deformação, além representa a mudança na posição da curva de retenção durante o carregamento, ou seja, o comportamento hidráulico é acoplado à relação tensão deformação
Gallipoli <i>et al.</i> (2003)	Elastoplástica	Leva em conta explicitamente os mecanismos com os quais a sucção afeta o comportamento mecânico, bem como a dependência sobre o grau de saturação
Sheng <i>et al.</i> (2004)	Elastoplástica	Considera a histerese hidráulica e as deformações irreversíveis devidas aos ciclos de umedecimento e secagem capaz de reproduzir o comportamento de solos muito expansivos. O modelo é proposto e validado a partir das leis da termodinâmica
Karstunen <i>et al.</i> (2005)	Elastoplástica	Consegue reproduzir o efeito da anisotropia, o efeito da cimentação entre partículas, e a desestruturação para solos saturados.
Sheng <i>et al.</i> (2008)	Elastoplástica	Propõem um novo modelo elastoplástico para solos não saturados usando duas variáveis de estado de tensões independentes
Masín & Khalili (2008)	Hiplástica	Uma das primeiras tentativas baseadas na teoria de hipoplasticidade usando o princípio das tensões efetivas, enfatizando no efeito da rigidez sobre a sucção sobre a resposta mecânica e colapso por molhagem, é possível acrescentar uma extensão para solo estruturados
Cordão-Neto <i>et al.</i> (2009)	Elastoplástica	Extendem o modelo elastoplástico S-CLAY1S para capturar o comportamento do solo não saturado (solos estruturados)
Kyokawa (2010)	Elastoplástica	Propõe um modelo elastoplástico baseado no MCC que consegue reproduzir a influência de algumas variáveis de estado como o índice de vazios, o grau de saturação, temperatura, e estrutura, além de considerar efeitos da histerese devido aos ciclos de umedecimento e secagem

Neste capítulo apresentam-se diferentes modelos constitutivos que reproduzem o comportamento de solos não saturados dependendo de vários aspectos intrínsecos que cada um detalham em sua definição, por exemplo, o modelo constitutivo geral usado na formulação matemática,

na Tabela 2.7 podem-se ver diferentes contribuições que tentam reproduzir matematicamente o comportamento mecânico de solos não saturados.

Um avanço importante da última década no entendimento do comportamento não saturado do solo foi a contribuição realizada pela rede MUSE (Mechanics of Unsaturated Soil for Engineering) no documento *Benchmark of constitutive models for unsaturated soils* (D’Onza et al., 2011), o qual visa como objetivo comparar diferentes abordagens de modelos constitutivos para o comportamento mecânico e de retenção de água de solos não saturados, por meio de simulações comparadas de ensaios de laboratório com sucção controlada e umidade constante.

Um conjunto de 13 ensaios triaxiais e oedométricos sobre um silte compactado não saturado sob diferentes trajetórias de tensões foram fornecidos por uma das equipes, estes dados tem sido usados pelos restantes equipes para calibrar o modelo constitutivo de sua escolha com o fim de prever deformações e graus de saturação em três dos treze ensaios usados, bem como um ensaio cego no qual os dados não foram fornecidos. Na Tabela 2.8 podem-se observar o embasamento teórico dos modelos constitutivos usados comparados com o comportamento de retenção de água, definição de tensor de tensões e efeitos da sucção na resposta mecânica.

Tabela 2.8: Modelos constitutivos usados pelas equipes no *benchmarking*, modificado de (D’Onza et al., 2011)

Equipe	Modelo retenção de água	Modelo mecânico	Diferença com versões publicadas	Modelo mec. sat. de ref.
Charles University	Masín (2010)	Masín & Khalili (2010)	A definição da variável de tensão constitutiva leva em conta a dependência do AEV no índice de vazios como foi previsto pelo modelo de retenção de água adotado proposto por Masín (2010)	Masín (2005)
École Polytechnique Fédérale de Laussane	Nuth & Laloui (2008)	Nuth & Laloui (2007)	O modelo mecânico publicado usa a equação de (van Genuchten, 1980) para calcular o grau de saturação como função da sucção. No entanto um modelo de retenção de água melhorado tem sido usado aqui, o qual incorpora os efeitos da histerese e densidade do solo como foi descrito em Nuth & Laloui (2008)	Hujeux (1985)
École Nationale des Ponts et Chaussées	Brooks & Corey (1964)	Pereira <i>et al.</i> (2005)	A influência da densidade do solo no comportamento da retenção de água é modelado pela curva de retencao de água de Brooks & Corey (1964) ao incorporar a dependência da inclinação λ , sucção da entrada de ar S_e , sobre a porosidade ϕ	Cambou & Jafari (1988)
University of Glasgow 1	Gallipolli <i>et al.</i> (2003)	Alonso <i>et al.</i> (1990)	Nenhuma	Roscoe & Burland (1968)
University of Glasgow 2	Gallipolli <i>et al.</i> (2003)	D’Onza <i>et al.</i> (2010)	Nenhuma	Wheeler <i>et al.</i> (2010)
Università di Napoli Federico II	Gallipolli <i>et al.</i> (2003)	Wheeler & Sivakumar (1995)	A versão publicada do modelo mecânico tem sido estendida acrescentando: a. uma superfície de Hvorslev de inclinação h no espaço de sucção constante $q - p'$ para simular a resistência pico sobre a parte seca do locus de fluência;. b. Uma regra de fluxo não associada segue a abordagem proposta por Cui & Delage (1996) relacionando incrementos das deformações de cisalhamento plásticas $d\epsilon_s^p$ e deformações volumétricas plásticas $d\epsilon_v^p$; c. um limite adicional de fluência para incrementos de sucção, similar à curva de fluência SI no BBM, Alonso <i>et al.</i> (1990)	Nenhum
University of New South Wales	Khalilli <i>et al.</i> (2008)	--- --	Nenhum	Khalilli <i>et al.</i> (2005)

2.4.3 Modelo constitutivo de referência

O modelo de referência é baseado no trabalho feito originalmente na Universidade de Karlsruhe focado na hipoplasticidade (von Wolffersdorff, 1996); (Herle & Kolymbas, 2004); (Niemunis, 2002). Esta é uma teoria constitutiva incrementalmente não linear definida inicialmente para materiais não granulares, possui a capacidade de descrever a resposta dissipativa, fluxo plástico e efeitos não lineares dentro da superfície de fluência com uma equação simples tensorial.

As primeiras versões do modelo constitutivo hipoplástico foram desenvolvidos com sucesso em *element tests* e puderam ser implementados em programas de elementos finitos. As vantagens da HP sobre teorias elastoplásticas é que segue de maneira natural a localização da deformação um fenômeno característico dos solos. Porém, as primeiras formulações tinham alguns deficiências: apresentavam relações de tensão elevadas durante algumas solicitações de carga (falta de superfície de plastificação), gerando excessos de poropressões em corte cíclicos não drenados (liquefação cíclica exagerada) e levando a uma acumulação muito rápida de deformação durante ciclos de tensões pequenos (excessivo *ratcheting*). O tensor de rigidez foi assumido como uma função da tensão e da taxa de deformação atual (independência das trajetórias).

A descrição da influência de mudanças da densidade (chamada de picnotropia) foi simplificada: areias densas e fofas precisaram conjuntos de constantes e não forneceram a transição de um estado denso a fofo. Estas deficiências manifestaram-se em aplicações avançadas do modelo, por exemplo, previsões a longo prazo de deformações envolvendo *creep* foram incorretas. O desenvolvimento de modelos hipoplásticos foi pouco satisfatória em cálculos de FE com ciclos de carga. Previsões hipoplásticas de subsidência na proximidade de uma escavação aberta para mineração não foi suficientemente precisa. Com o fim de diminuir estes problemas várias extensões para HP foram urgentemente necessárias (Niemunis, 2002). Não obstante, depois de estes esforços para simular de uma maneira adequada o comportamento do solo, é inegável que um geotécnico de acordo com sua experiência e critério de engenharia se pergunte se um modelo sofisticado chega a ser necessário para suas decisões práticas ou se o grau de complexidade do modelo vale a pena, dependendo do problema geotécnico abordado. Atualmente essa dicotomia ainda não poder ser inteiramente resolvida, no entanto, o modelo constitutivo escolhido e apresentado neste capítulo como referência para a tese, é sumamente apropriado para as condições intrínsecas da argila porosa de Brasília, como a dependência do comportamento com a parcial saturação, a metaestabilidade e a colapsibilidade. Devido ao desenvolvimento rápido de sistemas computacionais e a disponibilidade de programas de elementos finitos robustos, as perspectivas de implementar uma subrotina para simular o comportamento anterior foi realidade nesta pesquisa, pela facilidade de acesso a códigos abertos *open source code* e programas comerciais (FEM) como o utilizado neste trabalho (Plaxis 2D v.10), que aceita uma implementação em Fortran fornecida pelo usuário e que foi desenvolvida pelo autor desta

pesquisa em colaboração com o Prof. David Masín, durante um estágio (doutorado sanduiche) realizado em Charles University, Praga (Republica Tcheca) em 2011 (ver código de programação no Apêndice B).

De acordo com o paragrafo anterior poucas propostas tem sido relacionadas com a aplicação da HP em solos de grau fino, e as primeiras tentativas foram os modelos visco-hipoplásticos formulados por Niemunis (2002) e Niemunis (2002) assumindo uma lei de compressão logarítmica (Butterfield, 1979) e levando em conta o estado critico na mecânica dos solos (Schofield & Wroth, 1968). O trabalho de Niemunis se enfatizou na reprodução de efeitos viscosos que surgiram da pesquisa de von Wolffersdorff (1996), não obstante não foi possível especificar a rigidez cisalhante da rigidez *bulk* e por isto a rigidez cisalhante é subestimada. Herle & Kolymbas (2004) fizeram uma modificação do modelo de von Wolffersdorff (1996) o qual permitiu uma calibração independente da rigidez mencionada. Herle e Kolymbas modificaram o tensor hipoplástico \mathcal{L} , o qual simula a baixa rigidez cisalhante prevista por von Wolffersdorff (1996) para solos com ângulo de atrito baixo, e introduziu um parâmetro adicional ao modelo r que controla a relação entre a rigidez de corte e *bulk*; uma deficiência deste modelo é que assume os fatores de barotropia e picnotropia iguais ao modelo de von Wolffersdorff, o qual não é apropriado para argilas.

O modelo apresentado neste trabalho efetivamente reproduz o comportamento de solos finos (Masín et al., 2006), com sua respectiva extensão para a resposta não saturada (Masín & Khalili, 2008) de acordo com as condições da argila sob estudo. Para um fácil entendimento do leitor os tensores de segunda ordem serão denotados com letras em negrito (e.g. \mathbf{T}) e tensores de quarta ordem com letras em negrito caligráficas (e.g. \mathcal{L}). Algumas operações tensoriais são usadas: $\mathbf{T} \otimes \mathbf{D} = \mathbf{T}_{ij} \mathbf{D}_{kl}$, $\mathbf{T} : \mathbf{D} = \mathbf{T}_{ij} \mathbf{D}_{ij}$, $\mathcal{L} : \mathbf{D} = \mathcal{L}_{ijkl} \mathbf{D}_{kl}$, $\mathbf{T} \cdot \mathbf{D} = \mathbf{T}_{ij} \mathbf{D}_{kl}$

Como se mencionou anteriormente as equações constitutivas hipoplásticas são denotadas por uma equação tensorial simples não linear que relaciona o tensor de velocidade (taxa) de tensões objetivo de Zaremba-Jaumann $\overset{\circ}{\mathbf{T}}$ (Kolymbas & Herle, 2003) com o tensor \mathbf{D} de alongação de Euler. Os modelos hipoplásticos primários foram desenvolvidos mediante tentativa e erro, tentando escolher funções adequadas que foram combinadas usando um programa de computador que testava a capacidade do modelo de reproduzir os aspectos mais importantes do comportamento do solo (Kolymbas, 1991)

Este processo acarretou o uso de uma equação com quatro parâmetros definidos por Wu (1992), escrita como (Eq.2.10):

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \mathcal{L} : \mathbf{D} + \mathbf{N} \|\mathbf{D}\| \quad (2.10)$$

Gudehus (1996) implementou o conceito do estado critico na Equação 2.11 introduzindo a influência do nível de tensões (barotropia) e da densidade (picnotropia):

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = f_s \mathcal{L} : \mathbf{D} + f_d \mathbf{N} \|\mathbf{D}\| \quad (2.11)$$

O modelo foi melhorado por von Wolffersdorff (1996) incluindo a condição de estado crítico de Matsuoka-Nakai, no entanto, teve que ser introduzida a função tensorial $\mathbf{B} = \mathcal{L}^{-\infty} : \mathbf{N}$ devido ao fato que os tensores \mathcal{L} e \mathbf{N} estão interrelacionados e operam juntos como uma regra de fluxo hipoplástico e condição de estado limite. Depois desta inclusão a Equação 2.12 pode ser escrita como:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = f_s \mathcal{L} : (\mathbf{D} + f_d \mathbf{B} \|\mathbf{D}\|) \quad (2.12)$$

A condição do estado crítico é encontrada fazendo a taxa do tensor de tensões igual a zero e $f_d = 1$, este faz que o tensor de Zaremba-Jaumann seja satisfeito por $\mathbf{D} = 0$ e para $\mathbf{D} \neq 0$ por $\mathbf{D} = -\mathbf{B}$. Esta equação impõe uma condição sobre a tensão, a qual pode ser obtida eliminando \mathbf{D} e aplicando a norma a ambos lados da equação para se obter para o estado crítico $f = \|\mathbf{B}\| - 1 = 0$.

A função de tensão f pode-se interpretar como uma contraparte do critério do estado crítico em elastoplasticidade. A regra de fluxo hipoplástica está dada pela equação $\mathbf{D} = -\mathbf{B}$. Desta forma Niemunis rearranjou a equação básica hipoplástica permitindo definir a regra de fluxo, condição de tensão no estado crítico, e o tensor \mathcal{L} independentemente. Então o tensor \mathbf{N} é calculado agora como: $\mathbf{N} = \mathcal{L} : (-Y \frac{\mathbf{m}}{\|\mathbf{m}\|})$, onde a magnitude escalar $Y = f + 1$ (denominada de grau de não-linearidade) permanece para uma condição de estado limite, \mathbf{m} é um tensor de segunda ordem chamado regra de fluxo hipoplástica e \mathcal{L} é um tensor de quarta ordem hipoplástico.

Incluindo \mathbf{N} na Equação 2.13 se obtém a chamada hipoplasticidade generalizada.

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = f_s (\mathcal{L} : \mathbf{D} + f_d \mathbf{N} \|\mathbf{D}\|) \quad (2.13)$$

Desta equação pode-se dizer que o $\overset{\circ}{\mathbf{T}}$ demarca o tensor de velocidade de tensões objetivo, chamado comumente tensor de Zaremba-Jaumann (Kolymbas & Herle, 2003), \mathbf{D} é o tensor de alongação de Euler, \mathcal{L} e \mathbf{N} são tensores constitutivos de quarta e segunda ordem respectivamente, e f_s e f_d dois fatores escalares que serão explicados posteriormente. O modelo está inspirado no estado crítico da mecânica do solos e seus correspondentes parâmetros $(\phi_c, N, \lambda, \kappa, r)$ tendo interpretação física similar aos parâmetros do modelo Cam Clay Modificado. N e λ localizam a posição e inclinação da NCL (*Normal Compression Line*) que é a linha que simula o processo de carga isotrópica do solo no espaço (e-p), conhecida também como a linha virgem de compressão isotrópica do solo.

A variável κ , controla a inclinação da linha de descarga isotrópica e o parâmetro r a rigidez cisalhante, bem como ϕ_c é o ângulo de atrito do estado crítico que reproduz o tamanho do *locus* do estado crítico no espaço de tensões, segundo Matsuoka & Nakai (1974). O modelo leva em conta como variável de estado o índice de vazios e requerendo poucos parâmetros, não obstante, ele prevê o comportamento não linear e complexo dos solos (Masín & Herle, 2005), incluindo a variação de rigidez com a direção de carregamento (Masín et al., 2006) e a influência da densidade relativa (relação de sobreadensamento) sobre a rigidez do solo, comportamento volumétrico e ângulo de atrito pico (Hájek & Masín, 2006). Vale a pena destacar que o modelo hipoplástico não inclui de uma maneira direta a SBS, assim como também não apresenta a BS. Porém, Masín & Herle (2005) conseguiram demonstrar que o modelo contém implícita uma SBS própria para o modelo desenvolvido com forma e tamanho expressado analiticamente, que será apresentada ao longo do capítulo.

2.4.3.1 Modelo hipoplástico para resposta mecânica de solos não saturados

É importante destacar que a maioria dos modelos constitutivos que tentam reproduzir a resposta não saturada do solo são baseados sob a referência da elastoplasticidade. Uma notável contribuição de Alonso et al. (1990) foi o desenvolvimento do BBM (Modelo Básico de Barcelona, que simula o comportamento não saturado do solo baseado na teoria constitutiva da elastoplasticidade) que apresenta uma extensão do modelo elastoplástico de Cam-Clay Modificado (MCC) para solos não saturados, e que mostra como principais avanços a modelagem do aumento de resistência ao cisalhamento com o respectivo incremento de níveis de sucção, bem como as deformações volumétricas por expansão ou colapso influenciada pelo esforço aplicado no momento que a sucção é diminuída.

Outros autores baseados na maioria no trabalho de Alonso et al. (1990) conseguiram complementar aquela pesquisa acrescentando extensões para solos com potenciais de expansão altos, micro e macroestrutura, e incorporação da curva de retenção d'água no comportamento mecânico, entre outros aspectos, como Gens & Nova (1993), Kogho et al. (1993), Modaressi & Abou-Bekr (1994), Wheeler & Sivakumar (1995), Loret & Khalili (2002), Vaunat et al. (1994), Khalili & Loret (2001), Gallipoli et al. (2003), Wheeler et al. (2003), Sheng et al. (2004), Borja (2004), Ehlers et al. (2004) e Santagiuliana & Schrefler (2006).

Esta pesquisa usará como modelo de referência a teoria da hipoplasticidade para solos não saturados. As equações constitutivas foram desenvolvidas sob o estudo do estado crítico e o princípio das tensões efetivas, dando uma importância ao efeito do acréscimo de rigidez via sucção sobre a resposta mecânica e o fenômeno de colapso sob molhagem.

2.4.3.2 Modelo para sucção constante

Como foi mencionado anteriormente e apoiado no conceito de Masín & Khalili (2008) a sucção influencia a tensão efetiva e as forças normais sobre os contatos interpartículas, melhorando a rigidez do esqueleto sólido do solo, já que as partículas encontram-se mais perto e portanto interagindo mais forte. Em outras palavras, este comportamento aumenta o tamanho da SBS de maneira análoga como estão ligadas as partículas de solo em geomateriais saturados cimentados.

Nestas condições, o tamanho da SBS para solos não saturados é definido pela NCL, baseada na lei de compressão de Butterfield (1979) para a linha do estado crítico como se ilustra na Equação 2.14:

$$\ln(1 + e) = N(s) - \lambda^*(s) \ln \frac{p}{p_r} \quad (2.14)$$

Da qual e é o índice de vazios, considerado como variável de estado no modelo. As expressões $N(s)$ e $\lambda^*(s)$ prevêm a posição e a inclinação da reta virgem de compressão no espaço $\ln(p/p_r)$ vs $\ln(1 + e)$ para determinada sucção s ; e os parâmetros do modelo N e λ^* definem os valores para condições saturadas. A Equação 2.15 mostra a expressão para a tensão equivalente de Hvorslev sobre a NCL para uma sucção dada (Hvorslev, 1960):

$$p_e = p_r \exp \left[\frac{N(s) - \ln(1 + e)}{\lambda^*(s)} \right] \quad (2.15)$$

Masín (2007) modificou os valores de barotropia f_s e picnotropia f_d , as quais são definidas como quantidades escalares que simulam a dependência do comportamento mecânico do solo pela densidade e pelo estado de tensões respectivamente. Os nomes foram propostos por Kolymbas quem se considera o autor da hipoplasticidade, já que demonstrou que a incorporação da variável da compressibilidade virgem e o intercepto $N(s)$ afeta os valores originais propostos por Gudehus (1996). Na sequência o fator picnotrópico (Eq.2.16) :

$$f_d = \left(\frac{2p}{p_e} \right)^\alpha \quad (2.16)$$

p_e é encontrado de acordo à Equação 2.13, e o fator de barotropia é:

$$f_s = -\frac{tr\mathbf{T}}{p_e} (3 + a^2 - 2^\alpha \sqrt{3})^{-1} \quad (2.17)$$

O fator escalar α está em função dos parâmetros λ^* e κ^* e este pode ser consultado em Masín & Khalili (2008), bem como o fator a .

2.4.3.3 Incorporação por molhagem para estados normalmente adensados

A molhagem com redução de sucção em um solo parcialmente saturado com uma fábrica caracterizada por uma estrutura aberta, pode ser explicada como a diminuição de interação entre as partículas a tensão efetiva \mathbf{T} ocasionando uma instabilidade e um iminente colapso. Este fenômeno pode-se referir a um colapso por molhagem que não pode ser modelado com uma teoria básica para resposta saturada do solo, como se pode observar na Equação ?? onde é possível tomar como exemplo $\mathbf{T} = 0$ o qual infere uma $\mathbf{D} = 0$, ou seja, nenhuma deformação do solo pode ser prevista por sucção variável e tensão efetiva constante.

Neste contexto da mecânica do solos do estado crítico, todos os estados admissíveis de um elemento do solo estão limitados pela SBS. Planos transversais de índices de vazios constante através da SBS prevista pelo modelo tem uma forma independente de e , e a SBS pode deste modo ser representada no espaço de tensões normalizado por p_e .

Depois de fazer algumas operações com o tensor \mathbf{T} e a taxa da tensão equivalente de Hvorslev p_r , respeito à sucção, Masín apresenta a seguinte equação:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = f_s(\mathcal{L} : \mathbf{D} + f_d \mathbf{N} \|\mathbf{D}\|) + \mathbf{H} \quad (2.18)$$

Onde \mathbf{H} é o novo termo que incorpora o colapso do esqueleto do solo devido à molhagem

$$\mathbf{H} = \frac{\mathbf{T}}{p_e} \frac{\partial p_e}{\partial s} \dot{s} \quad (2.19)$$

E usando a Equação 2.12 relacionada com o p_r de Hvorslev, pode-se formular (ver Fig. 2.33):

$$\mathbf{H} = \frac{\mathbf{T}}{\lambda^*(s)} \left[\frac{\partial N(s)}{\partial s} - \frac{\partial \lambda^*(s)}{\partial s} \ln \frac{p_e}{p_r} \right] \dot{s} \quad (2.20)$$

Taxa de deformação por molhagem: A molhagem de solos normalmente adensados causa um estado de tensões anisotrópico, somado a um colapso volumétrico, desenvolvimento de deformações cisalhantes (Sun et al., 2007); (Masín & Herle, 2005). Masín encontrou uma expressão da taxa de deformações puramente desviadora no estado crítico, assim como deformações puramente volumétricas em um estado de tensões isotrópico. A direção dos vetores de deformação para diferentes tensões pode ser ilustrada na Figura 2.32, junto com a forma da BS para os parâmetros da argila de Pearl.

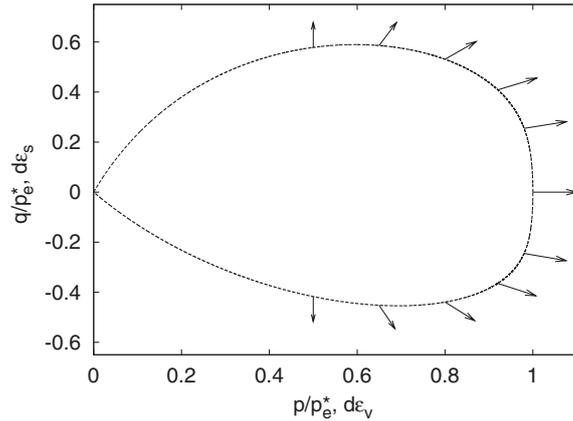


Figura 2.32: Direção da taxa de deformações por molhagem à tensão efetiva constante (Masín & Herle, 2005)

2.4.3.4 Modelo para qualquer estado de sobreadensamento

As seguintes suposições são utilizadas para complementar a equação constitutiva para qualquer estado e condição de carga:

- ★ A sucção controla a estabilidade de contatos entre partículas, aumentando a sucção sob tensão efetiva constante sem deformação do esqueleto do solo;
- ★ Quanto mais aberta a estrutura do solo, menor é o número de contatos interpartículas. Por essa razão, cada contato deve transmitir maiores forças cisalhantes. Quando tal estrutura é molhada sob tensão efetiva constante, ela é mais inclinada a colapsar que uma estrutura mais densamente formada.

Para reproduzir no modelo estas duas suposições, a taxa da formulação do modelo é expressada como:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = f_s(\mathcal{L} : \mathbf{D} + f_d \mathbf{N} \|\mathbf{D}\|) + f_u \mathbf{H} \quad (2.21)$$

com

$$\mathbf{H} = \frac{\mathbf{T}}{p_e} \frac{\partial p_e}{\partial s} \langle \dot{s} \rangle \quad (2.22)$$

Onde $\langle \dot{s} \rangle$ é introduzida para levar em conta a primeira suposição, e f_u , o novo fator de picnotropia que controla a tendência da estrutura do solo a colapsar sob molhagem, para reproduzir a segunda. O fator deve ser igual à unidade para estados na SBS (neste caso a estrutura está tão aberta quanto possível e colapsa sendo controlada por \mathbf{H} somente), em vez $f_u \rightarrow 0$ para $OCR \rightarrow \infty$ (nenhuma filtração por molhagem ocorre em um solo altamente sobreadensado). A seguinte expressão para f_u satisfaz os requerimentos:

$$f_u = \left(\frac{p}{p^{SBS}} \right)^m \quad (2.23)$$

Onde p^{SBS} é a tensão efetiva média na SBS correspondente à tensão normalizada atual $\mathbf{T}/tr\mathbf{T}$ e ao índice de vazios atual e , e m é um parâmetro do modelo que controla a influência do sobreadensamento no colapso por molhagem. As equações apresentadas definem o modelo sob condições gerais de tensões e deformações, baseadas em uma resposta isotrópica do material.

2.4.3.5 Parâmetros do modelo

O modelo para resposta não saturada do solo contém alguns parâmetros saturados ($\phi_c, N, \lambda^*, \kappa^*, r$) segundo Masín (2006), onde,

N, λ^*, κ^* : são calibrados baseados em um ensaio isotrópicos simples de carga e descarga. A carga isotrópica deve exceder a pressão de preadensamento com o fim de encontrar a posição e inclinação da NCL. O parâmetro κ^* deve ser calibrado da inclinação da linha de descarga isotrópica próxima a um estado normalmente comprimido (ver Figura 2.33).

ϕ_c : o ângulo de atrito do estado crítico foi encontrado usando uma regressão linear com os pontos do estado crítico de todos os ensaios de cisalhamento disponíveis.

r : deve ser avaliado diretamente da relação do modulo volumétrico bulk e de cisalhamento para ensaios iniciando de um estado de tensões normalmente comprimido. Já que o modelo prevê degradação gradual da rigidez cisalhante, é aconselhável encontrar um valor apropriado do parâmetro para um estudo paramétrico, e este procedimento é aceitável porque não existe interrelação com outros parâmetros do modelo, pelo qual se requer um estudo paramétrico na calibração.

A extensão do modelo proposto precisa levar em conta a influência da sucção sobre N e λ respectivamente denotados como $N(s)$ e $\lambda^*(s)$, sendo que m controla o colapso da estrutura ao longo de trajetórias de molhagem e s_e é o valor de sucção na entrada e/ou saída do ar. n e l são quantidades escalares incluídas dentro da formulação de $N(s)$ e $\lambda^*(s)$ controlando a NCL *não saturada* (Eqs. 2.24 e 2.25

$$N(s) = N + n \ln \left(\frac{s}{s_e} \right) \quad (2.24)$$

$$\lambda^*(s) = \lambda^* + l \ln \left(\frac{s}{s_e} \right) \quad (2.25)$$

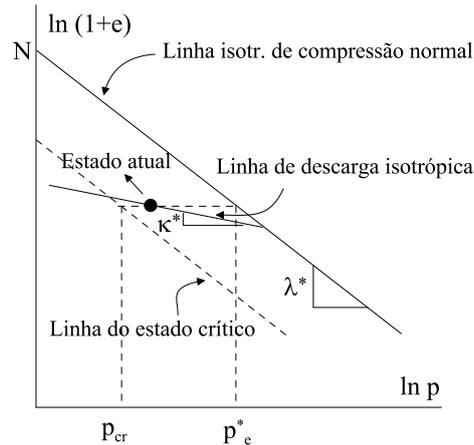


Figura 2.33: Definição de parâmetros N , λ^* , κ^* e quantidades p_{cr} e p_n^*

Na Figura 2.34 pode-se ver a forma em que se calibram os parâmetros $N(s)$, $\lambda^*(s)$ e κ^* de acordo com Masín (2006) e desenvolvidos por Sun et al. (2004) para a *Pearl Clay*, o processo desta calibração foi executado mediante ensaios a nível elementar (*element test*) com o programa *Triax*, que inclui dentro de seu código a implementação para o modelo constitutivo não saturado sob análise e cujo procedimento preliminar foi realizado durante o doutorado sanduíche do autor da presente tese em Charles University (Praga).

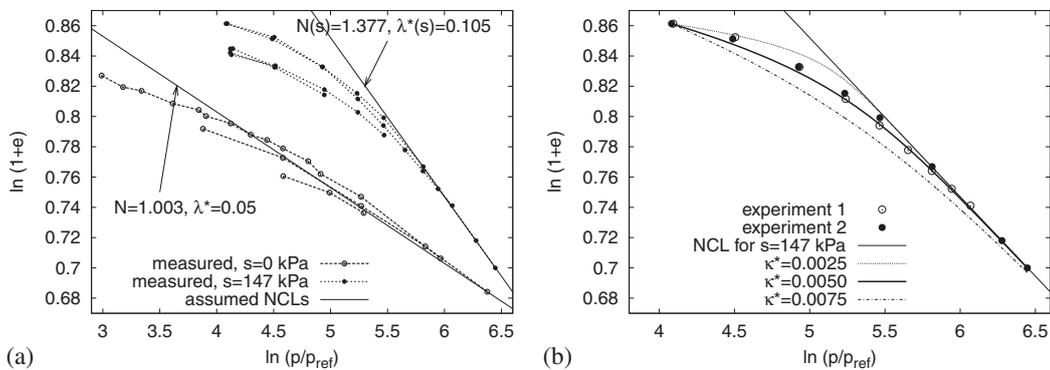


Figura 2.34: (a) calibração dos parâmetros N , λ^* , n , l mediante um ensaio de compressão isotrópica com sucção constante de 0 e 147kPa; (b) calibração de κ^* usando um ensaio de compressão isotrópica com $s = 147kPa$ (Sun et al., 2004)

A Figura 2.35 mostra a calibração dos parâmetros restantes (Sun et al., 2004).

2.5 RESUMO E PONTOS-CHAVE DO CAPÍTULO

Devido a que esta pesquisa gira ao redor de um estudo numérico complementado com análises instrumentais e experimentais, com o fim de encontrar algumas respostas à maneira como se projetam estruturas de contenção em solos tropicais, como a argila porosa de Brasília, neste capítulo tentou-se fazer uma ampla exploração de estruturas de contenção que foram monitoradas

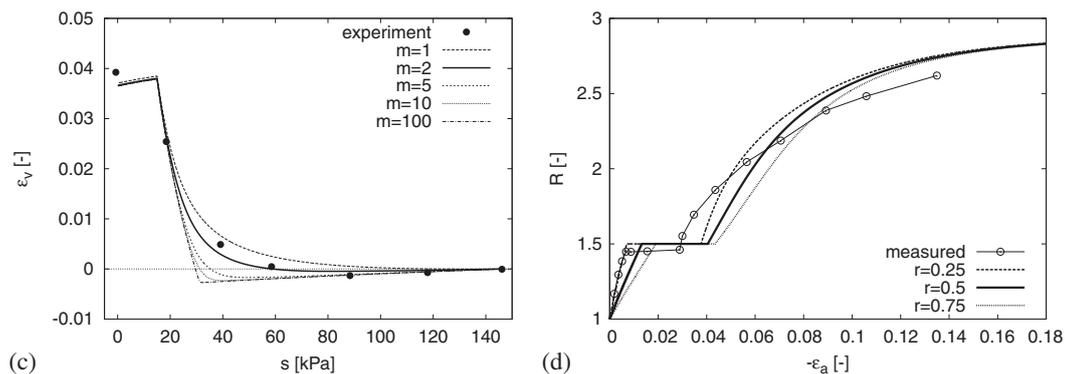


Figura 2.35: (c) calibração de m usando um ensaio com tensão neta constante; (d) calibração de r usando um ensaio de cisalhamento com tensão constante neta média $s = 0e147kPa$ (Sun et al., 2004)

e depois simuladas numericamente, tanto no mundo e no Brasil, usando modelos constitutivos tradicionais e modernos. Fez-se especial destaque em consultar bibliografia do século XXI em periódicos especializados como *Géotechnique*, *Acta Geotechnica*, *Soils and Rocks*, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *Canadian Geotechnical Journal*, *ASCE Journals*, *Soils and Foundations*, entre outros, e compilações de *proceedings* de eventos como a Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE) e o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Também se explicam os fatores que influem nas modelagens numéricas e afetam os resultados finais de comparação, causando dispersão respeito das medições feitas mediante instrumentação geotécnica.

A resposta não saturada do solo é um aspecto que governa o comportamento dos solos tropicais, e neste capítulo se realizou uma análise desde a mecânica dos solos parcialmente saturados básica, até os modelos modernos que simulam este tipo de comportamento, fazendo ênfase no modelo constitutivo de referência escolhido, baseado na hipoplasticidade.

Capítulo 3

MATERIAIS E MÉTODOS: CASO EM ANÁLISE

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS DA OBRA

As escavações profundas suportadas por cortinas grampeadas são muito populares devido a sua facilidade de execução e custo relativamente competitivo em relação a outras soluções. Não obstante, estas dependem da escavação prévia que está definida pelo tamanho, forma, localização e o método de construção. Ou seja, as técnicas de contenção usadas ao redor destas escavações podem ser comuns ao número de tipos de escavações. Escavações para fundações de edifícios, suportes para instalações industriais, contenção para fundações de pontes, construções lineares, entre outras, compartilham métodos para construção de contenções que suportam o solo periférico e controlam os níveis de lençol freático (Dunnicliff, 1988).

A contenção selecionada para um projeto particular pode prover um suporte temporário precedente à construção da subestrutura presente, ou pode ser considerada desde o início do projeto como opção permanente, tanto no momento da construção da obra em particular, como durante a vida útil do projeto global. O tipo de contenção usado em torno à escavação será influenciado pelo método de construção da subestrutura ou fundação especial, e mudará geograficamente no espaço do projeto devido ao tipo de solo, lençol freático, proximidade a fonte de materiais e a perícia das empresas consultoras e construtores locais.

Em obras geotécnicas deste tipo a preocupação do projetista e executor é sempre a de intervir na estabilidade global da contenção, tentando diminuir os deslocamentos da cortina em balanço, pelo qual reforços de diferentes tipos são utilizados nestes sistemas de contenção, sendo os mais comumente usados no DF os grampos passivos em conjunto com ancoragens ativas, segundo Medeiros (2005). Desta maneira a contenção em balanço resiste a empuxo ativo do solo devido a uma profundidade de instalação mínima ou *ficha* para se conseguir a estabilidade externa da cortina. Em alguns casos se usa uma combinação de ancoragens passivas (linhas superiores) e ativas (inferiores) neste tipo de escoramento, principalmente quando a altura a se conter supera os 6 m.

O caso em análise foi uma obra executada no SHN do Distrito Federal do Brasil chamada Comercial Plaza e correspondente ao Bloco 1 - Prédio Fusion (Figs.3.1 e 3.2), onde é possível identificar dois níveis geotécnicos principais, segundo as sondagens (Fig.3.3).

A primeira camada de 11 m aproximadamente é composta por argila vermelha porosa colapsível com conteúdos de silte e pedregulhos e consistência muito mole a média, seguido de



Figura 3.1: Local da obra sob estudo no SHN (imagem de satélite)

um silte argiloso com veios de areia, médio a duro. A contenção na seção de análise (Fig.3.4) consiste numa cortina em balanço com estacas justapostas de 18 m de comprimento, 60 cm de diâmetro e *ficha* de 5 m, com sistema de reforço em solo grampeado que serão analisados com mais detalhe ao longo do trabalho.

3.2 CARACTERÍSTICA GEOTÉCNICAS E GEOLÓGICAS

Na área referente à obra de contenção tem-se um perfil característico da camada de solo laterítico vermelho argiloso, denominado de *argila porosa*, que apresenta baixa resistência à penetração (SPT variando de 1 a 6 golpes) (ver Fig.3.3), baixa resistência de ponta (CPT variando de 0.6 a 2.3 MPa), baixa capacidade de suporte, baixo nível de saturação e alta permeabilidade (10^{-3} a $10^{-4}m/s$), (detalhes em (Cunha et al., 1999)). Devido à sua alta porosidade e tipo de cimentação, apresenta uma estrutura altamente instável quando é submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma significativa variação de volume, denominada colapso (Mota, 2003).

É importante destacar que Silva (2011) realizou 62 furos de ensaio SPT em um local muito próximo ao da obra sob análise, e encontrou resistência mecânica baixa até os 7 m de profundidade, coincidindo com a camada superficial altamente meteorizada e com conteúdos de

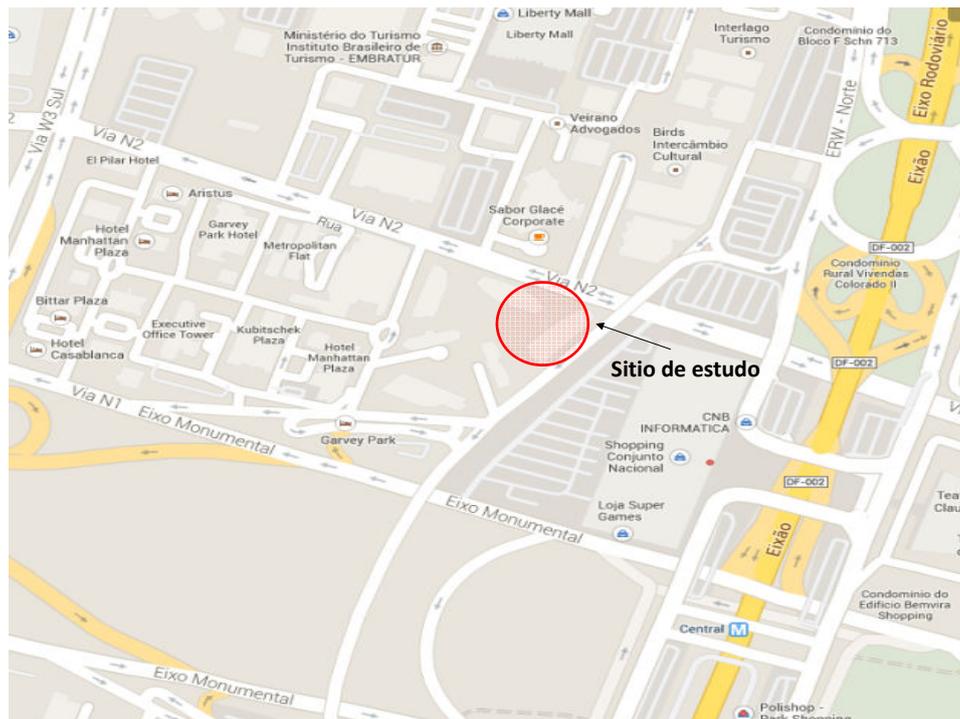


Figura 3.2: Local da obra sob estudo no SHN (google maps)

óxidos que formam concreções lateríticas e a consequente parcial cimentação deste solo poroso metaestável. Depois aparece um solo saprolítico caracterizado como silte argiloso ou arenoso que apresenta resistência a penetração crescente, até os 25 m de profundidade, pelo qual em ambos perfis apresenta-se convergência de dados a respeito deste tópico.

Foram realizados ensaios de caracterização básica, para a identificação das propriedades índice dos solos, permeabilidade, ensaios para determinação da curva característica, ensaios de adensamento e triaxiais tanto em condições saturadas como não saturadas, porosimetria de intrusão de mercúrio, dispersividade e cisalhamento direito, para análise do comportamento mecânico do perfil de solo. Além desses ensaios foi apresentado o estudo da microestrutura e mineralogia por análises feitas utilizando a difração de raios X e química total do solo.

O perfil de solo do local segundo as sondagens executadas poderia se caracterizar da seguinte maneira (Fig.3.3):

- ◇ 0 a 11.0 m (aprox.) - Composto pela típica argila vermelha porosa com eventuais conteúdos de silte e pedregulhos aumentando nos primeiros 8 m e até os 11 m com aparecimento de veios de areia.
- ◇ 11 a 26.0 m (aprox.) - Horizonte de silte argiloso vermelho com veios de areia que se acrescentam em profundidade tornando o material num silte arenoso no final do perfil.

Não obstante, Mota (2003) e Guimarães (2002) concluíram que o subsolo do Campo Experimental da UnB, o qual se encontra relativamente próximo ao SHN, pode dividir-se detalhadamente nas seguintes subcamadas:

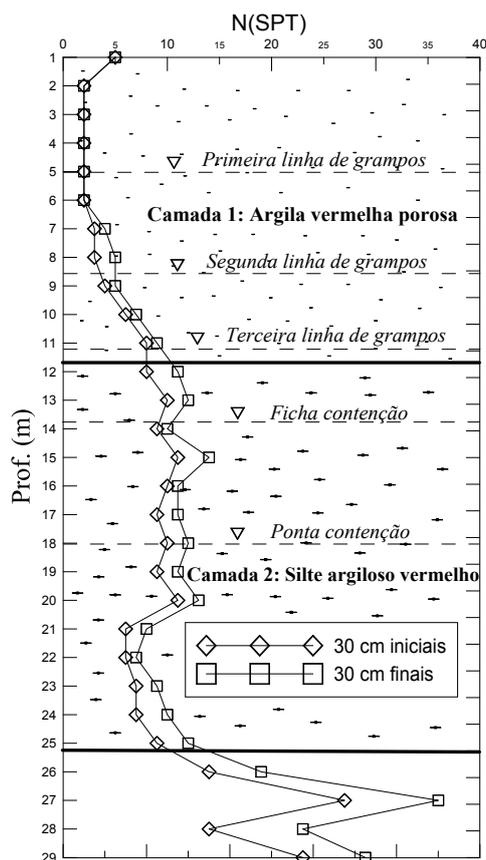


Figura 3.3: Perfil típico do SPT na SP-1 (Fig.3.4) no sitio sob estudo

- ◇ 0 a 3,5 m - Camada de areia argilo-siltosa porosa, com predominância de gibsitita, macroporos e muitos agregados, com alto índice de vazios (entre 1.27 e 1.60), peso específico dos sólidos em torno de $26,5\text{kN}/\text{m}^3$ e IP médio de 10. Destaca-se que as propriedades de 3 a 4 m correspondem a zona de transição. Esta zona corresponde ao trecho de maior perturbação, e na qual ocorrem as maiores variações de umidade ao longo do ano.
- ◇ 3,5 a 8,5 m - Camada de argila areno-siltosa, zona na qual as propriedades físicas, mineralógicas e microestruturais vão gradualmente se alterando até encontrar o residual mais jovem a 8,5 m. Neste trecho, o teor de gibsitita, a porosidade e a macroporosidade vão paulatinamente diminuindo, com índice de vazios decrescente (1.27 para 0.89), peso específico dos sólidos e índice de plasticidade semelhante a camada anterior. A profundidade de 8 m corresponde a zona de transição.
- ◇ 8,5 a 26,0 m - Profundidade a partir da qual o solo assume textura mais siltosa, caracterizada pelo aumento do índice de vazios (0.96 a 1.08), do peso específico dos sólidos (em torno de $27,4\text{kN}/\text{m}^3$) e do IP (valor médio 17) com distribuição de poros mais homogênea. Nesta profundidade já não aparece a gibsitita. O peso específico dos sólidos é em torno de $26,5\text{kN}/\text{m}^3$ e típico deste solo, formado por argilomineral do tipo caulinita ($\gamma_s = 25,5\text{kN}/\text{m}^3$), mineral quartzo ($\gamma_s = 26,0\text{kN}/\text{m}^3$) e oxido-hidróxido de ferro (hematita, $\gamma_s = 51,0\text{kN}/\text{m}^3$) e alumínio (gibbsita, $\gamma_s = 24,0\text{kN}/\text{m}^3$). O aumento de γ_s a partir de 8 m se deve ao desaparecimento da gibsitita, enquanto o teor de hematita é mantido.

3.2.1 Caracterização básica do material

Mediante ensaios físicos e químicos foi feita a caracterização completa do material, e na Tabela 3.1 pode-se observar algumas propriedades básicas e parâmetros geotécnicos do solo em estudo na região da cortina (Fig.3.4, Fig.3.5 e Fig.3.6), onde é possível analisar a correspondência de valores que apresenta o material em relação a outros estudos feitos sobre a argila do DF (Cunha et al., 1999), (Guimarães, 2002), (Mota, 2003) e (Silva, 2011).

Tabela 3.1: Caracterização básica do material sob estudo em amostras indeformadas

	Prof.(m)	w(%)	$\gamma_s[kN/m^3]$	$\gamma_d[kN/m^3]$	$\gamma[kN/m^3]$	G_s	e	LL(%)	LP(%)	IP(%)	IC	k (m/s)
1B	6.0	26.8	28.01	11.39	14.70	2.81	1.45	48	29	19	1.13	9×10^{-7}
2A	9.0	19.6	28.02	12.88	15.51	2.82	1.08	50	30	20	1.55	—

Na Figura 3.7 (dir.), em termos de granulometria, observa-se que as amostras apresentam grandes diferenças quando os ensaios são feitos com e sem defloculante, e esta diferença é devida à presença de ligações em forma de grumo no solo, já que as partículas existentes de argila e silte formam pacotes no solo similares aos grãos de areia. Ou seja, existe claramente uma distribuição de macroporos e microporos (bimodal) na amostra ensaiada, apesar da curva granulométrica ser unimodal em ambos casos. Paixão & Camapum de Carvalho (1994) analisaram que o solo do DF está composto por microconcreções de argila formados or grãos de silte e areia que compõem uma estrutura interna porosa, por tal razão ao se realizar o ensaio de granulometria com defloculante a granulometria obtida não é a real (Fig.3.7). Este comportamento pode ser evidenciado na análise do ensaio de porosímetro e na curva característica ou de retenção de água.

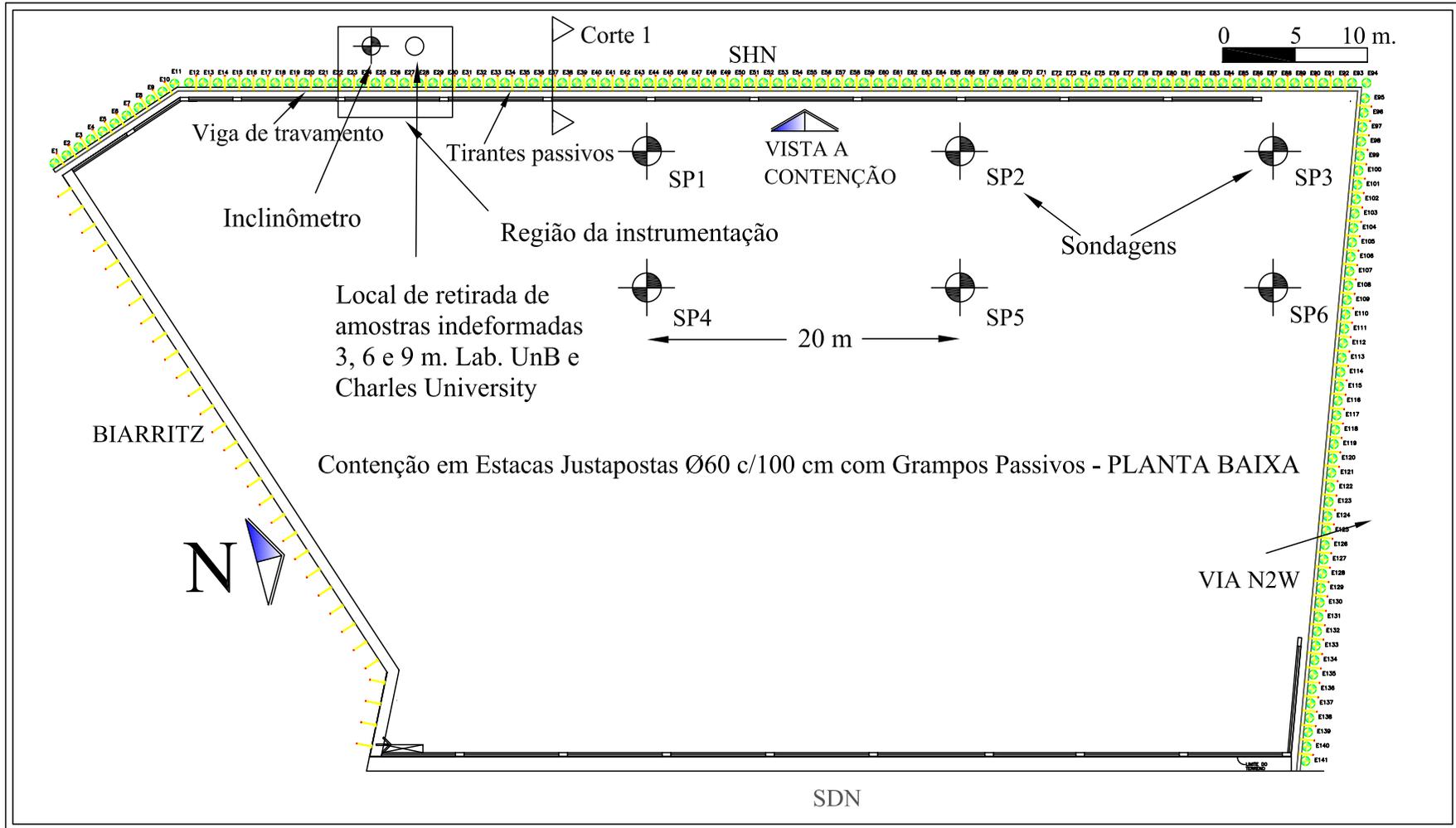


Figura 3.4: Vista em planta da obra instrumentada

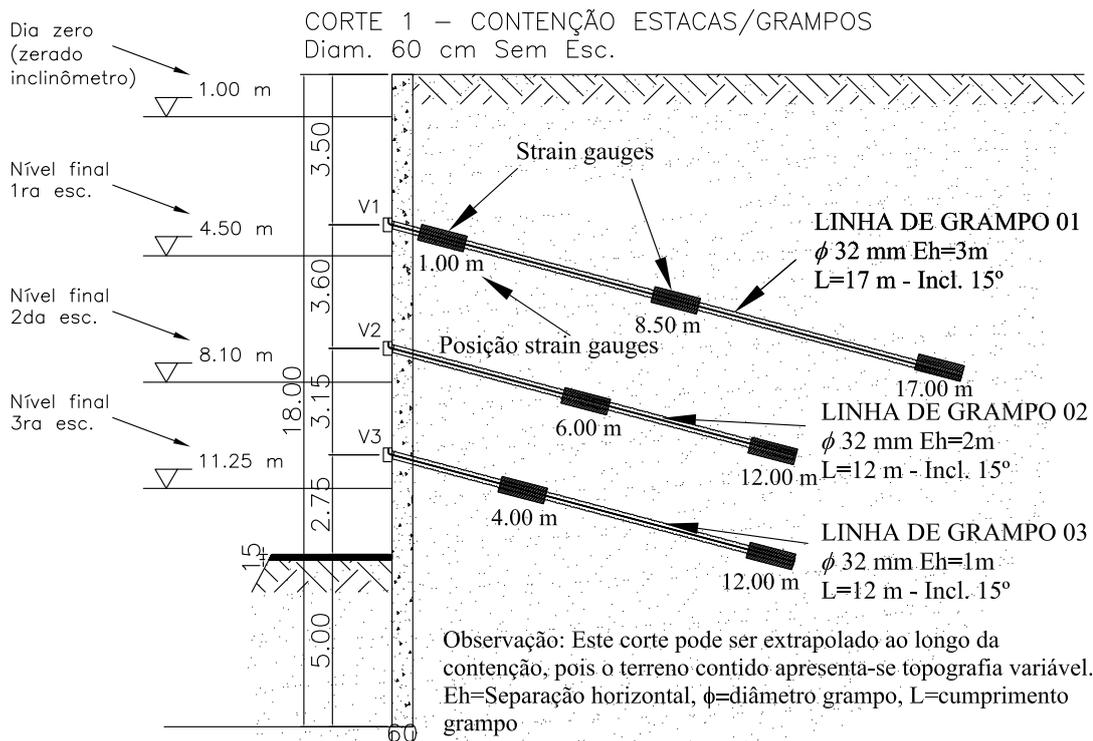


Figura 3.5: Seção típica de instrumentação da contenção sob estudo

Também se realizou um ensaio de porosimetria com intrusão de mercúrio que permite determinar o tamanho e distribuição dos poros, bem como a densidade aparente e de empacotamento de um núcleo de médio poroso (solo). Este processo está baseado na injeção de mercúrio nos poros da amostra, com o fim de estimar as pressões capilares dela, sendo o tamanho do poro inversamente proporcional à pressão aplicada. Este ensaio determina o volume de poros e sua distribuição de tamanhos (PSD-*Pore Size Distribution*) (Fig.3.8 (esq.)). É importante notar no gráfico da derivada do volume de poros acumulada vs. o raio do poro (Fig.3.8 (dir.)), que as mudanças da inflexão no gráfico original são refletidas em forma de picos mostrando que existe presença de microporos e macroporos na amostra, evidenciando uma predominância de macroporos. Nos ensaios de medição da PSD no porosímetro determinou-se o tamanho das partículas dos solos levando em conta o intervalo de medição do aparelho ($0.0015\mu\text{m}$ a $100\mu\text{m}$) (ver Tabela 3.2).

3.2.2 Caracterização mineralógica do material

Foi utilizada a difratometria de raios-X (RXD), a qual é uma ferramenta valiosa para caracterização mineralógica de minerais argilosos e outros componentes da parcela fina da amostra. Foram realizadas análises para amostras a 6 e 9 m, em difratômetro Xt'Pert Pro, no Laboratório do Instituto de Geoquímica, Mineralogia e Recursos Minerais da *Charles University* em Praga. As análises foram realizadas com ânodo de Cu, em condições de 40 kV e 30 mA, com varredura



Figura 3.6: Foto panorâmica da seção instrumentada

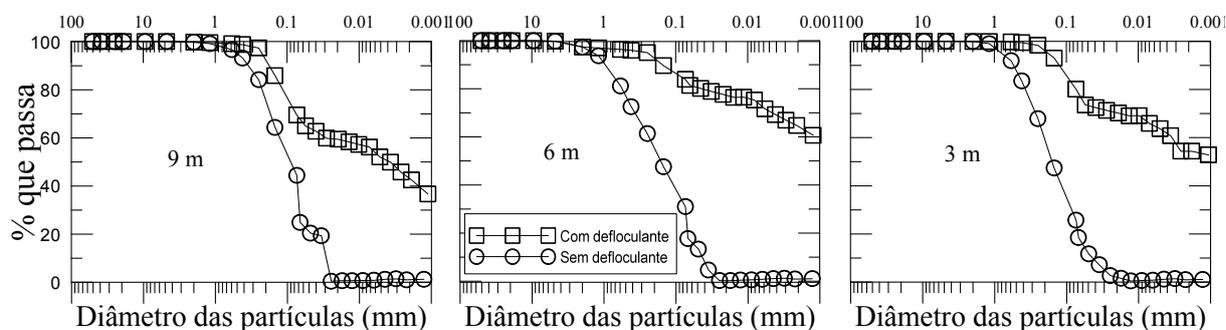


Figura 3.7: Granulometria de diferentes amostras a 9,6 e 3m de profundidade

de $2^\circ/mi$. A seguir, na Figura 3.9 e Tabela 3.3, se apresenta o difratograma de raios-X para profundidade de 9 m e passante pela peneira #200.

Por meio da técnica foi possível identificar argilominerais, óxidos e hidróxidos como Quartzo, Caulinita, Gibsita e Hematita que estão presentes na camada superficial que foi susceptível, do ponto de vista pedológico, a lixiviação e laterização com o passar do tempo e influenciam o comportamento mecânico deste horizonte. Silva (2011) mostrou em ensaios de DRX que efetivamente a primeira camada apresenta conteúdos de óxidos (Hematita) e hidróxidos (Gibsita), com traços de Quartzo nos 2 m e Caulinita até os 9 m (ver Figura 3.10). Coincidindo pelo mostrado por Cardoso (1995), é importante revisar que um dos fatores que afeta os resultados da densidade relativa dos sólidos (G_s) para valores maiores que os típicos (2.60 – 2.68), se dá pela presença de minerais de ferro e alumínio que elevam o valor do (G_s).

Além disso é importante destacar que embora a quantidade de óxidos de ferro (Hematita - Fe_2O_3) e hidróxidos de alumínio (Gibsita - Al_2O_3) são relativamente pequenas (ver Tabela 3.4), podem ter influência na cimentação da estrutura da argila, gerando-lhe um comportamento metaestável, e confirmam a maior presença de Gibsita na amostra mais superficial a qual está sofrendo um intemperismo mais acentuado que as amostras mais profundas, segundo Sultan

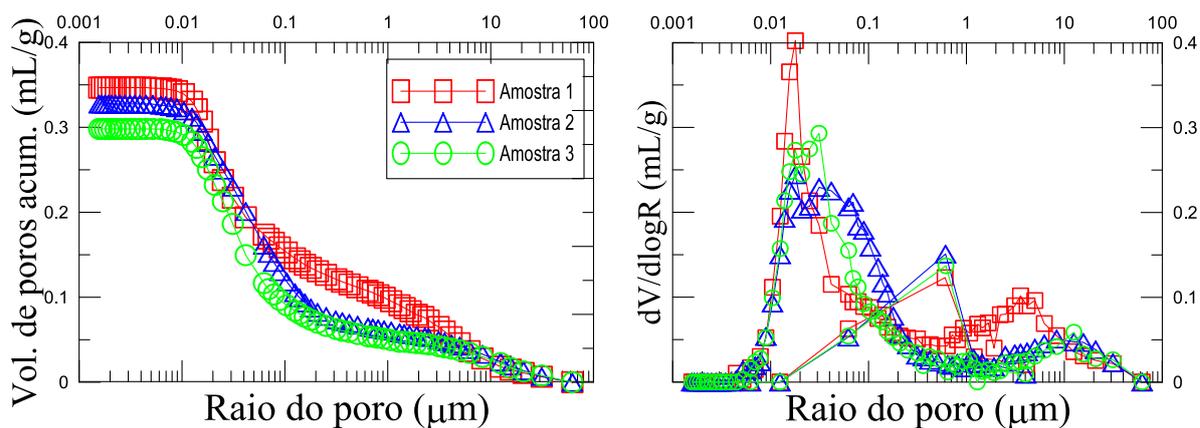


Figura 3.8: Resultado de ensaio porosimétrico em amostra a 9 m de profundidade

Tabela 3.2: Resumo de dados de intrusão

	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3
Volume total de intrusão [mL/g]	0.3467	0.3275	0.2981
Área total de poros [m ² /g]	18.508	16.628	17.216
Raio médio do poro (Volume) [μm]	0.0631	0.0609	0.0419
Área média dos poros (Área) [μm]	0.0178	0.0195	0.0197
Raio médio do poro (2V/A) [μm]	0.0375	0.0394	0.0346
Densidade Bulk (a 0.10 MPa) [g/mL]	1.4761	1.5153	1.5902
Densidade aparente (esqueleto) [g/mL]	2.7219	2.6941	2.7365
Porosidade (%)	48.5525	46.8727	44.92131
Volume usado (%)	75	70	67

(1969), que menciona que os solos colapsíveis fazem parte de um grupo de solos metaestáveis onde a estrutura inicial é rompida devido a variações ambientais, bem como Vargas (1973) quem define solos colapsíveis como toda superfície laterítica porosa, caracterizada por saturação parcial e cimentações de óxido de ferro. Também Araki (1997) explicou que devido ao alto grau de saturação inicial da argila porosa, conclui-se que as ligações de argila e cimentações são estáveis na presença de água, de origem pluviométrica, existente entre os grãos e que a sucção é o principal mecanismo de sustentação do esqueleto poroso do solo. De acordo com o anterior, a fração fina de solos lateríticos é predominantemente Caulinita com óxidos de ferro e alumínio, que se interligam de maneira estável em uma fábrica porosa.

Tabela 3.3: Lista de padrões do DRX a 9 m de profundidade

Mineral	Contagem	Total linhas	Fator Escala	Semiquantidade(%)
Quartzo	47	12	1.005	28
Caolinita	42	74	0.237	20
Hematita	27	11	0.050	1
Rutile	16	5	0.022	-
Microcline	12	115	0.144	21

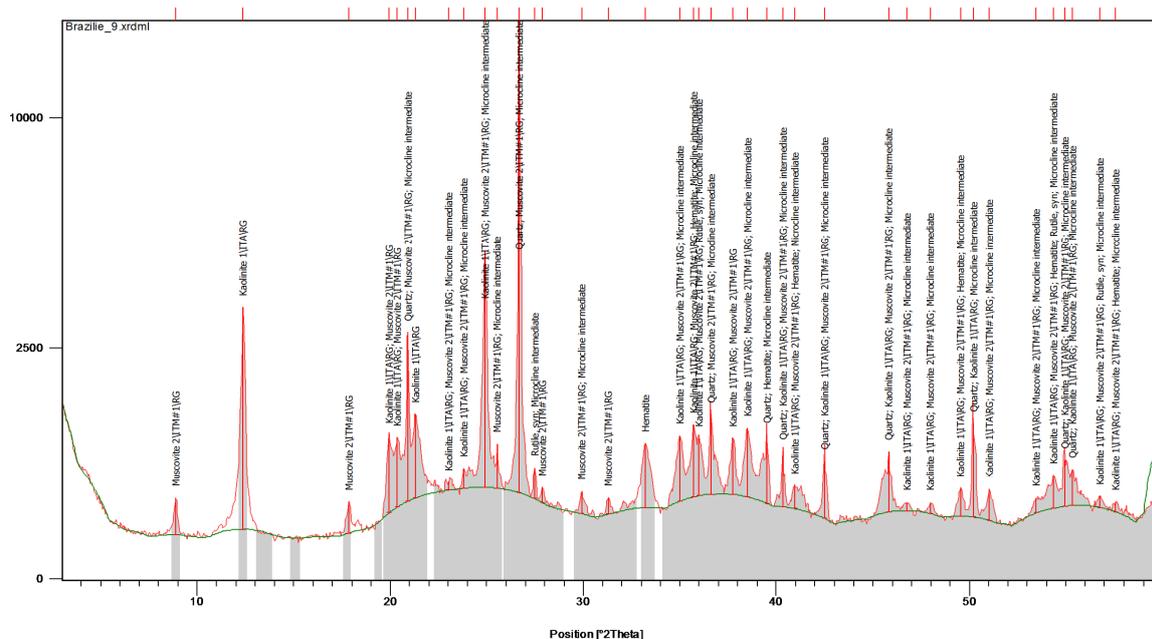


Figura 3.9: Difratoograma da amostra (9 m) do solo eixo $x \theta (^{\circ})$ vs eixo e Intensidade(contagens)

Tabela 3.4: Análise de silicatos

Amostra	SiO_2	TiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	FeO	MnO	MgO	CaO	Na_2O	K_2O	P_2O_5	H_2O-	H_2O+	CO_2	Soma
6m	43.72	0.84	27.42	13.42	0.10	0.02	0.08	0.02	0.01	0.22	0.03	0.84	11.89	1.06	99.67
9m	52.92	0.58	24.46	10.33	0.08	0.03	0.32	0.01	0.03	0.90	0.03	0.46	9.12	0.33	99.60

3.2.3 Análise microestrutural do material

Outra técnica para revelar a presença de pontes de minerais entre as agregações de argilas, macroporos ou microporos no material sob estudo, é submetendo a amostra a uma observação no SEM *Scanning Electron Microscope* complementadas com a técnica de Espectroscopia de raios X por dispersão em energia (EDX), que pode mapear a distribuição e proporção relativa de elementos previamente definidos sobre a área escaneada (imagem). Nas imagens obtidas para x100 aumentos (Figura 3.11) com a escala indicada para 100 micrómetros podem-se ver alguns macroporos entre as agregações de argila, bem como a estrutura laminar característica deste tipo de materiais, no entanto em pequenos aumentos não é possível concluir a presença de minerais cimentantes.

Para x5000 aumentos e escala indicada para $5\mu m$ é possível na Figura 3.12 observar de maneira mais clara a presença de agregações de argila e macroporos na imagem, assim como texturas sobre as agregações que eventualmente podem ser minerais cimentantes localizados ao redor das partículas, que em alguns casos podem formar pontes entre duas agregações. É claro que a água e os minerais cimentantes podem-se localizar em três tipos de poros diferentes: macroporos, mesoporos e microporos. Os macroporos possuem diâmetros superiores aos 50 microns como é possível identificar na Figura 3.12 (dir.), os mesoporos dimensões que oscilam

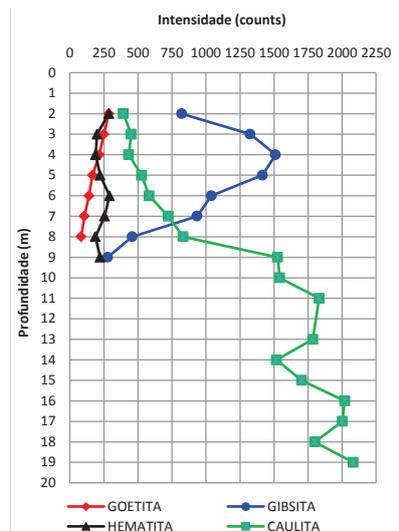


Figura 3.10: Difratometria realizada ao longo do perfil (Silva, 2011)

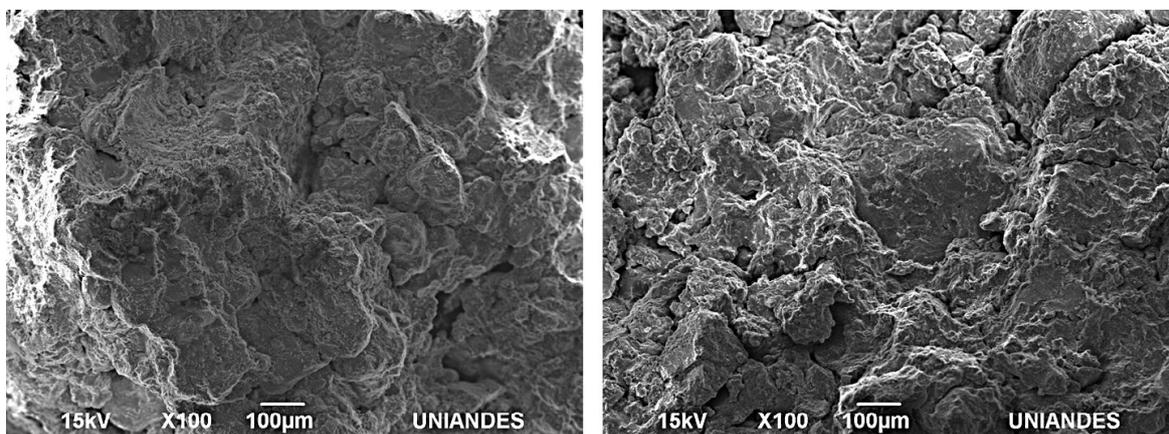


Figura 3.11: Imagens obtidas no SEM para x100 aumentos para amostras a 3 m de profundidade entre 50 e 2 microns (Figura 3.13, esq.) e os microporos diâmetros menores de 2 microns (Figura 3.13, dir.).

Nas imagens para x15000 aumentos os microporos são revelados claramente e podem ser medidos obtindo leituras de diâmetros entre 200 nm e 800 nm (Figura 3.13, esq.) medida que combinada com os ensaios de porosimetria de intrusão de mercúrio e a curva de retenção de água mostra que efetivamente os macroporos, mesoporos e microporos tem uma relevância importante no comportamento mecânico e hidráulico do material (Figura 3.13), já que é claro que a água localizada nos macroporos é mobilizada de maneira mais fácil tornando-se a água de percolação que é infiltrada no solo depois das chuvas, além que incide diretamente na variação da sucção no perfil. Nos mesoporos e microporos a água é mas difícil de mobilizar porque está retida com mais força e mantém-se dentro da estrutura conservando a saturação natural do solo.

Esta tendência de porosidade dupla faz que em um processo de carregamento, o excesso de poropressões seja heterogêneo imediatamente depois da aplicação da carga, já que os poros menores (microporos e mesoporos) podem continuar drenando excesso de poropressões,

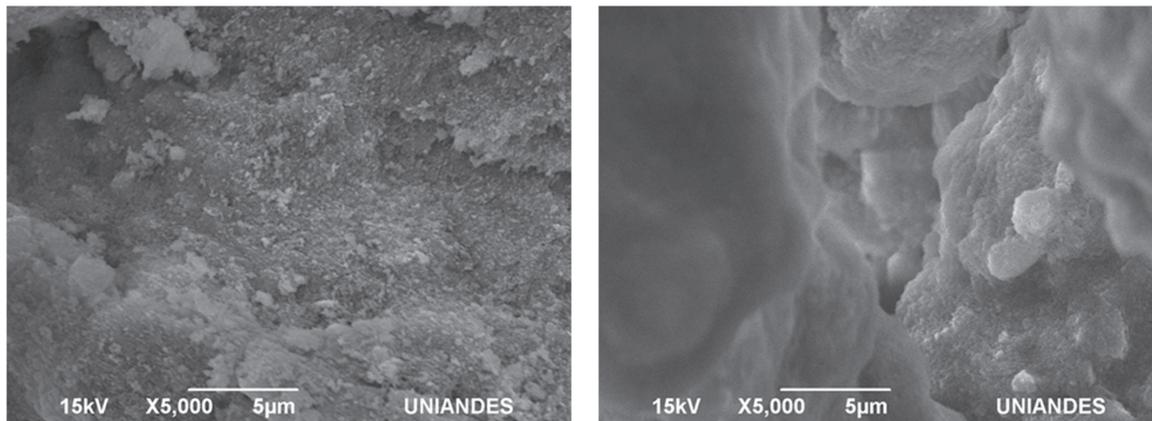


Figura 3.12: Imagens obtidas no SEM para x5000 aumentos para amostras a 3 m de profundidade

muito depois que os poros maiores (macroporos), este efeito pode afetar o desenvolvimento do adensamento secundário neste tipo de solos.

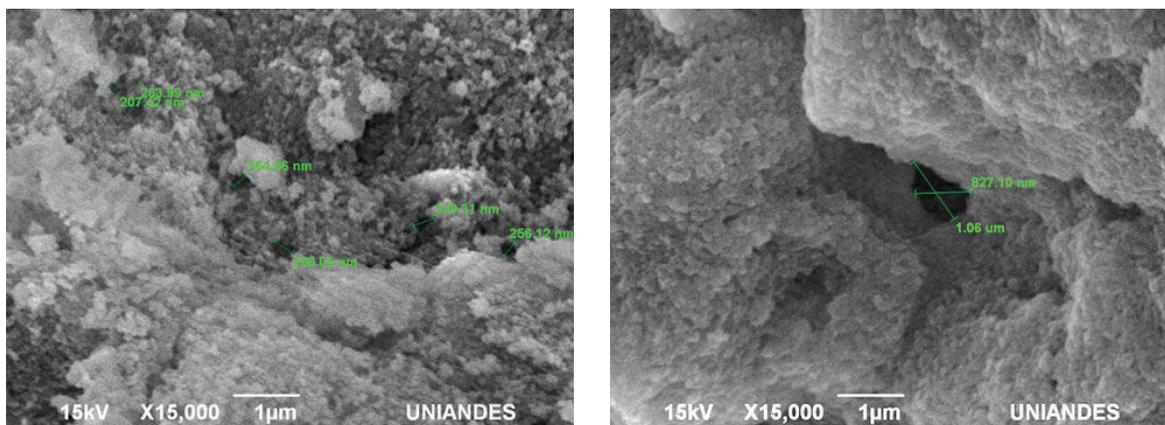


Figura 3.13: Imagens obtidas no SEM para x15000 aumentos

Na Figura 3.14 podem-se ver com mais clareza a configuração dos microporos na amostra de argila porosa seleccionada na imagem para x30000 aumentos. A água que fica mantida nos microporos (adsorvida) é difícil de remover devido à atracção eletroquímica entre os aniões de água e os cátions da argila, portanto os minerais cimentantes que possivelmente sejam localizados na estrutura da argila, encontram-se na água de percolação, ou seja entre os macroporos. É claro que a cimentação (estruturação) em solos como a argila porosa sob estudo, têm sido bem desenvolvida, já que abundam os minerais com carbonatos e óxidos, devido as condições climáticas da região (Rinaldi et al., 2012). A presença dos diferentes cimentantes pode acrescentar no solo uma resposta elastoplástica, e este efeito é evidente no fenómeno conhecido como colapso apresentando-se deformações plásticas e antes dele as deformações tendem a ser menores e recuperáveis, devido ao comportamento elástico e frágil do cimentante. Um fator importante nesta pesquisa que define o comportamento mecânico e hidráulico da argila porosa é o fato que a metaestabilidade e a parcial saturação fornecem efeitos similares no solo pelo qual a modelagem numérica do mesmo usando un modelo físico-matemático é uma tarefa complicada. O efeito da sucção também influi no enrijecimento dos cimentantes não solúveis (Alonso & Gens, 1994),

por tal razão só em uma condição saturada pode-se assumir que a cimentação real não solúvel age isoladamente, já que a sucção é nula. Nas conclusões do documento é estendida a discussão sobre este conceito e as pesquisas futuras que nascem desta dualidade.

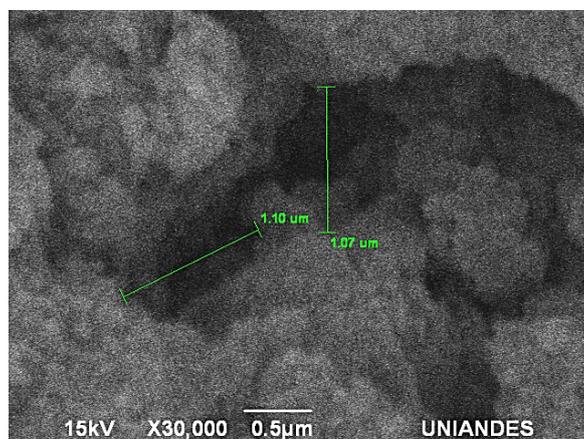


Figura 3.14: Imagens obtidas no SEM para x30000 aumentos

Na análise por EDX na Figura 3.15 pode-se notar a alta quantidade de oxigênio na amostra o que confirma que existem óxidos no solo que reagindo com outro elemento podem formar minerais com capacidades de ligação, e por tal razão nas imagens e na análise é possível observar altos conteúdos de carbono e alumínio que podem conformar Caulinita e Gibsita; e baixos conteúdos de ferro que podem formar Hematita. Esta informação foi conferida também nos ensaios de DRX que mostraram a presença deste tipo de mineral. Esta observação confirma o comportamento de solo estruturado que apresenta a argila porosa típica do Distrito Federal e seu comportamento metaestável influenciado por ações externas relacionadas com aumentos de carga ou mudanças climáticas.

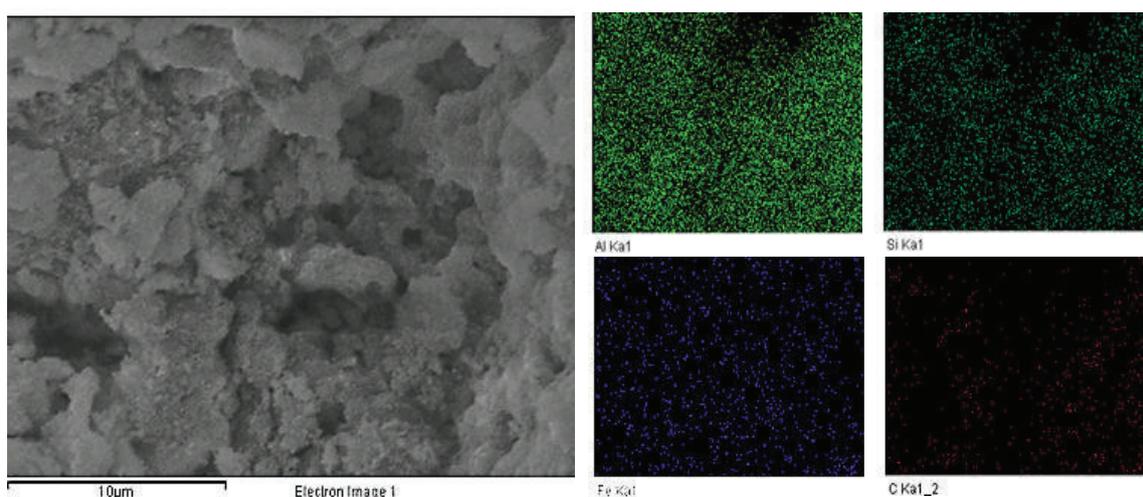


Figura 3.15: Imagens obtidas do análise por EDX no SEM para x5000 aumentos

Também existem outros métodos que permitem qualitativamente conhecer se o solo tem algum tipo de cimentante, e um deles é o ensaio de *Crumb* que foi desenvolvido como um procedimento simples para identificar o comportamento dispersivo no campo. No entanto

é muito frequente no laboratório, e este ensaio fornece uma boa indicação do potencial de erodibilidade do solos argilosos, não obstante uma de suas limitações é que um solo dispersivo as vezes pode resultar em uma reação não dispersiva no ensaio. Em contrapartida se o ensaio de *Crumb* indica dispersão, a probabilidade que o solo seja dispersivo é alta. A dispersão (separação do solo em partículas pequenas) está governada pela textura do solo, tipo de mineral argiloso, quantidade de matéria orgânica, salinidade e cations intercambiáveis. O índice de dispersão é calculado depois de submeter o solo a molhagem e remoldagem.

Para a argila porosa de Brasilia foi realizado este ensaio para uma amostra localizada a 3 m de profundidade, descrevendo o seguinte procedimento:

1. Mistura-se a amostra do solo com água de chuva, neste caso substituída por água destilada e remoldeada com uma faca por um minuto
2. Se colocam pequenos grumos da argila remoldeada (3 a 5 mm de diâmetro) em um recipiente cheio de água suficiente para cobrir a amostra
3. Se dá uma dupla contagem (índice de dispersão) depois de 10 minutos e duas horas, de acordo com a seguinte descrição

Contagem 0 Dispersão nula;

Contagem 1 Dispersão ligeira, identificada pelas traças ligeiras de água adjacente ao agregado;

Contagem 2 Dispersão moderada com traças obvias;

Contagem 3 Dispersão forte com traças consideráveis e aproximadamente a metade do volume original do agregado dispersou-se;

Contagem 4 Dispersão completa, deixando só pequenas partículas em uma nuvem de argila.

Na Figura 3.16 pode-se observar a amostra de argila submetida ao ensaio de *Crumb* na qual foi possível aos primeiros dez minutos identificar uma dispersão moderada e às duas horas manteve-se a mesma observação. De acordo com o anterior determina-se que este tipo de solo é moderadamente erodível e instável quando é carregado em presença de água, ou seja algumas pontes cimentantes podem ser solúveis em água e além disto deterioradas pela umidade, no entanto para confirmar a dispersividade do solo é necessário um ensaio adicional como o *Pinhole test*.

O *Pinhole test* está baseado na norma ASTM D4647, e apresenta uma medição direta da dispersividade e conseqüente erodibilidade dos solos argilosos por causa de um fluxo através de um pequeno orifício em uma amostra. Os resultados dos testes são qualitativos e fornecem uma orientação geral em relação à dispersividade e erodibilidade. O ensaio fornece um método de

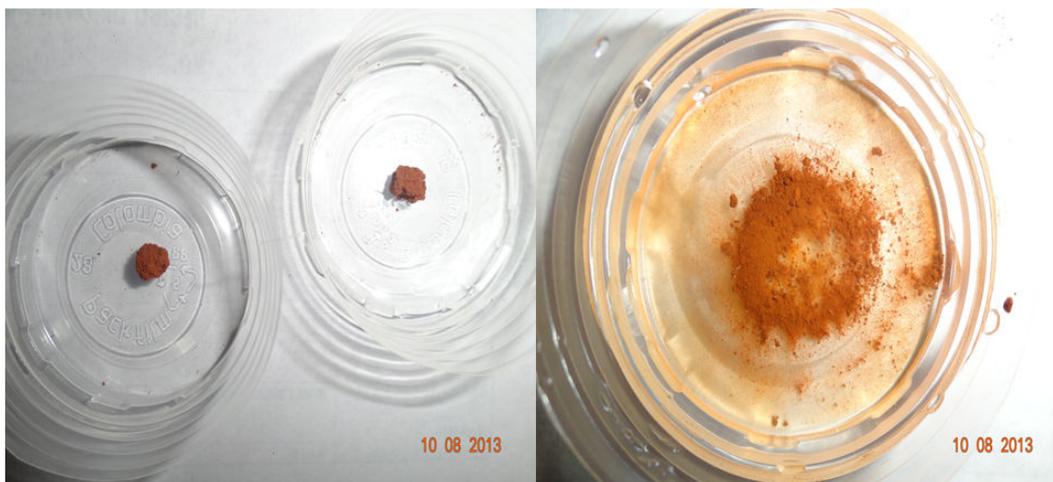


Figura 3.16: Dispersividade em uma amostra de argila porosa de 3 m de profundidade

identificar as características dispersivas dos solos argilosos que tem sido usados em estruturas geotécnicas. As falhas de erosão interna (*piping*) em um numero homogêneo de barragens de terra, erosão ao longo de um canal, e erosão por chuva de estruturas de terra tem sido atribuídas à erosão coloidal ao longo de fendas.

Na Figura 3.17 se mostra o processo do ensaio *Pinhole* onde a amostra deve ser primeiro compactada na câmara do teste Harvard miniatura (Foto 1 e 2), induzindo um orifício de 1 mm na amostra argilosa revestida axialmente por camadas de grava (Foto 3). Depois é submetido um fluxo de água, a diferentes cargas hidráulicas, examinando o cor da água que atravessou a amostra de argila, bem como o caminho de fluxo deixado pela água dentro da amostra.

O resultado obtido foi o ND2, que segundo o ensaio equivale a uma amostra de argila não dispersiva, com minima erosão coloidal sob cargas hidráulicas de 380 ou 1200 mm. Este confirma o resultado do ensaio de *Crumb* relacionado com a pouca dispersividade da amostra, ou seja, teoricamente seria pouco provável que esta argila porosa em profundidades superficiais possa experimentar problemas de erosão interna (*piping*).

3.3 RESULTADOS DE INSTRUMENTAÇÃO

Visando ter um comportamento global da estrutura geotécnica sob análise, e com apoio da empresa EMBRE de Engenharia Ltda., se conseguiu realizar a instrumentação da obra em estudo mediante o uso de inclinômetria, topografia, ensaios de arrancamento e utilização de extensômetros (*strain gauges*). Isto foi feito com o fim de comparar os dados de deformação e tensões obtidos por estas vias e conhecer um resultado final adequado para a posterior etapa de validação do comportamento mediante a simulação numérica da contenção. Nota-se a seguir o gráfico da linha do tempo do processo executivo da obra, onde se descrevem os eventos de monitoramento da obra, bem como as datas importante de chuvas fortes no local sob estudo, os



Figura 3.17: Processo do ensaio *Pinhole* para uma amostra a 3 m de profundidade

detalhes sobre a análise da influência das chuvas no comportamento da obra e demais aspectos que podem-se encontrar nos capítulos seguintes (Figura 3.18).

Nas Figuras 3.19 e 3.20 pode-se observar o perfil típico de frente e seção da contenção composto por três linhas de grampos de 17 e 12 m. Na seção escolhida, Fig. 3.20, para instrumentação se instalou um inclinômetro com sonda de servo-acelerômetro localizado a um metro no extradorso da contenção, com o objetivo de monitorar a inclinação desta contenção durante as etapas da escavação.

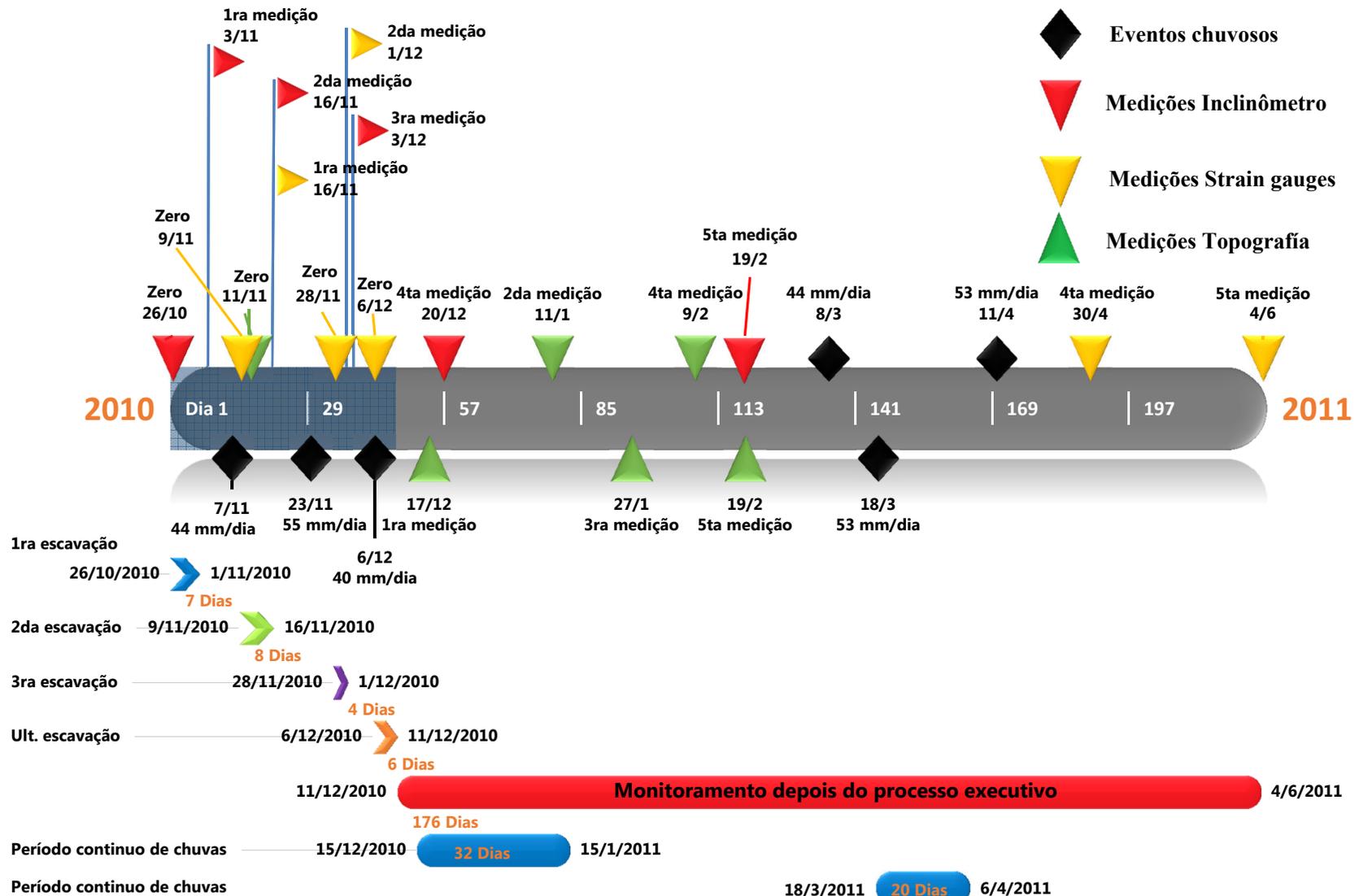
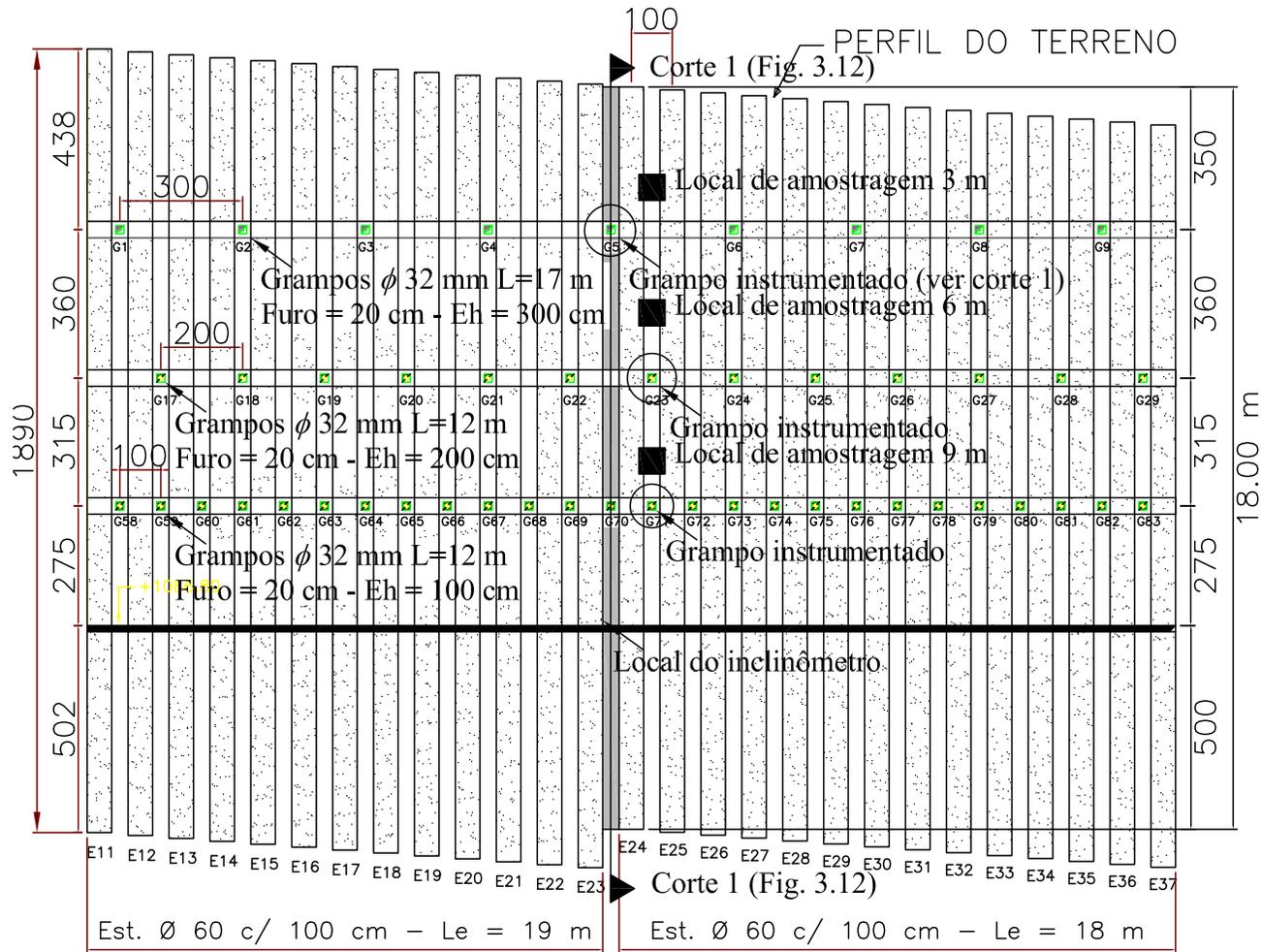
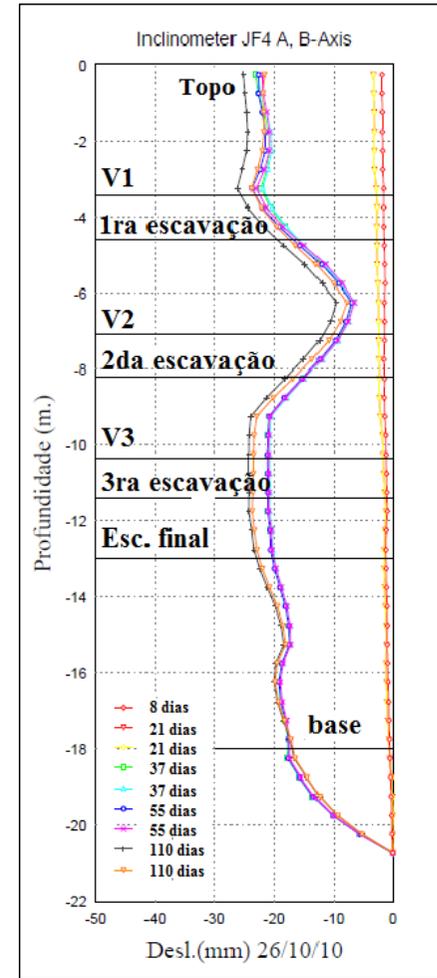


Figura 3.18: Linha do tempo da execução e monitoramento da obra



Contenção em Estacas e Grampos Vista Frontal A - Sem Esc.



Resultados inclinômetro

Figura 3.19: Vista do panel frontal da seção instrumentada e resultados do inclinômetro

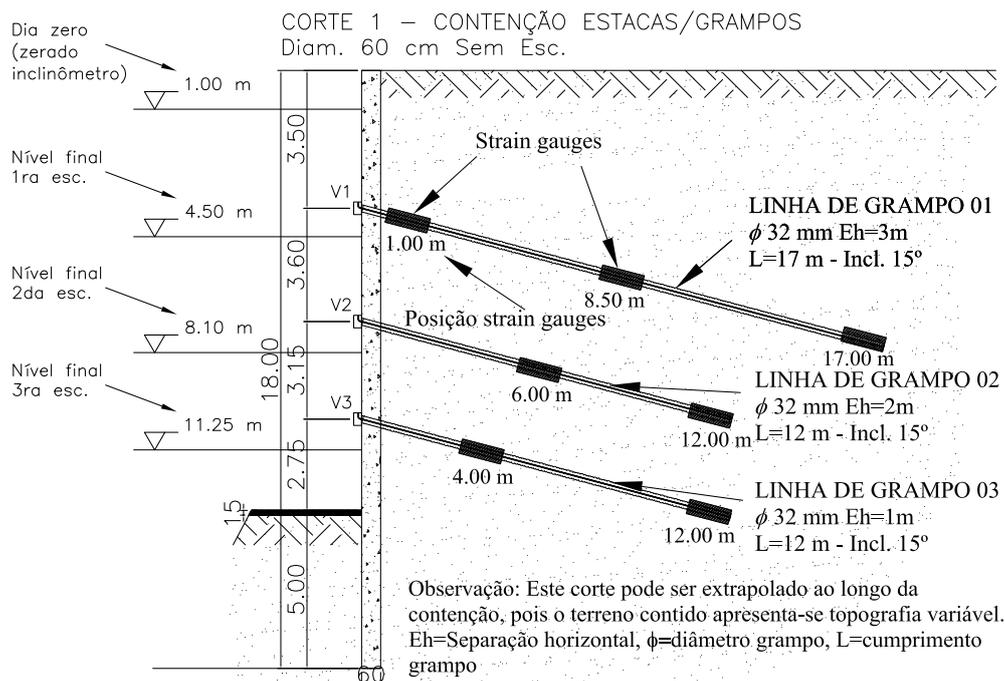


Figura 3.20: Seção típica de instrumentação da contenção sob estudo

3.3.1 Medição de deformações mediante inclinômetro

Na Figura 3.19 pode-se analisar os resultados por datas do inclinômetro, e nela se mostram deslocamentos máximos de 24.00 mm aprox. para um comprimento de escavação de 13.00 m aprox.; os deslocamentos estão plotados em relação à primeira medida de inclinômetro realizada no dia 26/10/2010 (zero). É possível observar que a medição feita no dia oito, uma semana depois de iniciada a primeira escavação de 4.50 m (um metro abaixo da cota de instalação da linha de grampos) gerou deslocamentos de 2.50 mm (ver situação da primeira escavação na Figura 3.21).

Depois de finalizada a primeira escavação foi instalada a primeira linha de grampos na contenção, pelo qual os deslocamentos estabilizaram-se até o começo da segunda escavação. Na Figura 3.22 se ilustra o processo de instalação das peças de grampo que contêm os *strain gauges* mediante luvas de união ao resto do grampo, e no fundo da foto pode-se conferir o processo executivo da linha de ancoragem.

A medição executada o dia 21 depois da segunda escavação mostrou deslocamentos mínimos de 4 mm, que continuaram a mesma tendência das medidas do inclinômetro para a primeira escavação, embora naquela época houve um evento chuvoso relativamente forte dois dias antes de começar a segunda escavação, que *a priori* não parece ter afetado os deslocamentos, devido ao fato que o resto do período da escavação foi seco (o efeito das chuvas nos deslocamentos será



Figura 3.21: Foto de seção instrumentada para a primeira escavação



Figura 3.22: Foto de instalação da primeira linha do grampos

amplamente discutido em capítulos posteriores). Na Figura 3.23 mostra-se a situação real depois da segunda escavação.

A partir da medição do dia 37 até o dia 55 o comportamento de deslocamento da contenção apresenta uma tendência similar em profundidade, mostrando os deslocamentos relativos máximos durante o processo executivo, resultando em deslocamentos máximos perto do topo das estacas de aproximadamente 22.00 mm. Presume-se que os deslocamentos além de ter aumentado pela escavação *per se* foram influenciados pelas chuvas fortes de finais de Novembro. Neste caso recomenda-se a visualização do gráfico da linha do tempo da execução da obra e dos capítulos seguintes para um melhor entendimento do monitoramento. Na Figura 3.24 observa-se um dos grampos instrumentados antes de ser instalado no furo, e podem-se ver as mangueiras de injeção da calda de cimento perto do *strain gage*.

Na faixa de profundidade de 4.00 até 6.00 m as medições mostram um comportamento diferenciado do resto da tendência do gráfico. Existem várias hipóteses para explicar estes dados,



Figura 3.23: Situação real depois da segunda escavação



Figura 3.24: Grampo instrumentado na obra sob análise

entre elas a possível deformação mínima do tubo de revestimento (*case*) neste local do furo, já que o sensor do inclinômetro é muito sensível a qualquer mudança na inclinação, ou inclusive a problemas na união entre dois dos tubos. Para um melhor entendimento do processo executivo da contenção e das medições feitas nas datas estabelecidas, se mostra na Figura 3.25 um paralelo entre a linha do tempo das sequências de escavação e o monitoramento mediante inclinômetro.

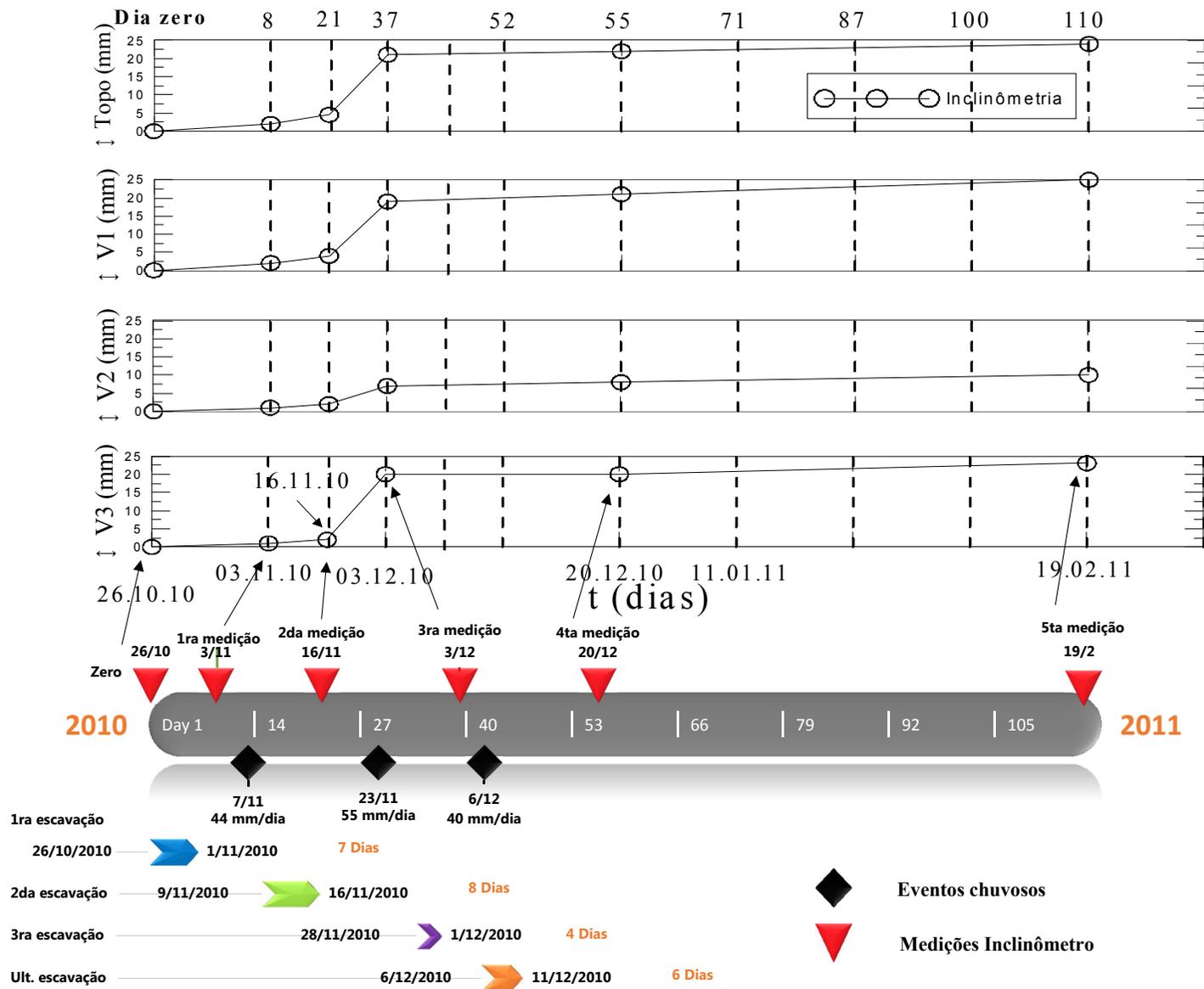


Figura 3.25: Paralelo entre a linha do tempo do processo executivo da contenção e os deslocamentos em vigas de travamento monitorados mediante inclinometria

3.3.2 Medição de deformações mediante topografia

Também foram monitorados deslocamentos na contenção mediante o uso de topografia, e se instalaram uma série de pinos (Figura 3.19) sobre as três vigas de ancoragem (V1, V2 e V3), segundo o perfil típico de escavação, conforme Figura 3.20, com o fim de facilitar a medida contínua dos deslocamentos. As medidas foram tomadas durante as etapas de escavação, e foram registrados deslocamentos máximos na estaca de 23 mm próximos ao topo da contenção (ver linha do tempo, Figura 3.18).

3.3.3 Medição de tensões mediante *strain gauges*

Para instrumentar os grampos se usaram *strain gauges* KYOWA das especificações que se podem ver no Anexo IV, bem como em algumas fotos do processo de instalação no campo. Os *strain gauges* foram instalados em ponte de Wheatstone completa, com colaboração do Prof. Paulo J.R. Albuquerque da Universidade de Campinas, SP. Neste local o autor desta pesquisa fez uma estadia técnica com o fim de realizar o processo de instalação dos *strain gauges* nos grampos, necessários para a medição de tensões.

Na Figura 3.26 podem-se ver as etapas de instalação dos *strain gauges* no grampo, com este previamente polido na parte média para garantir a colagem das peças que compõem toda a ponte completa (foto 1). Na Foto 2 é o colado dos *strain gauges* no grampo; as fotos 3 e 4 mostram a conexão do cabos para fazer a ponte do circuito; a foto 5 mostra a união do *strain gauge* com o cabo que vai até o dispositivo de controle de monitoramento, e por ultimo na foto 6 se observa a prova final para conferir que o *strain gauge* esteja trabalhando corretamente.



Figura 3.26: Instalação do *strain gauge* no grampo

Capítulo 4

COMPORTAMENTO MECÂNICO E DE RETENÇÃO DE AGUA DO MATERIAL

4.1 Comportamento mecânico

Para os ensaios que forneceram o comportamento mecânico do material, se realizaram duas campanhas de ensaios de laboratório, sendo a primeira no Laboratório de Geotecnia da UnB (Julho-Novembro de 2010), onde foram ensaiadas amostras indeformadas em estado saturado coletadas no local da obra a 3, 6 e 9 m de profundidade (Triaxial CU - K_0 , Cisalhamento Direito, Adensamento). A segunda campanha foi executada entre Janeiro e Agosto de 2011, no Laboratório do Instituto Geológico da *Charles University* em Praga. A seguir pode-se observar na Figura 4.1 os resultados dos ensaios oedométricos de uma amostra localizada a 9 m de profundidade, em condições não saturadas, saturadas, e com amostra reconstituída.

4.1.1 Compressão oedométrica em condições saturadas e não saturadas

Em comparação, na Figura 4.1, pode-se analisar o comportamento em condições oedométricas de diferentes tipos de amostras, onde é possível confirmar na curva saturada que a influência da fábrica e da cimentação é baixa pela tendência linear da curva. Além disto por sua vez a curva não saturada apresenta um comportamento similar a um solo com cimentação devido a que a sucção pode oferecer um efeito similar na estrutura do solo, embora este efeito é mais notório na amostra mais profunda. O comportamento da amostra reconstituída foi o esperado, e estas amostras foram preparadas por mistura de argila seca em pó com água destilada sem ar, a um teor de água aproximado de 88%. Esta mistura sem ar foi colocada dentro de um tubo com diâmetro similar à câmara do ensaio de adensamento e adensada durante três semanas, e depois as amostras foram removidas da câmara e colocadas nos aparelhos de ensaio triaxial, onde foram consolidadas sob condições K_0 ou isotrópicas, segundo o caso, e depois testadas nas diferentes trajetórias requeridas nas pesquisa atual.

Neste contexto pode-se entender a fábrica como o estado da estrutura de uma amostra indeformada, i.e., ao arranjo de partículas ocorrido durante o processo de sedimentação do solo, ao contrario da cimentação que está relacionada com a ligação de partículas individuais acontecidas no processo diagenético, no espaço $\ln p' - e$ e que é característico de uma argila normalmente ou

ligeiramente sobreadensada (*Argila porosa de Brasilia*) que apresentam uma estrutura metaestável onde a sensibilidade de tensões $S_{\sigma} = p_{nat}/p_{rec}$ decresce com o carregamento.

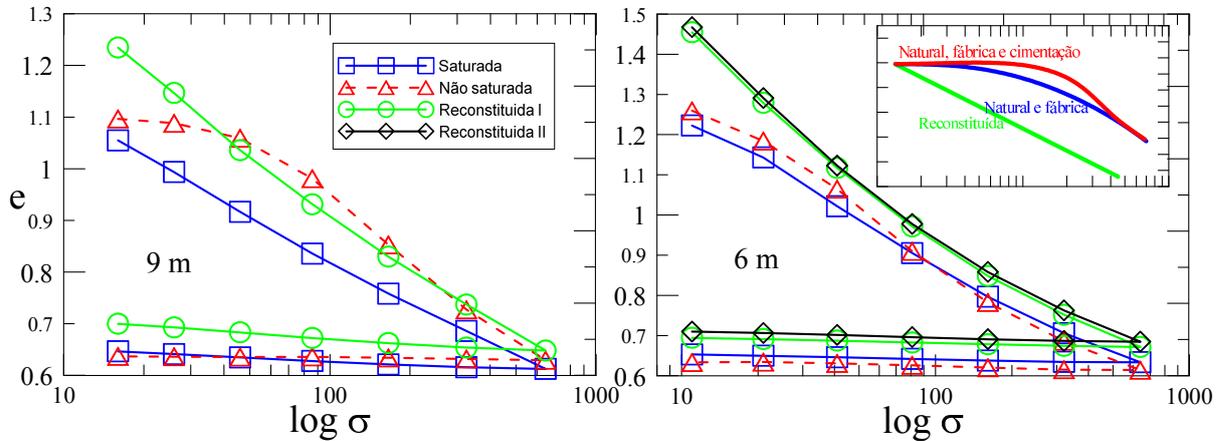


Figura 4.1: Ensaio oedométrico a 9 e 6 m de profundidade e comportamento típico de argilas com estrutura estável e metaestável (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)

Na Figura 4.2 apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão oedométrica para sucções constantes de 50, 100 e 200 kPa (realizados em Charles University), onde pode-se observar que nas curvas o parâmetro $\lambda_{(s)}$ que controla a inclinação da linha virgem isotrópica cresce quando aumenta a sucção no ensaio, já que segundo Masín & Khalili (2008) a sucção influencia a tensão efetiva acrescentando as forças normais interpartículas, incrementando a estabilidade global da estrutura do solo. Em outras palavras esta resposta mecânica aumenta o tamanho da SBS, analogamente como a cimentação age entre as partículas de um material cimentado saturado. No ensaio com sucção de 200 kPa impõe-se o colapso perto dos 1000 kPa, e este fenômeno ocorre devido a uma das suposições deste modelo, que assume que quanto mais aberta é a estrutura do solo, menor é o número de contatos entre as partículas, pelo qual cada contato deve transmitir forças de cisalhamento maiores para se manter estável. Quando a estrutura entra em uma etapa de molhagem sob tensão efetiva constante, é mais propenso de colapsar que uma estrutura mais densa. Este caso é similar à argila porosa a qual tem uma estrutura aberta caracterizada pela presença de macroporos e confirmada nos ensaios de porosimetria de mercúrio e as imagens da observação no SEM.

4.1.2 Compressão triaxial drenada em condições saturadas e não saturadas

Em relação aos ensaios triaxiais em condições saturadas drenadas (realizados em Charles University), na seguinte Figura 4.4 encontram-se os resultados para diferentes tensões de confinamento, úteis para obter os parâmetros r e ϕ_c correspondentes à parte saturada do modelo. O comportamento tensão-deformação é consequente como o embasamento teórico, e as amostras testadas com tensões de confinamento mais altas apresentam tensões desviadoras e deformações

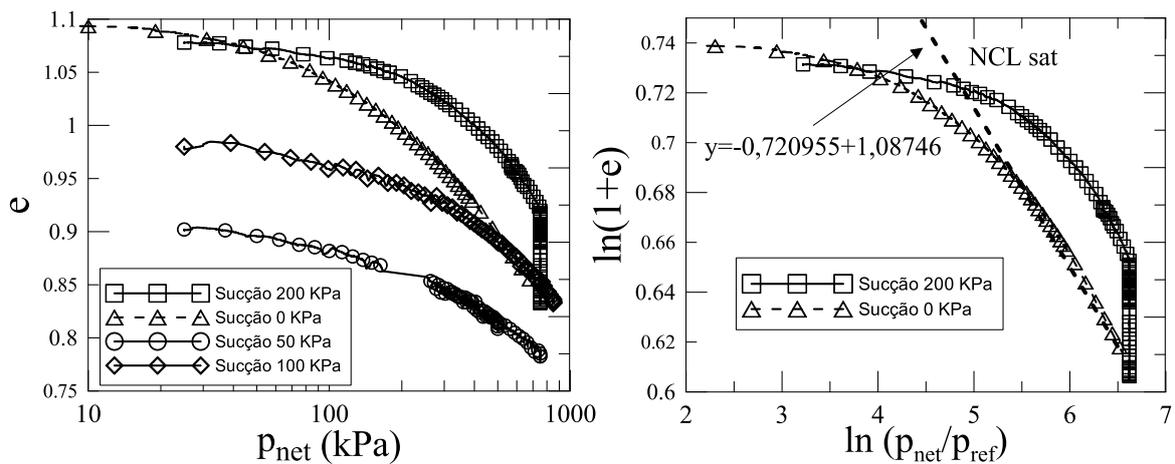


Figura 4.2: Ensaio de compressão oedométrica a 9 m de profundidade (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)

maiores, para chegar ao estado crítico e não apresentam resistências pico. Não obstante o comportamento volumétrico ser similar para todas as amostras registrando deformações próximas ao 8% (não há dilatância), observa-se que o solo não é muito sensível a se deformar volumetricamente com o aumento da tensão confinante, tendo inclinações similares até alcançar o estado crítico.



Figura 4.3: Equipamento para compressão triaxial em Charles University

Nas curvas tensão-deformação da Figura 4.5 observa-se o comportamento principal esperado da sucção aumentando a tensão desviadora aplicada nas amostras. É interessante analisar que as curvas com sucções de 50 e 100 kPa depois de alcançar uma pequena resistência pico (endurecimento) atendem ao estado crítico na mesma faixa de valores de tensão desviadora. Ou seja que a sucção começa ser significativa para a variação interna da estrutura da argila nos 200 kPa, já que é possível que ela tenha um efeito de fechamento dos macroporos, conseguindo que as partículas interajam aumentando as forças interpartículas, incrementando a estabilidade global da estrutura do solo e da SBS. Este conceito já foi discutido anteriormente, e em geral observa-se que à medida que a sucção aumenta esta gera no solo uma resposta de tendência de amolecimento por deformação.

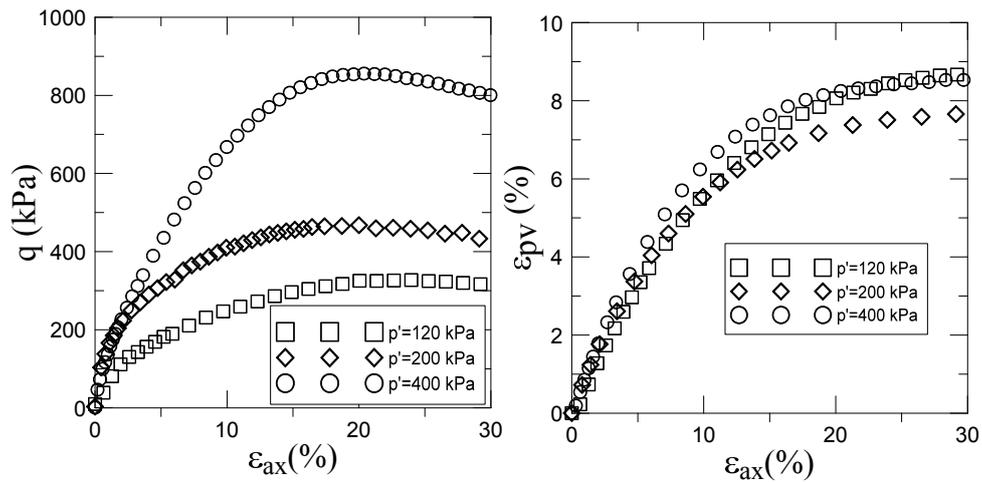


Figura 4.4: Resultado de ensaios triaxiais em condição saturada para amostras a 9 m de profundidade (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)

Em relação ao comportamento volumétrico, as amostras deformam-se o mesmo valor até aproximadamente 4% e continua a tendência contractiva que pode ser explicada levando em conta a fábrica da argila, que apresenta-se de forma aberta (porosa) e dominada pela presença de macroporos. No momento do cisalhamento existe uma mudança de volume pela expulsão de ar dos poros e rearranjo dos pacotes do solo.

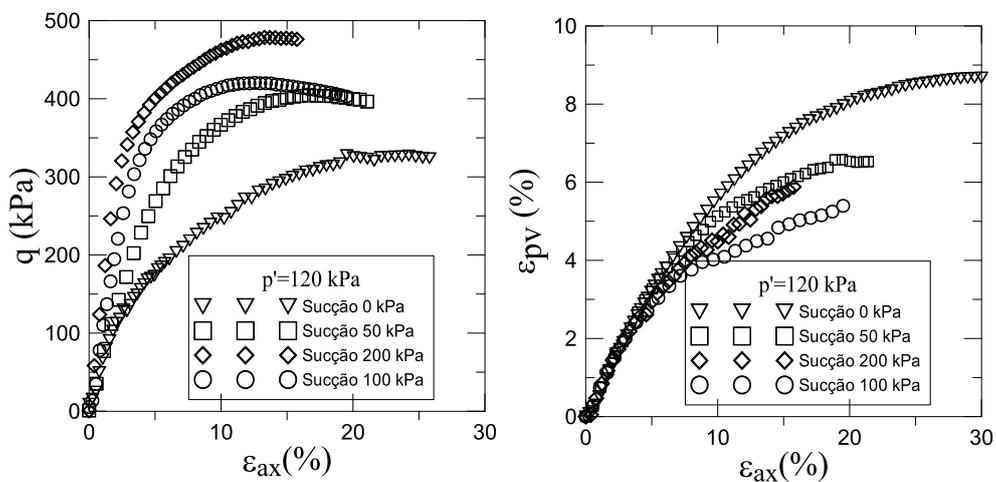


Figura 4.5: Resultado de ensaios triaxiais em condição não saturada (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)

Para os parâmetros não saturados do modelo (m, l, n, S_e) foram realizados ensaios com sucção controlada de 200 kPa, onde l e n são parâmetros que controlam a inclinação e a posição da NCL não saturada, determinados a partir de ensaios de compressão isotrópica (Fig. 4.6).

4.1.3 Cisalhamento direto em condições saturadas

Na etapa inicial de caracterização da argila porosa realizaram-se ensaios de resistência no Laboratório de Geotecnia da UnB com o fim de conhecer de maneira preliminar os valores de parâmetros de resistência do solo, e neste caso foram realizados ensaios de cisalhamento

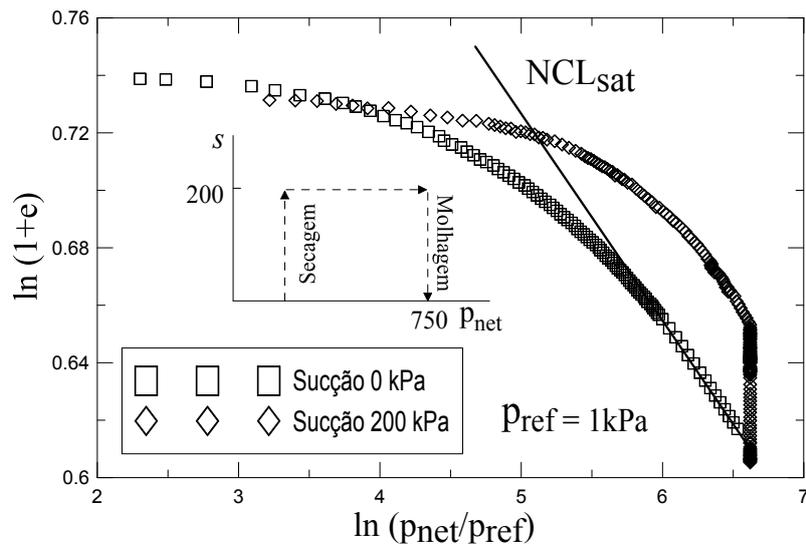


Figura 4.6: Resultado de ensaios de compressão isotrópica 9 m de profundidade (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)

direto com tensões normais de 150, 300 e 450 kPa. Os parâmetros de resistência de acordo com Mohr-Coulomb para este ensaio foram de coesão efetiva (22.4 kPa) e ângulo de atrito (27.8°), coincidindo com os valores obtidos do ensaio de compressão triaxial drenada realizado na Charles University, o qual registrou os valores de 28.0 kPa e 27.4° , respectivamente para uma amostra de solo similar e coletada à mesma profundidade (9 m). Na Figura 4.7 podem-se observar os resultados do ensaio descrito de acordo com a envoltória de falha de Mohr-Coulomb.

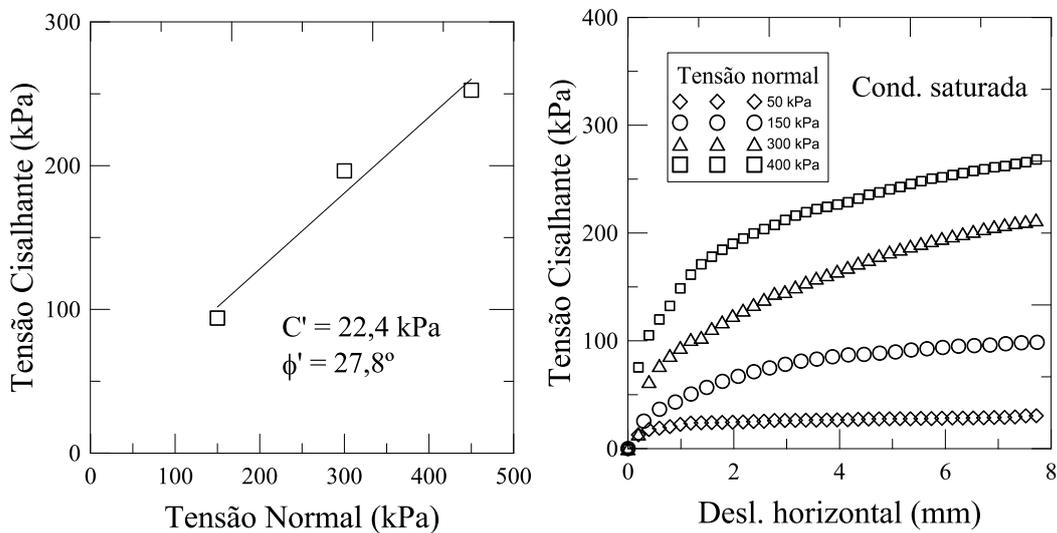


Figura 4.7: Resultado de ensaios de cisalhamento direto em condição saturada

4.1.4 Compressão triaxial não drenada

Na Figura 4.8 (dir.) as curvas tensão-deslocamento mostram um comportamento esperado, em relação que com o aumento da tensão de confinamento, a tensão desviadora é maior. Calculando as invariantes de tensão p' e q , é possível observar a linha do estado crítico (esq.). A tensão

desviadora máxima mantém-se relativamente estável quando as deformações aumentam além da falha. É importante mencionar que no começo do ensaio não se encontra completamente saturada, pelo qual seu comportamento parece drenado ou parcialmente drenado, mas próximo a $S=1$. Estes ensaios foram realizados ao início da pesquisa para analisar o comportamento do solo em condições não drenadas, mas no entanto como foi mencionado anteriormente, a calibração detalhada do modelo foi feita com os ensaios de compressão triaxial drenada realizados na Charles University (Praga).

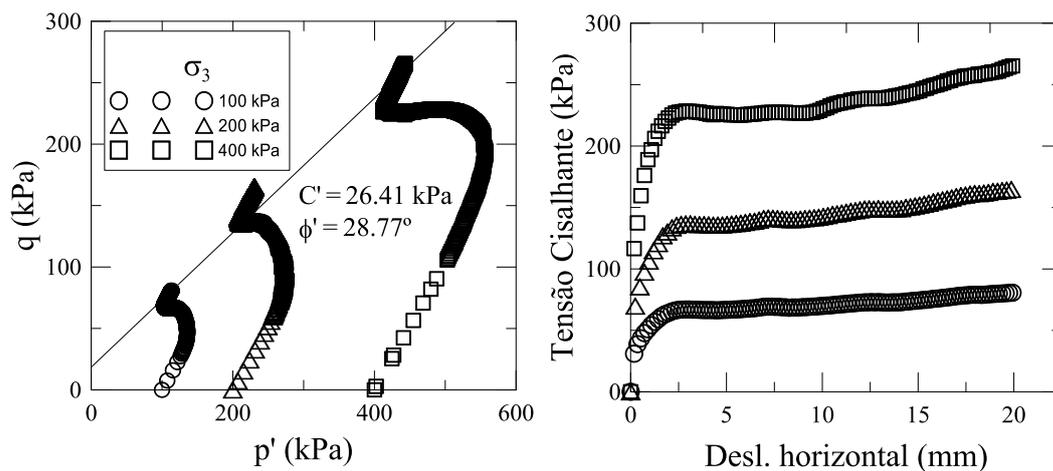


Figura 4.8: Resultado de compressão triaxial não drenada de amostra a 9 m de profundidade

4.1.5 Compressão oedométrica em condições saturadas e de umidade natural

Na Figura 4.9 se observam os comportamentos das amostras em condições saturadas e de umidade natural realizadas no Laboratório de Geotecnia da UnB, nelas pode-se confirmar que o parâmetro C_c (λ^* no modelo de referência) é similar em ambas curvas, e tende a ser ligeiramente mais inclinado na curva saturada já que é possível que à água ocasione um efeito de degradação maior que o efeito do cimentante. O parâmetro C_s (κ^* no modelo de referência) apresenta o mesmo valor em ambas curvas o que confirma a suposição de Alonso et al. (1990) relacionada que este parâmetro não muda ante à variação de sucção no ensaio.

4.2 Retenção de água do material

A relação entre a sucção e a umidade representa uma função importante na caracterização de um solo não saturado, e esta pode ser evidenciada mediante a relação entre a água armazenada e a sucção do solo, chamada de curva característica (de retenção de água), que reflete a relação entre a distribuição dos poros e a estrutura do solo. A água armazenada é denotada por meio

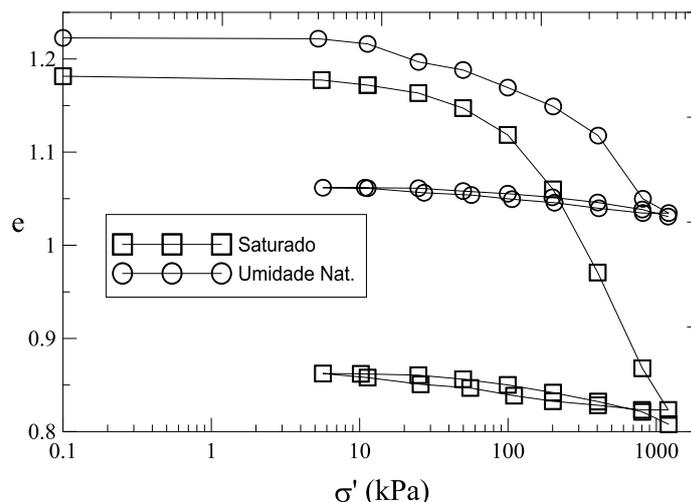


Figura 4.9: Resultado de ensaios de oedométricos em condição saturada e de umidade natural para amostras a 9 m de profundidade

Tabela 4.1: Métodos para a determinação da sucção (Thomé, 1993)

Métodos	Abordagem	Componente da sucção	Faixas sucção (pF)	Referência
Placa de sucção	Mecânica	Mátrica	0-3.0	Croney & Coleman (1960), Coleman & Marsh (1961)
Placa de pressão	Mecânica	Mátrica	0-4.2	Richards (1941)
Membrana de pressão	Mecânica	Mátrica	0-5.2	Coleman (1958), Richards (1980)
Excicador de vácuo	Termodinâmica	Total	4.5-7.0	Coleman (1958), Aitchison & Richards (1965), Baker et al.(1973)
Psicrometro	Termodinâmica	Total	3.0-4.9	Spanner (1951), Snethen (1977), Daniel et al.(1981)
Papel de filtro	Termodinâmica	Mátrica e Total	0-6.2	Gutierrez-Guevara (1985), Duran (1986)

do teor gravimétrico de água (w), teor volumétrico de água (θ) ou grau de saturação (S_r). O entendimento e interpretação adequada da *SWCC* é importante para uma correta caracterização do solo devido a que de maneira indireta pode dar uma ideia do comportamento mecânico dos solos não saturados (Vanapalli (1994)); (Otálvaro (2013))). Além disso tornou-se na atualidade como uma relação importante para se determinar as propriedades da mecânica dos solos não saturados na engenharia prática (Fredlund & S.L., 2013). A formulação matemática que reproduz de melhor forma a tendência da *SWCC* é do tipo hiperbólico. Neste trabalho em particular as curvas de retenção da argila porosa sob estudo serão representadas mediante o modelo de van Genuchten (1980), já que o programa de elementos finitos usado nos seguintes capítulos requer dentro de sua análise os parâmetros obtidos da curva. Na Tabela 4.1 podem-se ver os métodos comumente utilizados para a determinação da sucção.

De acordo com Guimarães (2002) e Camapum de Carvalho & Leroueil (2000) a reposta bimodal granulométrica e porosimétrica (não homogênea) em solos tropicais depende do intemperismo que por sua vez influi na quantidade de cimentante (óxidos e hidróxidos de alumínio e ferro) que ligam as partículas de argila do material. Segundo eles os geomateriais apresentam na

curva característica dois pontos de entrada de ar (AEV), o primeiro ocorre nos macroporos, no caso de sucções pequenas (em torno de 5kPa para os solos estudados). Ao ser atingido observa-se para os solos estudados grandes variações do grau de saturação para pequenas variações de sucção até se atingir o ponto correspondente ao término de entrada de ar nos macroporos, onde ocorre um aumento significativo da sucção até atingir o ponto de entrada de ar nos microporos. Guimarães (2002) mostra na Figura 4.10 três curvas características, de um perfil típico de argila porosa no Campo Experimental da UnB, sendo a curva característica de 3 m representativa das restantes (4 a 6 m) tendo forma semelhante embora não coincidente com elas. As curvas de 7 a 10 m apresentam diferenças devido à influência da composição mineralógica e da própria microestrutura. Na parte superior da curvas destacam-se os pontos correspondentes à pressão de entrada de ar dos microporos existentes nos agregados.

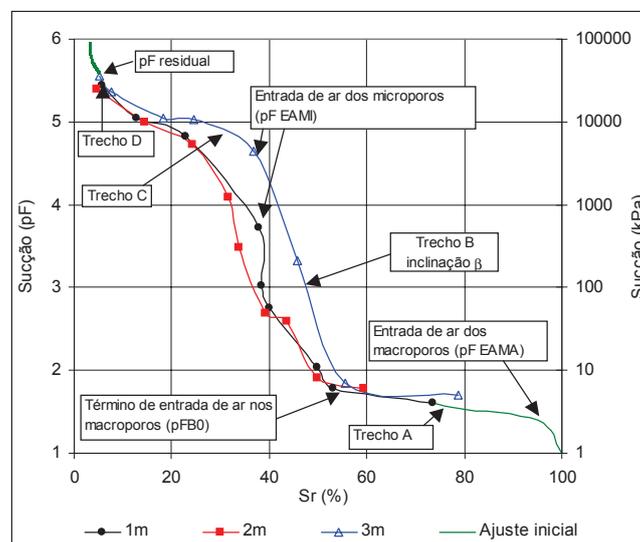


Figura 4.10: Curvas características representativas do perfil de solo do campo experimental da UnB

A Figura 4.11 apresenta a SWCC do solo estudado obtida pela técnica de translação de eixos mediante o método da placa de pressão obtendo a componente mátrica da sucção e atingindo uma sucção máxima de 1500 kPa, $pF=4.2$ ou 15 bares, que corresponde segundo a distribuição de poros à retenção de água nos macroporos. Segundo os resultados obtidos o valor de entrada de ar dos macroporos é aproximadamente de 0.2 kPa, e o valor da entrada de ar dos microporos (AEV) de 39 kPa. No entanto, devido a que este valor é muito sensível para a modelagem, já que é um parâmetro de entrada do modelo de referência e para obter um dado confiável, precisa-se valores de sucção altos para se obter o valor da curva. Na seção de calibração de parâmetros se mostra a metodologia para chegar ao valor estimado de AEV que se utilizará no modelo computacional.

Nas curvas de retenção observa-se que a retenção da água está governada pela configuração bimodal do solo, o que implica aumentos consideráveis na sucção para obter o comportamento da curva inteira. Devido à técnica de placa de sucção usada só foi possível analisar a curva até valores de 1530 kPa de sucção mátrica, mas no entanto Otálvaro (2013) revelou que para mobilizar à água armazenada nos microporos, é necessário acrescentar até valores de 35MPa.

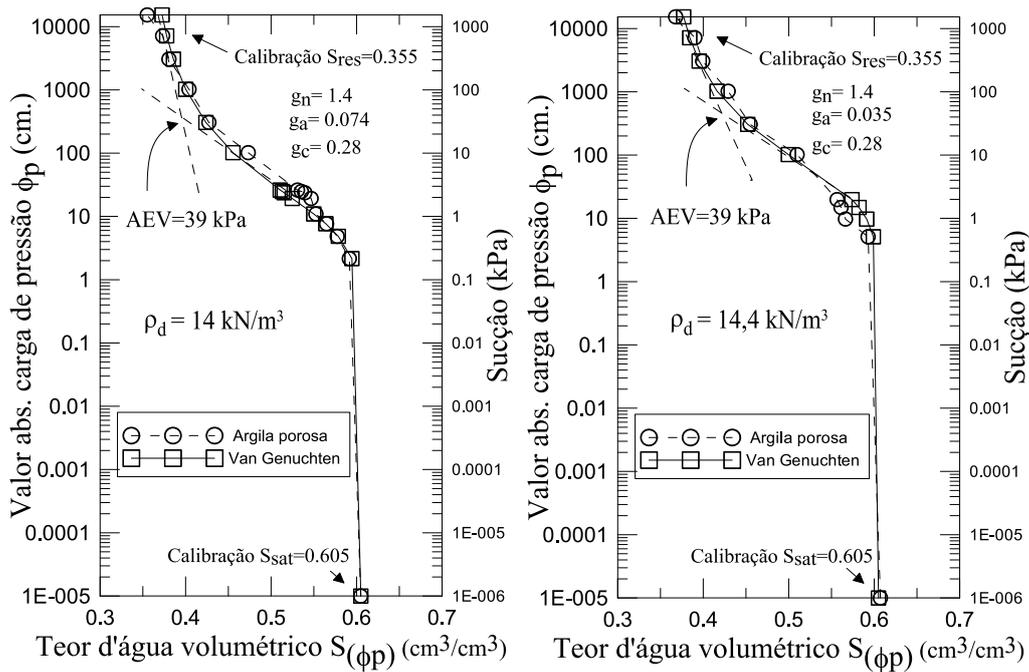


Figura 4.11: Curvas de retenção de água da argila de Brasilia

Tabela 4.2: Parâmetros hidráulicos argila porosa de Brasilia

	S_{res}	$g_a[m^{-1}]$	S_{sat}	g_n	g_c
Amostra 1 - $\rho_d = 1,40g/cm^3$	0.355	0.074	0.605	1.4	0.28
Amostra 2 - $\rho_d = 1,44g/cm^3$	0.355	0.035	0.605	1.4	0.28
Amostra 3 - $\rho_d = 1,47g/cm^3$	0.297	0.012	0.590	1.4	0.28
Amostra 3 - $\rho_d = 1,44g/cm^3$	0.245	0.028	0.605	1.4	0.28

De acordo com o embasamento teórico, a curva característica do solo (*SWCC*) é utilizada para conhecer os parâmetros hidráulicos do fluxo de água no subsolo nas zonas não saturadas, geralmente acima do lençol freático. Ela descreve a capacidade do solo para manter a água a diferentes tensões (Plaxis, 2010). O modelo matemático escolhido para simular o comportamento da retenção de água na argila de Brasilia foi proposto por van Genuchten (1980) mediante a Equação 7.1 que relaciona a saturação com a carga de pressão.

$$S(\phi_p) = S_{res} + (S_{sat} - S_{res})[1 + (g_a|\phi_p|)^{g_n}]^{g_c} \quad (4.1)$$

Onde S_{res} é a saturação residual a qual denota a parcela do fluido que permanece nos poros, inclusive a cargas de pressões altas; g_a é um parâmetro de ajuste relacionado com o valor de entrada de ar do solo; S_{sat} é um valor sempre menor que 1, já que os poros geralmente em condições saturadas não são completamente preenchidos com água pois o ar pode evitar a saturação, e g_n é outro parâmetro de ajuste o qual é função da taxa de extração de água do solo quando o valor de entrada de ar foi excedido. Na sequência, na Tabela 4.2, se notam os valores dos parâmetros mencionados para a argila porosa de Brasilia tomados da calibração da *SWCC*, que devem ser inseridos nos parâmetros de fluxo acoplados ao modelo hipoplástico não saturado implementado no programa Plaxis.

Quando é produzido o fluxo simultâneo de dois fluidos em um meio poroso não é possível aplicar a lei de Darcy para cada fase devido à diminuição de condutividade hidráulica do meio, com respeito a cada fase pela presença da outra. Então o conceito de permeabilidade relativa de cada fluido é incorporado para poder medir o efeito de forma correta. Este fenômeno é importante já que no fluxo simultâneo (neste caso ar e água) cada um estabelece caminhos próprios no meio poroso, formando redes estáveis em fluxo de regime permanente, e em muito baixas saturações a continuidade da fase aquosa é interrompida deixando no solo quantidades de água 'presa' (Ver Figura 4.12).

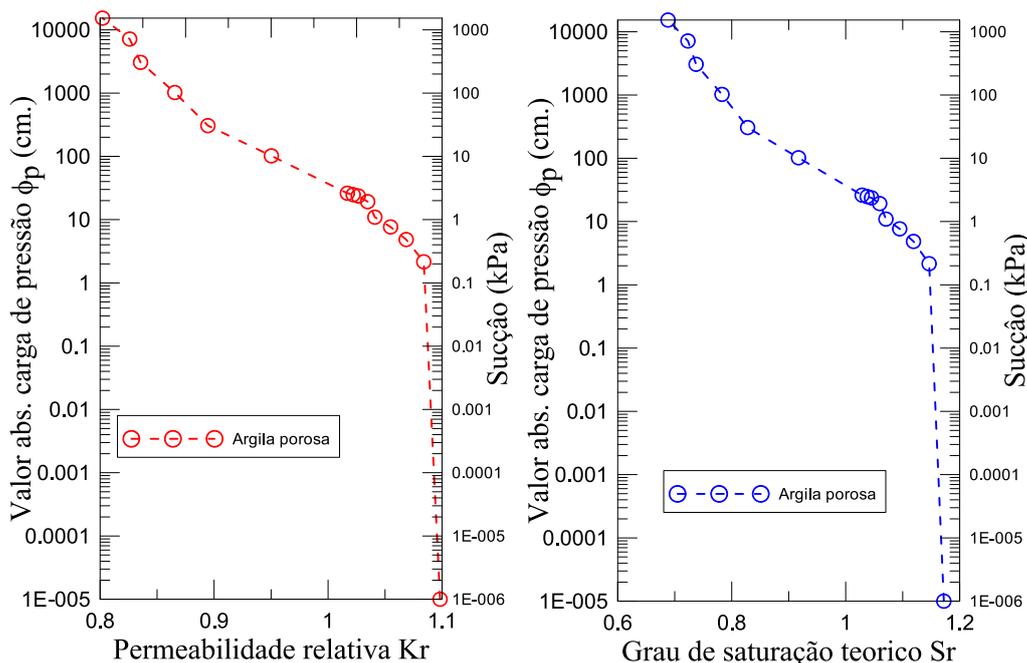


Figura 4.12: Curvas teóricas de permeabilidade relativa e saturação

Outros conceitos que influem na sucção do solo são a permeabilidade relativa e o grau de saturação. É claro que obter estes parâmetros de maneira teórica é possível, embora levar diretamente eles a um problema não saturado real é complicado, já que a sucção não só depende do grau de saturação, mas também da temperatura, fluxo, historia de saturação, trajetórias de molhagem e secagem, comportamento mecânico e químico do solo e em geral condições *in situ* do solo.

Na Figura 4.13 pode-se ver a analogia que existe entre o ensaio de porosimetria por injeção de mercúrio e a curva de retenção do solo. É possível analisar que os picos da derivada da curva do volume de poros coincidem com os lugares da curva que estão relacionados com a estrutura da argila em termos de presença de macroporos e microporos, onde os picos mais altos revelam presença dominante dos macroporos e coincidem aproximadamente com o lugar da curva de retenção de água onde encontra-se o AEV dos macroporos.

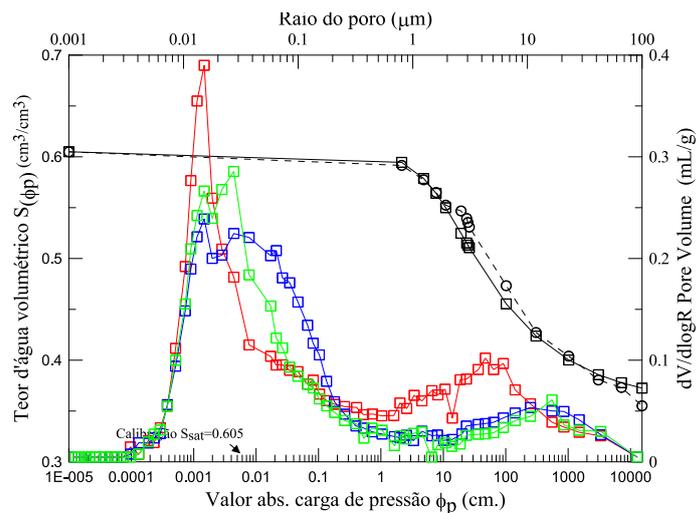


Figura 4.13: Analogia entre o ensaio porosimétrico e a curva de retenção

4.3 RESUMO E PONTOS-CHAVE DO CAPÍTULO

Apresenta-se o caso seleccionado para a análise, no qual foram realizados ensaios saturados e não saturados de resistência e deformabilidade e de armazenamento de água. A partir desta caracterização entendeu-se o comportamento da argila porosa e foi desenvolvida a calibração do modelo constitutivo mediante execução numérica de *element tests*. Os ensaios foram desenvolvidos em diferentes locais do mundo, tentando aproveitar a experiência dos melhores laboratórios neste tipo de trabalhos.

Capítulo 5

CALIBRAÇÃO DO MODELO CONSTITUTIVO

5.1 Obtenção de parâmetros

Todos os parâmetros do modelo hipoplástico foram obtidos e calibrados usando os ensaios saturados e não saturados realizados na Charles University, dada a experiência não só no modelo como também experimental neste tipo de ensaios. Na seção anterior foram mostrados outros ensaios realizados no Laboratório de Geotecnia da UnB, não obstante estes realizaram-se em Praga para ter uma caracterização mais completa do material e explicar algum comportamento interessante do solo.

5.1.1 Calibração de N , λ e κ

Como se explicou em capítulos anteriores a calibração do modelo foi desenvolvida usando programas de simulação de ensaios a nível elementar *element test* como o *Incremental Driver* desenvolvido por Niemunis (2008), e para os parâmetros saturados e os não saturados com o programa *Triax* do Prof. David Masín. Este programa tem envolvido o modelo constitutivo hipoplástico dentro da estrutura do programa, utilizado durante o estágio sanduiche em *Charles University*. Na Figura 5.1 se pode observar o processo de calibração dos parâmetros N , λ e κ a partir da simulação de um ensaio oedométrico e o comportamento da SBS onde a forma depende dos parâmetros do modelo, em especial de λ , κ e ϕ_c (Ruge et al., 2013).

Estes parâmetros foram calibrados baseados em ensaios isotrópicos simples de carga e descarga (Figura 5.1 esq.). A linha virgem de carga deve exceder a tensão de preadensamento com o fim de encontrar a posição e inclinação da NCL. O parâmetro κ é calibrado pela inclinação do trecho de descarga isotrópica próxima a um estado normalmente comprimido. É importante notar que o modelo usado prevê a linha de descarga isotrópica no espaço $e : lnp$, com um valor exatamente igual ao parâmetro κ só para descarga de um estado normalmente comprimido.

Relativo à Figura 5.1 (dir.), é claro que desde a época do desenvolvimento do conceito do estado crítico na mecânica dos solos (Schofield & Wroth, 1968) menciona-se que todos os estados admissíveis de um solo se encontram dentro de uma superfície no espaço tensão-índice de vazios. Esta superfície é tradicionalmente chamada de *State Boundary Surface - SBS*, e é em geral uma superfície em um espaço de quatro dimensões das três componentes principais do tensor de tensões e o índice de vazios.

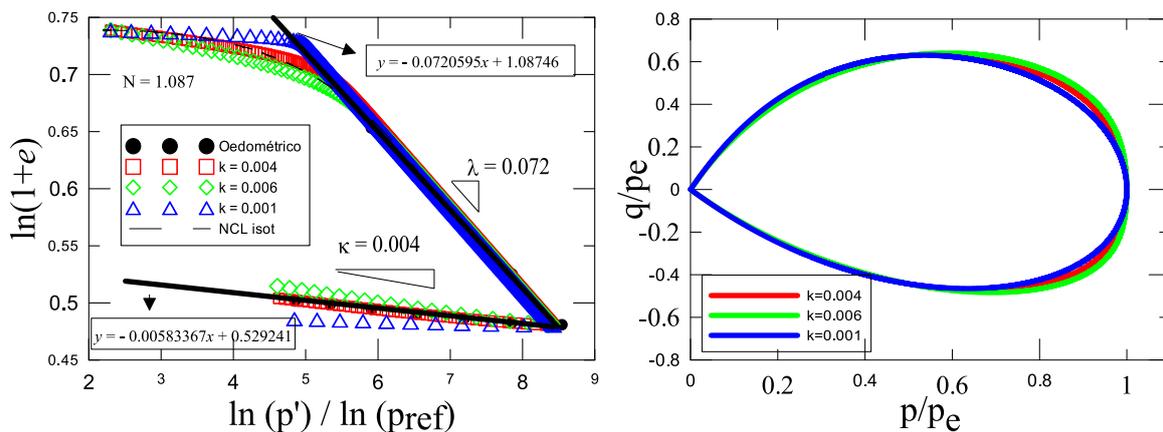


Figura 5.1: Calibração dos parâmetros N , λ e κ (esq.) e a SBS para vários valores de κ (dir.) (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)

A SBS (também chamada de *Swept-Out-Memory Surface* - *SOM* para alguns modelos hipoplásticos), mostrada nesta figura, foi encontrada usando os parâmetros para a argila porosa de Brasília, que estão resumidos na Tabela 5.4. A forma desta superfície depende dos parâmetros do modelo, e Masín (2006) revelou que os parâmetros N e λ não influem independentemente na forma da SBS. A forma da SBS é governada pelo ϕ_c e pela relação $(\lambda^* - \kappa^*)/(\lambda^* + \kappa^*)$. A influência desta relação é demonstrada na Figura 5.1 (dir.), sendo que o valor do parâmetro $\lambda^* = 0,072$ foi mantido constante, enquanto o parâmetro κ^* foi variado.

5.1.2 Calibração de r

O parâmetro r pode ser definido diretamente como a relação entre o módulo volumétrico *bulk* (módulo de deformação volumétrica) e o módulo de cisalhamento para testes que começam de um estado de tensões isotrópico normalmente adensado, porém, como o modelo prevê uma degradação gradual da rigidez cisalhante, é aconselhável encontrar um valor apropriado do parâmetro r mediante um estudo paramétrico (Figura 5.2). Esta abordagem é aceitável porque não existe interrelação com os outros parâmetros do modelo (Masín & Herle, 2005).

5.1.3 Calibração de ϕ_c

O ângulo de atrito crítico ϕ_c é um parâmetro do solo, já que uma vez atingido o valor dele, este não muda durante o processo de deformação ou de carregamento. O ϕ_c é uma relação das tensões principais no estado crítico e é o embasamento teórico da maioria dos modelos constitutivos modernos, já que define o estado crítico ou último, próprio de cada material, que é aquela fase na qual o material apresenta deformações infinitas com tensão e volume constantes. Para encontrar o parâmetro ϕ_c , foi necessário realizar uma regressão linear através dos pontos do estado crítico de todos os ensaios triaxiais utilizados, para tensões de confinamento de 120, 200

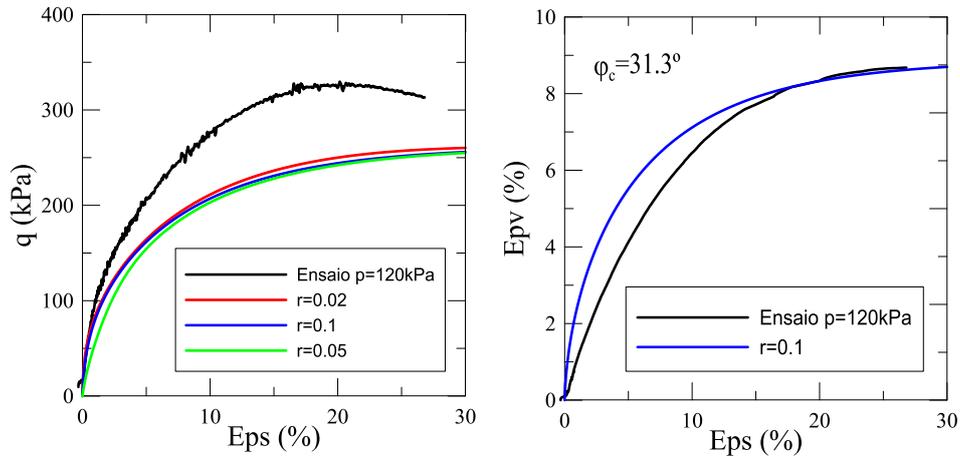


Figura 5.2: Estudo paramétrico para calibrar o parâmetro r de um ensaio triaxial

Tabela 5.1: Pontos do estado crítico do ensaios de compressão triaxial CD

Ensaio	s	t
$\sigma_3 = 120kPa$	276,5	156,5
$\sigma_3 = 200kPa$	416,0	216,0
$\sigma_3 = 400kPa$	800,2	400,2

e 400 kPa mostrados no capítulo anterior, e baseados nas invariantes do MIT $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ e $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$. Os valores dos pontos mostram-se na Tabela 5.1.

Na Figura 5.3 pode-se observar a regressão linear o resultado do valor de ϕ_c encontrado.

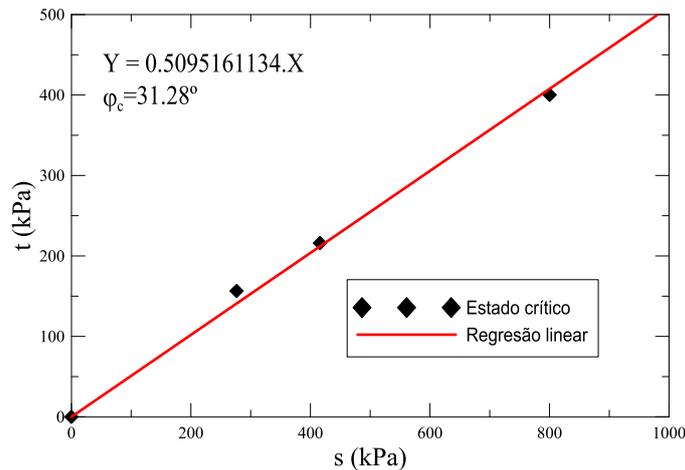


Figura 5.3: Regressão linear para a obtenção do valor do ângulo do estado crítico ϕ_c .

5.1.4 Calibração de m , l e n

Os parâmetros não saturados m , l e n do modelo são apresentados na Figura 5.6 onde é possível analisar as NCL *Normal Compression Line* saturada e não saturada, e obter o valor de $N_{(s)} = 1.14$, e a partir da equação da NCL_{no-sat} (Eq. 5.1), pode ser encontrado o valor de

$n = 0.032$ resolvendo para um valor de $s = 200$ kPa e $S_e = 39$ kPa (ver detalhes em calibração de S_e). Devido ao fato que os valores de κ e $\kappa_{(s)}$ são iguais, como pode-se analisar na figura, o parâmetro l toma o valor de zero.

$$N(s) = N + n \ln \left(\frac{s}{s_e} \right) \quad (5.1)$$

Concordando com a metodologia de Masín & Khalili (2008) o parâmetro m define a taxa à que a susceptibilidade da estrutura colapsável diminui ao aumentar a distância desde a SBS, dependendo do valor de $f_u = (p/p^{SBS})^m$ (Figura 5.4) o qual é o valor de picnotropia que controla a tendência do solo a colapsar por molhagem, onde p^{SBS} é a tensão media efetiva na SBS e o parâmetro m controla a influência do sobreadensamento no colapso induzido pela molhagem. Na Figura 5.4 pode-se observar que quando o parâmetro m representa valores altos ele prevê deformações colapsáveis para estados só na SBS, e que para valores baixos de m as deformações colapsáveis ocorrem dentro da SBS.

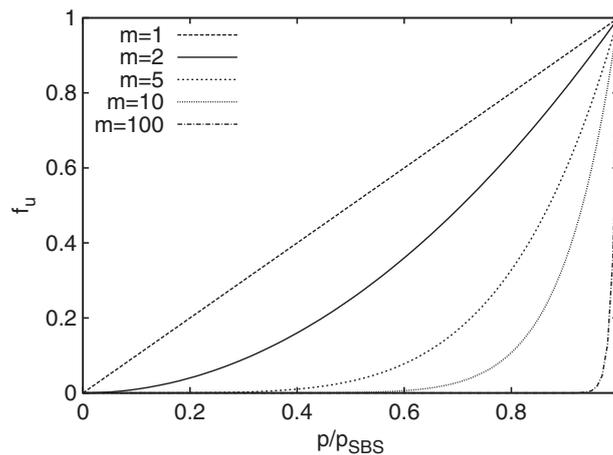


Figura 5.4: Influência do parâmetro m no valor da sucção do fator de picnotropia f_u

A influência do parâmetro m nas previsões por molhagem para solos ligeiramente sobreadensados (argila porosa) é mostrada na Figura 5.5. Esta figura mostra a calibração do parâmetro m por meio de dados experimentais. Para valores altos de m o colapso da estrutura começa abruptamente quando o estado alcança a SBS; dentro da SBS a expansão causada pelo tensão efetiva é prevista. Segundo Masín & Khalili (2008) esta calibração requer o conhecimento do comportamento do solo dentro da SBS e da forma da SBS, e é o ultimo parâmetro que deve ser calibrado no modelo. No caso de solos residuais como a argila porosa, onde existe a presença de cimentações dependendo do grau de intemperismo, este (o solo) apresenta-se com uma tensão de preadensamento aparente governada pela mineralogia do material (Vargas, 1953). Esta é uma das limitações do modelo utilizado já que este não considera um parâmetro que simule a degradação do cimentante. Em trabalhos futuros avaliará-se a influência da mineralogia neste tipo de problemas geotécnicos.

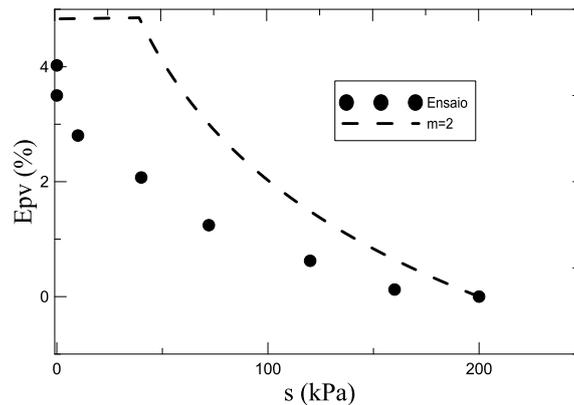


Figura 5.5: Resultados e previsão de ensaios de molhagem plotados no espaço s vs E_v

De acordo com o mencionado anteriormente é importante observar a tendência qualitativa da influência da sucção com a deformação volumétrica anterior, já que m mostra que tão rápido o solo é molhado até atingir a SBS, ou seja há uma expansão até ele atingir a SBS, e a partir daí a estrutura começa a colapsar. Não obstante apesar de ser calibrado sob um conjunto de provas em diferentes graus de sobreadensamento este solo com OCR próximo a um (1), e com diferentes curvas, o parâmetro m permanece com o mesmo valor.

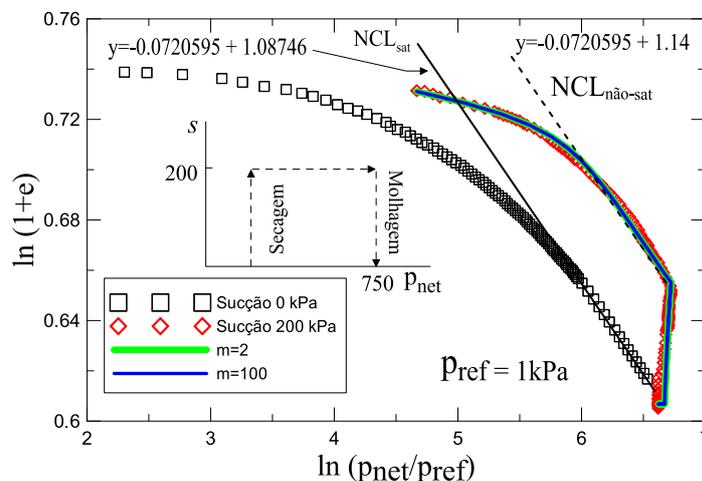


Figura 5.6: Ensaio de compressão isotrópica para calibração de m , n e l (Ruge et al., 2013), (Hájek, 2014)

5.1.5 Calibração de S_e

Neste capítulo foram mostradas as curvas de retenção de água para o solo sob estudo, e nelas teoricamente é possível obter de maneira gráfica um valor de S_e , que neste caso é valor de entrada de ar (AEV) dos microporos na amostra. Para ter certeza do valor correto é necessário levar os ensaios até valores de sucção de 35 MPa, o qual não foi possível no equipamento utilizado. No entanto, baseados na metodologia de Fredlund & Rahardjo (1993) quando se tem envoltórias de falha não lineares, é possível estimar um valor de AEV ao observar uma não linearidade no

Tabela 5.2: Pontos do estado crítico do ensaios de compressão triaxial CD

$\sigma_{ax} = \sigma_1 [kPa]$	$\sigma_{rad} = \sigma_3 [kPa]$	s	t
447	120	276,5	156,5
667	200	416,0	216,0
1257	400	800,2	400,2

Tabela 5.3: Pontos do estado crítico do ensaios não saturados de compressão triaxial com sucção constante

Sucção [kPa]	$\sigma_{ax} = \sigma_1 [kPa]$	$\sigma_{rad} = \sigma_3 [kPa]$	s	t
50	525	120	322,5	202,5
100	540	120	330	210
200	598	120	359	239

espaço q vs. s , usando os valores dos pontos críticos dos ensaios triaxiais saturados da Tabela 5.3.

Para os ensaios triaxiais não saturados com diferentes valores de sucção os pontos do estado crítico no espaço t vs. s são apresentados na Tabela 5.4

Os diferentes valores são plotados no gráfico formando uma envoltória de falha no espaço τ vs. σ para os ensaios saturados e não saturados, da qual se obtém o valor de ângulo de atrito de 29° e os valores de tensão cisalhante para cada um dos ensaios (ver Figura 5.8).

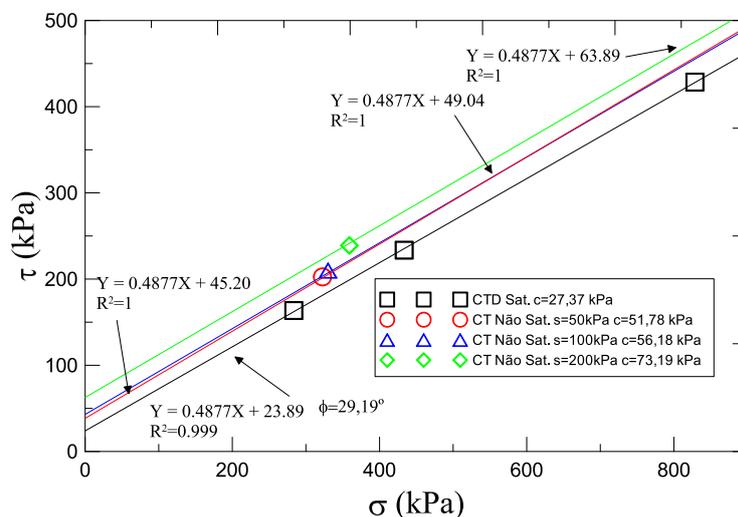


Figura 5.7: Envoltórias de falha para os ensaios saturados e não saturados

Na Figura 5.8 ilustra-se a envoltória de falha não linear para a sucção, onde o ângulo ϕ^b , que indica a taxa de incremento de resistência ao cisalhamento relativo à sucção mátrica, tende a ser igual a ϕ para sucções mátricas baixas, e decresce a um valor ainda mais baixo para sucções mátricas altas. Ou seja, o ângulo é função da sucção mátrica $u_a - u_w$. A variação no ângulo ϕ^b com respeito à sucção mátrica pode ser entendido levando em conta o volume de poros no qual a propressão age.

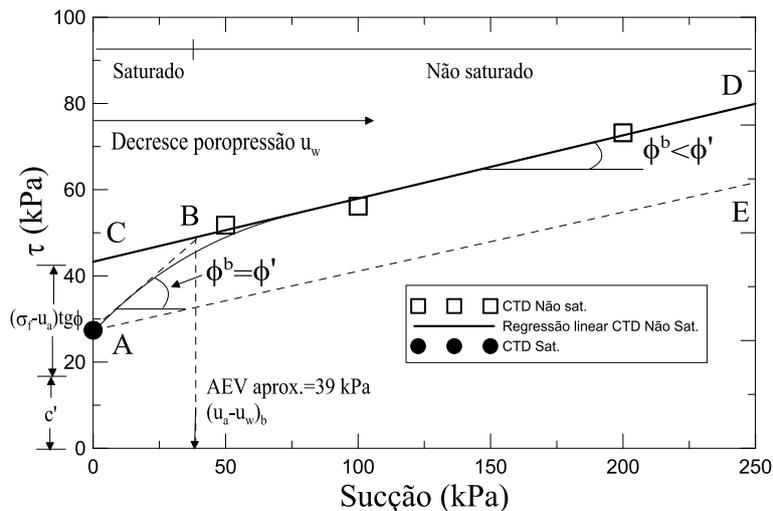


Figura 5.8: Não linearidade na envoltória de falha no espaço τ vs. $u_a - u_w$

Tabela 5.4: Parâmetros do modelo hipoplástico não saturado

	ϕ_c	λ^*	κ^*	N	r	n	l	m	$S_e [kPa]$
Argila porosa de Brasília	31.3	0.072	0.004	1.087	0.1	0.032	0	2	39

A condição inicial é representada no ponto A, onde se aplica a sucção mátrica enquanto mantém-se a tensão normal neta $\sigma - u_a$ constante. Em sucções mátricas baixas a amostra de solo permanece saturada, e quando o solo permanece saturado, os efeitos da poropressão de água e da tensão total sobre a resistência ao cisalhamento ficam governados pelo ângulo de atrito ϕ . Incrementos na sucção mátrica causam aumentos na resistência de acordo com ϕ^b , bem como a envoltória da tensão cisalhante vs sucção mátrica tem um ângulo $\phi^b = \phi$, e esta condição é mantida enquanto o solo está saturado e é indicada pela linha AB. Uma diminuição no ângulo ϕ^b a um valor menor que ϕ' incrementa a sucção mátrica além do ponto B. A sucção correspondente ao ponto B pode se correlacionar com o valor de entrada de ar (AEV) da amostra do solo.

Na Tabela 5.4 se mostram os parâmetros finais depois da calibração do modelo de referência (hipoplástico não saturado), que já foram explicados na revisão bibliográfica e na seção de calibração de parâmetros. Outro aspecto que vale a pena mencionar é a limitação que apresentam os modelos hipoplásticos nas regiões à tração, o qual causa problemas de integração perto da superfície livre no caso de sequências de escavação partindo de um estado sem tensões. Deste modo, é introduzida uma coesão artificial no modelo através do parâmetro implícito na subrotina p_t . O usuário pode especificar qualquer valor de p_t , e no caso de ser usado $p_t = 0$ a subrotina substitui este valor por um valor por *default* $p_t = 10kPa$, o qual é suficiente para solucionar os problemas devido a um estado de tensões nulo.

5.1.6 Trajetórias de extensão em *element tests*

Em um problema geotécnico de estruturas de contenção é muito provável encontrar trajetórias de tração no solo em algumas partes do problema, em especial em uma estrutura em balanço (primeiras sequências de escavação) como é uma cortina em estacas justapostas (Gaba et al., 2003), no entanto, realizar ensaios de laboratório de extensão para comprovar o comportamento de solo não foi um objetivo da pesquisa, já que desde o começo tinha-se claro a dificuldade de testar amostras sob estas trajetórias, além acompanhadas da resposta não saturada. Porém, o modelo constitutivo de referência em sua formulação simula adequadamente trajetórias de tração, pelo qual nos pontos próximos ao topo da cortina o solo tende a estar em tração, pelo menos na primeira sequência de escavação, antes da instalação da primeira linha de grampos. Na Figura 5.9 podem-se observar diferentes *element tests* de tração para amostras numéricas usando o modelo constitutivo hipoplástico. Embora o modelo não foi calibrado com nenhum ensaio de extensão, mostram-se os resultados para demonstrar que o modelo reproduz apropriadamente as trajetórias a tração.

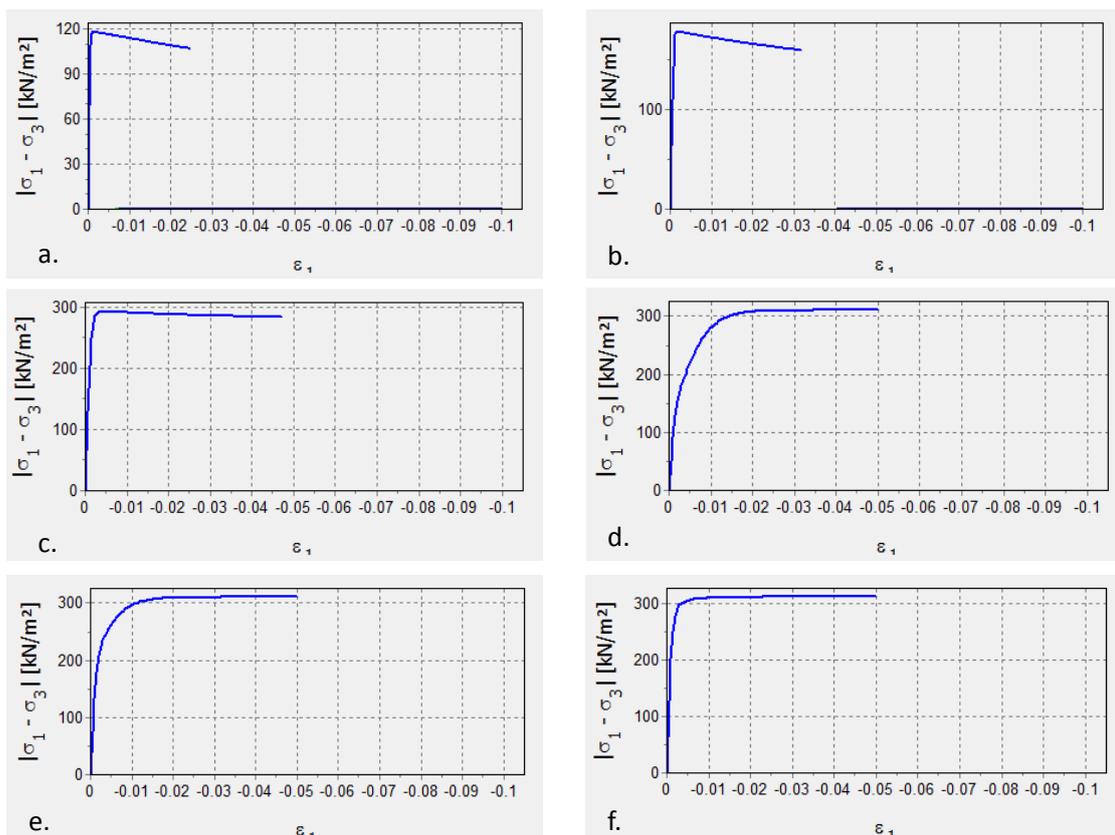


Figura 5.9: *Element tests* de extensão usando modelo constitutivo hipoplástico: a.Drenado $\sigma_3 = 120\text{kN/m}^2$; b.Drenado $\sigma_3 = 200\text{kN/m}^2$; c.Drenado $\sigma_3 = 400\text{kN/m}^2$; d.Não drenado $\sigma_3 = 120\text{kN/m}^2$; e.Não drenado $\sigma_3 = 200\text{kN/m}^2$; f.Não drenado $\sigma_3 = 400\text{kN/m}^2$

5.2 RESUMO E PONTOS-CHAVE DO CAPÍTULO

Foi desenvolvida a calibração do modelo constitutivo mediante a execução numérica de *element tests*, os quais contém a formulação matemática do modelo constitutivo de referencia. Foram simulados os ensaios necessários para a calibração do modelo, segundo o embasamento teórico já apresentado. Esta etapa é a chave para uma fase de modelagem numérica com sucesso e ao entendimento do comportamento do solo, em relação ao modelo constitutivo utilizado para simular-lo.

Capítulo 6

MODELAGEM NUMÉRICA

6.1 Implementação numérica em Plaxis 2D V.10

Para modelar o problema geotécnico sob estudo, tanto no contorno quanto no domínio na escavação sob análise, usou-se do programa de elementos finitos PLAXIS 2010 2D, com licença da *Charles University e Czech Technical University* em Praga, Rep. Tcheca (2011), bem como da *Universidad Militar Nueva Granada* em Bogotá, Colômbia (2013), as quais têm convênio vigente com a UnB. Nestas universidades, como já foi mencionado, se realizou um estágio tipo sanduíche entre Julho e Dezembro de 2011, que teve como principal objetivo o desenvolvimento da subrotina hipoplástica para resposta não saturada (*GNU General Public License*) em linguagem FORTRAN. sobre uma subrotina desenvolvida por o Prof. Masín para o modelo básico saturado, que se pode encontrar no Apêndice B e que permite implementar modelos constitutivos no PLAXIS através da opção *User Defined Soil Models (UDSM)*.

A calibração do modelo foi realizada mediante o uso de programas de simulação de ensaios a nível elementar como o *Incremental Driver* desenvolvido por Niemunis (2008), para os parâmetros saturados e os não saturados com o programa *Triax* do Prof. Masín. Para poder usar o UDSM no PLAXIS é necessário compilar as subrotinas como 'bibliotecas dinâmicas' (*Dynamic Link Library.DLL*) e copiar este arquivo na pasta raiz do programa.

6.1.1 Modelo computacional

Estimar os resultados dos deslocamentos da massa de solo retido por uma cortina de estacas justapostas é essencial no momento da análise e no processo de projeto de escavações em ambientes urbanos (Finno et al. (2007)). Portanto, numa simulação numérica de uma estrutura geotécnica destas características a escolha do modelo computacional exerce uma influência sobre os efeitos da geometria da escavação, i.e., comprimento, largura, profundidade e rigidez do sistema de contenção. Efeitos 3D ocorridos pela rigidez alta nos cantos da escavação causam movimentos menores nesta região e maiores no meio da contenção. Também este efeito mostra que o movimento máximo perto do centro da escavação pode não corresponder ao encontrado mediante uma simulação em deformação plana, ou seja, modelagens em 3D e deformação plana de uma escavação não produzem o mesmo movimento na parte central da escavação, inclusive se os deslocamentos no centro são perpendiculares à cortina. No entanto, na contenção sob estudo o comprimento longitudinal da escavação é muito alto (aprox. 100 m. na seção sob análise), por

consequente este efeito 3D dos cantos não afetaria eventualmente os resultados de deslocamentos da simulação definida em deformação plana.

6.1.2 Geometria do modelo

A geometria é representada por meio de um modelo 2D em condições de deformação plana. O solo foi modelado com 1682 elementos finitos triangulares de 15 nós com interpolação de quarta ordem para deslocamentos e poropressões e 12 pontos de Gauss (pontos de tensão) para cada elemento. A estaca foi simulada usando os valores de módulos de rigidez a flexão e axial equivalentes para um elemento *plate*, e os elementos de interface foram colocados ao redor da estaca com o fim de reproduzir adequadamente a interação estaca-solo (Tabela 6.1 e 6.2). A referência de Plaxis recomenda extender o elemento de interface pelo menos a mais um metro de profundidade a partir da ponta da estaca, já que este permite um apropriado amortecimento causado pelo escorregamento ao longo da estaca e flexibilidade no contato do fundo, na etapa de instalação dela. Além disso a interface é um fator essencial que influencia no resultado final do modelo, e ela deve ser adotada aproximadamente levando em conta as recomendações do programa utilizado. Para simular a interação entre a estrutura e o solo deve-se usar esta variável, sem uma interface a estrutura e o solo serão modelados juntos, i.e. o deslocamento relativo *slipping/gapping* não é possível entre a estrutura e o solo (ver Figura 6.1).

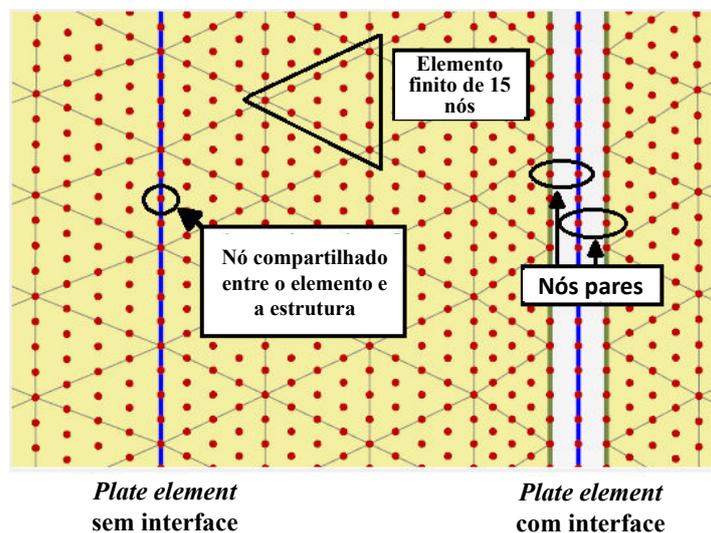


Figura 6.1: Modelagem de interface na interação estrutura-solo

Mediante o uso de uma interface, os nós pares são criados na interface da contenção e o solo. A partir de um nó par, um dos nós pertence à estrutura e o outro ao solo. Em uma modelagem convencional da interface os dois nós são simulados por duas molas elásticas-perfeitamente plásticas, uma delas reproduz o deslocamento horizontal e a outra o escorregamento vertical. Os

Tabela 6.1: Condições de análise da simulação (^a dados reais de chuvas reais fornecidos pelo INMET, Apêndices C e D; ^b variação abrupta do lençol freático para conferir o potencial do modelo constitutivo)

Ítem	Descrição
Elemento finito	Triangular de 15 nós
Estado de tensão	Deformação plana
Condições de contorno mecânicas	fundo: fixa, lados: livre na vertical
Condições de contorno hidráulicas	impermeável no contorno (só no modelo HP)
Condições de drenagem	Drenado
Condições iniciais	Tensões iniciais com $K_0 = 1 - \text{sen}\phi$
Programa	Plaxis 2010-2D
Geração da malha	Automático (opção de refinamento)
Parâmetros do fluxo	Modelo de Van Genuchten
Modelo constitutivo	Hipoplasticidade com extensão para solos não saturados
Interface entre materiais	Ao longo da cortina, $f(E_{oed}^{ref}, c')$
Análise realística ^a	imposição de chuva no modelo
Análise hipotética ^b	variação abrupta do lençol freático

grampos passivos foram modelados usando o elemento *geogrid*, segundo o manual de referência de Plaxis para reforços com iteração em todo o comprimento.

As fronteiras do domínio são consideradas o suficientemente amplas para evitar a influência das restrições do contorno, sendo que o modelo tem uma largura e altura de 50 m x 50 m e uma carga distribuída de $30kN/m^2$ correspondente às salas da empresa construtora, atuando na superfície do intradorso da escavação. Usaram-se condições de contorno essenciais no fundo e nos lados para evitar eventuais comportamentos não esperados (ver Figura 6.2).

Neste caso, na Tabela 6.2, se pode observar algumas propriedades dos materiais utilizados no modelo computacional. É importante considerar que devido à característica bidimensional do modelo não é possível simular diretamente o espaçamento entre grampos portanto os valores dos módulos de rigidez axial e de flexão foram divididos pelo espaçamento com o fim de modelar de melhor maneira este aspecto.

As etapas de escavação foram simuladas tentando reproduzir fielmente tanto as condições reais na obra, como as condições atmosféricas que influem na sucção do solo e que pode ser simulada pelo modelo constitutivo incluído na simulação numérica, segundo a linha do tempo que se mostra Figura 6.3. Nela é possível observar os momentos de cada sequência de escavação e de monitoramento de deformações e tensões na estrutura geotécnica. Esta figura é complementada pela Tabela 6.3 a qual descreve nos períodos entre sequências de construção e medição, a quantidade de chuva precipitada no local de estudo, segundo os dados do INMET (Apêndice C). É importante destacar que ao tentar simular o comportamento da cortina com os tempos reais de construção, se garante a condição drenada do problema geotécnica (condição de drenagem característica da argila porosa de Brasília).

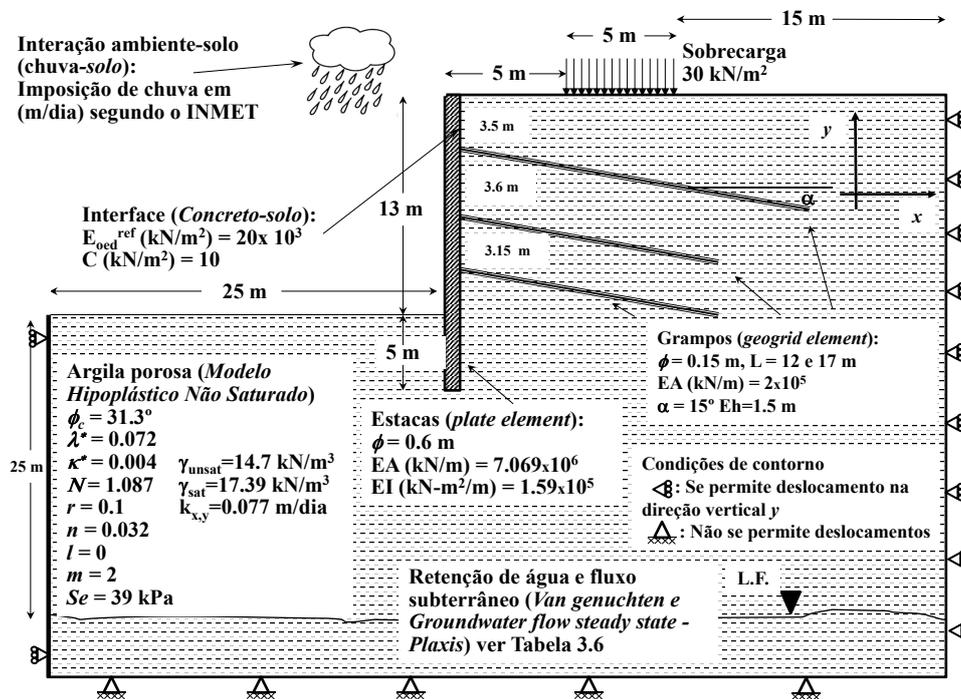


Figura 6.2: Figura padrão do modelo computacional

Tabela 6.2: Propriedades dos materiais utilizados no modelo

Propriedades da estaca ($\phi = 0.60m$)				
Parâmetro	Nome	Valor	Unidade	Base adotada
Comportamento material	Concreto	Elástico	—	—
Modulo de rigidez axial	EA	7.069×10^6	$[kN/m]$	$f'c$ e dimensões
Modulo de rigidez flexão	EI	1.59×10^5	$[kN - m^2/m]$	$f'c$ e dimensões
Peso	W	6.78	$[kN/m/m]$	$\gamma_{concreto}$ e dimensões
Relação de Poisson	v	0.15	—	assumido
Propriedades dos grampos ($\phi_{perf} = 0.15m$)				
Comportamento material	Calda-Grampo	Elástico	—	Base adotada
Modulo de rigidez axial	EA	2.0×10^5	$[kN/m]$	$f'c$ e dimensões
Propriedades da interface solo-concreto				
Comportamento material	Concreto-solo	User-material	—	—
Modulo oedométrico de referência	E_{oed}^{ref}	20×10^3	kN/m^2	—

Tabela 6.3: Sequências de escavação no modelo numérico

No.	Etapa de construção	Descrição	Chuva (mm/dia)	Datas de duração	Dias após início
1	Primeira	Equilíbrio das tensões geostáticas	1,7	Setembro	Dia zero
2	Segunda	Inst. da estaca e activação interface	1,7	Setembro	1
3	Terceira	Primeira escavação até os 4.50 m.	8,3	26 Out - 01/Nov/2010	1-6
4	Monitoramento	Primeira medida inclinômetro	11,7	02 - 03/Nov	6-8
5	Quarta	Inst. da 1ra linha de grampos e viga de anc. (Strain gages em zero)	12,6	03 - 09/Nov	8-14
6	Quinta (Monitoramento)	Seg. escavação até 8.10 m e medida incl. (1ra medida Strain gages)	3,9	09 - 16/Nov	14-21
7	Sexta	Inst. da 2da linha de grampos e viga de anc. (Strain gages em zero)	7,03	16 - 28/Nov	21-33
8	Sétima	Terceira escavação até os 11.25 m. (2da medida Strain gages)	21,63	28/Nov - 01/Dez	33-35
9	Monitoramento	Terceira medida inclinômetro	0,85	01 - 03/Dez	35-37
10	Oitava	Inst. da 3ra linha de grampos e viga de anc. (Strain gages em zero)	21,13	03 - 06/Dez	37-40
11	Nona	Escavação final até os 13.00 m. (3ra medida Strain gages)	10,06	06 - 11/Dez	41-46
12	Monitoramento	Quarta medida inclinômetro	10,4	17 - 20/Dez	51-54
13	Monitoramento	Quinta medida inclinômetro	5,12	21/Dez - 19/Fev/2011	55-115
14	Monitoramento	Quarta medida strain gages	5,4	19/Fev - 30/Abr/2011	115-187
15	Monitoramento	Quinta medida strain gages	0,46	30/Abr - 04/Jun/2011	187-223

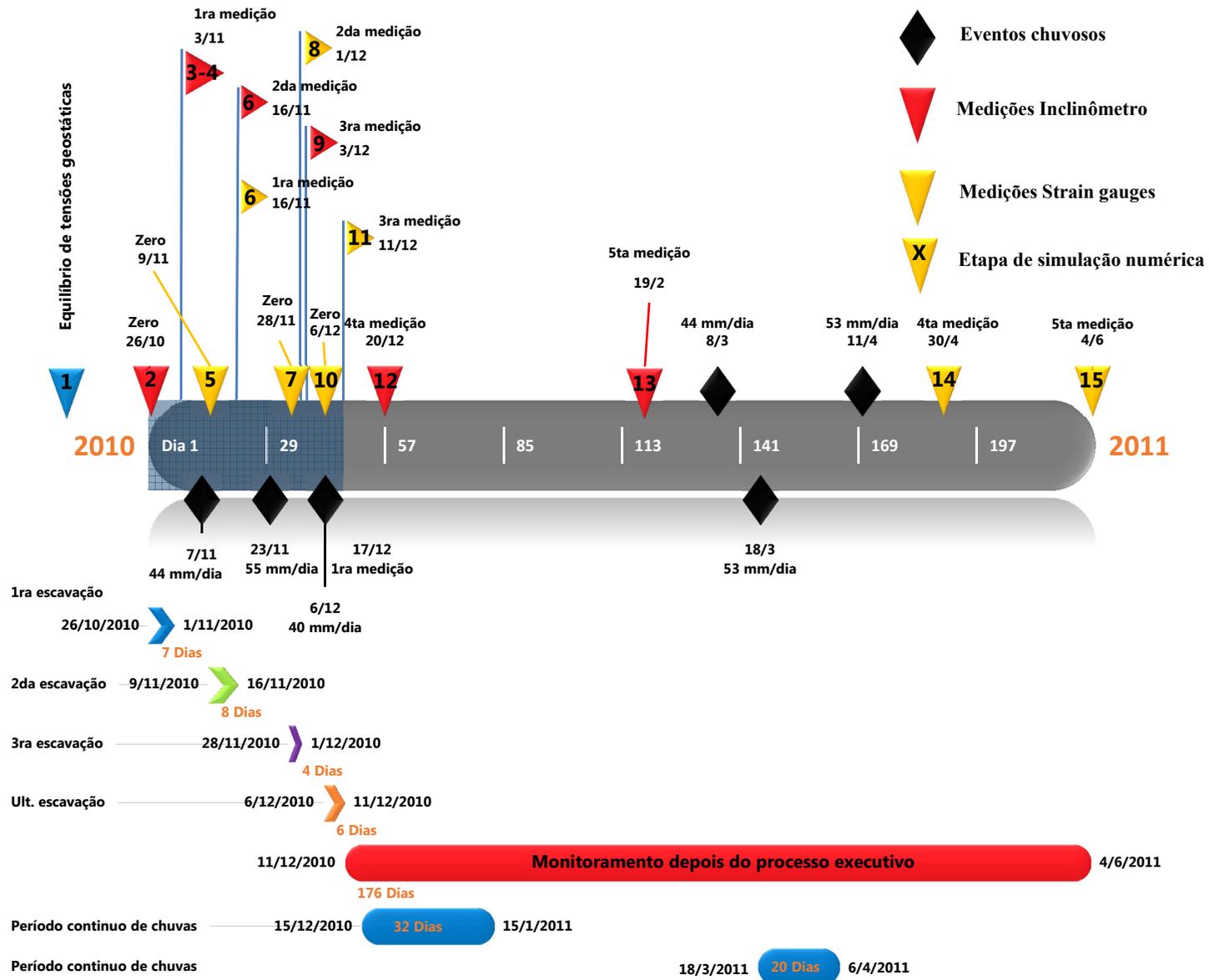


Figura 6.3: Linha do tempo do processo executivo da contenção e das simulações numéricas realizadas

6.1.3 Modelo constitutivo

Na modelagem principal da pesquisa, o modelo de elementos finitos foi baseado numa simulação de uma escavação em solo parcialmente saturado e colapsível submetido a mudanças de sucção pela ação da chuva durante a escavação. A posição inicial do lençol freático é de 25 m de profundidade, e que foi variado nos casos iniciais até ficar próximo à ponta da estaca para mudar a sucção do modelo, sendo este um cenário 'hipotético' que demonstrou a capacidade do modelo hipoplástico não saturado de reproduzir variações dramáticas na sucção. Em virtude disto, na Figura 6.4 ilustra-se uma imposição de um aumento do lençol freático até atingir a estaca, induzindo ao solo uma trajetória de molhagem que teoricamente significa redução da sucção e perda progressiva de rigidez no solo acima do lençol freático. Este estágio seria pouco provável de acontecer na realidade, mas pode-se observar que os deslocamentos na contenção quase são duplicados, ficando perto dos 0.3% a 0.5% da altura livre de deslocamento 'teórico' em milímetros permitido para uma estrutura de cortina de estacas grampeada com estas características.

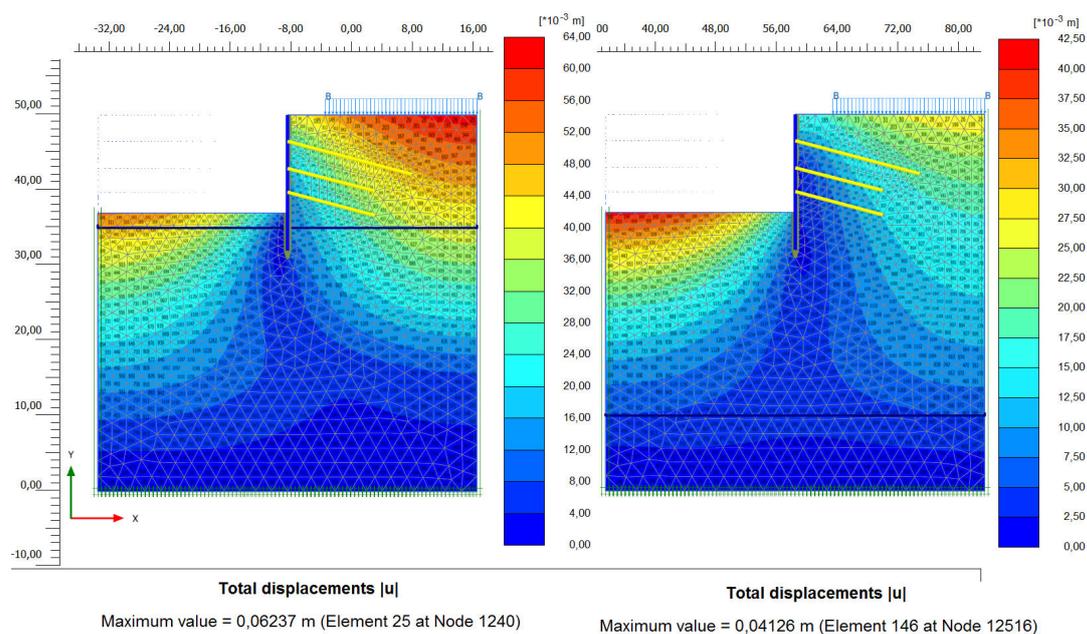


Figura 6.4: Deslocamentos totais modelo não saturado (dir.) e em processo de molhagem hipotético (esq.)

Mediante o software *PlaxisTM* versão 2010 2D, conseguiu-se simular uma condição mais 'realística' incluindo a precipitação no modelo computacional em qualquer momento da sequência do processo executivo da escavação. É assim como se solicitou a INMET os dados da estação Brasília-DF localizada na latitude: -15.78° e longitude: -47.92° , próximo do local em estudo que encontra-se na lat.: -15.48° e long.: -47.53° , o que valida a utilização dos dados de precipitação diária de chuvas em mm. solicitados do período de tempo entre 01/10/2010 a 01/06/2011 (ver Apêndice C), durante o qual se desenvolveu a instrumentação da escavação .

Notou-se a posição do lençol freático e da linha azul no nível zero da contenção no modelo, que garante a inclusão deste aspecto na modelagem nos dias que houve monitoramento de deformações e tensões, para todo o processo executivo da escavação. É importante destacar que o software *PlaxisTM* leva em conta o comportamento hidráulico do solo mediante o modelo matemático de van Genuchten (1980) e a curva de saturação da argila porosa na simulação no modelo computacional, visto que o modelo constitutivo de referência só considera a resposta mecânica da saturação parcial do solo, mas não considera o comportamento hidráulico dentro da implementação numérica do modelo.

A malha de elementos finitos deformada pode ser observada na Figura 6.5, aumentada 50 vezes para os deslocamentos totais depois da última escavação. Antes de fazer uma análise exaustiva é possível ver uma deformação igual à esperada em uma obra de contenção destas características, onde a cortina apresenta deslocamentos máximos na altura média das estacas, bem como uma expansão no fundo da escavação com valores próximos a 4 cm.

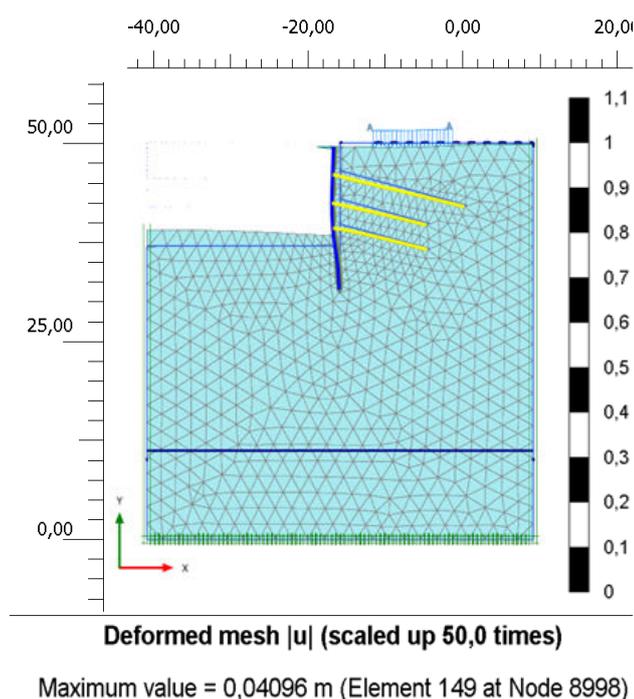


Figura 6.5: Malha de elementos finitos deformada

6.2 RESUMO E PONTOS-CHAVE DO CAPÍTULO

Foi apresentada a fase preliminar da simulação artificial (numérica), bem como o modelo computacional e as condições de simulação numérica tentando conservar de maneira realística as mesmas circunstâncias à realidade. Finalmente apresenta-se o modelo computacional usado que contém a geometria do modelo, sequências de construção, materiais, modelo constitutivo, etc., como um preâmbulo às análises finais a seguir no capítulo seguinte.

Com base no conhecimento do comportamento do material experimental e numérico aqui gerado e calibrado, se realizou a seguinte etapa de numérica temporal do caso em questão, com todas as condicionantes gerais da obra.

Capítulo 7

ANÁLISE, RESULTADOS E DISCUSSÃO

7.1 ANÁLISE NUMÉRICA DE CASO EM ESTUDO

7.1.1 Análise temporal

A vantagem de se fazer uma análise numérica no tempo neste tipo de software, é a possibilidade de incluir dados 'reais' do problema geotécnico relacionado com a duração da sequências de escavação do processo executivo, de acordo a monitoramento feito durante a construção e com a conseqüente interação ambiente-estrutura, já que é possível inserir no modelo computacional a precipitação ocorrida no local sob estudo em m/dia . Este tipo de dado de entrada apresenta uma limitação relacionada ao fato que os eventos chuvosos raramente ocorrem com mais de duas horas (evento 50, chuvas com valores próximos a 50 mm/dia), pelo qual o valor da chuva apresentada nesta unidade (m/dia), deve ser corrigida para se obter uma aproximação mais realística da influência desta no comportamento global da estrutura (detalhes a seguir neste capítulo).

Na Figura 7.1 pode-se ver o primeiro passo geostático (tensão total média) antes de se começar o processo executivo da escavação, onde é possível observar os valores causados no solo pelo peso próprio mediante o *K0 procedure* disponível no Plaxis 2D v.10, que é o método de cálculo especial para se definir as tensões iniciais no modelo, considerando a história de carga do solo.

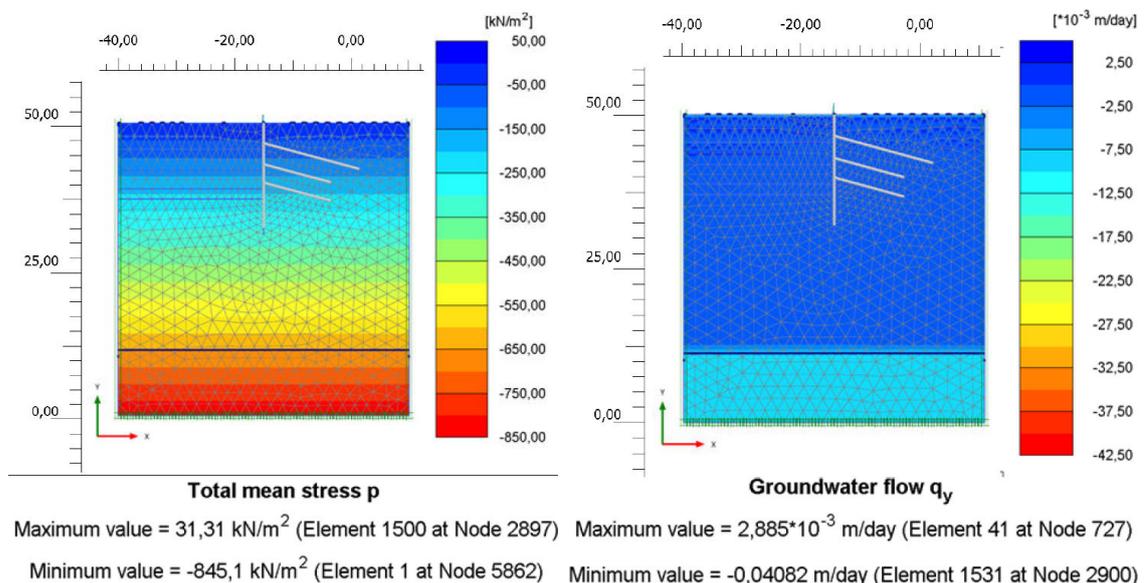
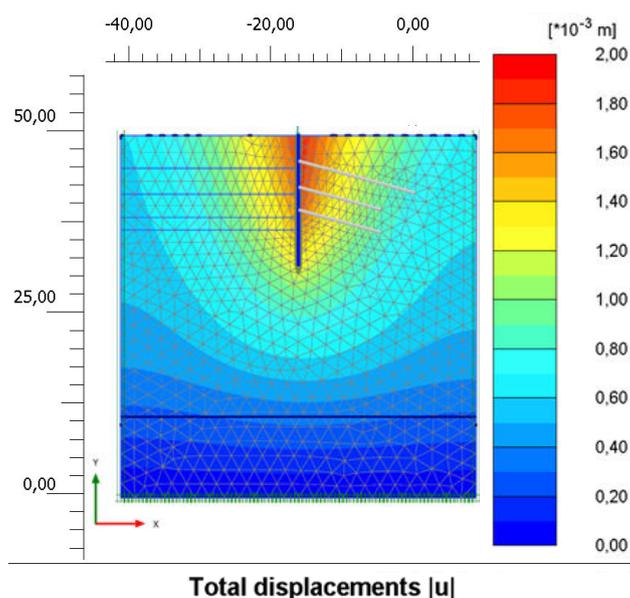


Figura 7.1: Equilíbrio de tensões verticais e horizontais na fase geostática e fluxo subterrâneo

Estas tensões foram definidas na *tabsheet initial* do conjunto de dados de materiais e interfaces. Como sugestão dos manuais do Plaxis o pesquisador deve usar o *K0 procedure* só em casos com superfícies horizontais e com as camadas e lençol freático paralelos à superfície. Quando o *K0 procedure* é adotado, o Plaxis gera tensões verticais que estão em equilíbrio com o peso próprio do solo. As tensões horizontais, não obstante são calculadas do valor especificado de K0.

Em relação à interação ambiente-estrutura neste primeiro passo foi imposta uma chuva de 0,0017 m/dia para os primeiros dias de Outubro que foi uma época de pouca chuva segundo os registros do INMET (mostrados na Figura 7.12 e Apêndice C). Na Figura 7.1 também aparece o fluxo subterrâneo na fase depois da chuva e a percolação correspondente existente, calculado mediante a opção *Groundwater flow steady-state* que considera poropressões e fluxo subterrâneo no problema geotécnico. Na situação atual ocorre fluxo permanente ao redor da contenção a qual geralmente separa dois níveis diferentes de água.

Este tipo de cálculo leva em conta a permeabilidade dos *cluster* ou camadas do solo e as condições de contorno hidráulicas, bem como a influência da curva de retenção mediante o modelo de Van Genuchten. Este cálculo é mais complexo que um cálculo tradicional por meio de lençóis freáticos, mas os resultados são mais realísticos. Na seguinte Figura 7.2, no modelo aqui adotado, se simula a interação entre o solo e a contenção. Vale a pena esclarecer que o software não é capaz de simular o processo de perfuração e concretagem da cortina, e ele só considera a interação de um elemento novo (estaca) na análise com o solo (interface) (ver Tabela 6.2). A chuva imposta nesta fase foi de 0,0017 m/dia e os deslocamentos máximos ocorridos no modelo foram de 2 mm nas proximidades da contenção. Os resultados de tensões no modelo não são mostrados já que os valores começam a ser significativos só depois da primeira escavação.



Maximum value = $1,985 \cdot 10^{-3}$ m (Element 38 at Node 1110)

Figura 7.2: Instalação da estaca de contenção no modelo computacional

A fase seguinte da modelagem (Figura 7.3) foi a simulação da sobrecarga, sendo que o valor usado foi de $30\text{kN}/\text{m}^2$ correspondente no problema 'real' às salas da construtora, as quais são de dois pisos conseguindo uma aproximação razoável para este item. Este valor foi assumido devido ao fato que é difícil conhecer o valor exato da sobrecarga. Para esta os valores máximos de deslocamentos foram localizados logicamente embaixo da sobrecarga, com valores próximos aos 9,5 mm. Com respeito das tensões dadas pela sobrecarga, a variação de valores comparando com a fase anterior não foi muito significativa.

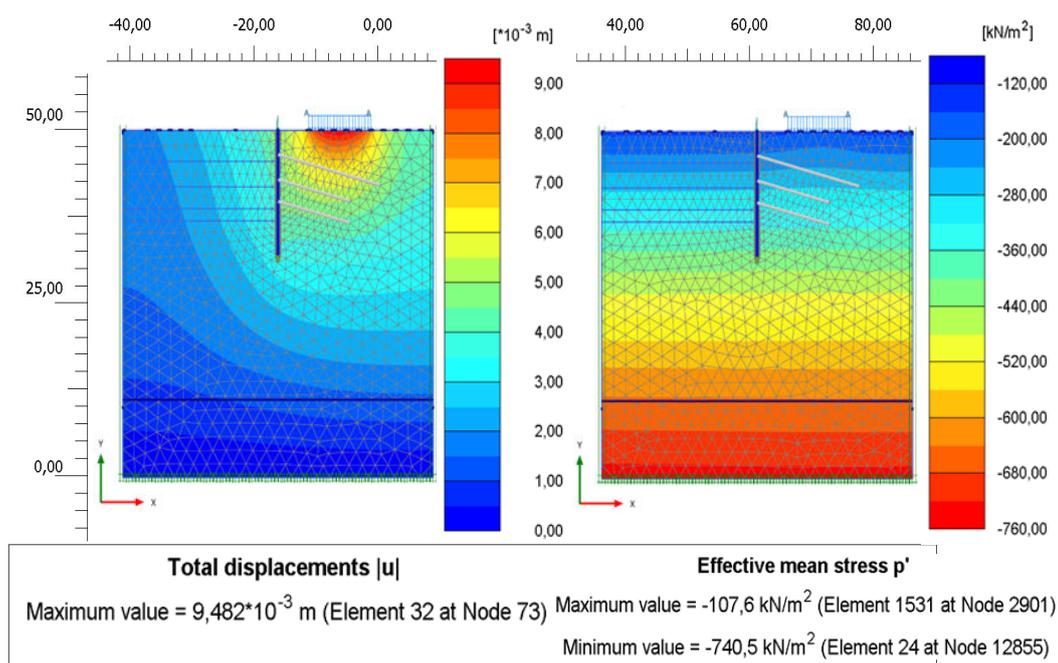


Figura 7.3: Deslocamentos e tensões na fase de colocação da sobrecarga

Na Figura 7.4 mostram-se os resultados para os deslocamentos totais e tensões no modelo. Para a primeira etapa de escavação realizada entre os dias 26 de Outubro e 1 de Novembro de 2010, com uma chuva imposta de 0,0085 m/dia, O deslocamento máximo foi no topo da estaca no nó 665 com um valor de 5,26 mm. Vale a pena mencionar que, fazendo uma análise não realística com um cenário 'seco' sem chuva, o deslocamento no mesmo ponto registrou 5,11 mm. Ou seja, as poucas chuvas ocorridas nesse período de tempo deslocaram a cortina 0,15 mm pela influência que tem a mudança de umidade causada pela chuva, no decréscimo da sucção (Figura 7.4).

Na instalação do primeiro grampo e concretagem das vigas de ancoragem, que foi a etapa seguinte, os deslocamentos e tensões no modelo mantém-se constantes, não obstante o fato que esta etapa dura 8 dias e a chuva que caiu foi de 0,012 m/dia. Na segunda escavação (9-16 Novembro de 2010) apresentada na Figura 7.5, com valor de chuva imposto de 0,0039 m/dia, os deslocamentos máximos na cortina foram localizados no nó 1110 com valor de 13,01 mm, enquanto no topo da estaca no nó 665 o valor foi de 11,45 mm. Para o primeiro grampo as cargas nos mesmos lugares onde se instalaram os *strain gauges* foram de 69,42 kN a um metro

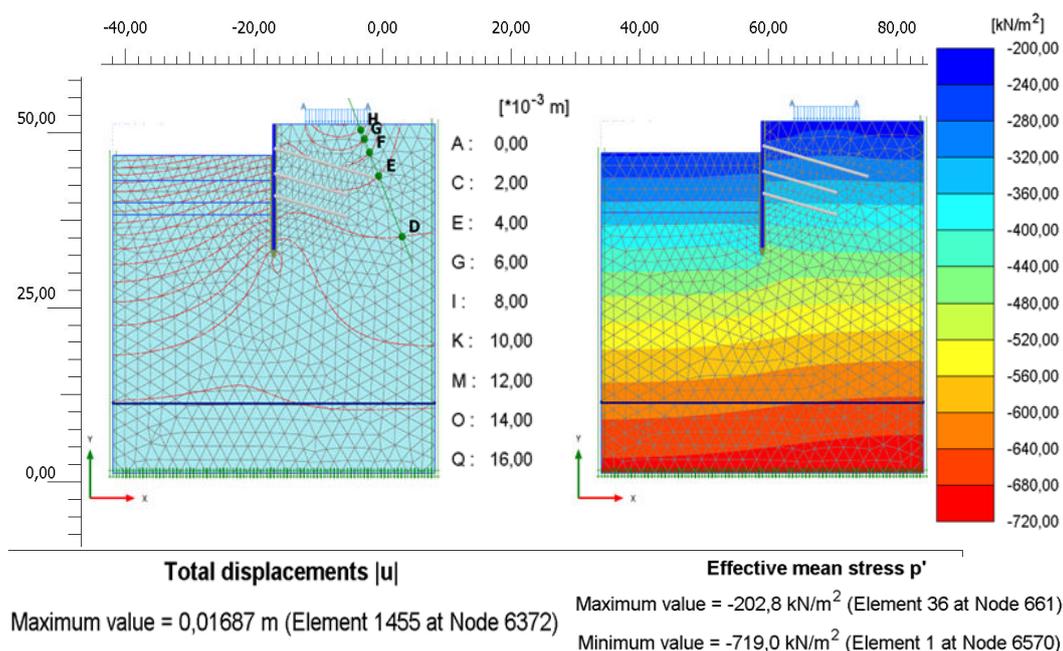


Figura 7.4: Deslocamentos e tensões na primeira escavação do processo executivo

Tabela 7.1: Cargas nos grampos na terceira escavação da contenção

Grampo	Profundidade [m] (Carga [kN])	Profundidade [m] (Carga [kN])	Profundidade [m] (Carga [kN])
Primeiro	1 (69,42)	8,5 (95,37)	17 (21,94)
Segundo	NA	6 (74,88)	12 (14,33)
Terceiro	NA	NA	NA

de comprimento no grampo (nó 1110); 57,42 kN a 8,50 m (nó 1162) e 11,05 kN a 17,0 m no final do grampo (nó 1364). O segundo grampo e a viga de ancoragem correspondente foram executados nas datas de 16 ao 28 de Novembro de 2010, e a terceira escavação com chuva de 0,021 m/dia e datas de execução entre o 28 de Novembro e 1 de Dezembro de 2010 mostram-se na Figura 7.6. Nesta etapa os deslocamentos máximos acumulados registrados na cortina foram de 20,04 mm no nó 1831 perto da localização do segundo grampo, e o deslocamento no topo da estaca foi de 16,92 mm.

As cargas nos grampos depois de finalizada a escavação mostram-se na seguinte Tabela 7.1, entre parêntesis pode-se observar o valor da carga tomada pelo grampo, de acordo a profundidade do nó definido nos mesmos lugares onde foram localizados os *strain gauges* na contenção real.

Na seguinte Figura 7.7 (esq.), se observa que o deslocamento máximo obtido na última etapa de escavação encontra-se à altura média da contenção, no nó 1831 com valor próximo a 24 mm, para a modelagem com chuva. Nos resultados numéricos omitindo a influência da precipitação no modelo computacional (direta), pode-se notar que o deslocamento máximo na contenção é de 19,8 mm. Como pode-se deduzir do modelo que inclui a adição de chuva, e de acordo com o embasamento teórico analisado anteriormente, relacionado com a resposta não saturada da argila porosa, esta deve apresentar um aumento de saturação que diminui a sucção, por conseguinte, da

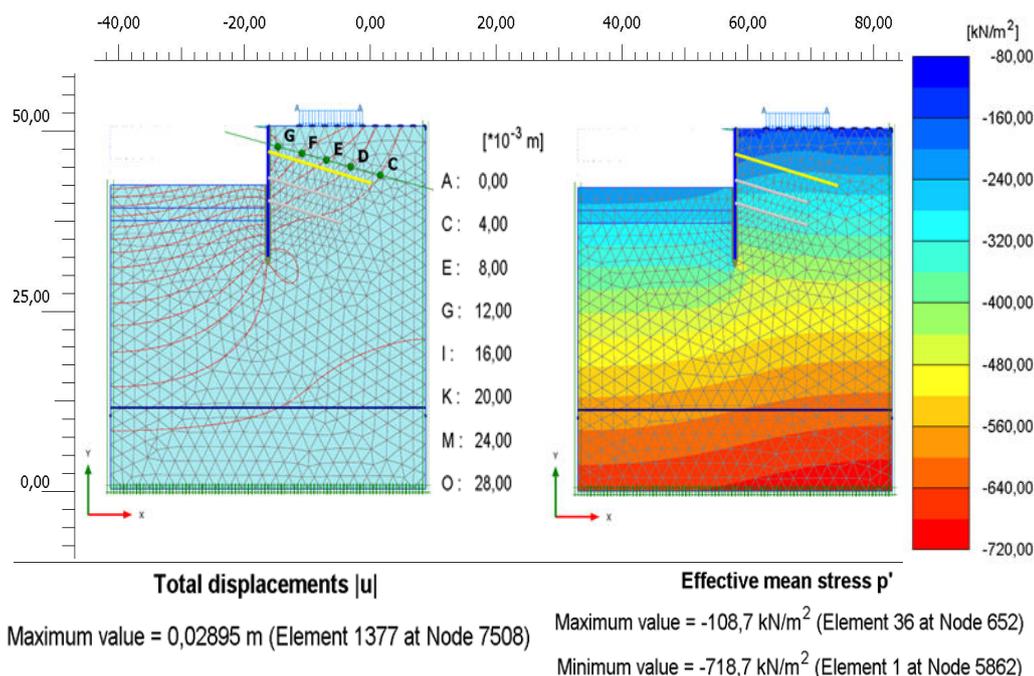


Figura 7.5: Deslocamentos e tensões na segunda escavação do processo executivo

mesma maneira sabe-se que este parâmetro está estreitamente relacionado com o acréscimo o diminuição da resistência ao cisalhamento do solo.

Conseqüentemente com o descrito anteriormente, o modelo com a chuva induzida apresenta deslocamentos máximos maiores que o modelo que só tem influência do lençol freático sobre a sucção. É importante destacar que a indução de chuva foi realizada no modelo durante todas as sequências de escavação, incluindo o valor diário fornecido diariamente pelo INMET visando obter valores simulados o mais próximos aos reais, medidos na instrumentação.

Embora teoricamente o lençol freático esteja localizado numa profundidade que não afetaria o comportamento da escavação, é possível que uma mudança na saturação do solo possa ocasionar variações do potencial de sucção, inclusive a alturas elevadas, como pode-se deduzir nos resultados da curva de retenção de água mostrados anteriormente. Em outras palavras, a faixa de saturação é pequena, motivo pelo qual qualquer variação na umidade ocasiona mudanças dramáticas na sucção pela presença de distribuição de poros bimodal, confirmada também pela porosimetria de mercúrio e pela observação no *Scanning Electron Microscope* - SEM e a granulometria.

Em relação à tensão ocorrida nos grampos (Figura 7.8), é importante mencionar que os lugares escolhidos no modelo numérico (nós) para se conhecer a carga nos grampos coincide com as posições dos *strain gauges* nas medições 'reais'. Se evidencia que o primeiro grampo com o "*strain gauge* numérico"(nó) mais superficial toma o mesmo valor desde a primeira escavação até o final do processo executivo numérico, enquanto que nos nós localizados na metade dos grampos estas tensões são acrescentadas em cada sequência de escavação. Os nós mais profundos nos grampos apresentam um acréscimo menos elevado devido ao fato que

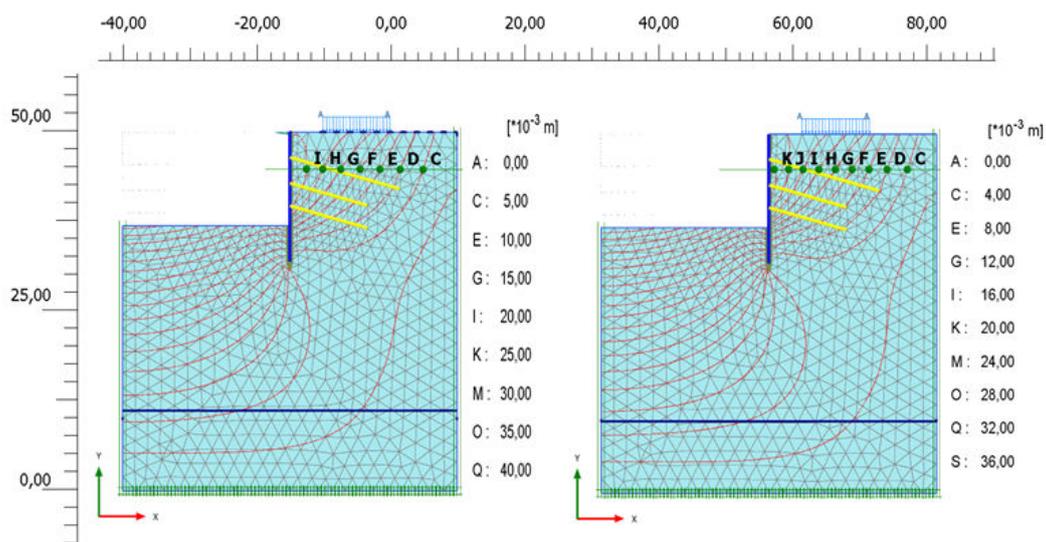


Figura 7.7: Deslocamentos totais (linhas do contorno) modelo com chuva (esq.) e sem chuva (dir.)

ao grau de saturação), as épocas de Janeiro e Março, quando há chuvas contínuas moderadas que mantêm o grau de saturação do solo relativamente alto, mas fazem com que a sucção seja reduzida progressivamente (este detalhe será discutido mas a frente).

Como foi mencionado no parágrafo anterior, é importante considerar que a curva de retenção de água mostra mudanças na sucção em pequenas variações de umidade. Por tal razão, no modelo deve-se ver refletido o comportamento hidráulico do solo. Na Figura 7.10 mostra-se a sucção no modelo no cenário com chuva (esq.) e sem chuva (dir.), note-se que o modelo afetado pela chuva a sucção atinge valores de 280 kN/m^2 , enquanto o modelo 'seco' alcança valores de 400 kN/m^2 , o que demonstra que o modelo constitutivo hipoplástico para resposta não saturada do solo implantado em Fortran, e incluído como a opção *User Defined Soil Models (UDSM)* no Plaxis, foi capaz de simular a sucção com variações de umidade pela ação da chuva e pela influência no comportamento mecânico do solo.

7.1.2 Comparação dados medidos e previstos

O objetivo final desta pesquisa é o de tentar validar as simulações numéricas obtidas mediante o software Plaxis, que tem envolvida a teoria constitutiva hipoplástica com extensão para solos não saturados, devido a uma resposta deste tipo que governa o comportamento do solo sob estudo. Uma vantagem importante na análise realizada neste pesquisa foi a possibilidade de se fazer uma avaliação temporal incluindo valores de precipitação reais obtidos do INMET, para o período do processo executivo da cortina, pelo que se pode fazer uma comparação direta entre o deslocamento e as tensões na contenção nos dias de monitoramento. Ao se introduzir no programa o valor da chuva em m/dia foi possível de se ter valores previstos numéricos mais 'reais', ou pelo menos mais próximos dos dados medidos.

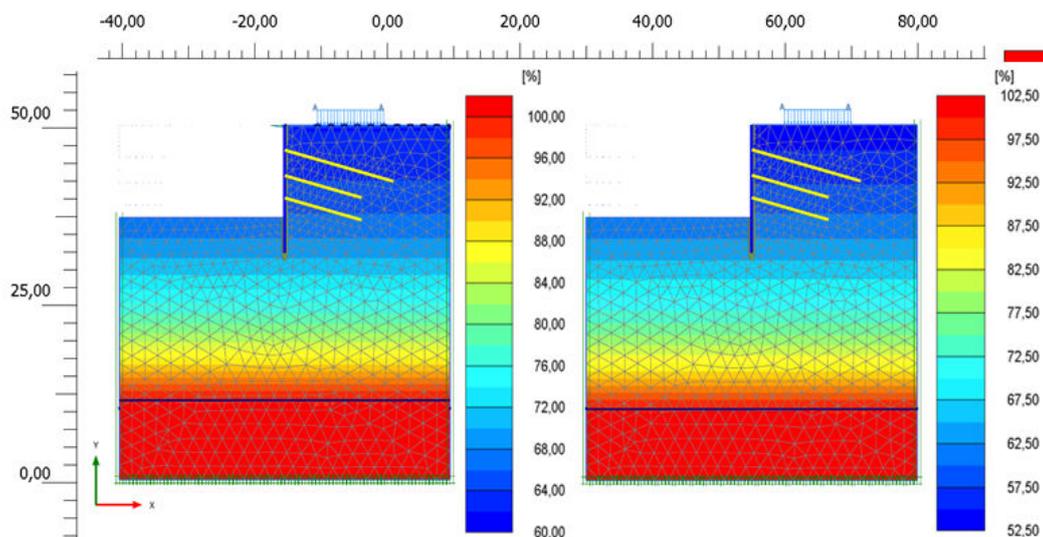


Figura 7.9: Percentagens da saturação (*shadings* no modelo com chuva (esq.) e sem chuva (dir.))

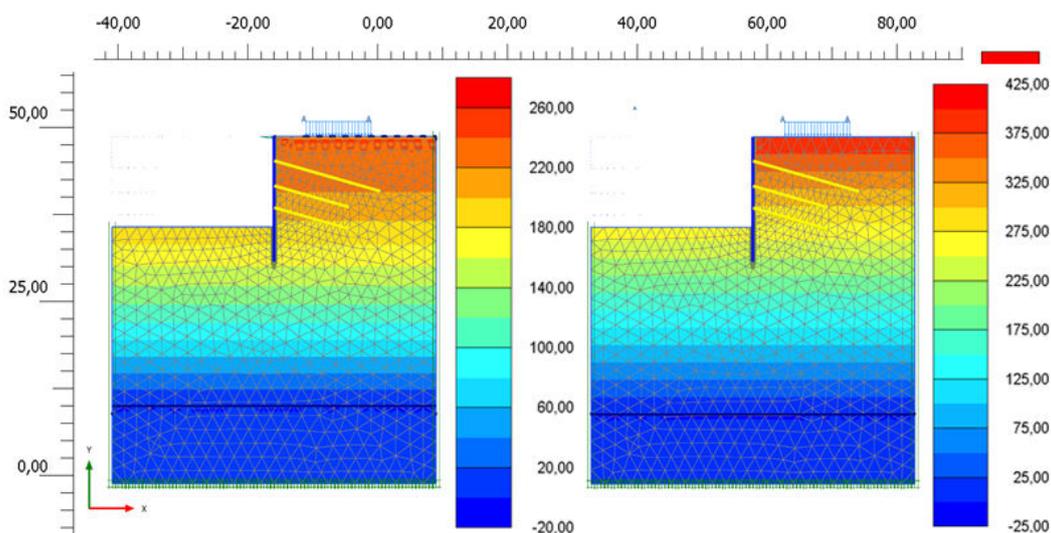


Figura 7.10: Sucção em kPa (*shadings* no modelo com chuva (esq.) e sem chuva (dir.))

Também é importante fazer uma análise da cimentação e da relação com as chuvas e permeabilidade do local de estudo. Alguns minerais cimentantes foram transportados por diferentes agentes e se fixaram neste tipo de solo poroso, e ainda continuam desenvolvendo-se progressivamente pela ação de ciclos contínuos de chuvas breves e longos períodos de estiagem com climas áridos. Durante a época de chuvas, as partículas (geralmente em forma de pó) presentes na superfície do solo são arrastadas pela água para dentro do solo poroso.

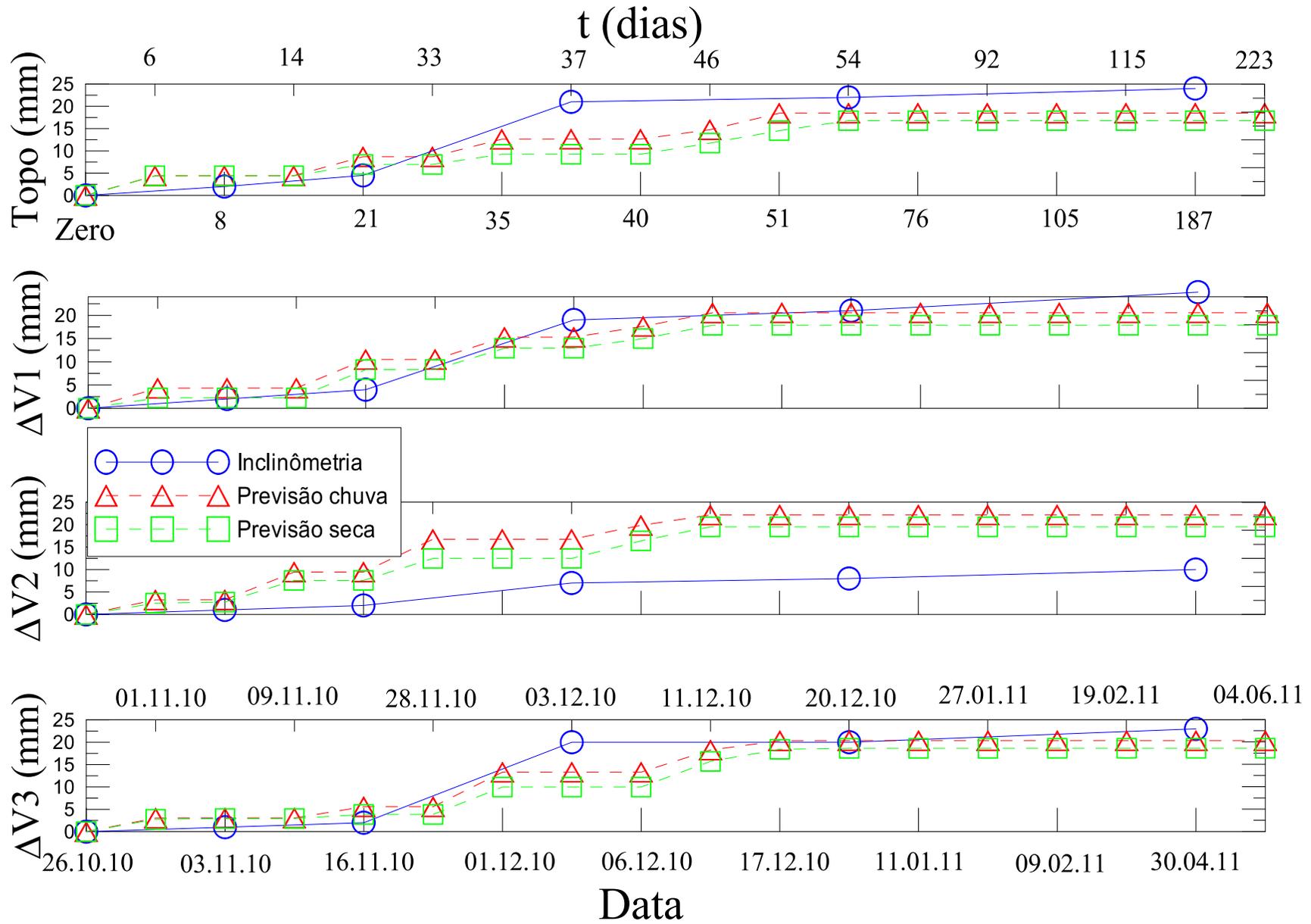


Figura 7.11: Medições e previsões considerando um cenário 'seco' e com chuva

Não obstante as chuvas de curta duração, as altas temperaturas que caracterizam o ambiente de Brasília provocam a evaporação rápida da água de chuva que percola no solo, de tal modo que o aumento de umidade só atinge profundidades superficiais. Gradualmente, o cimentante começa a cobrir as partículas da argila porosa e ocupar os vazios, propiciando a cimentação das agregações da argila. A acumulação do cimentante como o carbonato forma ligações fortemente cimentadas, chamadas de concreções, cuja forma, tamanho, resistência e distribuição espacial pode ser muito variada. Aliás, a chuva causa a movimentação vertical dos materiais mais finos, e eles são transportados para as camadas inferiores. Este fenômeno, denominado de iluviação, gera a substituição progressiva dos finos pelo cimentante. Se a reposição é parcial, a estrutura do solo é muito porosa com pesos específicos baixos. Se os vazios do solo são parcialmente preenchidos de cimentante, a permeabilidade do solo diminui e reduz o processo de percolação e de transporte na direção vertical. Conseqüentemente, a água que consegue penetrar na parte superior do perfil encontra caminhos de percolação na lateral, e a partir deste ponto o desenvolvimento do cimentante torna-se muito lento, fazendo com que a parte superior seja muito cimentada (Rinaldi et al., 2012).

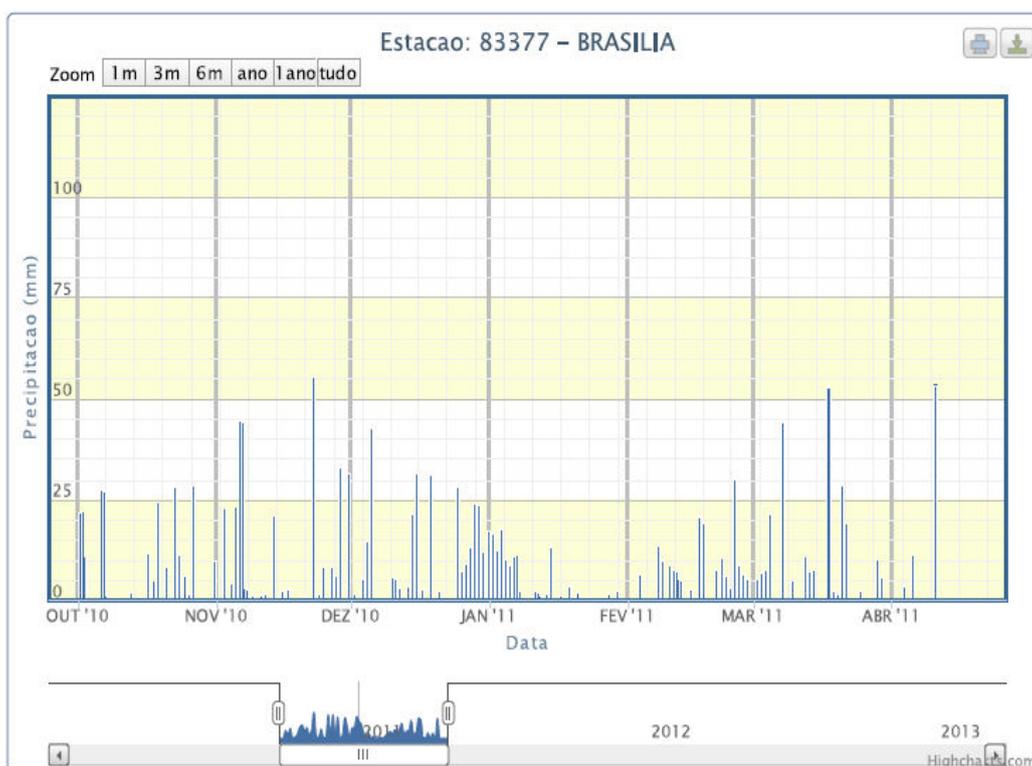


Figura 7.12: Precipitação em mm durante o processo executivo da contenção

As previsões numéricas de saturação no modelo mostram acréscimos de umidade nas camadas superiores próximos ao 10% nos eventos chuvosos mais fortes. Este valor *a priori* parece baixo, mas revisando a curva de retenção de água ela apresenta uma faixa de saturação pequena, motivo pelo qual qualquer variação na umidade ocasiona mudanças relativamente altas na sucção. No modelo numérico as mudanças de sucção, considerando um cenário não realístico

'seco' foram reduzidas de 480kPa a 200kPa para o modelo 'realístico' com chuva, situação que afetou indubitavelmente as deformações e as tensões no modelo numérico. Como na obra real foi impossível medir valores de sucção, a única possibilidade de comparação seria a curva de retenção, porém ela é obtida sob condições especiais o que torna complicado extrapolar diretamente os resultados da SWCC à realidade. Isto porque de acordo com o embasamento teórico a sucção não só depende da saturação, mas também da temperatura, do fluxo, da história de saturação, das trajetórias de molhagem e secagem, do comportamento mecânico e químico do solo e em geral das condições *in situ* do solo.

Qualitativamente a curva de retenção apresenta comportamentos similares ao modelo numérico quando há mudanças de 10% na saturação e a sucção cai em valores próximos a 150 kPa. No entanto a sucção depende da faixa de saturação do lugar da curva onde se está analisando o problema, além do fato que o valor calculado para a saturação é teórico, já que depende do índice de vazios o qual, é claro, muda no modelo ao ser uma variável de estado.

7.1.2.2 Tensões nos grampos

Relativo à medição de tensões na massa de solo monitorada mediante *strain gages* nos grampos, a dispersão é alta quando se comparam as medições com as previsões. A previsão mostra um aumento nas tensões da massa do solo, em especial nos nós que estão localizados na metade dos grampos. Já nos nós localizados ao final do grampo o acréscimo é pouco e esta é a condição esperada já que basicamente nas teorias de Rankine e Coulomb a cunha teórica formada no solo deixa sem tensões os extremos dos grampos. Só na linha correspondente à viga de ancoragem 1 é que se apresenta uma tendência similar, e nas vigas restantes a medição dos *strain gauges* não foi a esperada (Figura 7.13). O nó mais superficial do primeiro grampo no modelo numérico registrou sempre o mesmo valor durante o processo executivo, e nas previsões feitas depois de finalizada a escavação.

Respeitante às medições registradas nos *strain gauges* durante a etapa de escavação, estas apresentam alta dispersão quando são comparadas com as previsões no cenário 'seco' e chuvoso, em especial na ultima linha de grampos. As duas primeiras linhas as medições acompanham uma tendência aproximada à previsão, no entanto sem ser suficiente para se ter resultados confiáveis. Na Figura 7.13 pode-se observar a comparação entre as medições e as previsões durante o processo executivo da contenção. A tendência das modelagens numéricas em cada data apresenta resultados mais razoáveis de um comportamento real de uma estrutura grampeada, em relação as medições nos *strain gauges*. É importante destacar que as previsões para o cenário 'seco' e chuvoso acompanham uma tendência similar para todas a etapas de construção, a diferença de valores que tomam os *strain gauges* entre os dois cenários não é muito significativa quando se leva em conta a chuva na análise, como pode-se notar na Figura 7.13. O anterior encontra

explicação no fato que embora algumas chuvas no DF podem ser fortes, a configuração do subsolo da cidade permite uma drenagem rápida, além da evaporação do ambiente.

Aos dias 134 e 168 depois de finalizada a última etapa de escavação se tomaram medidas nos *strain gauges* para se conferir que a contenção já não tinha movimentos adicionais ocasionados eventualmente por perda de sucção no solo, e função das chuvas nesse período de começo do ano em que as chuvas são fortes. Na Figura 7.14 é possível se observar esta comparação, onde se nota que nas medições só a terceira linha dos grampos mostra um aumento nas tensões registradas no *strain gauge* localizado aos 12 m de comprimento, no grampo em todas as datas. Nas linhas restantes os *strain gauges* continuaram registrando valores muito baixos em relação à previsão e para o que se espera de uma contenção deste tipo. A previsão mostra que, no tempo, o comportamento nas cargas dos grampos permaneceu em todas as linhas, ou seja, o fenômeno de acréscimo de deformações e tensões no modelo numérico foi mais evidente quando o período de chuva coincidiu com a etapa de escavação, mas não foi muito significativo quando se monitorou e previu o modelo muito tempo depois de finalizada a última etapa de escavação.

Vale a pena ressaltar que as medições de tensões no solo mediante *strain gages* são um tipo de instrumentação onde é difícil se obter dados confiáveis, visto que no processo de instalação do grampo é possível que algum *strain gage* perca a posição desejada ou não trabalhe de maneira ótima, ou que a calda de cimento não consiga entrar até o lugar de sua localização (ver Figura 3.24). Nas limitações do projeto, ao final das conclusões, se menciona mais sobre este fator que pode afetar de alguma maneira as medições reais de uma contenção.

De qualquer modo, o cenário numérico 'real' com imposição de chuva mostra resultados muito próximos do cenário 'seco', devido a que as chuvas no DF não são demasiado fortes como para mudar dramaticamente a sucção no perfil estratigráfico, porém, os dados obtidos numericamente envolvendo sucção tendem a ser além de mais 'reais', a apresentar menor dispersão quando se comparam com as medições.

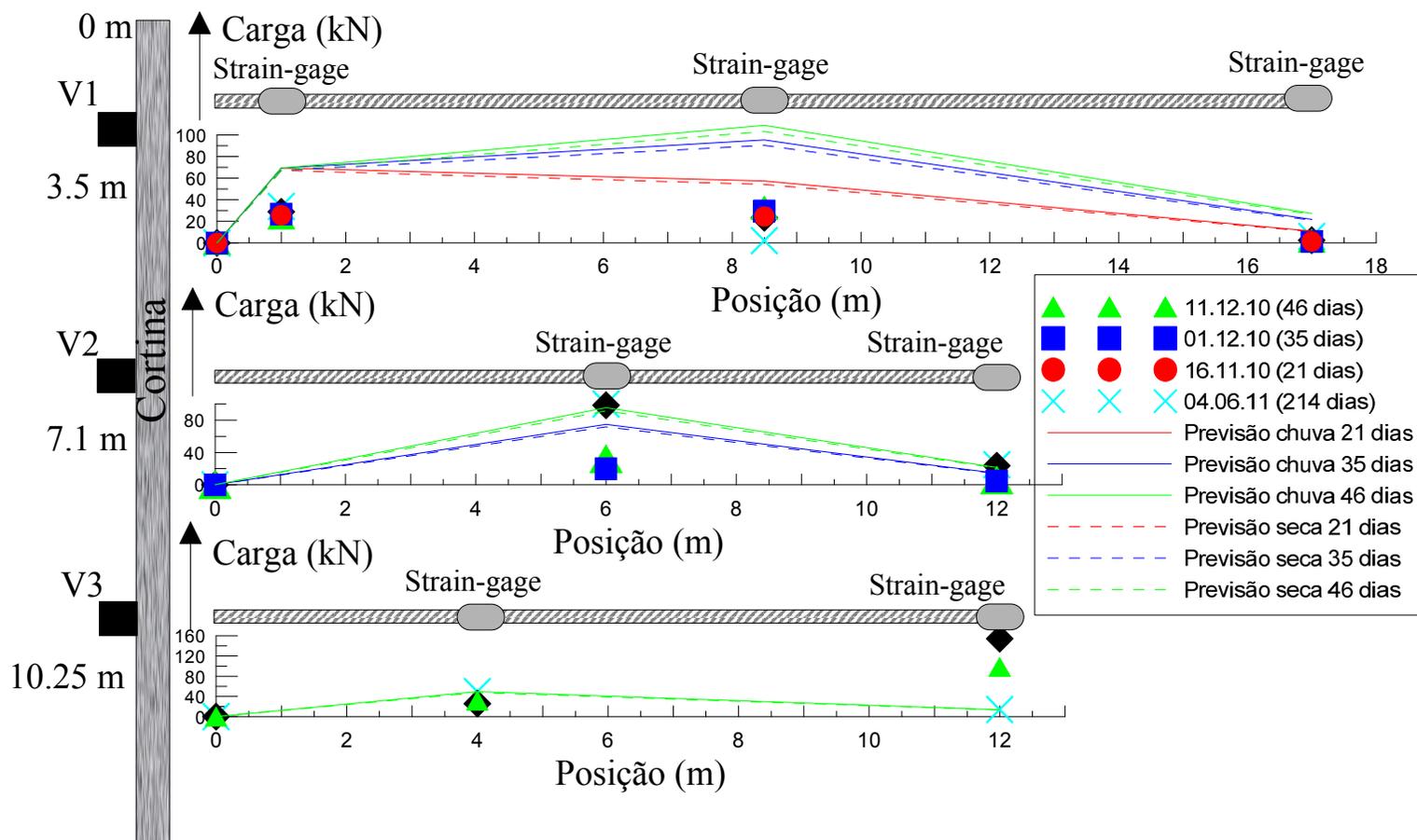


Figura 7.13: Previsões e medições da carga tomada pelos grampos durante o processo executivo da contenção

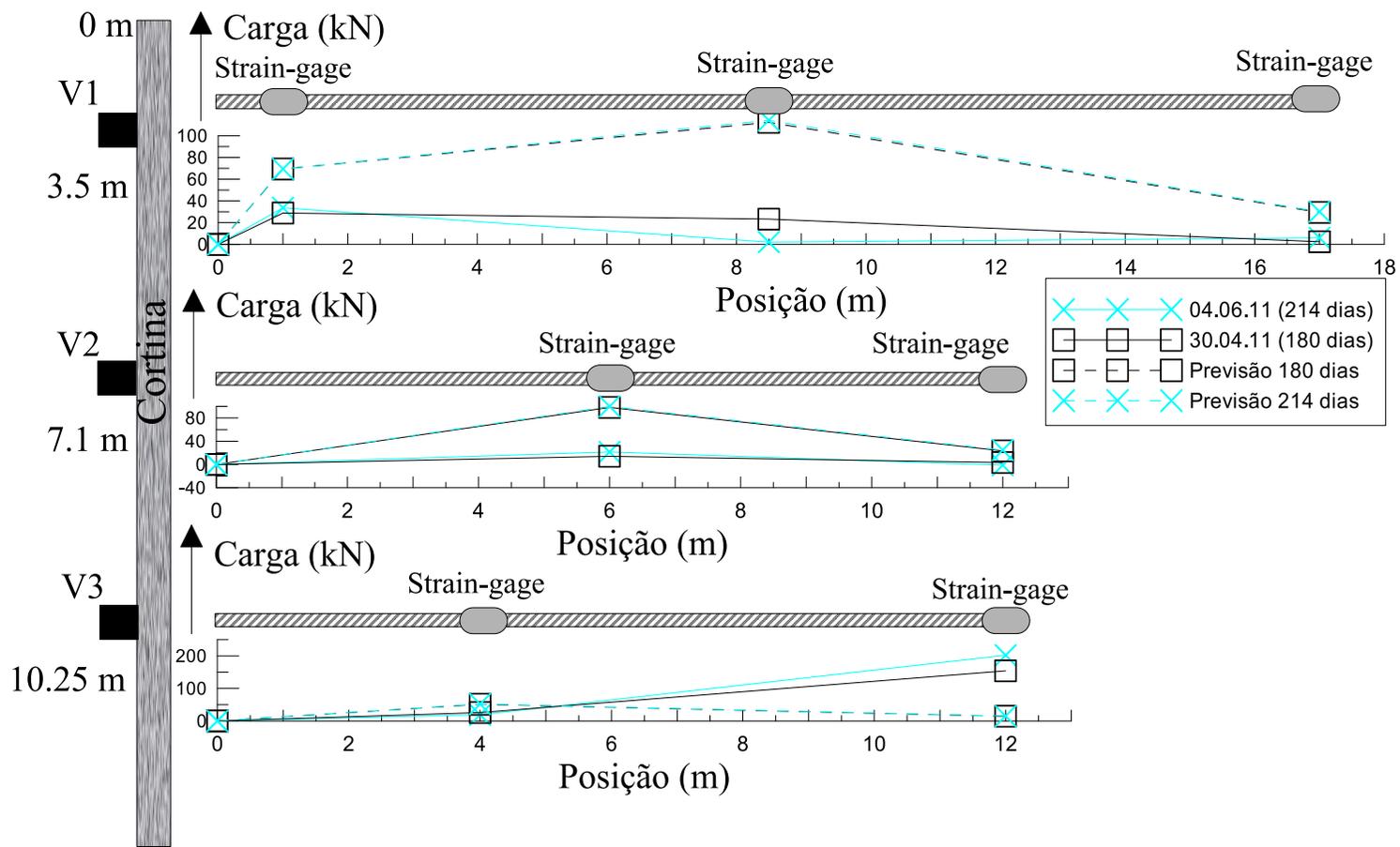


Figura 7.14: Previsões e medições da carga tomada pelos grampos depois do processo executivo da contenção

7.1.2.3 Simulação de outras variáveis importantes no problema

Para um melhor entendimento do comportamento global da contenção, na sequência é mostrada para diferentes variáveis a resposta numérica para um cenário realístico (com chuva) e 'seco'. Com o fim de se ter resultados em vários pontos do domínio do problema se analisará o comportamento no topo da estaca, base da escavação e a 15 m embaixo do nível da última escavação, todos em um corte A-A' a 5 m no intradorso da escavação (Figura 7.15).

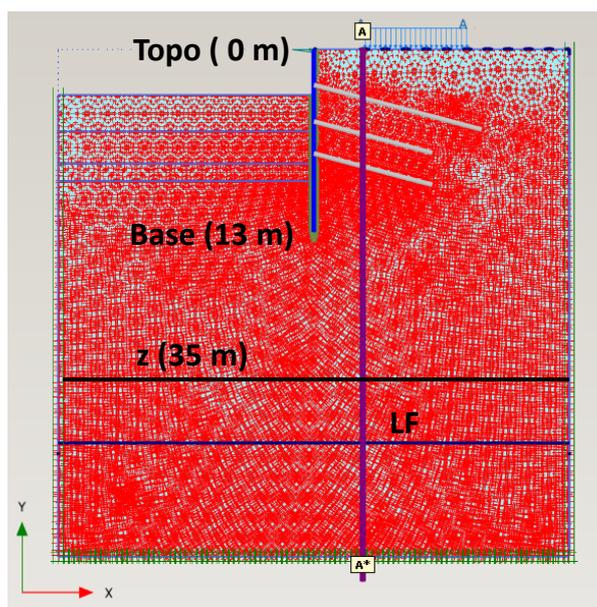


Figura 7.15: Corte A-A' para a análise de tensões no solo a diferentes profundidades e sequências de escavação

Na Figura 7.16 ilustram-se as previsões de tensões no modelo. Devido a que o problema modelado apresenta importância tanto da tensão principal maior como a menor, se decidiu mostrar o resultado das tensões efetivas mediante a definição $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ que leva em conta ambas tensões. Nota-se que efetivamente em respeito ao esperado as previsões 'realísticas' com chuva apresentam valores de tensão efetiva menor que as previsões 'secas', já que a chuva tende a acrescentar a saturação do solo diminuindo a sucção que é uma variável que mantém a estabilidade do solo e incrementa as tensões efetivas. Relativo à profundidade de análise pode-se observar que, nas primeiras profundidades, o valor das tensões efetivas tende a se manter com leves aumentos, no entanto a 35 m de profundidade a tensão efetiva no solo aumenta significativamente.

A sucção é uma das variáveis mais importantes que influi no comportamento global da obra, em qualquer aspecto que se queira avaliar. Na Figura 7.17 mostra-se a resposta da sucção no problema em três lugares diferentes de análise. Na previsão 'seca' o valor de sucção é maior que na previsão chuvosa, comportamento esperado para os resultados. No topo da estaca por exemplo que é o lugar onde a chuva cai diretamente, a influência da sucção é mais significativa que no resto das profundidades de análise, mas no entanto, as chuvas ocorridas durante o processo

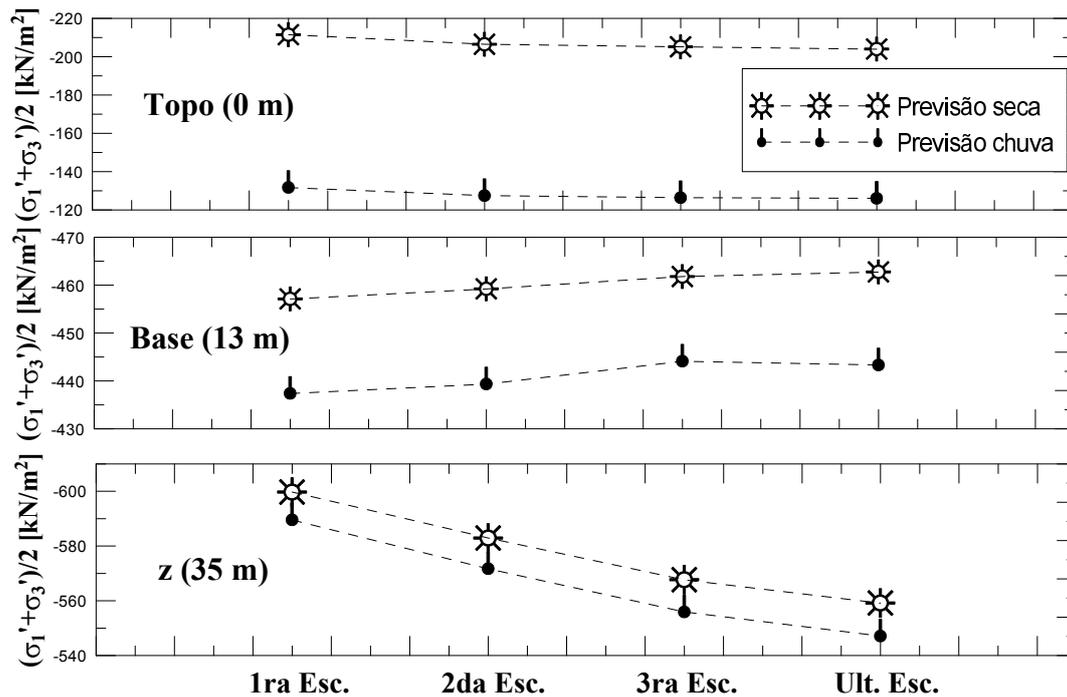


Figura 7.16: Previsão de tensões no solo durante o processo executivo da contenção afetadas pela sucção construtivo, apesar de ser as maiores do ano, não foram contínuas e a alta permeabilidade e a evaporação do solo influenciaram a resposta da sucção, fazendo que o valor não decrescesse significativamente. Os pontos mais profundos foram menos propensos à influência da chuva pelos fatores já explicados, ou seja, a sucção muda em valores muito baixos que não afetam o resultado durante as sequências de escavação.

7.2 IMPLICAÇÕES GERAIS RESPEITO A PROJETO ENVOLVENDO SUCCÃO

É evidente que no momento de analisar este tipo de pesquisa, quando são usados modelos constitutivos modernos do comportamento do solo, é importante levar em conta que a maioria dos geotécnicos usam para seus cálculos a lei constitutiva tradicional de Mohr-Coulomb, a qual tornou-se no modelo mais simples e usado no mundo para reproduzir o comportamento de estruturas geotécnicas, sendo portanto considerada uma aproximação de primeira ordem à resposta não linear do solo. Este é um modelo elastoplástico perfeito (isotrópico), desenvolvido a partir da composição da lei de Hooke e da forma generalizada do critério de falha de Mohr-Coulomb. Tenta simular o comportamento de solos granulares fofos ou finos normalmente adensados, e além disto deve-se ressaltar que ela é incapaz de representar o comportamento elastoplástico progressivo, já que é um modelo elástico e depois plástico perfeito (Plaxis, 2004); (Nieto et al., 2009). Sua formulação envolve dois elementos gerais: a elasticidade perfeita onde os parâmetros E e ν são constantes, e onde a rigidez não depende da pressão e a descarga e recarga

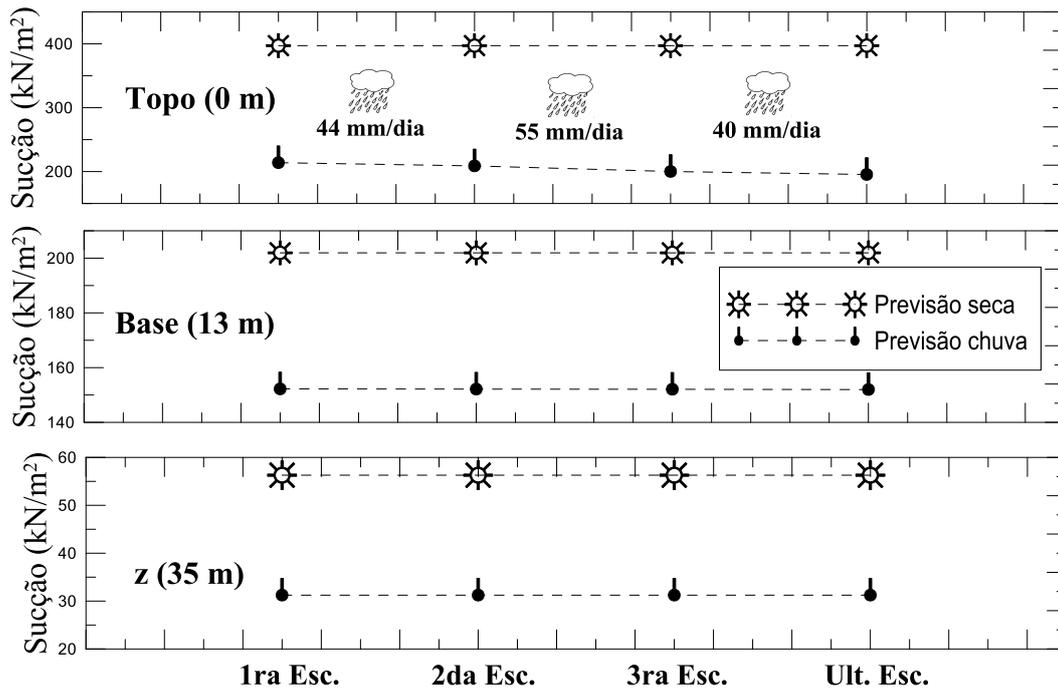


Figura 7.17: Previsões e medições da sucção no modelo afetada pela chuva

são elásticas, além da plasticidade com c , ϕ e ψ constantes ser associada ao desenvolvimento de deformações plásticas (Figura 7.18).

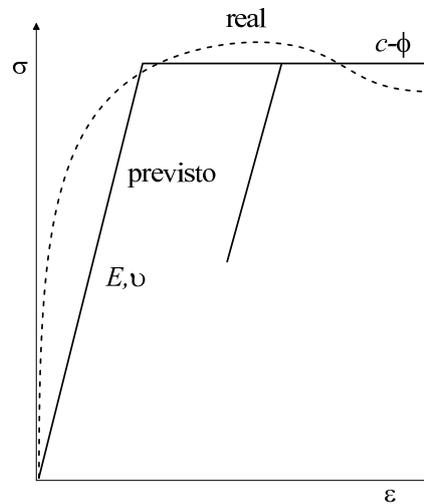


Figura 7.18: Curva tensão-deformação do comportamento típico do solo e do modelo MC

Os problemas geotécnicos devem ser analisados de acordo à faixa de deformações apresentadas neles, por exemplo, para a fundação de uma máquina um modelo elástico é suficiente para reproduzir o comportamento do solo, no entanto, uma contenção é uma estrutura geotécnica complexa de simular, já que vários pontos da estrutura comportam-se de maneira diferente relativo à tensão-deformação. Na Figura 7.19 o ponto A da curva do comportamento 'real' de uma massa de solo plotada no espaço tensão-deformação (escavação em condição ativa), representa lugares aonde o solo está ainda longe da ruptura; no ponto B o solo está próximo à ruptura, e no ponto C na condição de amolecimento. A curva que reproduz a resposta do modelo MC dificilmente consegue simular o comportamento 'real' do solo nestes pontos, pelo

Tabela 7.3: Previsão de deformações em diferentes modelos constitutivos

Modelo	Previsão	Comentários
Mohr-Coulomb	Deformações não realísticas	Sobrestimação da elevação do fundo da escavação, frequentemente elevação do solo atrás da cortina
Hardening Soil	Deformações realísticas qualitativas	Melhor simulação da elevação do fundo mas incrementa-se com profundidade do modelo, simula o recalque atrás da cortina mas muito superficial e amplo
Hardening Soil Small	Deformações realísticas quantitativas e qualitativas	Adequada modelagem da elevação do fundo independente da profundidade do modelo, Recalques realísticos atrás do muro
Hiplástico	Deformações realísticas quantitativas e qualitativas	Adequada modelagem da elevação do fundo independente da profundidade do modelo, resposta não saturada do solo, trajetórias a tração, diferença entre carga e descarga na formulação, facilidade de implementação em algoritmos numéricos

tanto a escolha do modelo constitutivo, não é um assunto só relativo à simplicidade e rapidez no projeto geotécnico, como foi mencionado no Capítulo 2, mas também é um assunto que passa pelo bom critério e experiência do geotécnico, que deve optar por parâmetros c e ϕ que representem adequadamente a faixa de deformações de maneira prudente, mas que a maioria das vezes finalizam infelizmente em estruturas geotécnicas sobredimensionadas (Tabela 7.3).

Por esta razão é que os modelos mais simples requerem um projetista experimentado que escolha um valor adequado para os parâmetros de MC no problema geotécnico abordado. Em contrapartida, modelos mais complexos que são calibrados 'apropriadamente' com ensaios de laboratório e apresentam parâmetros reais para cada tipo de resposta do solo, podem representar melhor o comportamento do solo com respeito à faixa de deformações em diferentes lugares da estrutura geotécnica, tal como acontece com a estruturas de contenção.

Pelo anterior confirma-se que um projeto geotécnico em geral é complexo de prever assim como de projetar, já que vários aspectos conhecidos como estados últimos limite devem ser considerados em um projeto, entre eles a estabilidade global, a falha do fundo da escavação e a falha hidráulica. A estabilidade global é usualmente avaliada usando métodos de análises de equilíbrio limite, nas quais as condições de ruptura são consideradas, e um fator de segurança aplicado para garantir que tal estado de falha não ocorra. A falha do fundo que ocorre inicialmente em argilas moles, é análoga à falha por capacidade de carga. A diferença está baseada em que as tensões no solo são aliviadas em vez de incrementadas. Quando o lençol freático esta localizado acima da base da escavação e se a ponta da cortina não penetra em uma camada impermeável, o fluxo ocorrerá abaixo da cortina e para cima através da base da escavação. Instabilidade envolvendo *piping* ou elevação do fundo acontecerá se o gradiente de saída da infiltração na base da escavação é igual a um. Logo para prevenir a falha hidráulica a cortina deve penetrar uma suficiente profundidade abaixo da base da escavação (Office, 1990).

De acordo com o mencionado, Magalhães (2003) mostrou a influência da coesão no comprimento da ficha a partir do método de extremidade livre de Bowles, variando a coesão e mantendo constante o ângulo de atrito, onde com coesões próximas a 17 kPa para o problema em particular não se precisa de contenção, como pode-se notar na Figura 7.20. Conforme com o embasamento

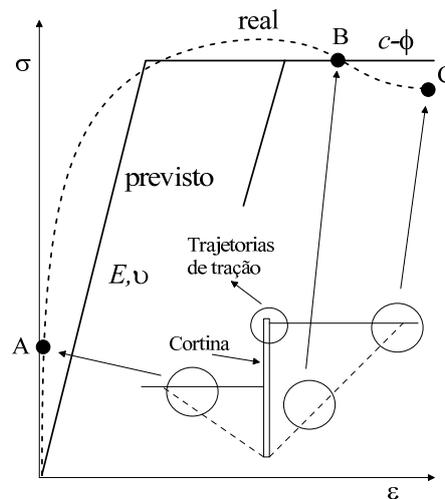


Figura 7.19: Pontos de tensão-deformação em uma curva típica do comportamento do solo teórico já analisado, a coesão é governada pela sucção matricial ($c = c' + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi^b$), já que a medida que essa aumenta os valores da ficha diminuem, conseguindo projetar estruturas mais econômicas, em especial contenções de tipo temporário durante a época de estiagem do DF, que mantém constante a sucção no perfil estratigráfico.

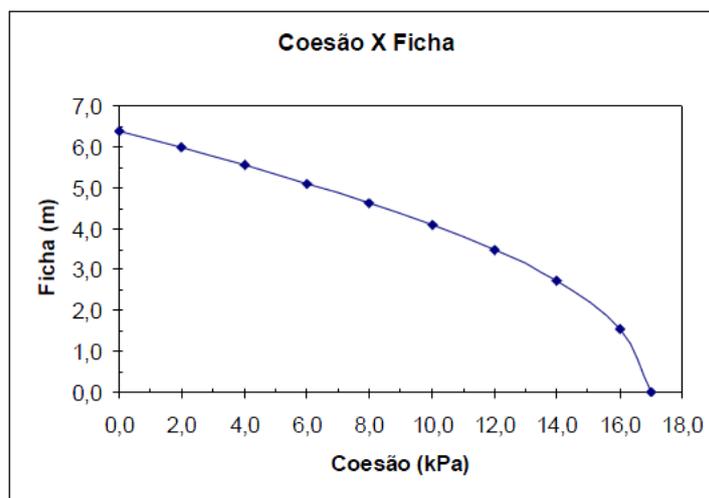


Figura 7.20: Variação do comprimento da ficha em função da coesão do solo (Magalhães, 2003)

Normalmente (em geral para os solos) quando é projetada uma estrutura geotécnica, deve-se adotar um fator de segurança menor contra a falha para curto prazo (análise não drenada com tensões totais) quando o problema geotécnico está governado por condições de carga (e.g. aterro); do mesmo modo para problemas de descarga (e.g. escavações, caso atual de estudo), é recomendável escolher um fator menor contra a falha ao longo prazo (análise drenada com tensões efetivas). A Figura 7.21 mostra trajetórias a curto e longo prazo no espaço (s-t) das invariantes do MIT.

No entanto, para solos normalmente adensados o fator de segurança contra a falha deve ser menor para curto prazo em um problema geotécnico em condições de descarga (e.g. escavações); de igual maneira para solos sobreadensados o fator assumido, também deve ser menor para

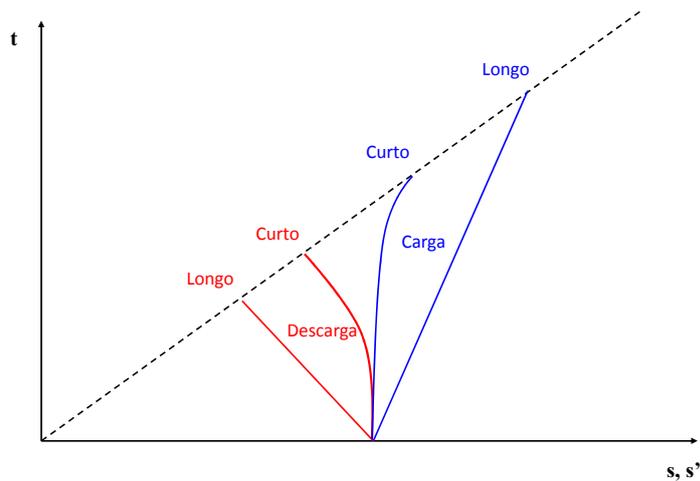


Figura 7.21: Trajetórias de carga e descarga em condições drenada e não drenadas

uma análise a curto prazo em problemas de carga (e.g. aterros). O anterior confirma o carácter complexo de projetar uma contenção, já que o solo geralmente comporta-se de maneira drenada a longo prazo (alta permeabilidade), mas a argila porosa de Brasília apresenta em vários casos uma resposta normalmente adensada que faz o projeto mais crítico no curto prazo (e.g. contenções temporárias) (Figura 7.22). Doutra parte, os consultores em Brasília só usam uma análise drenada para projeto baseados em seu conhecimento empírico, baseado no fato que sucção fornece um aumento na resistência na época seca da cidade, fazendo que a condição mais crítica seja o longo prazo, não obstante recomenda-se fazer sempre uma análise não drenada, em especial quando a estrutura vai ser projetada como temporária, além que a resposta da interface ancoragem-solo tende a ser não drenada no momento da pretensão.

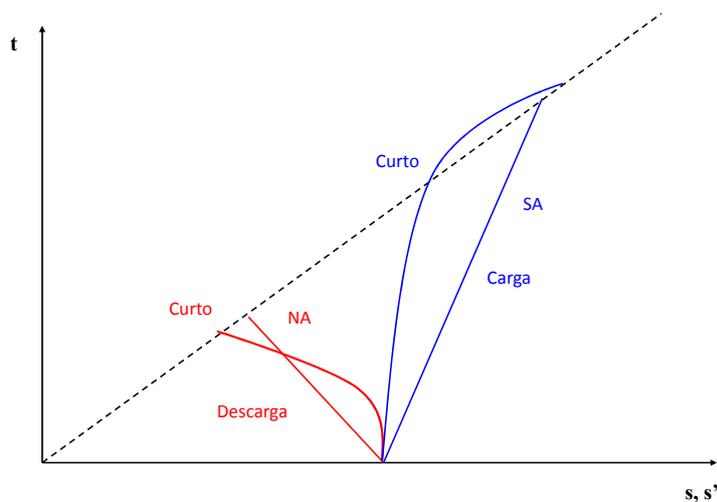


Figura 7.22: Trajetórias de carga e descarga em solos NA e SA

7.2.1 Análise ϕ - c reduction

A seguinte análise numérica é muito útil para projetar a servibilidade de determinada contenção, já que detecta o mecanismo de falha mais crítico reduzindo os parâmetros de resistência c e $\tan \phi$ até que a falha é atingida mediante um fator de segurança que está dado por:

$$\Sigma sf = \frac{c}{c_{reduzido}} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{reduzido}} \quad (7.1)$$

Para o estudo da contenção atual, e com o fim de se fazer uma análise completa envolvendo o modelo hipoplástico com sucção, e suas implicações em projeto mediante o modelo MC, o caso de análise da obra foi modelado nas mesmas condições do modelo computacional, mas usando este modelo constitutivo visando obter o fator de segurança 'real' (numérico) na falha.

A Figura 7.23 mostra os resultados da última etapa de escavação modelada no Plaxis 2010-2D, submetida a uma análise pelo método ϕ - c reduction. Nela é possível observar a falha do material em forma de cunha (Teoria de Rankine) quando alcança a ruptura pelo estado de equilíbrio limite.

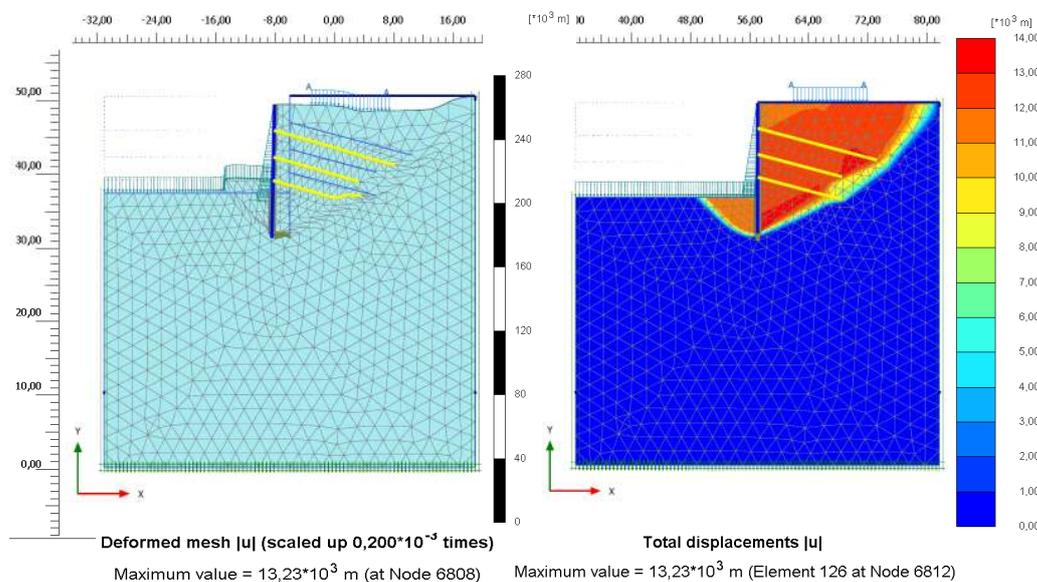


Figura 7.23: Malha de elementos finitos depois da fase do ϕ - c reduction

O método ϕ - c reduction fornece um fator de segurança progressivo durante todos os steps para o deslocamento do modelo numérico na última fase de escavação, e para todos os pontos da estrutura. Também se pode obter um fator de segurança local no ponto escolhido. Neste caso o fator de segurança obtido foi de 1,998 para um ponto localizado perto do topo da contenção.

Fez-se uma comparação entre os valores utilizados para a modelagem numérica senso estes os obtidos nos ensaios de laboratório para uma amostra coletada a uma profundidade de 9 m ($c' = 27kN/m^2$ e $\phi' = 28^\circ$), e com os valores efetivamente utilizados para o projeto calculados ($c' = 10kN/m^2$ e $\phi' = 27^\circ$). Com respeito à aderência calda-solo (q_s) levou-se em conta as

recomendações da bibliografia existente de obras nacionais, aonde recomenda-se valores na faixa de 50 a 250 kPa como pode-se ver na Tabela 7.4, considerando-se também a metodologia de Ortigão (1997) em função do SPT.

Tabela 7.4: Valores do atrito solo-calda, modificado de Lima Filho et al. (2005)

Autor	q_s kPa
Lozano & Castro (2003)	$\simeq 125$
Moraes & Arduino (2003)	$\simeq 160$
Feijó & Erlich (2001)	$\simeq 150$
Azambuja et al. (2001)	$\simeq 240$
Lima Filho et al. (2005)	$\simeq 200$

De acordo ao mencionado, o fator de segurança obtido de maneira numérica (Mohr-Coulomb) usando o Plaxis foi aproximadamente de 2,0, no modo de cálculo avançado do Plaxis, o qual usa a definição de tensões de Bishop explicada no Capítulo 2, no lugar das tensões de Terzaghi, que são apropriadas para a reprodução da resposta não saturada do solo e para o desenvolvimento de comportamentos hidromecânicos acoplados.

Usando metodologias de cálculo tradicionais (Bowles, Davis, King, etc.) podem-se obter valores de FS entre 1,5 e 2,0 como ilustra Magalhães (2003). No entanto estes cálculos envolvem fatores de segurança globais da estabilidade da cortina, fatores de segurança nos grampos assumidos pelo geotécnico baseados em seu bom critério do conhecimento das cargas de trabalho, e fatores de segurança na escolha de parâmetros Mohr-Coulomb do solo muito conservadores que são influenciados pelo fator 'medo' (Duncan, 2000). As razões anteriores são lógicas, no entanto em problemas geotécnicos existem demasiadas variáveis difíceis de se controlar nas que o projetista tem alta incerteza; por exemplo em casos de contenções, o geotécnico desconhece se a contenção projetada é executada em época de estiagem (contribuição da sucção na resistência), ou será estendida até a época chuvosa, o que afeta a confiabilidade do projeto da obra.

Como já foi mencionado no embasamento teórico, e ao longo do trabalho, a sucção contribui no aumento da resistência ao cisalhamento do geomaterial, fato este devido que a coesão depende da sucção mátrica e pode diminuir o custo de uma obra, principalmente se ela é analisada com métodos de equilíbrio limite em épocas de estiagem, quando o valor de sucção é elevado. Teoricamente para este caso de estudo, os valores inseridos inicialmente de $c' = 27kN/m^2$ e $\phi' = 28^\circ$ no modelo numérico (sem sucção), só foram mobilizados em 50% (de acordo ao fator de 2 obtido do método ϕ - c reduction), i.e., a falha é atingida para valores aproximados de $c' = 13kN/m^2$ e $\phi' = 14^\circ$. No caso do cálculo tradicional, como pode-se notar no Apêndice G usou-se para o projeto valores de coesão próximos a $10kN/m^2$ e aderência calda-solo de 50 kPa para cargas de trabalho muito altas, os quais são evidentemente muito conservadores.

Em relação às implicações direitas voltadas em percentagens exatas de redução de valores da c , considerando a sucção no projeto, e com o fim de obter contenções mais econômicas (não

conservativas), é possível de se chegar a abordagens muito adequadas dependendo do problema geotécnico sob estudo. Retomando a análise anterior neste capítulo, resumida na Figura 7.11, na qual é possível notar a diferença entre um cenário 'seco', onde o modelo computacional não recebe descarga de chuva, com um cenário 'chuvoso' onde é imposta uma carga de chuva real diária fornecida pela INMET (Apêndice C), observam-se diferenças generalizadas entre 2 e 4 mm nos dois cenários, Isto implica que o cenário seco, que pode ser considerado eventualmente como a época de estiagem na realidade, apresenta no máximo 4 mm de diferença no deslocamento horizontal da contenção, em comparação em caso de ser imposta a época de chuvas. Entretanto, o 2011 foi um ano em que a chuva no DF esteve abaixo da média (241 mm) nos meses de Dezembro e Janeiro, ou seja a sucção no perfil estratigráfico manteve-se constante quando se mudou a estação.

Existem casos onde o geotécnico projeta a contenção para um período de estiagem determinado, levando em conta a sucção de acordo com sua experiência, e envolvendo um fator de segurança "empírico" se a construção é estendida até uma época de chuva, com o fim de considerar a saturação de solo pela ação das chuvas. No entanto, é possível que a empresa construtora abandone o projeto por algum fator externo, deixando a contenção exposta a diferentes agentes ambientais, e em especial, a chuva. É importante destacar que a maioria de contenções projetadas são do tipo temporário, devido ao fato de que a contenção é normalmente travada transferindo cargas estruturais ao prédio construído. Para comprovar o efeito de uma chuva histórica em uma contenção abandonada, foi simulado um modelo computacional onde foi imposta uma elevação do lençol freático até a base da cortina, ocasionado por altas precipitações. Porém, para conseguir este efeito as cargas de chuva no DF devem ser contínuas durante vários dias (Figura 7.24), já que o fenômeno de evaporação acentuado na cidade faz que a água não penetre o suficiente no perfil estratigráfico.

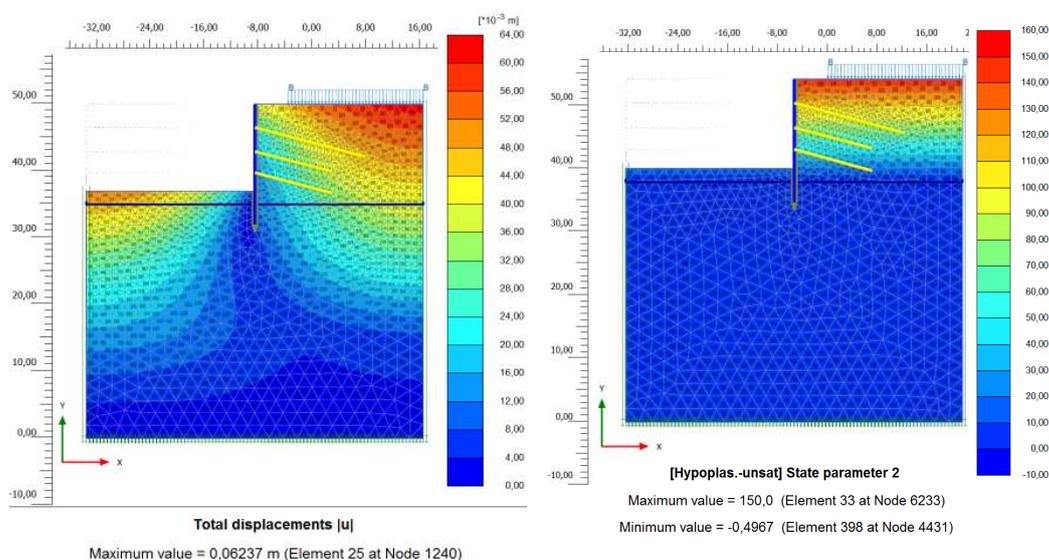


Figura 7.24: Deslocamentos ocorridos na contenção pela ação de uma chuva histórica extrema (esq.) e variação da sucção no perfil estratigráfico (dir.)

Os deslocamentos máximos obtidos com este cenário extremo são próximos a 50 mm no topo da contenção com uma profundidade próxima ao fundo da escavação. Para se saturar todo o perfil, precisaria-se de chuvas contínuas pelo menos por duas semanas que acumulem 1000 mm de precipitação, o qual é uma raridade em Brasília onde as máximas chuvas ocorridas na recente historia foram próximas a 600 mm em um mês. Na Figura 7.25 mostra-se a profundidade máxima atingida pelo fluxo subterrâneo devido à ação das chuvas reais (próxima aos 8 m), bem como a saturação no perfil (60%).

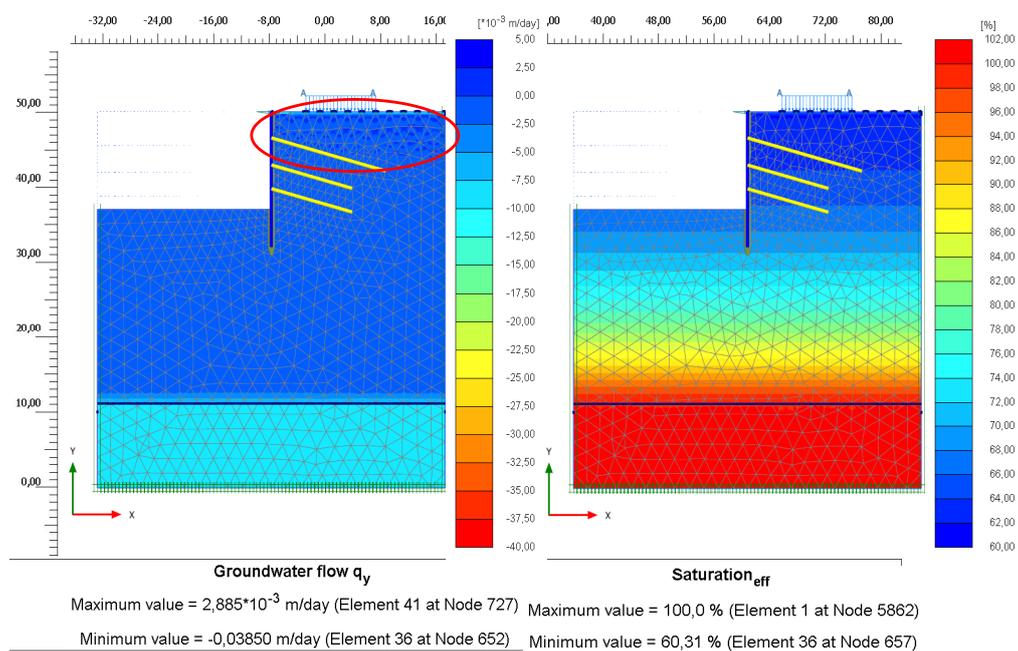


Figura 7.25: Fluxo subterrâneo (esq.) e saturação (dir.)

De fato este resultado pode-se confirmar analisando a Figura 7.16 onde se mostra a variação da sucção durante o processo executivo da contenção, e o fato de que ela não muda no tempo apesar de ter três eventos chuvosos fortes no período. Isto se deve aos fatores explicados na seção anterior, relacionados com evaporação e permeabilidade. Também nas curvas de retenção de água (Figura 4.11 e ??) é possível observar que as eventuais mudanças na sucção pela ação da chuva de uma época à outra nas camadas superiores de perfil é causada por mudanças mínimas do teor volumétrico de água no solo, talvez causadas pelas chuvas isoladas. De acordo ao anterior, realizar uma retroanálise a partir da diferença de 4 mm e conseguir chegar a um recálculo dos parâmetros de resistência do solo é uma tarefa difícil, já que estes cálculos envolvem sucção dentro da lei constitutiva hipoplástica, que além disto possuem vários parâmetros dentro de sua formulação matemática.

Relativo às cargas nos grampos, é claro que este é um dos itens aonde os projetistas têm maior incerteza, já que geralmente tomam-se valores de aderência de calda-solo entre 50 e 250 kPa recomendados historicamente pela experiência em obras deste tipo no país. Para os grampos do projeto da obra em análise, este foi projetado para suportar cargas de 200 kN (20 t) mas as

CAPÍTULO 7. ANÁLISE, RESULTADOS E DISCUSSÃO

Tabela 7.5: Valores aproximados de parâmetros para projeto de contenção - altura livre em torno de 12 m na argila porosa de Brasília ^a nesta pesquisa considera-se não drenada a resposta de um tirante (ancoragem ativa), devido a que seu comportamento é mais crítico no curto prazo quando é pretensado, em contrapartida, para um grampo (ancoragem passiva) sua resposta é condicionada no longo prazo, quando começa se ativar com o movimento da cortina

m Parâmetro	Temporária (época seca)	Temporária (época seca + chuva)	Permanente	Comentários
Coesão efetiva	15 – 20 kN/m ²	10 – 15 kN/m ²	2,5 – 5 kN/m ²	Valores baseados principalmente no FS influenciado pela ficha da contenção
Ângulo de atrito efetivo	25 – 27°	25 – 27°	25 – 27°	—
Resistência não drenada	50 – 75 kN/m ²	—	—	Resposta na interface solo-tirante tende a ser não drenada, e no solo-grampo, drenada
Cargas nos grampos três primeiras linhas	75 – 100 kN	100 – 150 kN	150 – 200 kN	Projetados com Coesão drenada (grampo)
Cargas nas ancoragens duas últimas linhas	150 – 200 kN	200 – 250 kN	250 – 300 kN	Projetados com Resistência não drenada (tirante) ^a

medições usando *strain-gages* mostraram índices de 50% deste valor, e neste caso em particular os valores de carga máximos nos grampos ficaram próximas a 40 kN nos *strain-gages* localizados na metade do grampo. É possível que a alta sucção da época seca mantenha estável o solo ao redor da contenção, que elevam o valor da carga até os 40 kN registrados nos grampos próximo à época das chuvas mais fortes. Outro fator que pode influir, no entanto, é que as ancoragens ativas são sempre projetadas em uma condição drenada, mas em contrapartida a interface solo-grampo em uma ancoragem tende a ter uma condição não drenada de forma 'mais real', o que sugere que estas devam ser projetadas usando parâmetros totais. De outro modo, os grampos começam a se ativar mais lentamente quando avançam as sequências de escavação, ou quando o período chuvoso aumenta a saturação no solo e incrementa as deformações na contenção, pelo tanto poderia eventualmente ter um comportamento mais próxima a uma condição drenada.

No entanto, em relação aos fatores expostos, e às dificuldades já mencionadas que possuem os projetistas para avaliar obras mais econômicas aproveitando o efeito benéfico da sucção sobre o solo, é possível realizar uma abordagem prudente, com tendências qualitativas do comportamento do solo e sua interação com o ambiente, e considerando a experiência adquirida nesta pesquisa e a bibliografia consultada e registrada neste trabalho. É importante destacar que para se ter dados mais decisivos se requer instrumentação detalhada envolvendo a medição do parâmetro de sucção no campo, medição de cargas nas ancoragens com equipamentos modernos, e outros aspectos que são mencionados nas conclusões desta Pesquisa. Na Tabela 7.5 mostra-se o que pode ser uma abordagem inicial da escolha de valores aproximados para se usar nos projetos de contenção assentes na argila porosa de Brasília, sob distintas condições de 'tempo' da exposição da obra, é importante levar em conta que as linhas de grampos no projeto sob análise estão em torno a 3,5; 7 e 10 m e no caso de validação as ancoragens em torno a 10 e 12 m.

7.3 CASO DE VALIDAÇÃO

7.3.1 Considerações iniciais

O caso de validação foi uma obra executada no SIG, Qd. 04, Lotes 75-83-125-175, Brasília-DF (Fig.7.26), onde é possível identificar dois níveis geotécnicos principais, segundo as sondagens (Ver Apêndice F). A primeira camada de 15 m aproximadamente é composta por uma argila siltosa ou silte argiloso de coloração marrom com veios de areia de consistência mole a média aumentado para rija ao final dos 15 m, seguido de blocos de arenito com intercalações de siltes areno argilosos até os 28 m, muito fraturado e com valores de RQD menores a 30%, no entanto no Apêndice G pode-se notar com melhor detalhe a estratigrafia do sitio sob estudo.

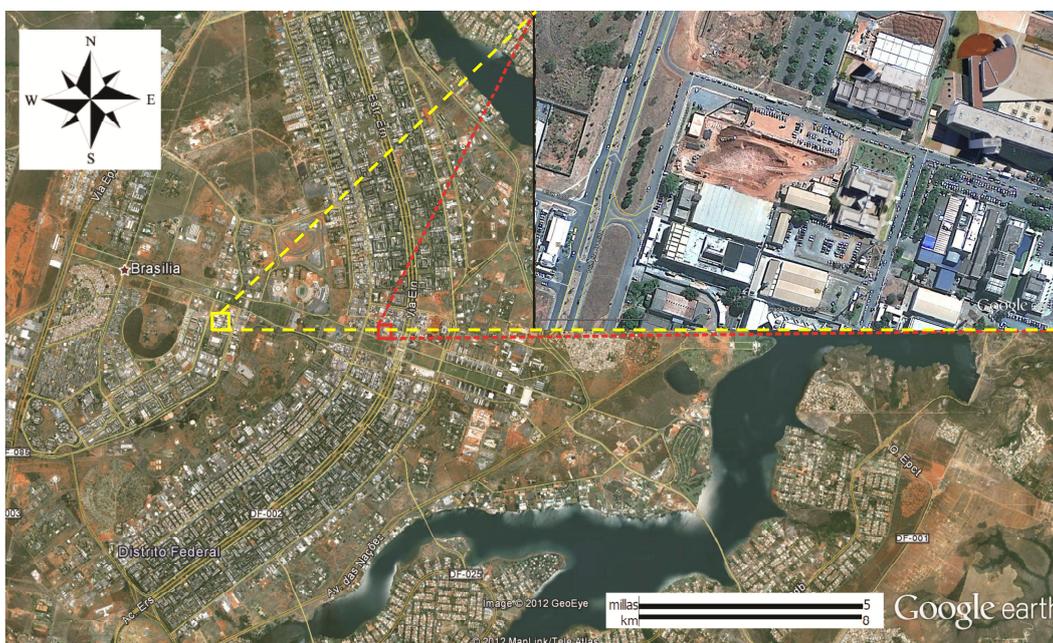


Figura 7.26: Local da obra sob estudo no SIG

Visando validar o modelo constitutivo de referência com resultados reais medidos de um problema geotécnico, e levando em conta que para este caso de validação não foram realizados os ensaios especializados requeridos para calibrar com sucesso os parâmetros do modelo hipoplástico, é importante destacar que serão utilizados os parâmetros 'típicos' da camada chamada de argila porosa, embora o solo encontrado no SIG poderia apresentar propriedades levemente diferentes. No entanto o exercício prático é uma maneira de se observar a dispersão entre o medido com o previsto quando se usam parâmetros hipoplásticos de um local diferente, com a metodologia aqui testada.

A contenção na seção de análise norte (Fig.7.28) consiste numa cortina com estacas justapostas de 18 m de comprimento, 30 cm de diâmetro e *ficha* de 4,5 m, com sistema de reforço em solo grampeado e tirantes ativos nos dois últimos níveis.

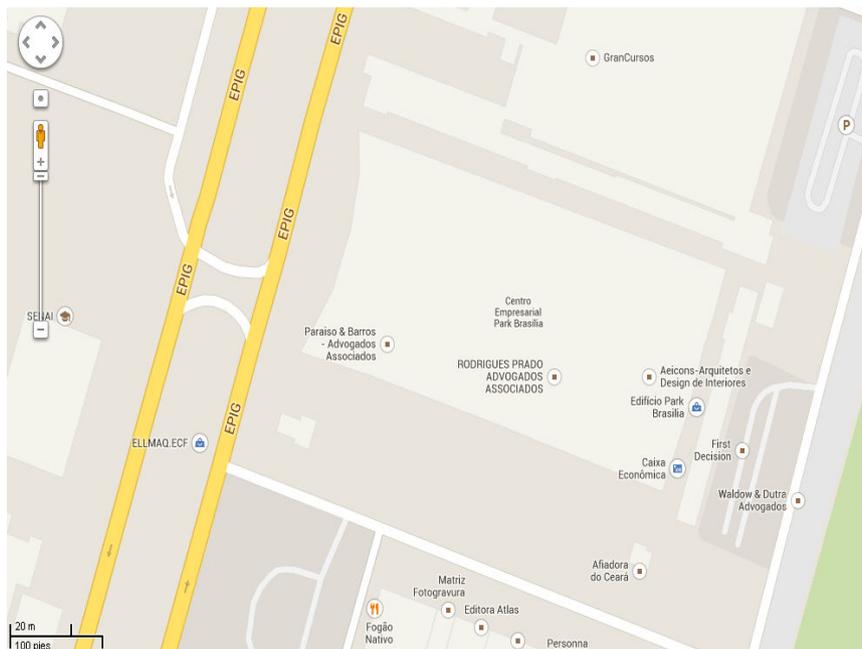


Figura 7.27: Local da obra sob estudo no SIG (googlemaps)

7.3.2 Características geotécnicas

Na área referente à obra de contenção tomada como referência de validação, tem-se um perfil, que nos primeiros 15 m, apresenta uma resistência moderada à penetração (SPT variando de 1 a 20 golpes - Apêndice G). Na Figura 7.29 mostram-se os resultados de ensaios de cisalhamento direto para uma amostra aos 7 m de profundidade para tensões normais de 50, 100 e 200 kPa realizada por LTEC - Laboratório Técnico e Engenharia S/S Ltda.

Os parâmetros de resistência de acordo com Mohr-Coulomb para este ensaio foram de coesão efetiva ($2,1\text{kPa}$) e ângulo de atrito (30°), os quais mostram valores similares para a primeira camada de 15 m, ou seja, são similares aos valores do caso de análise anterior, pelo qual como foi mencionado anteriormente, para efeitos práticos, e usando esta presunção é possível supor que os parâmetros hipoplásticos neste caso de validação serão similares ao caso de análise (Tabela 7.6), pelo qual se utilizará a mesma metodologia teórica.

Tabela 7.6: Parâmetros do modelo hipoplástico não saturado

	ϕ_c	λ^*	κ^*	N	r	n	l	m	$S_e[\text{kPa}]$
<i>Argila porosa de Brasília</i>	31.3	0.072	0.004	1.087	0.1	0.032	0	2	39

7.3.3 Resultados de instrumentação

7.3.3.1 Deslocamentos medidos mediante inclinômetria

Os seguintes resultados mostram as medições de deslocamentos horizontais em inclinômetros instalados na obra situada no local já mencionado, além da localização dos inclinômetros e suas

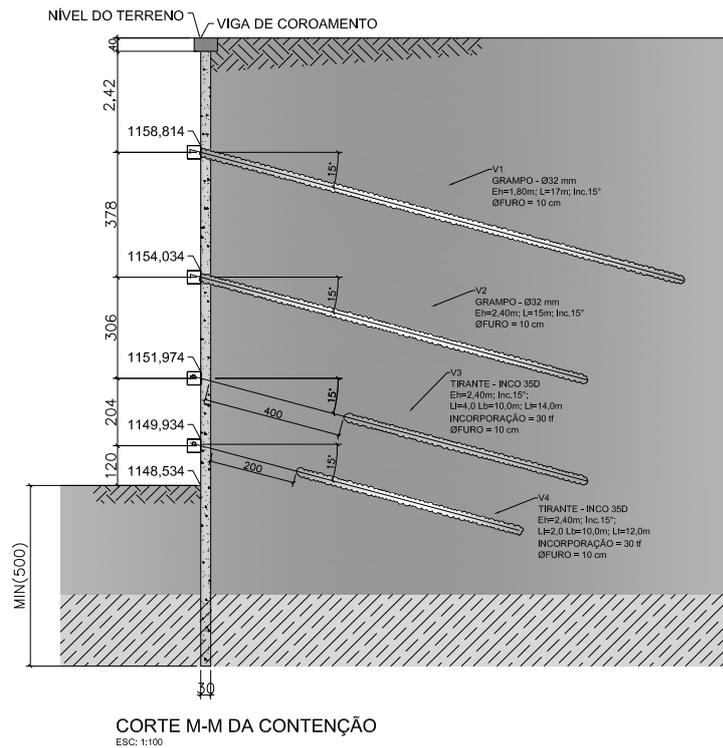


Figura 7.28: Seção de análise na contenção sob estudo

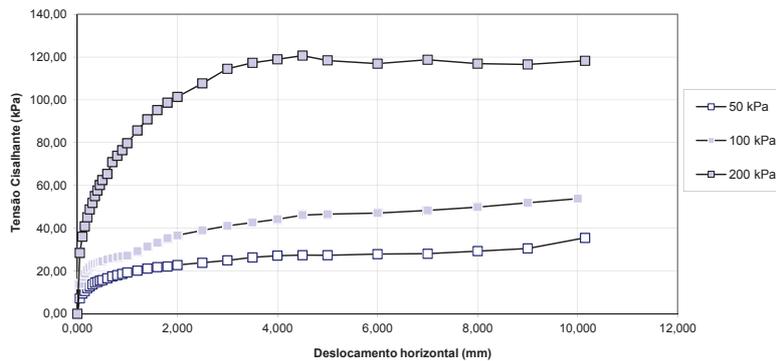


Figura 7.29: Resultados de ensaio de cisalhamento direto para uma amostra a 9 m de profundidade no SIG posições apresentados (Figura 7.34). Para efeitos de previsões só será modelado o trecho norte da contenção que tem um comprimento de cerca de 150 m. É importante mencionar que em escavações deste tipo como no caso principal de análise existem efeitos 3D ocorridos pela rigidez alta nos cantos da escavação causando movimentos menores nesta seção e maiores no meio da contenção.

Também este efeito mostra que o movimento máximo perto do centro da escavação pode não corresponder ao encontrado mediante uma simulação em deformação plana, ou seja, modelagens em 3D e deformação plana de uma escavação não produzem o mesmo movimento na parte central da escavação, inclusive se os deslocamentos no centro são perpendiculares à cortina. No entanto, na contenção sob estudo o comprimento longitudinal da escavação é muito alto (aprox. 150 m. na seção sob análise, Figura 7.31), por conseguinte este efeito de borda dos

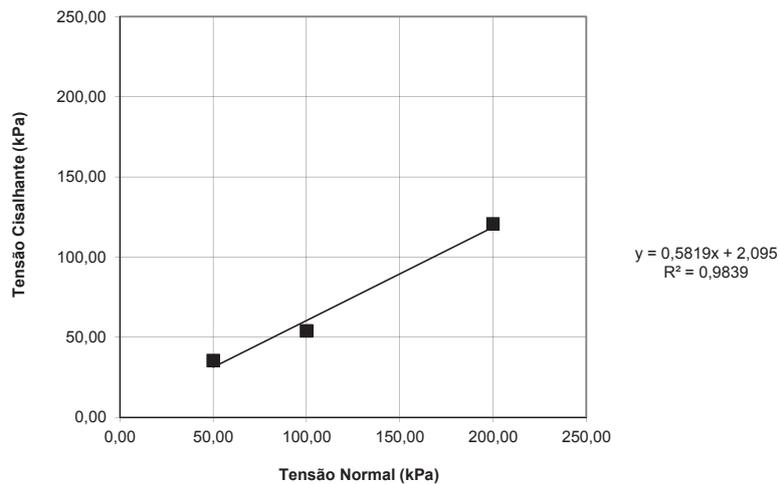


Figura 7.30: Envoltória de falha dos ensaios de cisalhamento direto

cantos não afetaria eventualmente os resultados de deslocamentos da simulação atual definida em deformação plana (2D).

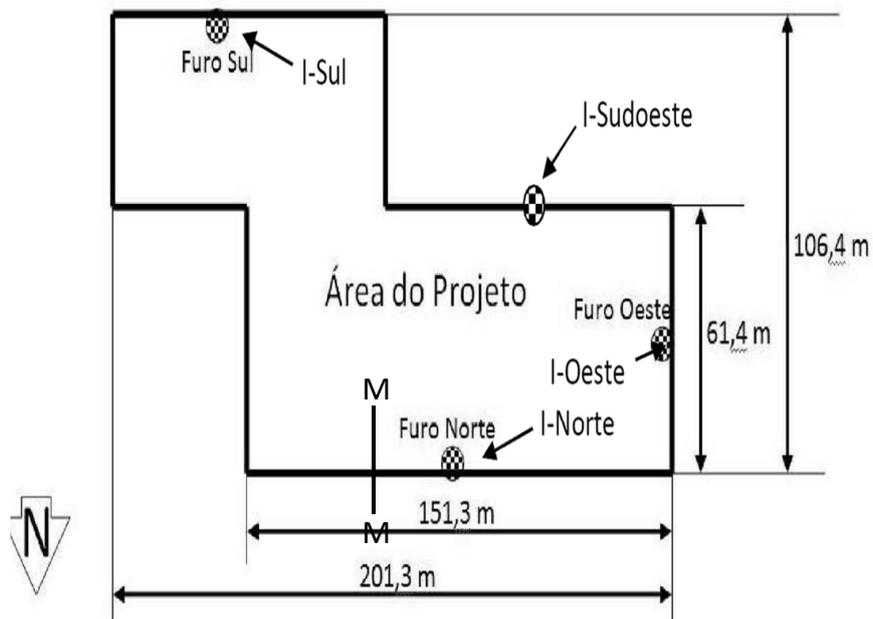


Figura 7.31: Localização do inclinômetro (I-Norte) da região instrumentada

O processo executivo da contenção foi monitorado desde o 10.10.2011 até o 18.04.2012, e na Figura 7.33 é possível observar os deslocamentos medidos mediante o mesmo inclinômetro *Slope Indicator* que foi utilizado no caso de análise. Nas primeiras escavações observam-se pequenos deslocamentos com valores máximos de 5 mm, porém nas últimas escavações até a escavação final o deslocamento máximo registrado foi de 25 mm. Embora em uma etapa anterior o deslocamento foi de 27 mm, se suspeita que talvez a intervenção dos grampos na ultima linha de ancoragem reduziram em 2 mm o deslocamento final. Na Tabela 7.7 se mostram as sequências de escavação usadas para o modelo numérico.

É importante definir que as datas e duração das sequências de escavação em comparação com o monitoramento deste caso de validação, não ficaram estabelecidas com exatidão, pelo



Figura 7.32: Foto panorâmica da contenção sob estudo depois da última etapa de escavação

Tabela 7.7: Sequências de escavação no modelo numérico

No.	Etapa de construção	Descrição	Chuva (mm/dia)	Datas de duração	Dias após início
1	Primeira	Equilíbrio das tensões geostáticas	8,7	Outubro	Dia zero
2	Segunda	Inst. da estaca e activação interface	8,7	Outubro	1
3	Terceira (Monitoramento)	Primeira escavação e medição inclinômetro	8,7	02 - 10/Out/2011	2-10
4	Quarta	Inst. da 1ra linha de grampos e viga de ancoragem	15,7	10 - 18/Out/2011	10-18
5	Quinta (Monitoramento)	Segunda escavação e medição inclinômetro	14	18 - 23/Out/2011	18-23
6	Sexta	Inst. da 2da linha de grampos e viga de ancoragem	1,84	23 - 29/Out/2011	23-28
7	Sétima (Monitoramento)	Terceira escavação e medição inclinômetro	11,18	28/Out - 02/Nov	28-33
8	Oitava	Inst. da 3ra linha de grampos e viga de ancoragem	5,92	02 - 09/Nov	35-42
9	Nona (Monitoramento)	Quarta escavação e medição inclinômetro	2,2	09 - 12/Nov	42-45
11	Décima	Inst. da 4ta linha de grampos e viga de ancoragem	7,0	12 - 17/Nov	45-50
12	Décimo lra	Escavação final e medição inclinômetro	20,5	17 - 27/Nov	50-60

qual as análises serão feitas só na última etapa de escavação e não sera apresentada uma linha de tempo como no caso de análise.

7.3.4 Análise numérica no caso de validação

De igual maneira ao caso de análise, a geometria do modelo é representada por meio de um modelo 2D em condições de deformação plana. O solo foi modelado com elementos finitos triangulares de 15 nós com interpolação de quarta ordem para deslocamentos e poropressões e 12 pontos Gauss (pontos de tensão) para cada elemento. Na Figura 7.34 pode-se ver com melhor detalhe as características usadas no modelo numérico. Este caso apresenta uma diferença notável com o caso de análise da contenção do SHN, que seria o uso de ancoragens ativas nas duas últimas etapas de escavação.

Em função do fato de que neste caso de validação não se contou com as datas exatas do monitoramento e com a duração das sequências de escavação, como foi mencionado anteriormente,

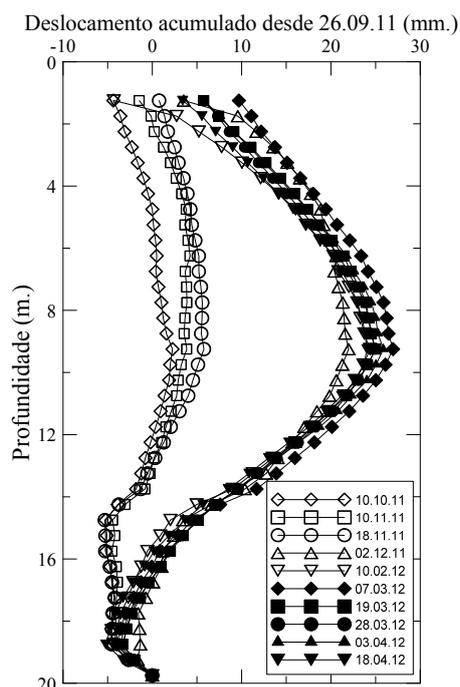


Figura 7.33: Deslocamentos medidos mediante inclinômetro para o caso de validação na seção M-M a modelagem numérica do mesmo será avaliada levando em conta a situação final depois da última escavação (dia 18.04.12). Esta etapa será simulada nas mesmas condições do modelo computacional do caso de análise já estudado em capítulos anteriores. Com o fim de evitar dispersão de dados ao usar algum aspecto diferente na modelagem, na Tabela 7.8 podem-se observar as condições de análise para o caso de validação (semelhante ao caso de análise). No entanto ao contrário do caso de análise nesta contenção, o projeto inclui nas duas últimas linhas, tirantes ativos os quais foram modelados com o elemento *grout bodies* que simula a barra que vai presa na estaca, e o *node to node anchor* que reproduz o bulbo de ancoragem. No modelo computacional é possível observar o valor de pretensão aplicado.

Tabela 7.8: Condições de análise da simulação no caso de validação

Ítem	Descrição
Elemento finito	Triangular de 15 nós
Estado de tensão	Deformação plana
Condições de contorno mecânicas	fundo: fixa, lados: livre na vertical
Condições de contorno hidráulicas	impermeável no contorno e chuva no superior
Condições de drenagem	Drenado
Programa	Plaxis 2010-2D
Geração da malha	Automático (opção de refinamento)
Modelo constitutivo	Hipoplasticidade com extensão para solos não saturados
Análise realístico	imposição de chuva no modelo

Devido ao fato de que no monitoramento realizado para esta contenção sob estudo não foram definidas com detalhe a duração das sequências de escavação, para a modelagem numérica foram consideradas datas aproximadas em cada sequência. Portanto, embora se conte com os resultados

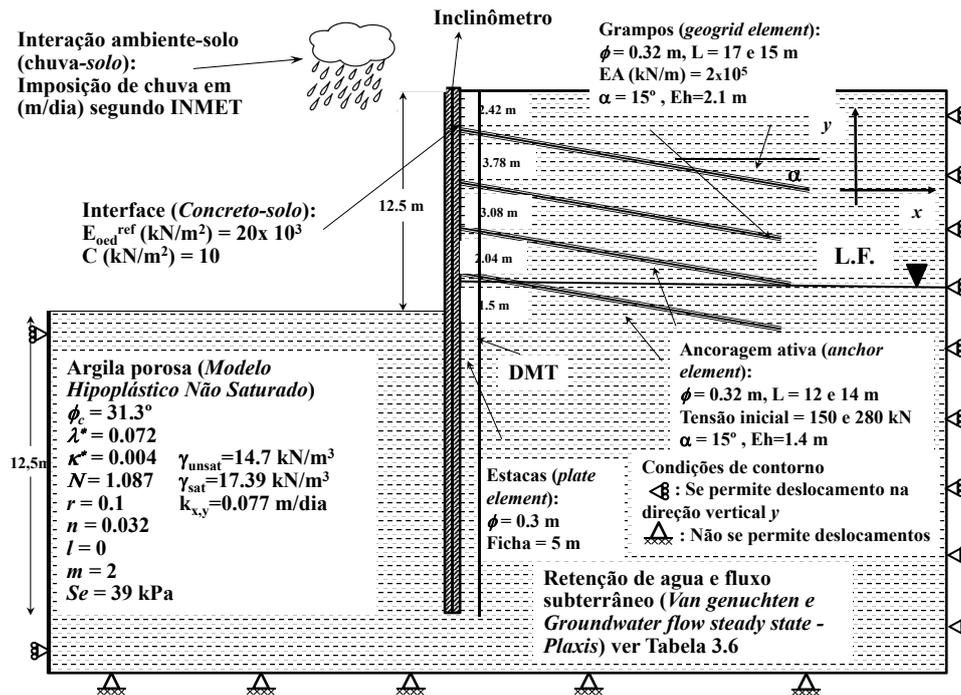


Figura 7.34: Modelo computacional proposto para o problema geotécnico

de inclinometria em cada data, realizar uma comparação dos resultados entre a medição e a previsão, ao final de cada sequência, não conduziria a resultados acurados, já que a simulação deve ter condições suficientemente similares à estrutura geotécnica analisada. Para efeitos de análise e discussão, as comparações serão feitas com a situação final. Na Figura 7.35 ilustra-se a malha deformada de elementos finitos no problema aumentada 50 vezes.

Na seguinte Figura 7.36, se observa que o deslocamento máximo obtido na última etapa de escavação encontra-se à altura média da contenção, com valor próximo a 24 mm, para a modelagem 'realística' impondo chuva no modelo. Como pode-se deduzir do modelo que inclui a adição de chuva, e de acordo com o embasamento teórico analisado anteriormente, relacionado com a resposta não saturada da argila porosa, esta deve apresentar um aumento de saturação que diminui a sucção, por conseguinte, da mesma maneira sabe-se que este parâmetro está estreitamente relacionado com o acréscimo ou diminuição da resistência ao cisalhamento do solo. Concordando com o descrito, o modelo com a chuva induzida apresenta deslocamentos maiores que o modelo que só tem influência do lençol freático sobre a sucção (como pode-se conferir no caso de análise). É importante destacar que a indução de chuva foi realizada no modelo durante todas as sequências de escavação, incluindo o valor diário fornecido diariamente pelo INMET visando obter valores simulados o mais próximos aos reais, medidos na instrumentação (ver Apêndice D).

Neste caso o lençol freático encontra-se a uma profundidade mais próxima que no caso de análise da obra já analisada anteriormente pelo qual é razoável pensar que uma variação na saturação do solo possa ocasionar variações do potencial de sucção, inclusive a alturas elevadas. Este aspecto se pode deduzir nos resultados da curva de retenção d' água mostrados anteriormente,

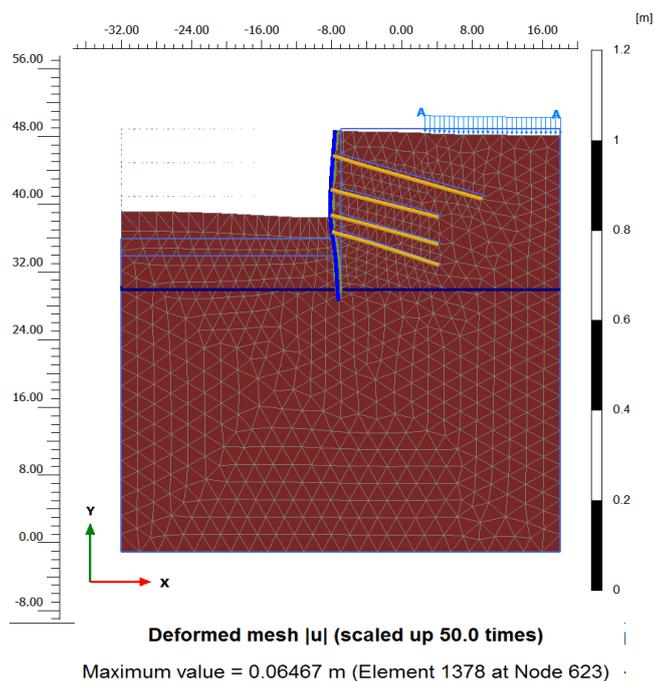


Figura 7.35: Malha deformada de elementos finitos no problema geotécnico do caso de validação que podem ser similares ao do caso da obra do SHN. Em outras palavras, a faixa de saturação é pequena, motivo pelo qual qualquer variação na umidade ocasiona mudanças dramáticas na sucção pela presença de distribuição de poros bimodal, confirmada também pela porosimetria de mercúrio e pela observação no *Scanning Electron Microscope* - SEM e a granulometria.

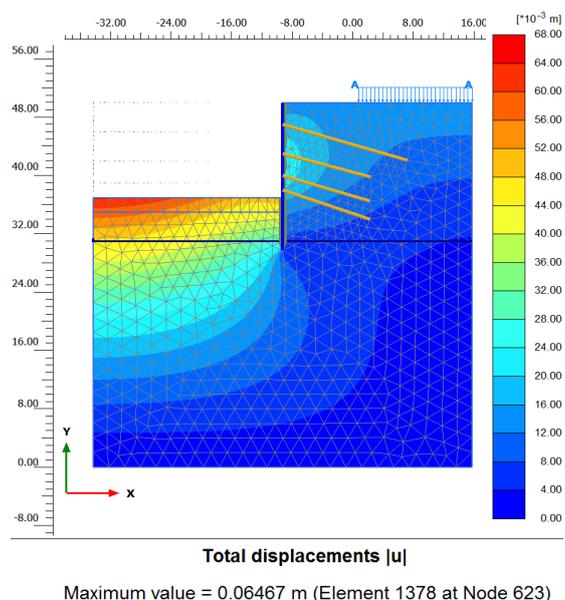


Figura 7.36: Deslocamentos totais última etapa de escavação modelo realístico com chuva

7.3.4.1 Deslocamentos previstos na cortina

De modo semelhante ao estudo realizado para o caso de análise do Capítulo 4, a modelagem numérica do caso de validação teve dentro da simulação a imposição da chuva em m/dia (ver

limitações da pesquisa nas conclusões), segundo o dado fornecido pela INMET e de acordo com o Apêndice D. Com o fim de ter um resultado mais realístico inseriu-se dentro da modelagem o valor médio da chuva nos 5 dias que durou a última escavação. Na Figura 7.37 é possível observar que a previsão acompanha uma tendência qualitativa ao comparar com a medição feita a 18 de Abril de 2012. Este tipo de abordagem que é classificada como previsão tipo C3 (acontecida depois de evento e com dados de medições conhecidas), segundo Lambe, deve ser estudada desde uma ótica qualitativa, devido a alta quantidade de fatores que incidem na modelagem numérica e que fazem parte do modelo computacional.

A previsão atinge valores máximos próximos aos 23,65 m, enquanto a medição máxima foi de 25 mm, ou seja os dados da modelagem usando o modelo constitutivo hipoplástico foram menos conservadores. Observa-se que a tendência nos primeiros metros mostra um comportamento diferenciado à medição, não obstante, depois de alcançar o valor máximo perto à ficha da contenção, a tendência qualitativa mostra semelhanças, devido ao fato que o movimento do inclinômetro na ficha pode ser ligeiramente diferente ao da estaca, ou do solo na contenção. Adicionalmente como foi mencionado anteriormente para o caso atual de validação, os parâmetros hipoplásticos utilizados foram os do caso de análise anterior, o qual pode causar variações nos resultados da modelagem. No entanto, um dos objetivos do caso de validação foi se observar a influência que tem o uso de parâmetros hipoplásticos da argila porosa de Brasília de um local diferente ao de caso estudado, objetivo este satisfatoriamente (ou razoavelmente) cumprido.

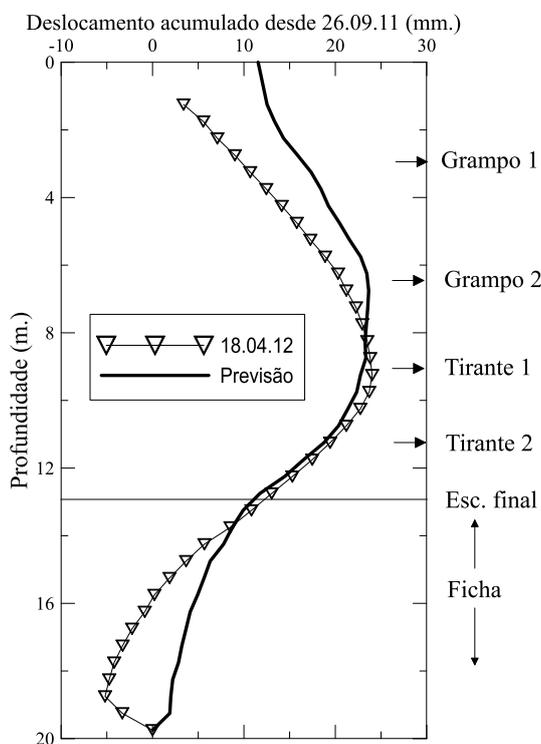


Figura 7.37: Deslocamentos previstos para o caso de validação na ultima etapa de escavação

7.4 RESUMO E PONTOS-CHAVE DO CAPÍTULO

Mediante uma análise numérica temporal com o fim de conseguir no modelo numérico condições similares às ocorridas na 'realidade', inclusive com cargas de chuva fornecidas pelo INMET, foi simulada artificialmente a contenção usando o Plaxis 2D-2010 inserindo uma subrotina implementada em Fortran (ver Apêndice B) da Charles University em Praga durante um doutorado sanduiche em 2011, baseado na hipoplasticidade. Comparações entre as medições e as previsões foram apresentadas, relativas a deslocamentos e tensões nos grampos, bem como variáveis importantes no problema abordado, que explicaram comportamentos essenciais que contribuíram em aspectos relacionados com o projeto destas estruturas. Um dos pontos importantes quando simula-se o comportamento do solo é conseguir validar a abordagem em diferentes problemas geotécnicos assentes no mesmo solo, sendo que neste caso foi escolhida uma contenção também executada em Brasília, usando os mesmos parâmetros hipoplásticos e observando os resultados desde uma ótica qualitativa.

Relativo às implicações para projeto, foi apresentada uma abordagem inicial na Tabela 7.5, baseada somente em resultados numéricos das obras instrumentadas e analisadas, a qual pode estabelecer as bases para envolver em um futuro próximo com sucesso, o parâmetro da sucção nos projetos de obras de contenção do DF, usando modelos constitutivos modernos do comportamento do solo, e envolvendo a sucção como um parâmetro real na análise instrumental da estrutura geotécnica a monitorar, e deixe de ser um parâmetro estimado baseado na experiência do projetista, nas sugestões finais da pesquisa se menciona este aspecto com mais detalhe.

Capítulo 8

SUMÁRIO E CONCLUSÕES

Este trabalho consistiu na análise experimental, instrumental e numérica de uma contenção assente em argila porosa da cidade de Brasília, baseada em conceitos tradicionais da mecânica dos solos não saturados e em um modelo constitutivo hipoplástico. No desenvolvimento da pesquisa com respeito ao solo, foram analisados ensaios saturados e não saturados de resistência e deformabilidade, porosimétricos, mineralógicos, de armazenamento de água e estrutura microscópica. Relativo à contenção, ela foi instrumentada registrando os deslocamentos mediante inclinometria e topografia, e as tensões com *strain gauges* nos grampos. Concordando com o mencionado mediante estas análises foi possível se calibrar o modelo constitutivo escolhido e comparar ao final com medições e com previsões considerando todos os fatores expostos nesta tese, onde se obteve as seguintes conclusões principais:

1. Relativo à estrutura do solo, foi possível usando os resultados da porosimetria do solo e complementado com a observação no SEM, conferir a presença de macroporos, mesoporos e microporos na estrutura da argila, a qual influencia consideravelmente a mobilidade e a retenção de água no solo, bem como com a modelagem numérica (modelo computacional) a qual leva em conta a quantidade de precipitação no local sob estudo e a curva de retenção, esta última simulada matematicamente mediante o modelo de Van Genuchten;
2. O fenômeno da sucção é um parâmetro real e que influi nas propriedades mecânicas do solo, situação esta que foi demonstrada experimentalmente nos ensaios de resistência e deformabilidade, e numericamente mediante a inclusão deste parâmetro no modelo hipoplástico, levando a modificar as previsões quando a chuva variou a sucção no modelo. Como dado geral, para incrementos de saturação de 7% no modelo pela ação da chuva, a sucção decresce em 120 kPa, no entanto, em termos de deslocamentos horizontais na contenção, as maiores diferenças entre o cenário 'seco' e o chuvoso foram no máximo 4 mm. Este valor pode estar influenciado em grande parte pela configuração porosa do solo e pelo potencial de evaporação em Brasília;
3. Como foi mencionado no embasamento teórico da tese, o comportamento mecânico do solo poroso de Brasília está governado pela estrutura (cimentação) do material e pelo efeito de parcial saturação, que é influenciado pela sucção. No entanto, ter em um modelo constitutivo parâmetros que simulem ambos comportamentos é uma tarefa complicada, já que é possível que um determinado acréscimo de resistência do material dado pelo

cimentante, venha a se manifestar pelo efeito de enrijecimento que fornece a sucção no solo. Neste trabalho só levou-se em conta a influência da resposta não saturada no solo, por se considerar ser este o fator mais relevante às análises apresentadas.

4. Nas modelagens numéricas e medições se mostrou claramente que nos períodos chuvosos os deslocamentos aumentaram levemente pela perda de sucção no perfil, em especial nas primeiras camadas, onde o grau de saturação do solo é mais susceptível a aumentar pela ação das chuvas. Se a chuva não é contínua como em alguns períodos chuvosos, a percolação age e a saturação tende a recuperar o valor inicial antes desta. Nas medições e previsões nas cargas dos grampos da obra no SHN houve mais incerteza devido à dispersão que existiu entre as medições, mas as previsões mostram aumentos nas cargas dos grampos durante o tempo, em especial nos nós intermédios dos grampos, como já foi explicado no capítulo correspondente;
5. As previsões, tanto no caso de análise como no caso de validação, mostraram que os resultados devem ser estudados qualitativamente embora sejam relativamente próximos as medições. Isto devido aos inumeráveis fatores que afetam as modelações numéricas e aos dados de registro dos inclinômetros e *strain gauges*, sendo que de qualquer maneira os resultados numéricos mostram uma tendência menos conservativa que os modelos tradicionais;
6. O modelo constitutivo hipoplástico para a resposta não saturada de solos, implementado em Fortran para esta tese, mostrou ser uma ferramenta muito interessante quando se quer abordar uma tarefa de simulação artificial de uma obra assente sobre a argila porosa de Brasília, já que considera parâmetros que controlam o comportamento deste tipo de solo tropical, como, por exemplo a parcial saturação, sucção, colapsibilidade, degradação do cimentante (futuras pesquisas), etc. Por tal razão, a consideração das épocas de chuvas em Brasília-DF, são um fator importante na hora de se considerar aspectos essenciais nos projetos de estruturas de contenção, já que no período seco da cidade a umidade de solo encontra-se baixa, o que aumenta a sucção no perfil estratigráfico do solo poroso, e acrescentando a resistência ao cisalhamento. Caso contrario, com a época chuvosa, a água tende a saturar o perfil, diminuindo o potencial de sucção do solo e aumentando as deformações nas contenções, como foi demonstrado nesta Tese;
7. Para os projetistas da cidade que conhecem o fenômeno, é um modelo constitutivo útil que pode ser implantado na consultoria, de maneira simples, já que os ensaios que requer a calibração do modelo estão ao alcance da engenharia local. Desta maneira, eles podem ter uma ampla certeza da utilização da sucção no problema geotécnico abordado e envolvido nas análises numéricas. Na pesquisa conseguiu-se apresentar a maneira de abordagem inicial do uso de diferentes valores de coesão dependendo do tipo de obra e da época do ano em que esta vai ser desenvolvida;

8. Relativo às possíveis implicações no projeto quando é envolvida a sucção, é importante destacar que as condições dependem da interação ambiente-solo, ou seja, a sazonalidade influi no desenvolvimento do projeto. Na época seca é claro que existe um benefício em termos de resistência no solo, devido à ação da sucção no perfil estratigráfico, inclusive quando as sequências de escavação entram na época chuvosa da cidade, a saturação não atinge valores críticos, entre outros fatores, pela configuração porosa do solo e o potencial de evaporação do ambiente. Portanto os valores escolhidos, dos parâmetros para projeto, pelos consultores em contenções projetadas para época seca com possibilidade de chuva tendem a ser relativamente adequados quanto a coesão (contenções temporárias). Em contrapartida, os valores de projeto para cargas nas ancoragens tendem a ser conservativos (em especial para contenções executadas só na época de estiagem). Na atual abordagem baseada em resultados numéricos, propõem-se valores de coesão e de aderência calda-solo menos conservadores aos utilizados normalmente pelos projetistas na cidade.
9. Especial atenção se requer em aquelas contenções que são abandonadas pelo constructor, e que foram projetadas para condições normais de interação ambiente-solo. Do ponto de vista numérico, nesta pesquisa foi possível detectar, que se no DF existem chuvas excepcionais que levem à saturação do perfil, estas contenções podem alcançar deslocamentos horizontais perigosos que comprometem a estabilidade da escavação. Por tal razão é importante sensibilizar aos construtores que no caso de projetar estruturas de contenção permanentes, estas devem levar embutidos parâmetros conservadores com o fim de estar a favor da segurança.
10. Foi demonstrado amplamente no documento que os modelos constitutivos tradicionais (Mohr-Coulomb), são incapazes de reproduzir adequadamente o comportamento complexo de estruturas de contenção assentes em solos tropicais, e por tal razão o uso destes modelos básicos levam a altas incertezas para o projetista, que deve projetar suas obras levando em conta seu bom critério e experiência, que geralmente resulta em obras muito conservadoras e pouco económicas. Os modelos constitutivos modernos baseados na hipoplasticidade, ao apresentar mais parâmetros que simulam apropriadamente o comportamento do solo tropical, aumentam a confiabilidade do projeto e permitem que o projetista avalie seus obras de um modo adequado, levando em conta os aspectos de temporalidade ou sazonalidade dos projetos;
11. Como comentário final desta tese, deve-se dizer que tentar simular numericamente o comportamento do solo é uma tarefa complicada, visto que considerar todos os fatores que influenciam a resposta do solo num só modelo constitutivo é praticamente impossível. No entanto podem-se ter aceitáveis certas aproximações se a escolha do modelo constitutivo é apropriada para o problema geotécnico abordado. Por tal razão as análises devem ser validadas desde uma ótica qualitativa, já que obter uma previsão com valores exatos de

deslocamentos ou tensões em uma contenção destas características é difícil, e a tecnologia hoje em dia não está tão avançada para chegar a esse nível de exatidão.

8.1 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

Nas atividades de instrumentação e monitoramento de problemas geotécnicos devem ser utilizados equipamentos de última geração, que garantam a qualidade dos resultados e reduzam a incerteza no momento da medição. Nesta pesquisa os elementos usados para se medir as tensões na massa do solo registrada pelos *strain gauges* nos grampos são antigos em termos de tecnologia e dificultam as medições verdadeiras aumentando a incerteza e a dispersão de dados ao se comparar a previsão com a medição.

No caso da validação usou-se dados de parâmetros hipoplásticos similares ao do caso de análise, devido à limitação para se realizar ensaios não saturados desta obra em particular e poder calibrar com mais precisão os dados necessários. Desta forma, recomenda-se que em próximas pesquisas todos os casos sejam calibrados da mesma maneira, com seus ensaios específicos e distintos.

O software utilizado para esta pesquisa apresenta limitações quando é incluída a chuva no modelo computacional, já que o dado de entrada é em *m/dia* e as chuvas em Brasília são eventos que duram, no máximo, duas horas. Por tanto incluir um valor em *m/dia* é um fator que pode afetar a veracidade dos dados.

Em uma estrutura de contenção existem trajetórias de tração em diferentes partes do solo circundante. No entanto não foi possível realizar ensaios drenados e não drenados de extensão, para observar o comportamento laboratorial e calibrar os parâmetros do modelo também neste tipo de trajetórias. Foram aqui apresentados resultados numéricos de ensaios de extensão só para se conferir de maneira geral a capacidade do modelo constitutivo de referência.

8.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Instrumentar uma obra real é a maneira mais acertada de obter o comportamento global de uma estrutura geotécnica, no entanto a instrumentação depende do tempo de execução da obra e em muitas ocasiões não se conta com tempo suficiente para preparar o equipamento de medição e monitoramento. Por tal razão o cenário idôneo seria realizar medições em ensaios de campo a escala natural (verdadeira grandeza), onde o pesquisador pode ter as condições de tempo e realizar medições inclusive a longo prazo, algo que poucas vezes é possível em uma obra real.

Na implementação feita em Fortran da formulação matemática do modelo hipoplástico só consideram-se os efeitos da parcial saturação, em futuras pesquisas deve-se pensar em incluir

os efeitos da degradação do cimentante devido ao fenômeno de percolação, que ajuda a que a água deteriore as pontes cimentantes da argila. Este é outro fator que revela o comportamento metaestável da argila porosa de Brasília. Na atualidade existe um modelo hipoplástico para solos metaestáveis, e o próximo objetivo deveria ser de tentar combinar ambas formulações na linguagem Fortran, com o fim de se ter o efeito completo destes dois fenômenos nas modelagens numéricas.

Devido que o método de elementos finitos pode ter problemas no momento de simular grandes deformações (ocorridas em escavações), tendo distorções na malha com a consequente remalhagem, é importante utilizar outro tipo de ferramentas numéricas como o Método do Ponto Material, o qual modela adequadamente grandes deformações, problemas dinâmicos, problemas acoplados (resposta não saturada), interação estrutura-solo e interação água-solo.

Finalmente se sugere coletar um banco de dados amplo de instrumentações e modelagens numéricas, com o fim de se aplicar ferramentas estatísticas como redes neurais, visando ter outro tipo de ajuda no momento de analisar, com mais certeza, as previsões de comportamento deste tipo de estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aitchinson, G. (1961). Relationships of moisture and effective stress functions in unsaturated soils. *Conf. on Pore Pressures and Suctions in Soils. Butterworths, London*, (pp. 47–52).
- Almeida, R., & Oliveira, N. (2013). Estudo preliminar das análises de pluviogramas de Brasília-DF. *Instituto Nacional de Meteorologia - INMET*.
- Alonso, E., & Gens, A. (1994). Keynote lecture: On the mechanical behaviour of arid soils. *Proceedings of the First International Symposium on Engineering Characteristics of Arid Soils, London*, (pp. 173–205).
- Alonso, E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, 40, 405–430.
- Alves, F. (2013). *Avaliação do desempenho de uma cortina de estacas espacadas, atirantada, em areia*. Master's thesis, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte.
- Araki, M. (1997). *Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal*. Ph.D. thesis, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Azambuja, E., Strauss, M., & Silveira, F. (2001). Caso histórico de um sistema de contenção em solo grampeado em Porto Alegre, RS. *III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*. Rio de Janeiro, (pp. 435–443).
- Bica, A., & Clayton, R. (1989). Limit equilibrium design methods for free embedded cantilever walls in granular materials. *Proceedings Instn Civil Engineers, Part 1*, 86, 879–898.
- Bishop, A. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, 106(39), 859–863.
- Bishop, A., & Donald, I. (1961). The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. *Proceedings 5th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering. (Paris, France)*, 1, 13–21.
- Borja, R. (2004). 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, 453–465.
- Bourne-Webb, P., Potts, D., König, D., & Rowbottoms, D. (2011). Analysis of model sheet pile walls with plastic hinges. *Geotechnique*, 61(6), 487–499.
- Bressani, L. (2009). Instrumentação em obras geotécnicas: taludes e escavações. *Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, São Paulo*, 10.
- Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils. *Geotechnique*, 29(4), 469–480.
- Camapum de Carvalho, J., & Leroueil, S. (2000). Modelo de normalização de curvas características. *32ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Brasília, DF*, 1, 96–106.
- Cardoso, F. (1995). *Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso*. Publicação G.DM-026A/95. Master's thesis, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Cho, G., & Santamarina, J. (2001). Unsaturated particles materials - particle level media. *ASCE Geotechnical Journal*, 127(1).
- Crobney, D., Coleman, J., & Black, W. (1958). Studies of the movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. *HRB Special Report, Washington, D.C.*, 40.
- Cui, Y., & Delage, P. (1996). Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Geotechnique*, 46(2), 291–311.

- Cunha, R., Jardim, N., & Pereira, J. (1999). In situ characterization of a tropical clay via dilatometer tests. *Geo-Congress 99 on Behavioral Characteristics of Residual Soils, ASCE Geotechnical Special Publication 92, Charlotte*, (pp. 113–122).
- Day, R. (1999). Net pressure analysis of cantilever sheet pile walls. *Géotechnique*, 49(2), 231–245.
- D’Onza, F., Gallipoli, D., Wheeler, S., Casini, F., J., V., Khalili, N., Laloui, L., Mancuso, C., Masín, D., Nuth, M., Pereira, J., & Vasallo, R. (2011). Benchmark of constitutive models for unsaturated soils. *Geotechnique*, 61(4), 283–302.
- Duncan, J. (2000). Factor of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126, 307–316.
- Dunncliff, J. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. Wiley and Sons, 1st ed.
- Ehlers, W., Graf, T., & Amman, M. (2004). Deformation and localization analysis of partially saturated soil. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 193, 2885–2910.
- Engels, H. (1903). *Zur Berechnung der Bohlwerke*. Zentbl. Bauoerw., Part 1, 1st ed.
- Feijó, R., & Erhlich, M. (2001). Resultados de ensaios de arrancamento em grampos injetados em dois pontos do município do rio de janeiro. *III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), Rio de Janeiro*, (pp. 517–528).
- Finno, R., Blackburn, J., & Roboski, J. (2007). Three-dimensional effects for supported excavations in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 133(1).
- Finno, R., & Calvello, M. (2005). Supported excavations: observational method and inverse modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 131(7), 826–836.
- Fredlund, D. (1987). The stress state for expansive soils. *Proceedings 6th International Conference on Expansive Soils, New Delhi, 1*, 1–9.
- Fredlund, D., & Morgenstern, N. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Geotechnical and Engineering Division*, 12(2), 447–466.
- Fredlund, D., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. Wiley and Sons, 1 ed.
- Fredlund, D., & S.L., H. (2013). Interpretation of soil-water characteristic curves when volume change occurs as soil suction is changed. *Advances in Unsaturated Soils, Proceedings of the 1st Pan-American Conference on Unsaturated Soils, Cartagena de Indias, Colombia, 1*, 15–32.
- Gaba, A., Simpson, B., Powrie, W., & Beadman, D. (2003). *C580 - Embedded Retaining Wall - Guidance for Economic Design*. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA, London), 1st ed.
- Gallipoli, D., Gens, A., Sharmat, R., & Vaunat, J. (2003). An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Géotechnique*, 53(1), 123–135.
- Gens, A., & Nova, R. (1993). *Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks*. Proc., International Symp. on Hard Soils-Soft Rocks, Athens, Greece., 1st ed.
- GeoRio (2000). *Manual técnico de encostas: ancoragens e grampos*. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, 2da ed.
- Gerscovich, D., Sayão, A., Springer, F., & Lima, A. (2002). Deformabilidade de escavações com solo pregrado. *Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro*, 3, 1579–1588.

- Goh, A., Wong, K., & B.B., B. (1995). Estimation of lateral wall movements in braced excavations using neural networks. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 1059–1064.
- Gudehus, G. (1996). A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundations*, 36(1), 1–12.
- Guimarães, R. (2002). *Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas*, Publicação G.DM 091A/02. Master's thesis, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Herle, I., & Kolymbas, D. (2004). Hypoplasticity for soils with low friction angles. *Computers and Geotechnics*, 31(5), 365–373.
- Hájek, V. (2014). *Laboratory determination of parameters and numerical model of an excavation in brazilian unsaturated clay (in Czech, under preparation)*. Ph.D. thesis, Charles University in Prague, Czech Republic.
- Hájek, V., & Masín, D. (2006). An evaluation of constitutive models to predict the behaviour of fine-grained soils with different degrees of overconsolidation. In *Proceedings of the 6th European Conference on Numerical Methods in Geomechanics (NUMGE06)*, (pp. 49–55).
- Hvorslev, M. (1960). Physical components of the shear strength of saturated clays. In *Shear Strength of Cohesive Soils, proc. ASCE Research Conf. Boulder*.
- Ilies, O., Hulpus, R., & Popa, A. (2010). Desing of anchored walls: The influence of design approaches and design methods. *International Scientific Conference CIBv 2010, Brasov*, (pp. 256–262).
- Jennings, J. (1961). A revised effective stress law for use in the prediction of the behavior of unsaturated soils. *Conf. on Pore Pressures and Suctions in Soils, Butterworths, London*, (pp. 26–30).
- Jennings, J., & Burland, J. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, 12(2), 125–144.
- Khalili, N., Geiser, F., & Blight, G. (2004). Effective stress in unsaturated soils: review with new evidence. *International Journal of Geomechanics*, 4(2), 115–126.
- Khalili, N., & Khabbaz, M. (1998). A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Géotechnique*, 48(2), 1–7.
- Khalili, N., & Loret, B. (2001). An elasto-plastic model for non-isothermal analysis of flow and deformation in unsaturated porous media: formulation. *International Journal of Solids and Structures*, 38(1), 8305–8330.
- Khosravi, M., Pipatpongsa, T., & Takemura, J. (2013). Experimental analysis of earth pressure against rigid retaining walls under translation mode. *Géotechnique*, 63(12), 1020–1028.
- Kogho, Y., Nakano, M., & Myazaki, T. (1993). Theoretical aspects of constitutive modeling for unsaturated soils. *Soils and Foundations*, 33(4), 49–63.
- Kolymbas, D. (1991). Computer-aided design of constitutive laws. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 15, 593–604.
- Kolymbas, D. (2003). *Advanced mathematical and computational geomechanics*. Springer, 1st ed.
- Kolymbas, D., & Herle, I. (2003). Shear and objective stress rates in hypoplasticity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 27(1), 733–744.
- Lambe, T. (1960). A mechanistic picture of shear strength in clay. *Proceedings ASCE Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, CO: University of Colorado*, (pp. 555–580).
- Lambe, T. (1973). Predictions in soil engineering. *Géotechnique*, 23(2), 151–202.
- Lima, A., Springer, F., Sayão, A., Gerscovich, D., & A., O. (2002a). Modelagem numérica de estruturas de contenção com solo grampeado. *Jornadas Sul-Americanas de Engenharia*

- Estrutural, 1.*
- Lima, A., Springer, F., Sayão, A., Gerscovich, D., & A., O. (2002b). Modelagem numérica de estruturas de contenção com solo grampeado. *XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XII COBRAMSEG) - I Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia (I CLBG), 1*, 447–457.
- Lima Filho, S., Borges, J., & A., L. (2005). Aplicação da técnica de solo grampeado para estabilização em áreas urbanas carentes. *IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Enconstas (COBRAE), Salvador*, (pp. 657–663).
- Loret, B., & Khalili, N. (2002). An effective stress elastic-Úplastic model for unsaturated porous media. *Mechanics of Materials, 34*(1), 97–116.
- Lozano, M., & Castro, R. (2003). Algumas experiências em solo grampeado. *Workshop Solo grampeado, ABMS-NRSP/Sinduscon-SP, São Paulo*, (pp. 139–159).
- Machan, G., & Bennett, V. (2008). *Use of Inclinometers for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects*. Transportation Research Board, 1st ed.
- Magalhães, E. (2003). *Comportamento experimental de uma cortina de estaca prancha assente em solo poroso do DF, implicações para o projeto e metodologia de cálculo*. Master's thesis, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.
- Masín, D. (2006). *Hypoplastic models for fine-grained soils*. Ph.D. thesis, Institute of Hydrogeology, Engineering Geology and Applied Geophysics, Charles University, Prague.
- Masín, D. (2007). A hypoplastic constitutive model for clays with meta-stable structure. *Canadian Geotechnical Journal, 44*(3), 363–375.
- Masín, D., & Herle, I. (2005). State boundary surface of a hypoplastic model for clays. *Computers and Geotechnics, 6*(32), 400–410.
- Masín, D., & Khalili, N. (2008). A hypoplastic model for mechanical response of unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1*(32), 1903–1926.
- Masín, D., Tamagnini, C., Viggiani, G., & Constanzo, D. (2006). Directional response of a reconstituted fine grained soil. part ii: performance of different constitutive models. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 13*(32), 1303–1336.
- Matsuoka, H., & Nakai, T. (1974). Stress-Údeformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses. *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers, 232*(1), 59–70.
- Medeiros, A. (2005). *Análise numérica de estruturas de contenção em balanço e grampeadas do tipo estaca justaposta assentes em solo poroso do DF*. Master's thesis, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Modaressi, A., & Abou-Bekr, N. (1994). *A unified approach to model the behavior of saturated and unsaturated soils*. In Proceedings of the 8th International Conference on IACMAG, Balkema.
- Moraes, L., & Arduino, E. (2003). Estabilização de talude por solo grampeado em manaus-am. workshop solo grampeado. *Workshop solo grampeado, ABMS-NRSP/SindusCon-Sp, São Paulo*, (pp. 121–125).
- Mota, N. (2003). *Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação a aplicação em projetos de fundação*. Ph.D. thesis, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Moya, J. (2011). *Propagación de ondas en medios no lineales*. Master's thesis, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.

- Negro, A., Karlsrud, K., Srithar, S., Ervin, M., & Vorster, E. (2009). Prediction, monitoring and evaluation of performance of geotechnical structures. *17th Intl. Conf. Soil Mechanics and Geot. Eng., Alexandria, SOA3, 1(1)*.
- Ng, C., Hong, G., G.B., L., & T., L. (2012). Ground deformations and soil-structure interaction of a multi-propped excavation in shanghai soft clays. *Géotechnique, 62(10)*, 907–921.
- Niemunis, A. (2002). *Extended hypoplastic models for soils (Habilitation Thesis)*. Ph.D. thesis, Ruhr-University, Bochum.
- Niemunis, A. (2008). *INCREMENTAL DRIVER user manual*. A. Niemunis, 1st ed.
- Nieto, A., Camacho, J., & E., R. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos mohr-coulomb y hardening soil en suelos arcillosos. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 8(15)*, 75–91.
- Office, G. E. (1990). *Review of design methods for excavations*. The Government of the Hong Kong, 1st ed.
- Omer-Bilgin, P. (2012). Lateral earth pressure coefficients for anchored sheet pile walls. *International Journal of Geomechanics l' ASCE, 12*, 584–595.
- Ortigão, J. (1997). Ensaio de arrancamento em obras de solo grampeado. *Solos e Rochas, 20(1)*, 42.
- Ortigão, J., & Palmeira, E. (1997). Optimized design for soil nailed walls. *ASCE, Journal of the Brazilian Geotechnical Society, Proc. 3rd International Conference on OC clays, 20(1)*, 39–43.
- Ortiz, M., & Popov, E. (1985). Accuracy and stability of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations. *International journal for numerical methods in engineering, 21*, 1561–1576.
- Otálvaro, I. (2013). *Estudo Teórico-Experimental de Solos Tropicais Compactados: Aplicação a um caso de estabilidade de taludes*. Ph.D. thesis, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Paixão, M., & Camapum de Carvalho, J. (1994). Influência da microestrutura no colapso de um solo de brasil. *II Simposio sobre solos não saturados, Recife, PE, 1*, 105–110.
- Peck, R., Hanson, W., & Thornburg, T. (1974). *Foundation Engineering*. Wiley and Sons, 1st ed.
- Pio-Go, H., Chang-Yu, O., & Yi-Lang, L. (2013). Three-dimensional numerical analysis of deep excavations with cross walls. *Acta Geotechnica, 8*, 33–48.
- Plaxis (2004). *Plaxis bv (Version 8) Materials models manual*. Plaxis, 1st ed.
- Plaxis (2010). *Plaxis 2D Tutorial Manual 2010*. Plaxis, 1st ed.
- Pérez, J. (2003). *Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos*. Master's thesis, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, PUC, Rio de Janeiro.
- Ribeiro, V., Villar, L., Mendonça, A., & Caldas, M. (2012). Análise de uma contenção em retângulos instrumentada. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto de Galinhas, 16*.
- Richards, B. (1966). The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation to the design of engineering structures built on shallow foundations in australia. *Symposium on Permeability and Capillarity, Atlantic City, N.J., American Society for Testing and Materials*.
- Rinaldi, V., Clariá, J. J., & Capdevila, J. (2012). Consideraciones experimentales a nivel microestructural en la generación de modelos constitutivos para suelos loéssicos parcialmente cementados. *Simposio Homenaje al Dr. Carlos Prato*.
- Ruge, J., Cunha, R., & Masín, D. (2013). Results of unsaturated tests on metastable soils. *Proceedings 1st Pan-American Conference on Unsaturated Soils, PanAmUNSAT 2013, Cartagena de Indias, Colombia, (pp. 469–474)*.

- Santagiuliana, R., & Schrefler, B. (2006). Enhancing the bolzonŪschreflerŪzienkiewicz constitutive model for partially saturated soil. *Transport in Porous Media*, 65(1), 1–30.
- Santamarina, J., Klein, K., & Fam, M. (2001). *Soils and Waves*. John Wiley & Sons, Ltd, 1st ed.
- Schofield, A., & Wroth, C. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. Mc-Graw Hill: London. Mc-Graw Hill: London, 1st ed.
- Sheng, D., Sloan, S., & Gens, A. (2004). A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. *Computational Mechanics*, 33(6), 453–465.
- Silva, C. M. (2011). *Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo helice continua*. Ph.D. thesis, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Simpson, B. (1992). Retaining structures : displacement and design. *Géotechnique*, 42(4), 541–576.
- Springer, F., Gerscovich, D., Sayão, A., Lima, A., & Ortigão, A. (2002). Uso do programa flac para modelagem numérica de escavações grampeadas. *Boletim Sociedade Brasileira de Matemática Aplicada e Computacional*, 7(2), 349–362.
- strain gauges.net (2011). strain-gauges.net (Ūltimo acesso em 19/11/2011).
URL <http://strain-gauges.net/>
- Sultan, H. (1969). Collapsing soils: State-of-the-art. *VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico*, (pp. 1–17).
- Sun, D., Matsuoka, H., & Xu, Y. (2004). Collapse behaviour of compacted clays in suction-controlled triaxial tests. *Geotechnical Testing Journal*, 27(4), 362–370.
- Sun, D., Sheng, D., & Xu, Y. (1994). Testing methods and results of element test and testing conditions of plane strain model bearing capacity tests using air-dried dense silver leighton buzzrad sand. *Proceedings 3rd International Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (Tokyo)*, (pp. 1–10).
- Sun, D., Sheng, D., & Xu, Y. (2007). Collapse behaviour of unsaturated compacted soil with different initial densities. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(6), 673–686.
- Tan, Y., & Paikowsky, S. (2008). Performance of sheet pile wall in peat. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - ASCE*, 134, 445–458.
- Tatsuoka, F., Siddique, T., Yoshida, T., Park, C., Kamegai, Y., Goto, S., & Kohata, Y. (1994). Testing methods and results of element test and testing conditions of plane strain model bearing capacity tests using air-dried dense silver leighton buzzrad sand. *Report prepared for class - a prediction of the bearing capacity performance of model surface footing on sand under plane strain conditions*, (pp. 1–10).
- Thomé, J. (1993). *Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada*. Cedex, 1st ed.
- van Genuchten, M. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soils Science Society of America Journal*, 44(5).
- Vanapalli, S. (1994). Simple procedures and their interpretation in evaluating the shear strength of an unsaturated soil. *University of Saskatchewan*, 1.
- Vargas, M. (1953). *Tropical Residual Soils*. Peter G. Fookes, 1st ed.
- Vargas, M. (1973). Structurally unstable soils of southern brazil. *VIII Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow*, 2(2), 232–249.
- Vaunat, J., Romero, E., & Jommi, C. (1994). *A unified approach to model the behavior of saturated and unsaturated soils*. Proceedings of the International Workshop on Unsaturated Soil, Trento, Italy, Balkema.
- Vaziri, H. (1996). Numerical study of parameters influencing the response of flexible retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 290–308.

- von Wolffersdorff, P. (1994). *The results of the sheetpile wall field test in Hochstetten*. Univ., Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau, 1st ed.
- von Wolffersdorff, P. (1996). A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, 1(1), 251–271.
- Wheeler, S., Sharma, R., & Buisson, M. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53, 41–54.
- Wheeler, S., & Sivakumar, V. (1995). An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soils. *Géotechnique*, 45(1), 35–53.
- Wu, W. (1992). *Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe*. Ph.D. thesis, University of Karlsruhe, Germany.
- Youssef, M., Marulanda, C., Ghaboussi, J., & Sungmoon, J. (2006). Novel approach to integration of numerical modeling and field observations for deep excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 132(8), 1019–1031.

ANEXOS

I. APÊNDICE A: FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

Este apêndice resume a formulação matemática do modelo hipoplástico de referencia, a equação constitutiva na forma de taxa de tensões fica:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = f_s \mathcal{L} : \mathbf{D} + f_d \mathbf{N} \|\mathbf{D}\| \quad (\text{I.1})$$

onde

$$\mathcal{L} = 3(c_1 \mathcal{I} + c_2 a^2 \mathbf{T} \otimes \hat{\mathbf{T}}), \mathbf{N} = \mathcal{L} : \left(-Y \frac{\mathbf{m}}{\|\mathbf{m}\|}\right), \mathbf{T} = \frac{\hat{\mathbf{T}}}{tr \mathbf{T}} \quad (\text{I.2})$$

onde $\mathbf{1}$ é o tensor identidade de segunda ordem e \mathcal{I} é o tensor identidade de quarta ordem, com componentes

$$\mathcal{I}_{ijkl} = \frac{1}{2}(1_{ik}1_{jl} + 1_{il}1_{jk}) \quad (\text{I.3})$$

Na primeira equação, as funções $f_s(tr \mathbf{T})$ (fator barotropia) e $f_d(tr \mathbf{T}, e)$ (fator picnotropia) estão dados por

$$f_s = -\frac{tr \mathbf{T}}{\lambda^*(3+a^2-2^\alpha a \sqrt{3})^{-1}}, f_d = \left[-\frac{2tr \mathbf{T}}{3p_r} \exp\left(\frac{\ln(1+e)-N}{\lambda^*}\right)\right]^\alpha \quad (\text{I.4})$$

onde p_r é a tensão de referencia de 1 kPa. A função escalar Y e o tensor de segunda ordem m aparecem na segunda equação dados respectivamente por

$$Y = \left(\frac{\sqrt{3}a}{3+a^2} - 1\right) \frac{(I_1 I_2 + 9I_3)}{8I_3 \sin^2 \varphi_c} \quad (\text{I.5})$$

onde

$$I_1 = tr \mathbf{T}, I_2 = [\mathbf{T} : \mathbf{T} - (I_1)^2], I_3 = det \mathbf{T} \quad (\text{I.6})$$

e

$$m = -\frac{a}{F} \left[\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^* - \frac{\hat{\mathbf{T}}}{3} \left(\frac{6\hat{\mathbf{T}} : \mathbf{T} - 1(F/a)^2 + \hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}}{} \right) \right] \quad (\text{I.7})$$

onde

$$\hat{\mathbf{T}}^* = \hat{\mathbf{T}} - \frac{1}{3}, F = \sqrt{\left(\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\theta}\right) - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi}, \tan \psi = \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}^*\| \quad (\text{I.8})$$

$$\cos 3\theta = -\sqrt{6} \frac{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*)^{3/2}}{(\hat{\mathbf{T}}^* : \hat{\mathbf{T}}^*)} \quad (\text{I.9})$$

Finalmente, os escalares a, α, c_1 e c_2 aparecem nas equações 2 e 6 estão dadas as funções dos parâmetros do material $\varphi_c, \lambda^*, \kappa^*$ e r para as seguintes relações:

$$a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c}, \alpha = \frac{1}{\ln 2} \ln \left[\frac{\lambda^* - \kappa^*}{-} \lambda^* + \kappa^* \left(\frac{3 + a^2}{a\sqrt{3}} \right) \right] \quad (\text{I.10})$$

$$c_1 = \frac{2(3 + a^2 - 2^\alpha a\sqrt{3})}{9r}, c_2 = 1 + (1 - c_1) \frac{3}{a^2} \quad (\text{I.11})$$

O modelo requer cinco parâmetros constitutivos chamados de $\varphi_c, \lambda^*, \kappa^*, N$ e r , o estado é caracterizado pela tensão de Cauchy \mathbf{T} e índice de vazios e

II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

This program is free software; you can redistribute it and/or modify it under the terms of the GNU General Public License as published by the Free Software Foundation; either version 2 of the License, or (at your option) any later version.

This program is distributed in the hope that it will be useful, but WITHOUT ANY WARRANTY; without even the implied warranty of MERCHANTABILITY or FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE. See the GNU General Public License for more details.

You should have received a copy of the GNU General Public License along with this program; if not, write to the Free Software Foundation, Inc., 51 Franklin Street, Fifth Floor, Boston, MA 02110-1301, USA.

```

c-----c
      subroutine umat_hu(stress, statev, ddsdde, sse, spd, scd,
&   rpl, ddsddt, drplde, drpldt,
&   stran, dstran, time, dtime, temp, dtemp, predef, dpred, cmname,
&   ndi, nshr, ntens, nstatv, nprops, nprps, coords, drot, pnwdt,
&   celent, dfgrd0, dfgrdl, noel, npt, layer, kspt, kstep, kinc, unsatvar)
c-----c
c user subroutine for Abaqus 6.3 or Flaxis v.10
c-----c
c
c Implemented constitutive law:
c-----c
c MASIN HYPO - Masin hypoplastic model
c with intergranular strains
c D. Masin (2005) A hypoplastic constitutive model for clays.
c IJNAMG, 29:311-336
c Unsaturated version written in 2011
c Implementation based on:
c Fellin, W. and Ostermann, A. (2002):
c Consistent tangent operators for constitutive rate equations.
c International Journal for Numerical and
c Analytical Methods in Geomechanics
c-----c
c The string for the material name may contain 9 characters.
c-----c
c Material constants:
c-----c
      props(j)
c-----c
      1   phi
      2   p_t
      3   lam_star
      4   kap_star
      5   N_star
      6   rr
      7   n
      8   l
      9   m
      10  s_e0
      11  e_0
c-----c
c Solution dependent state variables (statev):
c definition via sdvini
c-----c
      1 ... void      void ratio
      2 ... s        suction
      3 ... S_r      degree of saturation
      4 ... nfev     number of function evaluation
      5 ... phi_mob  phi_mob in degrees
      6 ... dtsub   suggested substep size
c-----c
c Authors:
c D. Masin (masin@natur.cuni.cz)
c C. Tamagnini (tamag@unipg.it)
c-----c
      implicit none
c
      character*80 cmname
c
      integer ntens, ndi, nshr, nstatv, nprps, noel, npt,
& layer, kspt, kstep, kinc
c
      double precision stress(ntens), statev(nstatv),
& ddsdde(ntens,ntens), ddsddt(ntens), drplde(ntens),
& stran(ntens), dstran(ntens), time(2), predef(1), dpred(1),
& props(nprps), coords(3), drot(3,3), dfgrd0(3,3), dfgrdl(3,3),
& unsatvar(4)
      double precision sse, spd, scd, rpl, drpldt, dtime, temp,
& dtemp, pnwdt, celent
c
c ... 1. nasvdim = maximum number of additional state variables
c ... 2. tolIntT = prescribed error tolerance for the adaptive
c             substepping scheme
c
c ... 3. maxnint = maximum number of time substeps allowed.
c             If the limit is exceeded abaqus is forced to reduce
c             the overall time step size (cut-back)
c
c ... 4. DTmin = minimum substeps size allowed.
c             If the limit is exceeded abaqus is forced to reduce
c             the overall time step size (cut-back)
c
c ... 5. perturb = perturbation parameter for numerical
c computation of Jacobian matrices
c
c ... 6. nfasv = number of first additional state
c variable in statev field
c
c ... 7. prsw = switch for printing information
c-----c
c ... declaration of local variables
c
      logical prsw, elprsw
c
      integer i, error, maxnint, nfev, testnan, maxninttest
      integer nparms, nasvdim, nfasv, nydim, nasv, nyact, testing
c
      double precision dot_vect_hu

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

c
c   double precision parms(nprops),theta,tolintT,dtsub,DTmin,perturb
c   double precision sig_n(6),sig_npl(6),DDtan(6,6),pore,dsuction
c   double precision deps_npl(6),depsv_npl,norm_deps,tolintTtest
c   double precision norm_deps2,pp,qq,cos3t,I1,I2,I3,norm_D2,norm_D
c
c   parameter (nasvdim = 6)
c   parameter (nydim = 6+nasvdim)
c   parameter (tolintT = 1.0d-3) ...orig value...
c   parameter (tolintT = 1.0d-3)
c   parameter (tolintTtest = 1.0d-1)
c
c   parameter (maxnint = 1000) ...orig value...
c   parameter (maxnint = 10000)
c   parameter (maxninttest = 1000)
c   parameter (DTmin = 1.0d-17)
c   parameter (perturb = 1.0d-5)
c   parameter (nfasv = 1)
c   parameter (prsw = .true.)
c
c ... additional state variables
c double precision asv(nasvdim)
c
c ... solution vector (stresses, additional state variables)
c double precision y(nydim),y_n(nydim),dy(nydim)
c common /z_nct_errcode/error
c ... Error Management:
c -----c
c error = 0 ... no problem in time integration
c error = 1 ... problems in evaluation of the time rate,
c (e.g. undefined stress state), reduce time integration substeps
c error = 3 ... problems in time integration,
c reduce abaqus load increment (cut-back)
c error = 10 ... severe error, terminate calculation
c
c error=0
c
c ... check problem dimensions
c if (ndi.ne.3) then
c
c     write(1,*) 'ERROR: this UMAT can be used only for elm.'
c     write(1,*) 'with 3 direct stress/strain components'
c     write(1,*) 'noel = ',noel
c     error=10
c
c end if
c
c ... check material parameters and
c move them to array parms(nparms)
c call check_parms_hu(props,nprops,parms,nparms)
c
c ... print informations about time integration,
c useful when problems occur
c elprsw = .false.
c if (prsw) then
c
c ... print only in some defined elements
c if ((noel.eq.101).and.(npt.eq.1)) elprsw = .false.
c end if
c
c ... define number of additional state variables
c call define_hu(nasv)
c nyact = 6 + nasv
c if (nyact.gt.nydim) then
c     write(1,*) 'ERROR: nasvdim too small in UMAT'
c     error=10
c end if
c
c ... suggested time substep size, and initial excess pore pressure
c dtsub = statev(nasv+4)
c pore = 0
c
c ... vector of additional state variables
c do i=1,nasv
c     asv(i) = statev(i-1+nfasv)
c end do
c
c ... compute volume strain increment and current net stress tensor
c do i=1,6
c     sig_n(i)=0
c     deps_npl(i)=0
c end do
c call move_sig_hu(stress,ntens,pore,sig_n)
c call move_eps_hu(dstran,ntens,deps_npl,depsv_npl)
c dsuction=unsatvar(2)
c norm_D2=dot_vect_hu(2,deps_npl,deps_npl,6)
c norm_D=sqrt(norm_D2)
c ... check whether the strain rate from the ABAQUS is not NAN
c testnan=0
c call umatisnan_hu(norm_D,testnan)
c if (testnan .eq. 1) then
c     call wrista_hu(3,y,nydim,deps_npl,
c     & dtime,coords,statev,nstatv,
c     & parms,nparms,noel,npt,ndi,nshr,kstep,kinc)
c     write(1,*) 'Error in integration, noel ',noel
c     write(1,*) 'Try to decrease the global step size'
c     call xit_hu
c end if
c
c -----c
c ... Time integration
c -----c
c call iniy_hu(y,nydim,nasv,ntens,sig_n,asv)
c call push_hu(y,y_n,nydim)
c
c if (elprsw) then
c     write(1,*) '=====
c     write(1,*) 'Call of umat:
c     write(1,*) '=====
c     call wrista_hu(3,y,nydim,deps_npl,dtime,coords,statev,nstatv,
c     & parms,nparms,noel,npt,ndi,nshr,kstep,kinc)
c end if
c
c ... parameter of the numerical differentiation: sqrt(macheps)*||deps||
c double precision
c
c norm_deps2=dot_vect_hu(2,deps_npl,deps_npl,ntens)
c norm_deps=dsqrt(norm_deps2)
c theta=-perturb*max(norm_deps,1.0d-6) ! (-) sign for compression
c
c ... local integration using adaptive RKF-23 method,
c consistent Jacobian and error estimation

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

        if((dtsub.le.0.0d0).or.(dtsub.gt.dtime)) then
            dtsub = dtime
        end if
c
c   if testing==1 PLAXIS is testing for the initial strain increment.
testing=0
c   For use in ABAQUS, comment out the following line
if(kstep.eq.1 .AND. kinc.eq.1) testing=1
if(norm_D.eq.0) testing=2
c   FEM asking for ddsdde only
nfev = 0 ! initialisation
if(testing.eq.2) then
    do i=1,nyact
        y(i)=y_n(i)
    end do
else if(testing.eq.1) then
    call rkf23_update_hu(y,nyact,nasv,dtsub,tolintTtest,
        & maxninttest,DTmin,
        & deps_npl,dsuction,parms,nparms,
        & nfev,elprsw,dtime)
c   give original state if the model fails without substepping
if(error.eq.3) then
    do i=1,nyact
        y(i)=y_n(i)
    end do
    error=0
end if
c   Normal RKF23 integration
else if(error.ne.10) then
    call rkf23_update_hu(y,nyact,nasv,dtsub,tolintT,
        & maxnint,DTmin,
        & deps_npl,dsuction,parms,nparms,
        & nfev,elprsw,dtime)
end if
c
c ... error conditions (if any)
c
c   if (error.eq.3) then
c
c ... reduce abaqus load increment
        pnewdt = 0.25d0
c
c   write(1,*) 'subroutine UMAT: reduce step size in ABAQUS'
        call wrista_hu(1,y,nydim,deps_npl,dtime,
            & coords,statev,nstatv,
            & parms,nparms,noel,npt,ndi,nshr,kstep,kinc)
c
c   call xit_hu
c
c   return
c
c do not do anything, we are the most
c likely close to the tensile region
    do i=1,nyact
        y(i)=y_n(i)
    end do
c
c   elseif (error.eq.10) then
c
c       call wrista_hu(2,y,nydim,deps_npl,dtime,
            & coords,statev,nstatv,
            & parms,nparms,noel,npt,ndi,nshr,kstep,kinc)
c
c       call xit_hu
c
c   end if
c
c ... update dtsub and nfev
c
c   if(dtsub.le.0.0d0) then
        dtsub = 0
    else if(dtsub.ge.dtime) then
        dtsub = dtime
    end if
    statev(nasv+4)=dtsub
    statev(nasv+2)=dfloat(nfev)
c
c ... compute consistent tangent via numerical perturbation
c
c   call perturbate_hu(y_n,y,nyact,nasv,dtsub,tolintT,maxnint,DTmin,
        & deps_npl,parms,nparms,nfev,elprsw,theta,ntens,DDtan,dtime)
c
c ... convert solution (stress + cons. tangent) to abaqus format
c   update pore pressure and compute total stresses
c
c   call solout_hu(stress,ntens,asv,nasv,ddsdde,
        + y,nydim,pore,depsv_npl,parms,nparms,DDtan)
c
c ... updated vector of additional
c state variables to abaqus statev vector
c
c   do i=1,nasv
        statev(i-1+nfasv) = asv(i)
    end do
    call calc_statev_hu(stress,statev,parms,nparms,nasv,
        & nasvdim,deps_npl)
c
c -----c
c End of time integration
c -----c
c
c   return
c
c -----c
c-----c
subroutine check_parms_hu(props,nprops,parms,nparms)
c-----c
c checks input material parameters
c
c written 10/2004 (Tamagnini & Sellari)
c-----c
    implicit none
c
    integer nprops,nparms,i,error
c
    double precision props(nprops),parms(nparms)
    double precision zero,one,four,pi,pi_deg
    double precision phi_deg,phi,lam_star,kap_star,N_star,r_lc,p_ref
    double precision m_R,m_T,r_uc,beta_r,chi,bulk_w,p_t
    double precision lparam,mparam,nparam,separam
c
    parameter(zero=0.0d0,one=1.0d0,four=4.0d0,pi_deg=180.0d0)
c
    common /z_nct_errcode/error
c
    nparms=nprops
c
    do i=1,nprops
        parms(i)=props(i)
    end do
c
c ... recover material parameters
c
    phi_deg=parms(1)
    lam_star=parms(3)
    kap_star=parms(4)
    N_star=parms(5)
    r_lc=parms(6)
    nparam=parms(7)

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

lparam=parms(8)
mparam=parms(9)
p_ref=1.d0
separam=parms(10)
p_t=parms(2)
c
pi=four*datan(one)
phi=phi_deg*pi/pi_deg
parms(1)=phi
c
if(phi.le.zero) then
c
write(1,*) 'ERROR: subroutine check_parms_hu:'
write(1,*) 'phi = ',phi
error = 10
return
c
end if
c
if(lam_star.le.zero) then
c
write(1,*) 'ERROR: subroutine check_parms_hu:'
write(1,*) 'lam_star = ',lam_star
error = 10
return
c
end if
c
if(kap_star.le.zero) then
c
write(1,*) 'ERROR: subroutine check_parms_hu:'
write(1,*) 'kap_star = ',kap_star
error = 10
return
c
end if
c
if(N_star.le.zero) then
c
write(1,*) 'ERROR: subroutine check_parms_hu:'
write(1,*) 'N_star = ',N_star
error = 10
return
c
end if
c
if(r_lc.le.zero) then
c
write(1,*) 'ERROR: subroutine check_parms_hu:'
write(1,*) 'r_lc = ',r_lc
error = 10
return
c
end if
c
if(p_ref.lt.zero) then
c
write(1,*) 'ERROR: subroutine check_parms_hu:'
write(1,*) 'p_ref = ',p_ref
error = 10
return
c
end if
c
if(separam.lt.zero) then
c
write(1,*) 'ERROR: subroutine check_parms_hu:'
write(1,*) 'separam = ',separam
error = 10
return
c
end if
c
if(p_t.lt.zero) then
c
write(1,*) 'ERROR: subroutine check_parms_hu:'
write(1,*) 'p_t = ',p_t
error = 10
return
c
end if
c
return
end
c-----c
c-----c
subroutine define_hu(nasv)
c-----c
implicit none
integer nasv
c
c number of additional state variables
c must be less than 18 (otherwise change nasvdim in umat)
c
c nasv(1) ... void void ratio
c nasv(2) ... suction suction
c modified 6/2005 (Tamagnini, Sellari & Miriano)
c
nasv = 2
return
end
c-----c
c-----c
double precision function dot_vect_hu(flag,a,b,n)
c-----c
c dot product of a 2nd order tensor, stored in Voigt notation
c created 10/2004 (Tamagnini & Sellari)
c
c flag = 1 -> vectors are stresses in Voigt notation
c flag = 2 -> vectors are strains in Voigt notation
c flag = 3 -> ordinary dot product between R^n vectors
c-----c
implicit none
integer i,n,flag
double precision a(n),b(n)
double precision zero,half,one,two,coeff
c
parameter(zero=0.0d0, half=0.5d0, one=1.0d0, two=2.0d0)
c
if(flag.eq.1) then
c
... stress tensor (or the like)
c
coeff=two
c
elseif(flag.eq.2) then
c
... strain tensor (or the like)
c
coeff=half
c
else
c
... standard vectors
c
coeff=one
c
end if
c
dot_vect_hu=zero
c
do i=1,n
if(i.le.3) then
dot_vect_hu = dot_vect_hu+a(i)*b(i)
else
dot_vect_hu = dot_vect_hu+coeff*a(i)*b(i)

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

        end do      end if
c
c      return
c      end
c-----c
subroutine get_F_sig_q_hu(sig,q,nasv,parms,nparms,deps,
& F_sig,F_q,dsuction)
c-----c
c
c  finds vectors F_sigma and F_q in F(y)
c  written 6/2005 (Tamagnini, Sellari & Miriano)
c-----c
      implicit none
      double precision dot_vect_hu
c
c      integer nparms,nasv,ii
c
c      double precision sig(6),q(nasv),parms(nparms),deps(6)
c      double precision MM(6,6),HH(nasv,6),F_sig(6),F_q(nasv)
c      double precision LL(6,6),NN(6),norm_D,norm_D2,norm2
c      double precision trD,depsh,depd,Aparam,edev(6),dsuction
c      double precision Hunsat(6),separam,suction,zero,gamma
c      double precision khalratefact,F_sig_new(6)
c      integer j,ntens
c          separam=parms(10)
c          suction=q(2)
c          zero=0
c          ntens=6
c
c ... compute tangent operators
c
c      call get_tan_hu(deps,sig,q,nasv,parms,nparms,MM,
.          HH,LL,NN,Hunsat)
c
c ... compute F_sig=MM*deps
c
c      call matmul_hu(LL,deps,F_sig,6,6,1)
c      norm_D2=dot_vect_hu(2,deps,deps,6)
c      norm_D=dsqrt(norm_D2)
c
c      do ii=1,6
c          F_sig(ii)=F_sig(ii)+NN(ii)*norm_D
c      end do
c      khalratefact=-dsuction
c      if (suction.gt. separam) then
c          gamma=0.55
c      khalratefact=- (1-gamma)*dsuction*
& (separam/suction)**gamma
c      end if
c      call move_sig_hu(F_sig,ntens,-khalratefact,F_sig_new)
c      move_sig_hu(F_sig_new,ntens,zero,F_sig)
c ... wetting collapse contribution
c      if (suction.gt. separam) then
c      if (dsuction.lt. zero) then
c          do ii=1,6
c              F_sig(ii)=F_sig(ii)+Hunsat(ii)*dsuction
c          end do
c      end if
c ... compute F_q=HH*deps
c
c      call matmul_hu(HH,deps,F_q,nasv,6,1)
c      F_q(1)=HH(1,1)*(deps(1)+deps(2)+deps(3))
c      F_q(2)=dsuction
c      return
c      end
c-----c
subroutine get_tan_hu(deps,sig,q,nasv,parms,nparms,MM,HH,
. LL,NN,Hunsat)
c-----c
c computes matrices M and H for Masin and Khalili (2008)
c model for unsaturated soils
c Written in 2011 by Masin
c-----c
      implicit none
c
c      integer nparms,nasv,i,j,error
c
c      double precision dot_vect_hu
c
c      double precision sig(6),q(nasv),parms(nparms),deps(6)
c      double precision eta(6),eta_dev(6),del(6),void,sig_star(6)
c      double precision sensit,H_s(6),fdsbs
c      double precision eta_del(6),eta_delta(6),eta_eps(6)
c      double precision norm_del,norm_del2,norm_deps,norm_deps2,eta_dn2
c      double precision pp,qq,cos3t,I1,I2,I3,tanpsi
c      double precision a,a2,FF,alpha,fd,fdi,fs,c_1,c_2,Yi,YY
c      double precision num,den,aF,Fa2,eta_n2,norm_m,norm_m2
c      double precision IT(6,6),IU(6,6),Hunsat(6),dpeds_diupe
c      double precision MM(6,6),HH(nasv,6),LL(6,6),NN(6),AA(6,6),m(6)
c      double precision NNpure(6),AAinv(6,6),AinvN(6),determ
c      integer softmodel,ntens
c      double precision m_dir(6),m_dir1(6),Leta(6),H_del(6,6),H_e(6)
c      double precision load,rho,N_par,Stf,lparam,nparam,mparam,separam
c      double precision kap_par,r_par,logsse,fufact,pehvor
c      double precision zero,tiny,half,one,two,three,six,eight,nine
c      double precision onethird,sqrt3,twosqrt2,sqrt2,oneeight,ln2m1
c      double precision temp1,temp2,temp3,temp4,suction,lam_par
c      double precision phi,lam_star,kap_star,N_star,r_lc,r_uc,p_ref
c      double precision m_R,m_T,beta_r,chi,bulk_w,p_t,sinphi,sinphi2
c      double precision sig_star_ef(6),ikron(6)
c      real inv
c      parameter (zero=0.0d0,one=1.0d0,two=2.0d0,three=3.0d0,six=6.0d0)
c      parameter (tiny=1.0d-17,half=0.5d0,eight=8.0d0,nine=9.0d0)
c      parameter (ntens=6)
c
c      common /z_nct_errcode/error
c ... initialize constants and vectors
c
c      onethird=one/three
c      sqrt3=dsqrt(three)
c      twosqrt2=two*dsqrt(two)
c      sqrt2=dsqrt(two)
c      oneeight=one/eight
c      onethird=one/three
c      ln2m1=one/dlog(two)
c
c      do i=1,6
c          do j=1,6
c              MM(i,j)=zero
c              LL(i,j)=zero
c              II(i,j)=zero
c              IU(i,j)=zero
c              H_del(i,j)=zero
c          end do
c          eta_del(i)=zero
c          eta_delta(i)=zero
c          eta_eps(i)=zero
c          ikron(i)=zero

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

c      end do
c      do j=1,6
c         HH(1,j)=zero
c      end do
c
c ... fourth order identity tensors in Voigt notation
c
c      II(1,1)=one
c      II(2,2)=one
c      II(3,3)=one
c      II(4,4)=half
c      II(5,5)=half
c      II(6,6)=half
c
c      IU(1,1)=one
c      IU(2,2)=one
c      IU(3,3)=one
c      IU(4,4)=one
c      IU(5,5)=one
c      IU(6,6)=one
c
c      ikron(1)=one
c      ikron(2)=one
c      ikron(3)=one
c
c ... recover material parameters
c
c      phi=parms(1)
c      lam_par=parms(3)
c      kap_par=parms(4)
c      N_par=parms(5)
c      r_par=parms(6)
c      nparam=parms(7)
c      lparam=parms(8)
c      mparam=parms(9)
c      p_ref=1.d0
c      separam=parms(10)
c      p_t=parms(2)
c
c      sinphi=dsin(phi)
c      sinphi2=sinphi*sinphi
c
c ... recover internal state variables
c
c      void=q(1)
c      suction=q(2)
c
c ... axis translation due to cohesion (p_t>0)
c
c      sig_star(1)=sig(1)-p_t
c      sig_star(2)=sig(2)-p_t
c      sig_star(3)=sig(3)-p_t
c      sig_star(4)=sig(4)
c      sig_star(5)=sig(5)
c      sig_star(6)=sig(6)
c ... calculate Khalili stress
c call calc_khalili_stress(sig_star,sig_star_ef,
c   & separam,suction,ntens)
c call move_sig_hu(sig_star_ef,ntens,zero,sig_star)
c calculate N_star and lambda_star using current suction
kap_star=kap_par
r_lc=r_par
if(suction>separam) then
logsse=dlog(suction/separam)
else
logsse=0
end if
N_star=N_par+nparam*logsse
lam_star=lam_par+lparam*logsse
c
c ... auxiliary stress tensors
c
c call inv_sig_hu(sig_star,pp,qq,cos3t,I1,I2,I3)
c
c      eta(1)=sig_star(1)/I1
c      eta(2)=sig_star(2)/I1
c      eta(3)=sig_star(3)/I1
c      eta(4)=sig_star(4)/I1
c      eta(5)=sig_star(5)/I1
c      eta(6)=sig_star(6)/I1
c
c      eta_dev(1)=eta(1)-onethird
c      eta_dev(2)=eta(2)-onethird
c      eta_dev(3)=eta(3)-onethird
c      eta_dev(4)=eta(4)
c      eta_dev(5)=eta(5)
c      eta_dev(6)=eta(6)
c
c ... functions a and F
c
c      eta_dn2=dot_vect_hu(1,eta_dev,eta_dev,6)
c      tanpsi=sqrt3*dsqrt(eta_dn2)
c      temp1=oneeighth*tanpsi*tanpsi+
c   & (two-tanpsi*tanpsi)/(two+sqrt2*tanpsi*cos3t)
c      temp2=tanpsi/twosqrt2
c
c      a=sqrt3*(three-sin(phi))/(twosqrt2*sin(phi))
c      a2=a*a
c      FF=dsqrt(temp1)-temp2
c
c ... barotropy and pyknotropy functions
c
c      temp1=(lam_star-kap_star)/(lam_star+kap_star)
c      temp2=(three+a2)/(sqrt3*a)
c      alpha=ln2m1*dlog(temp1*temp2)
c
c      temp1=two*I1/(three*p_ref)
c      pehvor=dexp((N_star-dlog(one+void))/lam_star)
c      fd=(-temp1/pehvor)**alpha
c
c      fdi=two**alpha
c      temp1=-I1/lam_star
c      temp2=three+a2-fdi*sqrt3*a
c      fs=temp1/temp2
c
c ... tensor L
c
c      temp1=two/(nine+r_lc)
c      c_1=temp1*temp2
c      c_2=one+(one-c_1)*three/a2
c
c      do i = 1,6
c         do j=1,6
c            LL(i,j)=three*c_1*II(i,j)+
c   & three*c_2*a2*eta(i)*eta(j)
c         end do
c      end do
c
c ... function YY
c
c      Yi=sqrt3*a/(three+a2)
c      num=(I1*I2+nine*I3)*(one-sinphi2)

```


ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

c ... deviator strain
      edev(1)=eps(1)-ev3
      edev(2)=eps(2)-ev3
      edev(3)=eps(3)-ev3
      edev(4)=eps(4)/two
      edev(5)=eps(5)/two
      edev(6)=eps(6)/two
c
c ... second invariant
norm2=edev(1)*edev(1)+edev(2)*edev(2)+edev(3)*edev(3)+
& two*(edev(4)*edev(4)+edev(5)*edev(5)+edev(6)*edev(6))
      eps_s=dsqrt(twothirds*norm2)
c ... components of (edev_ij)(edev_jk)
edev2(1)=edev(1)*edev(1)+edev(4)*edev(4)+edev(5)*edev(5)
edev2(2)=edev(4)*edev(4)+edev(2)*edev(2)+edev(6)*edev(6)
edev2(3)=edev(6)*edev(6)+edev(5)*edev(5)+edev(3)*edev(3)
edev2(4)=two*(edev(1)*edev(4)+edev(4)*edev(2)+edev(6)*edev(5))
edev2(5)=two*(edev(5)*edev(1)+edev(6)*edev(4)+edev(3)*edev(5))
edev2(6)=two*(edev(4)*edev(5)+edev(2)*edev(6)+edev(6)*edev(3))
c
c ... Lode angle
      if(eps_s.eq.zero) then
c
c         sin3t=-one
c
c      else
c
c         tredev3=zero
c         do i=1,6
c            tredev3=tredev3+edev(i)*edev2(i)
c
c         end do
c         numer=sqrt6*tredev3
c         denom=(dsqrt(norm2))**3
c         sin3t=numer/denom
c         if(dabs(sin3t).gt.one) then
c            sin3t=sin3t/dabs(sin3t)
c
c         end if
c
c      return
c      end
c-----c
c      subroutine inv_sig_hu(sig,pp,qq,cos3t,I1,I2,I3)
c-----c
c      calculate invariants of stress tensor
c      NOTE: Voigt notation is used
c      with the following index conversion
c
c      11 -> 1
c      22 -> 2
c      33 -> 3
c      12 -> 4
c      13 -> 5
c      23 -> 6
c-----c
c      implicit none
c
c      double precision sig(6),sdev(6)
c      double precision eta(6),eta_d(6),eta_d2(6)
c      double precision xmin1,xmin2,xmin3
c      double precision tretadev3,pp,qq,cos3t,I1,I2,I3
c      double precision norm2,norm2sig,norm2eta,numer,denom
c
c      double precision half,one,two,three,six
c      double precision onethird,threehalves,sqrt6,tiny
c
c      double precision dot_vect_hu
c
c      data half,one/0.5d0,1.0d0/
c      data two,three,six/2.0d0,3.0d0,6.0d0/
c      data tiny/1.0d-18/
c
c      ... some constants
c      onethird=one/three
c      threehalves=three/two
c      sqrt6=dsqrt(six)
c
c      ... trace and mean stress
c      I1=sig(1)+sig(2)+sig(3)
c      pp=onethird*I1
c
c      ... deviator stress
c      sdev(1)=sig(1)-pp
c      sdev(2)=sig(2)-pp
c      sdev(3)=sig(3)-pp
c      sdev(4)=sig(4)
c      sdev(5)=sig(5)
c      sdev(6)=sig(6)
c
c      ... normalized stress and dev. normalized stress
c      eta(1)=sig(1)/I1
c      eta(2)=sig(2)/I1
c      eta(3)=sig(3)/I1
c      eta(4)=sig(4)/I1
c      eta(5)=sig(5)/I1
c      eta(6)=sig(6)/I1
c
c      eta_d(1)=eta(1)-onethird
c      eta_d(2)=eta(2)-onethird
c      eta_d(3)=eta(3)-onethird
c      eta_d(4)=eta(4)
c      eta_d(5)=eta(5)
c      eta_d(6)=eta(6)
c
c      ... second invariants
c      norm2=dot_vect_hu(1,sdev,sdev,6)
c      norm2sig=dot_vect_hu(1,sig,sig,6)
c      norm2eta=dot_vect_hu(1,eta_d,eta_d,6)
c
c      qq=dsqrt(threehalves*norm2)
c      I2=half*(norm2sig-I1*I1)
c
c      ... components of (eta_d_ij)(eta_d_jk)
c      eta_d2(1)=eta_d(1)*eta_d(1)+eta_d(4)*eta_d(4)+eta_d(5)*eta_d(5)
c      eta_d2(2)=eta_d(4)*eta_d(4)+eta_d(2)*eta_d(2)+eta_d(6)*eta_d(6)
c      eta_d2(3)=eta_d(6)*eta_d(6)+eta_d(5)*eta_d(5)+eta_d(3)*eta_d(3)
c      eta_d2(4)=eta_d(1)*eta_d(4)+eta_d(4)*eta_d(2)+eta_d(6)*eta_d(5)
c      eta_d2(5)=eta_d(5)*eta_d(1)+eta_d(6)*eta_d(4)+eta_d(3)*eta_d(5)
c      eta_d2(6)=eta_d(4)*eta_d(5)+eta_d(2)*eta_d(6)+eta_d(6)*eta_d(3)
c
c      ... Lode angle
c      if(norm2eta.lt.tiny) then

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

c
c      cos3t=-one
c
c      else
c
c      tretadev3=dot_vect_hu(1,eta_d,eta_d2,6)
c
c      numer=-sqrt6*tretadev3
c      denom=(dsqrt(norm2eta))**3
c      cos3t=numer/denom
c      if(dabs(cos3t).gt.one) then
c        cos3t=cos3t/dabs(cos3t)
c      end if
c
c    end if
c
c  ... determinant
c
c    xmin1=sig(2)*sig(3)-sig(6)*sig(6)
c    xmin2=sig(4)*sig(3)-sig(6)*sig(5)
c    xmin3=sig(4)*sig(6)-sig(5)*sig(2)
c
c    I3=sig(1)*xmin1-sig(4)*xmin2+sig(5)*xmin3
c
c  return
c  end
c-----c
c  subroutine matmul_hu(a,b,c,l,m,n)
c-----c
c  matrix multiplication
c-----c
c  implicit none
c
c  integer i,j,k,l,m,n
c
c  double precision a(l,m),b(m,n),c(l,n)
c
c  do i=1,l
c    do j=1,n
c      c(i,j) = 0.0d0
c      do k=1,m
c        c(i,j) = c(i,j) + a(i,k)*b(k,j)
c      end do
c    end do
c  end do
c
c  return
c  end
c-----c
c  subroutine move_asv_hu(asv,nasv,qq_n)
c-----c
c  move internal variables in vector qq_n and
c  changes intergranular strain
c  from continuum to soil mechanics convention
c
c  NOTE: del has always 6 components
c
c  written 6/2005 (Tamagnini, Sellari & Miriano)
c-----c
c  implicit none
c  integer nasv,i
c  double precision asv(nasv),qq_n(nasv),zero
c
c  parameter(zero=0.0d0)
c
c  do i=1,nasv
c    qq_n(i)=zero
c  end do
c
c  ... void ratio stored in qq_n(1)
c  qq_n(1) = asv(1)
c
c  ... suction
c  qq_n(2) = asv(2)
c
c  return
c  end
c-----c
c  subroutine move_eps_hu(dstran,ntens,deps,depsv)
c-----c
c  Move strain increment dstran into deps and computes
c  volumetric strain increment
c
c  NOTE: all strains negative in compression;
c  deps has always 6 components
c
c  written 7/2005 (Tamagnini, Sellari & Miriano)
c-----c
c  implicit none
c  integer ntens,i
c  double precision deps(6),dstran(ntens),depsv
c
c  do i=1,ntens
c    deps(i) = dstran(i)
c  end do
c
c  depsv=deps(1)+deps(2)+deps(3)
c
c  return
c  end
c-----c
c  subroutine move_sig_hu(stress,ntens,pore,sig)
c-----c
c  computes effective stress from total stress
c  (stress) and pore pressure (pore)
c
c  NOTE: stress = total stress tensor (tension positive)
c  pore = exc. pore pressure (undrained conds.,
c  compression positive)
c  sig = effective stress (tension positive)
c
c  sig has always 6 components
c
c  written 7/2005 (Tamagnini, Sellari & Miriano)
c-----c
c  implicit none
c  integer ntens,i
c  double precision sig(6),stress(ntens),pore,zero
c
c  parameter(zero=0.0d0)
c
c  do i=1,6
c    sig(i)=zero
c  end do
c
c  do i=1,ntens
c    if(i.le.3) then
c      sig(i) = stress(i)+pore
c    else
c      sig(i) = stress(i)
c    end if
c  end do
c
c  return
c  end
c-----c
c  subroutine norm_res_hu(y_til,y_hat,ny,nasv,norm_R)
c-----c
c  evaluate norm of residual vector Res=||y_hat-y_til||
c

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

c written 6/2005 (Tamagnini, Sellari & Miriano)
c-----c
c      implicit none
c
c      integer ny,nasv,ng,k,i,testnan
c
c      double precision y_til(ny),y_hat(ny),void_til,void_hat,del_void
c      double precision sensit_til,sensit_hat,del_sensit
c      double precision err(ny),norm_R2,norm_R
c      double precision norm_sig2,norm_q2,norm_sig,norm_q
c      double precision sig_hat(6),sig_til(6),del_sig(6)
c      double precision q_hat(nasv),q_til(nasv),del_q(nasv)
c      double precision dot_vect_hu,zero
c
c      parameter(zero=0.0d0)
c
c      ng=6*nasv
c      k=42*nasv
c
c      do i=1,ny
c          err(i)=zero
c      end do
c
c ... recover stress tensor and internal variables
c
c      do i=1,6
c          sig_hat(i)=y_hat(i)
c          sig_til(i)=y_til(i)
c          del_sig(i)=dabs(sig_hat(i)-sig_til(i))
c      end do
c
c      void_hat=y_hat(6+1)
c      void_til=y_til(6+1)
c      del_void=dabs(void_hat-void_til)
c
c ... relative error norms
c
c      norm_sig2=dot_vect_hu(1,sig_hat,sig_hat,6)
c      norm_sig=dsqrt(norm_sig2)
c
c      if(norm_sig.gt.zero) then
c          do i=1,6
c              err(i)=del_sig(i)/norm_sig
c          end do
c      end if
c
c      err(6+nasv-1)=del_void/void_hat
c
c ... global relative error norm
c
c      norm_R2=dot_vect_hu(3,err,err,ny)
c      norm_R=dsqrt(norm_R2)
c
c      testnan=0
c      call umatiskan_hu(norm_sig,testnan)
c      call umatiskan_hu(norm_q,testnan)
c      call umatiskan_hu(void_hat,testnan)
c      call umatiskan_hu(sensit_hat,testnan)
c
c      if(testnan.eq.1) then
c          norm_R=1.d20
c      end if
c
c      return
c      end
c-----c
c
c      subroutine perturbate_hu(y_n,y_npl,n,nasv,dsub,err_tol,maxnint,
c      & DTmin,deps_npl,parms,nparms,nfev,elprsw,theta,ntens,DD, dtime)
c-----c
c
c      compute numerically consistent tangent stiffness
c
c      written 12/2005 (Tamagnini)
c-----c
c      implicit none
c
c      logical elprsw
c
c      integer ntens,jj,kk,i
c      integer n,nasv,nparms,nfev
c      integer maxnint,error
c
c      double precision y_n(n),y_npl(n),y_star(n),parms(nparms)
c      double precision dsub,err_tol,DTmin, dtime
c      double precision theta,sig(6),q(nasv)
c      double precision deps_npl(6),deps_star(6)
c      double precision dsig(6),DD(6,6),HHTmp(nasv,6)
c      double precision LL(6,6),NN(6),Hunsattmp(6)
c      double precision zero
c
c      parameter(zero=0.0d0)
c
c      common /z_nct_errcode/error
c
c ... initialize DD and y_star
c
c      do kk=1,6
c          do jj=1,6
c              DD(kk,jj)=zero
c          end do
c      end do
c
c      do i=1,6
c          sig(i)=y_n(i)
c      end do
c
c      do i=1,nasv
c          q(i)=y_n(6+i)
c      end do
c
c      call push_hu(y_n,y_star,n)
c      if(error.ne.10) then
c          call get_tan_hu(deps_npl,sig,q,nasv,parms,nparms,
c          DD,HHTmp,LL,NN,Hunsattmp)
c      end if
c
c      do kk=1,6
c          do jj=1,6
c              DD(kk,jj)=LL(kk,jj)
c          end do
c      end do
c
c      return
c      end
c-----c
c
c      subroutine push_hu(a,b,n)
c-----c
c      push_hu vector a into vector b
c-----c
c
c      implicit none
c      integer i,n
c      double precision a(n),b(n)
c
c      do i=1,n
c          b(i)=a(i)
c      end do
c
c      return
c      end
c-----c
c
c      subroutine rhs_hu(y,ny,nasv,parms,nparms,deps,kRK,nfev,dsuction)
c-----c
c      calculate coefficient kRK from current state y

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```
c and strain increment deps
c Masin hypoplastic model for clays with
c intergranular strains
c
c written 12/2005 (Tamagnini & Sellari)
c-----c
c      implicit none
c
c      integer error,ny,nparms,nasv,i,nfev
c
c      double precision zero,one,two,four
c      double precision y(ny),kRK(ny),parms(nparms),deps(6)
c      double precision sig(6),q(nasv),dsuction
c      double precision F_sig(6),F_q(nasv)
c
c      common /z_nct_errcode/error
c
c      parameter(zero=0.0d0,one=1.0d0,two=2.0d0,four=4.0d0)
c
c ... update counter for the number of function f(y) evaluations
c
c      nfev=nfev+1
c
c ... initialize kRK
c
c      do i=1,ny
c          kRK(i)=zero
c      end do
c
c ... recover current state variables (sig,q)
c
c      do i=1,6
c          sig(i)=y(i)
c      end do
c
c      do i=1,nasv
c          q(i)=y(6+i)
c      end do
c
c build F_sig(6) and F_q(nasv) vectors and move them into kRK
c
c      call get_F_sig_q_hu(sig,q,nasv,parms,nparms,
c      & deps,F_sig,F_q,dsuction)
c      if(error.eq.10) return
c
c      do i=1,6
c          kRK(i)=F_sig(i)
c      end do
c
c      do i=1,nasv
c          kRK(6+i)=F_q(i)
c      end do
c
c      return
c
c-----c
c      subroutine rkf23_update_hu(y,n,nasv,dtsub,err_tol,maxnint,DTmin,
c      & deps_npl,dsuction,
c      &parms,nparms,nfev,elprsw,etime)
c-----c
c
c      numerical solution of y'=f(y)
c      explicit, adaptive RKF23 scheme with local time step extrapolation
c
c      Tamagnini, Sellari & Miriano 6/2005
c-----c
c      implicit none
c
c      logical elprsw
c
c      integer n,nasv,nparms,i,ksubst,kreject,nfev
c      integer maxnint,error,error_RKF
c
c      double precision y(n),parms(nparms),dtsub,err_tol,DTmin
c      double precision zero, half, one, two, three, four, six
c      double precision ptnine, onesixth, onethird, twothirds, temp
c
c      double precision deps_npl(6),y_k(n),y_2(n),y_3(n),y_til(n)
c      double precision y_hat(n),dsuction
c      double precision T_k,DT_k,etime
c      double precision kRK_1(n),kRK_2(n),kRK_3(n)
c      double precision norm_R,S_hull
c
c      parameter(zero=0.0d0,one=1.0d0,two=2.0d0,three=3.0d0)
c      parameter(four=4.0d0,six=6.0d0, half=0.5d0,ptnine=0.9d0)
c
c      common /z_nct_errcode/error
c
c ... initialize y_k vector and other variables
c
c      do i=1,n
c          y_k(i)=zero
c      end do
c
c      onesixth=one/six
c      onethird=one/three
c      twothirds=two/three
c
c ... start of update process
c
c      T_k=zero
c      DT_k=dtsub/dtime
c      ksubst=0
c      kreject=0
c      nfev=0
c
c      do i=1,n
c          y_k(i)=y(i)
c      end do
c
c ... start substepping
c
c      do while(T_k.lt.one)
c
c          ksubst=ksubst+1
c
c ... write substepping info
c
c          write(*,1234) ksubst,T_k,DT_k
c1234 format('Substep no.',i4,' T_k = ',d12.4,' DT_k = ',d12.4)
c
c ... check for maximum number of substeps
c
c          if(ksubst.gt.maxnint) then
c              write(1,*) 'number of substeps ',ksubst,
c              & ' is too big, step rejected'
c              error=3
c              return
c          end if
c
c ... build RK functions
c
c          call rhs_hu(y_k,n,nasv,parms,nparms,deps_npl,kRK_1,
c          & nfev,dsuction)
c          if(error.eq.10) return
c
c ... find y_2
```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

c
c      temp=half*DT_k
c      do i=1,n
c          y_2(i)=y_k(i)+temp*kRK_1(i)
c      end do
c      call rhs_hu(y_2,n,nasv,parms,nparms,deps_np1,kRK_2,
& nfev,dsuction)
c          if(error.eq.10) return
c ... find y_3
c      do i=1,n
c          y_3(i)=y_k(i)-DT_k*kRK_1(i)+two*DT_k*kRK_2(i)
c      end do
c      call rhs_hu(y_3,n,nasv,parms,nparms,deps_np1,kRK_3,
& nfev,dsuction)
c          if(error.eq.10) return
c ... approx. solutions of 2nd (y_til) and 3rd (y_hat) order
c      do i=1,n
c          y_til(i)=y_k(i)+DT_k*kRK_2(i)
c          y_hat(i)=y_k(i)+DT_k*
(onesixth*kRK_1(i)+twothirds*kRK_2(i)+onesixth*kRK_3(i))
c      end do
c ... local error estimate
c      call norm_res_hu(y_til,y_hat,n,nasv,norm_R)
c check if output y_hat can be used as an input into the next step
error_RKF=0
c      call check_RKF_hu(error_RKF,y_hat,n,nasv,parms,nparms)
c          if (error_RKF.ne.0) then
c              norm_R=1.d20
c              error_RKF=0
c          end if
c ... time step size estimator according to Hull
c      if(norm_R .ne. 0) then
c          S_hull=ptnine*DT_k*(err_tol/norm_R)**onethird
c          else
c              S_hull=1
c          end if
c          if (norm_R.lt.err_tol) then
c ... substep is accepted, update y_k and T_k
c and estimate new substep size DT_k
c          do i=1,n
c              y_k(i)=y_hat(i)
c          end do
c          T_k=T_k+DT_k
c          DT_k=min(four*DT_k,S_hull)
dtsub=DT_k*dtime
c          DT_k=min((one-T_k),DT_k)
c          else
c ... substep is not accepted, recompute with
c ..new (smaller) substep size DT
c          DT_k=max(DT_k/four,S_hull)
c ... check for minimum step size
c          if(DT_k.lt.DTmin) then
c              write(1,*) 'substep size ',DT_k,
& ' is too small, step rejected'
c              error=3
c              return
c          end if
c          end if
c ... bottom of while loop
c      end do
c ... recover final state
c      do i=1,n
c          y(i)=y_k(i)
c      end do
c      return
c      end
c-----c
c      subroutine check_RKF_hu(error_RKF,y,ny,nasv,parms,nparms)
c      Checks is RKF23 solout_hu vector y is OK for hypoplasticity
c-----c
c      implicit none
c      integer error_RKF,ny,nasv,i,nparms,testnan,iopt,ntens
c
c      double precision y(ny),parms(nparms)
c      double precision sig(6),pmean,sig_star(6)
c      double precision xN1(3),xN2(3),xN3(3),S(3),P,Q,tmin
c      double precision p_t,sig_star_ef(6),zero
c      ntens=6
c      zero=0
c
c      p_t =parms(2)
c      do i=1,6
c          sig(i)=y(i)
c      end do
c      sig_star(1)=sig(1)-p_t
c      sig_star(2)=sig(2)-p_t
c      sig_star(3)=sig(3)-p_t
c      sig_star(4)=sig(4)
c      sig_star(5)=sig(5)
c      sig_star(6)=sig(6)
c      call calc_khalili_stress(sig_star,sig_star_ef,
& parms(10),y(8),ntens)
c      call move_sig_hu(sig_star_ef,ntens,zero,sig_star)
c      pmean=(sig_star(1)+sig_star(2)+sig_star(3))/3
c check for positive mean stress
c      if(pmean .le. 0) then
c          error_RKF=1
c      end if
c
c calculate minimum principal stress
c      iopt=0
c      Call PrnSig_hu(iopt, sig_star, xN1, xN2, xN3,
& S(1),S(2),S(3), P, Q)
c      tmin = 1.0d+20
c      do i=1,3
c          if(tmin .ge. -S(i)) then
c              tmin=-S(i)
c          end if
c      end do

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

c c check for tension
c c   if(tmin .le. 0) then
c c     error_RKF=1
c c   end if
c c check for NAN
c c   testnan=0
c c   do i=1,ny
c c     call umatiskan_hu(y(i),testnan)
c c   end do
c c   if(testnan.eq.1) error_RKF=1
c c
c c   return
c c   end
c c-----c
c c   subroutine solout_hu(stress,ntens,asv,nasv,ddsdde,y,nydim,
c c     + pore,depsv_npl,parms,nparms,DD)
c c-----c
c c copy the vector of state variables to umat output
c c modified 7/2005 (Tamagnini, Sellari)
c c NOTE: solid mechanics convention for stress and strain components
c c   pore is always positive in compression
c c-----c
c c   implicit none
c c
c c   integer nydim,nasv,nparms,ntens,i,j
c c
c c   double precision y(nydim),asv(nasv),stress(ntens)
c c   double precision ddsdde(ntens,ntens),DD(6,6)
c c   double precision parms(nparms),bulk_w,pore,depsv_npl
c c updated total stresses (effective stresses stored in y(1:6))
c c
c c   do i=1,ntens
c c     stress(i) = y(i)
c c   end do
c c additional state variables (void ratio, suction)
c c
c c   do i=1,nasv
c c     asv(i) = y(6+i)
c c   end do
c c consistent tangent stiffness
c c
c c   do j=1,ntens
c c     do i=1,ntens
c c       ddsdde(i,j) = DD(i,j)
c c     end do
c c   end do
c c   return
c c   end
c c-----c
c c   subroutine wrista_hu(mode,y,nydim,deps_npl,dtime,coords,statev,
c c     & nstatv,parms,nparms,noel,npt,ndi,nshr,kstep,kinc)
c c-----c
c c ... subroutine for managing output messages
c c
c c   mode
c c
c c   all = writes:          kstep, kinc, noel, npt
c c   2=writes also: error message,coords(3),parms(nparms),ndi,nshr,
c c     stress(nstress),deps(nstress),dtime,statev(nstatv)
c c   3=writes also: stress(nstress),deps(nstress),dtime,statev(nstatv)
c c-----c
c c   implicit none
c c
c c   integer mode,nydim,nstatv,nparms,noel,npt,ndi,nshr,kstep,kinc,i
c c
c c   double precision y(nydim),statev(nstatv),parms(nparms)
c c   double precision deps_npl(6),coords(3),dtime
c c
c c ... writes for mode = 2
c c
c c   if (mode.eq.2) then
c c     write(1,*) '====='
c c     write(1,*) 'ERROR: abaqus job failed during call of UMAT'
c c     write(1,*) '====='
c c     write(1,*) 'state dump:'
c c     write(1,*)
c c   end if
c c
c c ... writes for all mode values
c c
c c   write(1,111) 'Step: ',kstep, 'increment: ',kinc,
c c     & 'element: ', noel, 'Integration point: ',npt
c c   write(1,*)
c c
c c ... writes for mode = 2
c c
c c   if (mode.eq.2) then
c c     write(1,*) 'Co-ordinates of material point:'
c c     write(1,104) 'x1 = ',coords(1),' x2 = ',coords(2),' x3 = ',
c c       & coords(3)
c c     write(1,*)
c c     write(1,*) 'Material parameters:'
c c     write(1,*)
c c     do i=1,nparms
c c       write(1,105) 'prop('',i,'') = ',parms(i)
c c     end do
c c     write(1,*)
c c     write(1,102) 'No. of mean components: ',ndi
c c     write(1,102) 'No. of shear components: ',nshr
c c     write(1,*)
c c   end if
c c
c c ... writes for mode = 2 or 3
c c
c c   if ((mode.eq.2).or.(mode.eq.3)) then
c c     write(1,*) 'Stresses:'
c c     write(1,*)
c c     write(1,101) 'sigma(1) = ',y(1)
c c     write(1,101) 'sigma(2) = ',y(2)
c c     write(1,101) 'sigma(3) = ',y(3)
c c     write(1,101) 'sigma(4) = ',y(4)
c c     write(1,101) 'sigma(5) = ',y(5)
c c     write(1,101) 'sigma(6) = ',y(6)
c c     write(1,*)
c c     write(1,*) 'Strain increment:'
c c     write(1,*)
c c     write(1,101) 'deps_npl(1) = ',deps_npl(1)
c c     write(1,101) 'deps_npl(2) = ',deps_npl(2)
c c     write(1,101) 'deps_npl(3) = ',deps_npl(3)
c c     write(1,101) 'deps_npl(4) = ',deps_npl(4)
c c     write(1,101) 'deps_npl(5) = ',deps_npl(5)
c c     write(1,101) 'deps_npl(6) = ',deps_npl(6)
c c     write(1,*)
c c     write(1,*) 'Time increment:'
c c     write(1,*)
c c     write(1,108) 'dtime = ',dtime
c c     write(1,*)
c c     write(1,*) 'Internal variables:'

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

        write(1,*)
        write(1,109) 'void = ',statev(1)
        write(1,*)
        write(1,*) '=====',
c
    end if
c
101 format(1X,a15,e10.4)
102 format(1X,a25,i1)
103 format(1X,a7,i5)
104 format(1X,3(a5,f10.4,2X))
105 format(1X,a5,i2,a4,f20.3)
106 format(1X,3(a9,f12.4,2X))
107 format(1X,3(a10,f12.4,2X))
108 format(1X,a8,f12.4)
109 format(1X,a6,f10.4)
110 format(1X,a5,f10.4)
111 format(1X,a6,i4,2X,a11,i4,2X,a9,i10,2X,a19,i4)
c
    return
end
c-----c
      subroutine calc_statev_hu(stress,statev,parms,nparms,nasv,
& nasvdim,deps)
c-----c
c-----c
c computes additional state variables for postprocessing
c-----c
      implicit none
c
      logical elprsw
c
      integer ntens,jj,kk,i
      integer n,nasv,nparms,nfev,nasvdim
      integer maxnint,error
c
      double precision parms(nparms),dot_vect_hu
      double precision stress(6),statev(nasvdim)
      double precision deps(6),tmax,tmin
      double precision MM(6,6),HHTmp(nasv,6)
      double precision LL(6,6),NN(6),sig_star_ef(6)
      double precision zero,two,four,iopt,three
      double precision I1,I2,I3,cos3t,pp,qg
      double precision sin2phi,sinphi,sig_star(6),p_t
      double precision norm_del,norm_del2,del(6)
c
      parameter(zero=0.0d0,two=2.0d0,four=4.0d0,three=3.0d0,ntens=6)
c
c ... calc phimob (statev 5) from Matsuoka-Nakai YS
      p_t =parms(2)
      do i=1,3
          sig_star(i)=stress(i)-p_t
      end do
      do i=4,6
          sig_star(i)=stress(i)
      end do
      call calc_khalili_stress(sig_star,sig_star_ef,
& parms(10),statev(2),ntens)
      call move_sig_hu(sig_star_ef,ntens,zero,sig_star)
      call inv_sig_hu(sig_star,pp,qg,cos3t,I1,I2,I3)
      if(I3 .ne. 0) then
          sin2phi=(9.d0+I1*I2/I3)/(1.d0+I1*I2/I3)
      else
          sin2phi=0
      end if
      if(sin2phi .lt. 0) then
          sin2phi=0
      end if
      if(sin2phi .gt. 1) then
          sin2phi=1
      end if
      sinphi=sqrt(sin2phi)
      statev(nasv+3)= asin(sinphi)*
          . 180.0d0/3.141592d0
      return
end
c-----c
      subroutine umatiskan_hu(chcknum,testnan)
c-----c
c-----c
      checks whether number is NaN
c-----c
      double precision chcknum
      integer testnan
      if (.not.(chcknum .ge. 0. .OR. chcknum .lt. 0.)) testnan=1
      if (chcknum .gt. 1.d30) testnan=1
      if (chcknum .lt. -1.d30) testnan=1
      if (chcknum .ne. chcknum) testnan=1
      return
end
c
      subroutine xit_hu
c
      stop
c
      return
end
c
      Subroutine PrnSig_hu(iOpt,S,xN1,xN2,xN3,S1,S2,S3,P,Q)
      Implicit Double Precision (A-H,O-Z)
      Dimension S(*),xN1(*),xN2(*),xN3(*)
      If (iOpt.Eq.1) Then
      Call Eig_3_hu(0,S,xN1,xN2,xN3,S1,S2,S3,P,Q) ! with Eigenvect.
      Else
      Call Eig_3a_hu(0,S,S1,S2,S3,P,Q) ! no Eigenvectors
      End If
      Return
      End
c
      Subroutine Eig_3_hu(iOpt,St,xN1,xN2,xN3,S1,S2,S3,P,Q)
      Implicit Double Precision (A-H,O-Z)
      Dimension St(6),A(3,3),V(3,3),
      * xN1(3),xN2(3),xN3(3)
      !
      ! Get Eigenvalues/Eigenvectors for 3*3 matrix
      ! Wim Bomhof 15/11/'01
      ! PGB : adaption to Principal stress calculation
      !
      ! Applied on principal stresses, directions
      ! Stress vector St(): XX, YY, ZZ, XY, YZ, ZX
      !
      A(1,1) = St(1) ! xx
      A(1,2) = St(4) ! xy = yx
      A(1,3) = St(6) ! zx = xz
      A(2,1) = St(4) ! xy = yx
      A(2,2) = St(2) ! yy
      A(2,3) = St(5) ! zy = yz
      A(3,1) = St(6) ! zx = xz
      A(3,2) = St(5) ! zy = yz
      A(3,3) = St(3) ! zz
      ! Set V to unity matrix
      V(1,1) = 1

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

V(2,1) = 0
V(3,1) = 0
V(1,2) = 0
V(2,2) = 1
V(3,2) = 0
V(1,3) = 0
V(2,3) = 0
V(3,3) = 1
abs_max_s=0.0
Do i=1,3
  Do j=1,3
    if (abs(a(i,j)) .Gt. abs_max_s) abs_max_s=abs(a(i,j))
  End Do
End Do
Tol = 1d-20 * abs_max_s
it = 0
itmax = 50
Do While ( it.Lt.itMax .And.
*   abs(a(1,2))+abs(a(2,3))+abs(a(1,3)) .Gt. Tol )
  it=it+1
  Do k=1,3
    If (k .Eq. 1) Then
      ip=1
      iq=2
    Else If (k .Eq.2) Then
      ip=2
      iq=3
    Else
      ip=1
      iq=3
    End If
    If (a(ip,iq) .Ne. 0.0) Then
      tau=(a(ip,iq)-a(ip,ip))/(2.0*a(ip,iq))
      If (tau .Ge.0.0) Then
        sign_tau=1.0
      Else
        sign_tau=-1.0
      End If
      t=sign_tau/(abs(tau)+sqrt(1.0+tau*tau))
      c=1.0/sqrt(1.0+t*t)
      s=t*c
      alp=c*a(1,ip)-s*a(1,iq)
      a2p=c*a(2,ip)-s*a(2,iq)
      a3p=c*a(3,ip)-s*a(3,iq)
      a(1,iq)=s*a(1,ip)+c*a(1,iq)
      a(2,iq)=s*a(2,ip)+c*a(2,iq)
      a(3,iq)=s*a(3,ip)+c*a(3,iq)
      a(1,ip)=alp
      a(2,ip)=a2p
      a(3,ip)=a3p
      v1p=c*v(1,ip)-s*v(1,iq)
      v2p=c*v(2,ip)-s*v(2,iq)
      v3p=c*v(3,ip)-s*v(3,iq)
      v(1,iq)=s*v(1,ip)+c*v(1,iq)
      v(2,iq)=s*v(2,ip)+c*v(2,iq)
      v(3,iq)=s*v(3,ip)+c*v(3,iq)
      v(1,ip)=v1p
      v(2,ip)=v2p
      v(3,ip)=v3p
      ap1=c*a(ip,1)-s*a(iq,1)
      ap2=c*a(ip,2)-s*a(iq,2)
      ap3=c*a(ip,3)-s*a(iq,3)
      a(ip,1)=s*a(ip,1)+c*a(iq,1)
      a(ip,2)=s*a(ip,2)+c*a(iq,2)
      a(ip,3)=s*a(ip,3)+c*a(iq,3)
      a(iq,1)=ap1
      a(iq,2)=ap2
      a(iq,3)=ap3
    End If ! a(ip,iq)<>0
  End Do ! k
End Do ! While
! principal values on diagonal of a
S1 = a(1,1)
S2 = a(2,2)
S3 = a(3,3)
! Derived invariants
P = (S1+S2+S3)/3
Q = Sqrt( ( (S1-S2)**2 + (S2-S3)**2 + (S3-S1)**2 ) / 2 )
! Sort eigenvalues S1 <= S2 <= S3
is1 = 1
is2 = 2
is3 = 3
if (s1.Gt.s2) Then
  t = s2
  s2 = s1
  s1 = t
  it = is2
  is2 = is1
  is1 = it
End If
if (s2.Gt.s3) Then
  t = s3
  s3 = s2
  s2 = t
  it = is3
  is3 = is2
  is2 = it
End If
if (s1.Gt.s2) Then
  t = s2
  s2 = s1
  s1 = t
  it = is2
  is2 = is1
  is1 = it
End If
Do i=1,3
  xN1(i) = v(i,is1) ! first column
  xN2(i) = v(i,is2) ! second column
  xN3(i) = v(i,is3) ! third column
End Do
Return
End ! Eig_3_hu
Subroutine Eig_3a_hu(iOpt,St,S1,S2,S3,P,Q) ! xN1,xN2,xN3,
Implicit Double Precision (A-H,O-Z)
Dimension St(6),A(3,3) ! V(3,3),xN1(3),xN2(3),xN3(3)
!
! Get Eigenvalues ( no Eigenvectors) for 3*3 matrix
! Wim Bomhof 15/11/'01
!
! Applied on principal stresses, directions
! Stress vector XX, YY, ZZ, XY, YZ, ZX
!
A(1,1) = St(1) ! xx
A(1,2) = St(4) ! xy = yx
A(1,3) = St(6) ! zx = xz
A(2,1) = St(4) ! xy = yx
A(2,2) = St(2) ! yy

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```

A(2,3) = St(5) ! zy = yz
A(3,1) = St(6) ! zx = xz
A(3,2) = St(5) ! zy = yz
A(3,3) = St(3) ! zz
abs_max_s=0.0
Do i=1,3
  Do j=1,3
    if (abs(a(i,j)) .Gt. abs_max_s) abs_max_s=abs(a(i,j))
  End Do
End Do
Tol = 1d-20 * abs_max_s
If (iOpt.Eq.1) Tol = 1d-50*abs_max_s
it=0
itmax = 50
Do While ( it.lt.itmax .And.
*   abs(a(1,2))+abs(a(2,3))+abs(a(1,3)) .Gt. Tol )
  it=it+1
  Do k=1,3
    If (k .Eq. 1) Then
      ip=1
      iq=2
    Else If (k .Eq.2) Then
      ip=2
      iq=3
    Else
      ip=1
      iq=3
    End If
    If (a(ip,iq) .Ne. 0.0) Then ! ongelijk nul ?
      tau=(a(ip,iq)-a(ip,ip))/(2.0*a(ip,iq))
      If (tau .Ge.0.0) Then
        sign_tau=1.0
      Else
        sign_tau=-1.0
      End If
      t=sign_tau/(abs(tau)+sqrt(1.0+tau*tau))
      c=1.0/sqrt(1.0+t*t)
      s=t*c
      a1p=c*a(1,ip)-s*a(1,iq)
      a2p=c*a(2,ip)-s*a(2,iq)
      a3p=c*a(3,ip)-s*a(3,iq)
      a(1,iq)=s*a(1,ip)+c*a(1,iq)
      a(2,iq)=s*a(2,ip)+c*a(2,iq)
      a(3,iq)=s*a(3,ip)+c*a(3,iq)
      a(1,ip)=a1p
      a(2,ip)=a2p
      a(3,ip)=a3p
      a1=c*a(ip,1)-s*a(iq,1)
      a2=c*a(ip,2)-s*a(iq,2)
      a3=c*a(ip,3)-s*a(iq,3)
      a(iq,1)=s*a(ip,1)+c*a(iq,1)
      a(iq,2)=s*a(ip,2)+c*a(iq,2)
      a(iq,3)=s*a(ip,3)+c*a(iq,3)
      a(ip,1)=a1
      a(ip,2)=a2
      a(ip,3)=a3
    End If ! a(ip,iq)>0
  End Do ! k
End Do ! While
! principal values on diagonal of a
S1 = a(1,1)
S2 = a(2,2)
S3 = a(3,3)
! Derived invariants
P = (S1+S2+S3)/3
Q = Sqrt( ( (S1-S2)**2 + (S2-S3)**2 + (S3-S1)**2 ) / 2 )
if (s1.Gt.s2) Then
  t = s2
  s2 = s1
  s1 = t
End If
if (s2.Gt.s3) Then
  t = s3
  s3 = s2
  s2 = t
End If
if (s1.Gt.s2) Then
  t = s2
  s2 = s1
  s1 = t
End If
Return
End ! Eig_3a_hu
-----c
subroutine calc_khalili_stress(sig_net,sig_ef,
& separam,suction,ntens)
-----c
c initializes the vector of state variables
-----c
implicit none
c
integer i,ntens
c
double precision sig_net(6),sig_ef(6),separam,suction
double precision khalfact
double precision gamma
c
gamma=0.55
if(suction>separam) then
  khalfact=-suction*(separam/suction)**gamma
else
  khalfact=-suction
end if
call move_sig_hu(sig_net,ntens,khalfact,sig_ef)
return
end
!*****
!*from http://www.algarcia.org/nummeth/Programs2E.html*
!*****
real function inv(AA, N, Nm, Ainv)
integer*4 N, Nm
real*8 AA(Nm,Nm), Ainv(Nm,Nm)
! Compute inverse of matrix
! Input
! AA - Matrix A (N by N)
! N - Dimension of matrix A (used)
! Nm - Dimension of matrix A (allocated memory)
! Outputs
! Ainv - Inverse of matrix A (N by N)
! determ - Determinant of matrix A (return value)
integer*4 MAXN
parameter( MAXN = 500 )
integer*4 i, j, k, index(MAXN), signDet, jPivot, indexJ
real*8 scale(MAXN), b(MAXN,MAXN) ! Scale factor and work array
real*8 A(MAXN,MAXN) ! Working copy of input matrix
real*8 scalemax, ratio, ratiomax, coeff, determ, sum
if( Nm .gt. MAXN ) then
  write(1,*) 'ERROR - Matrix is too large for inv routine'
  stop

```

ANEXO II. APÊNDICE B: CÓDIGO DE PROGRAMAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO EM FORTRAN DO MODELO CONSTITUTIVO DE REFERÊNCIA

```
endif
! Copy matrix A so as not to modify original
do i=1,N
  do j=1,N
    A(i,j) = AA(i,j)
  enddo
enddo
!* Matrix b is initialized to the identity matrix
do i=1,N
  do j=1,N
    if( i .eq. j ) then
      b(i,j) = 1.0
    else
      b(i,j) = 0.0
    endif
  enddo
enddo
!* Set scale factor, scale(i) = max( |a(i,j)| ), for each row
do i=1,N
  index(i) = i           ! Initialize row index list
  scalemax = 0.0
  do j=1,N
    if( abs(A(i,j)) .gt. scalemax ) then
      scalemax = abs(A(i,j))
    endif
  enddo
  scale(i) = scalemax
enddo
!* Loop over rows k = 1, ..., (N-1)
signDet = 1
do k=1,N-1
  !* Select pivot row from max( |a(j,k)/s(j)| )
  ratiomax = 0.0
  jPivot = k
  do i=k,N
    ratio = abs(A(index(i),k))/scale(index(i))
    if( ratio .gt. ratiomax ) then
      jPivot=i
      ratiomax = ratio
    endif
  enddo
  !* Perform pivoting using row index list
  indexJ = index(k)
  if( jPivot .ne. k ) then           ! Pivot
    indexJ = index(jPivot)
    index(jPivot) = index(k)       ! Swap index jPivot and k
    index(k) = indexJ
    signDet = -1*signDet           ! Flip sign of determinant
  endif
  !* Perform forward elimination
  do i=k+1,N
    coeff = A(index(i),k)/A(indexJ,k)
    do j=k+1,N
      A(index(i),j) = A(index(i),j) - coeff*A(indexJ,j)
    enddo
    A(index(i),k) = coeff
    do j=1,N
      b(index(i),j) = b(index(i),j) - A(index(i),k)*b(indexJ,j)
    enddo
  enddo
enddo
!* Compute determinant as product of diagonal elements
determ = signDet           ! Sign of determinant
do i=1,N
  determ = determ*A(index(i),i)
enddo
!* Perform backsubstitution
do k=N,1,-1
  Ainv(N,k) = b(index(N),k)/A(index(N),N)
  do i=N-1,1,-1
    sum = b(index(i),k)
    do j=i+1,N
      sum = sum - A(index(i),j)*Ainv(j,k)
    enddo
    Ainv(i,k) = sum/A(index(i),i)
  enddo
enddo
inv = determ           ! Return the determinant
return
end
```

III. APÊNDICE C: DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA ESTAÇÃO BRASÍLIA (BDMEP - INMET) - CASO DE ANÁLISE

```
-----  
Estação - 83377  
BDMEP - INMET  
-----  
Estação      : BRASÍLIA - DF (OMM: 83377)  
Latitude (graus) : -15.78  
Longitude (graus) : -47.92  
Altitude (metros) : 1159.54  
Estação Operante  
Início de operação: 12/09/1961  
Período solicitado dos dados: 01/10/2010 a 01/06/2011  
Os dados listados abaixo são os que encontram-se digitados no BDMEP  
Obs.: Os dados aparecem separados por ; (ponto e vírgula) no formato txt.  
Para o formato planilha XLS, siga as instruções  
-----  
Estacao;Data;Hora;Precipitacao (mm);  
83377;01/10/2010;1200;0;  
83377;02/10/2010;1200;21.8;  
83377;03/10/2010;1200;10.9;  
83377;04/10/2010;1200;0;  
83377;05/10/2010;1200;0;  
83377;06/10/2010;1200;0;  
83377;07/10/2010;1200;25.8;  
83377;08/10/2010;1200;1;  
83377;09/10/2010;1200;0;  
83377;10/10/2010;1200;0;  
83377;11/10/2010;1200;0;  
83377;12/10/2010;1200;0.2;  
83377;13/10/2010;1200;2.1;  
83377;14/10/2010;1200;0;  
83377;15/10/2010;1200;1;  
83377;16/10/2010;1200;0;  
83377;17/10/2010;1200;11.8;  
83377;18/10/2010;1200;4.9;  
83377;19/10/2010;1200;24.2;  
83377;20/10/2010;1200;0.1;  
83377;21/10/2010;1200;8.4;  
83377;22/10/2010;1200;0;  
83377;23/10/2010;1200;28.2;  
83377;24/10/2010;1200;11.4;  
83377;25/10/2010;1200;6.3;  
83377;26/10/2010;1200;1.7;  
83377;27/10/2010;1200;28.6;  
83377;28/10/2010;1200;0;  
83377;29/10/2010;1200;0;  
83377;30/10/2010;1200;0.5;  
83377;31/10/2010;1200;0;  
83377;01/11/2010;1200;10.1;  
83377;02/11/2010;1200;0.6;  
83377;03/11/2010;1200;22.8;  
83377;04/11/2010;1200;0;  
83377;05/11/2010;1200;4;  
83377;06/11/2010;1200;23;  
83377;07/11/2010;1200;44.5;  
83377;08/11/2010;1200;2.9;  
83377;09/11/2010;1200;1.4;  
83377;10/11/2010;1200;0.1;  
83377;11/11/2010;1200;1.4;  
83377;12/11/2010;1200;1.5;  
83377;13/11/2010;1200;0;  
83377;14/11/2010;1200;21;  
83377;15/11/2010;1200;1.1;  
83377;16/11/2010;1200;2.5;  
83377;17/11/2010;1200;2.9;  
83377;18/11/2010;1200;0;  
83377;19/11/2010;1200;0;  
83377;20/11/2010;1200;0;  
83377;21/11/2010;1200;1.1;  
83377;22/11/2010;1200;0.6;  
83377;23/11/2010;1200;55.3;  
83377;24/11/2010;1200;1.5;  
83377;25/11/2010;1200;8.4;  
83377;26/11/2010;1200;0;  
83377;27/11/2010;1200;8.4;  
83377;28/11/2010;1200;6.2;  
83377;29/11/2010;1200;33.2;  
83377;30/11/2010;1200;0;  
83377;01/12/2010;1200;31.7;  
83377;02/12/2010;1200;1.7;  
83377;03/12/2010;1200;0;  
83377;04/12/2010;1200;5.5;  
83377;05/12/2010;1200;15;  
83377;06/12/2010;1200;42.9;  
83377;07/12/2010;1200;0.2;  
83377;08/12/2010;1200;0;  
83377;09/12/2010;1200;0.1;  
83377;10/12/2010;1200;0.5;  
83377;11/12/2010;1200;5.4;  
83377;12/12/2010;1200;3.3;  
83377;13/12/2010;1200;0.7;  
83377;14/12/2010;1200;3.6;  
83377;15/12/2010;1200;21.4;  
83377;16/12/2010;1200;31.6;  
83377;17/12/2010;1200;2.8;  
83377;18/12/2010;1200;0;  
83377;19/12/2010;1200;31.2;  
83377;20/12/2010;1200;0;  
83377;21/12/2010;1200;2.5;  
83377;22/12/2010;1200;0;  
83377;23/12/2010;1200;0;  
83377;24/12/2010;1200;0;  
83377;25/12/2010;1200;28.2;  
83377;26/12/2010;1200;7.4;  
83377;27/12/2010;1200;9.2;  
83377;28/12/2010;1200;13.5;  
83377;29/12/2010;1200;23.8;  
83377;30/12/2010;1200;23.6;  
83377;31/12/2010;1200;12.2;
```

ANEXO III. APÊNDICE C: DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA ESTAÇÃO BRASÍLIA
(BDMEP - INMET) - CASO DE ANÁLISE

83377;01/01/2011;1200;17.2;
83377;02/01/2011;1200;16.6;
83377;03/01/2011;1200;12.8;
83377;04/01/2011;1200;17.6;
83377;05/01/2011;1200;10.2;
83377;06/01/2011;1200;8.9;
83377;07/01/2011;1200;11.1;
83377;08/01/2011;1200;2.4;
83377;09/01/2011;1200;0;
83377;10/01/2011;1200;0;
83377;11/01/2011;1200;0;
83377;12/01/2011;1200;2.1;
83377;13/01/2011;1200;1.1;
83377;14/01/2011;1200;1.6;
83377;15/01/2011;1200;13.4;
83377;16/01/2011;1200;0;
83377;17/01/2011;1200;1.4;
83377;18/01/2011;1200;0;
83377;19/01/2011;1200;3.4;
83377;20/01/2011;1200;0;
83377;21/01/2011;1200;2.2;
83377;22/01/2011;1200;0;
83377;23/01/2011;1200;0.8;
83377;24/01/2011;1200;0;
83377;25/01/2011;1200;0;
83377;26/01/2011;1200;0;
83377;27/01/2011;1200;0;
83377;28/01/2011;1200;1.7;
83377;29/01/2011;1200;0;
83377;30/01/2011;1200;2.3;
83377;31/01/2011;1200;0;
83377;01/02/2011;1200;0;
83377;02/02/2011;1200;0;
83377;03/02/2011;1200;0;
83377;04/02/2011;1200;6.5;
83377;05/02/2011;1200;0;
83377;06/02/2011;1200;0;
83377;07/02/2011;1200;0;
83377;08/02/2011;1200;13.6;
83377;09/02/2011;1200;10;
83377;10/02/2011;1200;0;
83377;11/02/2011;1200;8.4;
83377;12/02/2011;1200;7.2;
83377;13/02/2011;1200;5.1;
83377;14/02/2011;1200;0.3;
83377;15/02/2011;1200;2.7;
83377;16/02/2011;1200;0;
83377;17/02/2011;1200;20.7;
83377;18/02/2011;1200;19;
83377;19/02/2011;1200;0.3;
83377;20/02/2011;1200;0;
83377;21/02/2011;1200;7.7;
83377;22/02/2011;1200;10.7;
83377;23/02/2011;1200;6.2;
83377;24/02/2011;1200;3.2;
83377;25/02/2011;1200;30;
83377;26/02/2011;1200;8.7;
83377;27/02/2011;1200;6.6;
83377;28/02/2011;1200;5.5;
83377;01/03/2011;1200;0;
83377;02/03/2011;1200;5.6;
83377;03/03/2011;1200;6.9;
83377;04/03/2011;1200;7.6;
83377;05/03/2011;1200;21.5;
83377;06/03/2011;1200;0.2;
83377;07/03/2011;1200;0.8;
83377;08/03/2011;1200;44.2;
83377;09/03/2011;1200;0;
83377;10/03/2011;1200;5;
83377;11/03/2011;1200;0.4;
83377;12/03/2011;1200;0;
83377;13/03/2011;1200;11.2;
83377;14/03/2011;1200;7.4;
83377;15/03/2011;1200;7.9;
83377;16/03/2011;1200;0;
83377;17/03/2011;1200;0;
83377;18/03/2011;1200;53;
83377;19/03/2011;1200;2.4;
83377;20/03/2011;1200;1.7;
83377;21/03/2011;1200;28.5;
83377;22/03/2011;1200;19.2;
83377;23/03/2011;1200;0;
83377;24/03/2011;1200;0.7;
83377;25/03/2011;1200;2.6;
83377;26/03/2011;1200;0;
83377;27/03/2011;1200;0;
83377;28/03/2011;1200;0.3;
83377;29/03/2011;1200;10.2;
83377;30/03/2011;1200;5.9;
83377;31/03/2011;1200;0;
83377;01/04/2011;1200;0;
83377;02/04/2011;1200;0;
83377;03/04/2011;1200;0;
83377;04/04/2011;1200;3.7;
83377;05/04/2011;1200;0;
83377;06/04/2011;1200;11.4;
83377;07/04/2011;1200;0;
83377;08/04/2011;1200;0.2;
83377;09/04/2011;1200;0;
83377;10/04/2011;1200;0.7;
83377;11/04/2011;1200;53.5;
83377;12/04/2011;1200;0;
83377;13/04/2011;1200;0;
83377;14/04/2011;1200;0;
83377;15/04/2011;1200;0;
83377;16/04/2011;1200;0;
83377;17/04/2011;1200;0;
83377;18/04/2011;1200;0;
83377;19/04/2011;1200;0;
83377;20/04/2011;1200;0;
83377;21/04/2011;1200;0;
83377;22/04/2011;1200;0;
83377;23/04/2011;1200;0;
83377;24/04/2011;1200;0;
83377;25/04/2011;1200;0;
83377;26/04/2011;1200;0;
83377;27/04/2011;1200;0;
83377;28/04/2011;1200;0;
83377;29/04/2011;1200;0;
83377;30/04/2011;1200;0;
83377;01/05/2011;1200;0;
83377;02/05/2011;1200;0;
83377;03/05/2011;1200;0;
83377;04/05/2011;1200;0;
83377;05/05/2011;1200;0;
83377;06/05/2011;1200;0;

ANEXO III. APÊNDICE C: DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA ESTAÇÃO BRASÍLIA (BDMEP - INMET) - CASO DE ANÁLISE

83377;07/05/2011;1200;0;
83377;08/05/2011;1200;0;
83377;09/05/2011;1200;0;
83377;10/05/2011;1200;0;
83377;11/05/2011;1200;0;
83377;12/05/2011;1200;0;
83377;13/05/2011;1200;0;
83377;14/05/2011;1200;0;
83377;15/05/2011;1200;0;
83377;16/05/2011;1200;0;
83377;17/05/2011;1200;0.5;
83377;18/05/2011;1200;0;
83377;19/05/2011;1200;0.2;
83377;20/05/2011;1200;0;
83377;21/05/2011;1200;13.2;
83377;22/05/2011;1200;0;
83377;23/05/2011;1200;0;
83377;24/05/2011;1200;0;
83377;25/05/2011;1200;0;
83377;26/05/2011;1200;0;
83377;27/05/2011;1200;0;
83377;28/05/2011;1200;0;
83377;29/05/2011;1200;0;
83377;30/05/2011;1200;0;
83377;31/05/2011;1200;0;
83377;01/06/2011;1200;0;

IV. APÊNDICE D: DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA ESTAÇÃO BRASÍLIA (BDMEP - INMET) - CASO DE VALIDAÇÃO

```
-----  
BDMEP - INMET-----  
Estação : BRASÍLIA - DF (OMM: 83377)  
Latitude (graus) : -15.78  
Longitude (graus) : -47.92  
Altitude (metros): 1159.54  
Estação Operante  
Início de operação: 12/09/1961  
Período solicitado dos dados: 01/09/2011 a 01/09/2012  
Os dados listados abaixo são os que encontram-se digitados no BDMEP  
Obs.: Os dados aparecem separados por ; (ponto e vírgula) no formato txt.  
Para o formato planilha XLS, siga as instruções  
-----  
Estacao;Data;Hora;Precipitacao;  
83377;01/09/2011;1200;0;  
83377;02/09/2011;1200;0;  
83377;03/09/2011;1200;0;  
83377;04/09/2011;1200;0;  
83377;05/09/2011;1200;0;  
83377;06/09/2011;1200;0;  
83377;07/09/2011;1200;0;  
83377;08/09/2011;1200;0;  
83377;09/09/2011;1200;0;  
83377;10/09/2011;1200;0;  
83377;11/09/2011;1200;0;  
83377;12/09/2011;1200;0;  
83377;13/09/2011;1200;0;  
83377;14/09/2011;1200;0;  
83377;15/09/2011;1200;0;  
83377;16/09/2011;1200;0;  
83377;17/09/2011;1200;0;  
83377;18/09/2011;1200;0;  
83377;19/09/2011;1200;0;  
83377;20/09/2011;1200;0;  
83377;21/09/2011;1200;0;  
83377;22/09/2011;1200;0;  
83377;23/09/2011;1200;0;  
83377;24/09/2011;1200;0;  
83377;25/09/2011;1200;0;  
83377;26/09/2011;1200;1.8;  
83377;27/09/2011;1200;5.2;  
83377;28/09/2011;1200;0;  
83377;29/09/2011;1200;0;  
83377;30/09/2011;1200;0;  
83377;01/10/2011;1200;0;  
83377;02/10/2011;1200;0;  
83377;03/10/2011;1200;4.1;  
83377;04/10/2011;1200;6.5;  
83377;05/10/2011;1200;7.6;  
83377;06/10/2011;1200;16.9;  
83377;07/10/2011;1200;7;  
83377;08/10/2011;1200;0.2;  
83377;09/10/2011;1200;12;  
83377;10/10/2011;1200;15.8;  
83377;11/10/2011;1200;0.5;  
83377;12/10/2011;1200;6.5;  
83377;13/10/2011;1200;0.2;  
83377;14/10/2011;1200;15.1;  
83377;15/10/2011;1200;44.6;  
83377;16/10/2011;1200;7.2;  
83377;17/10/2011;1200;7.9;  
83377;18/10/2011;1200;28;  
83377;19/10/2011;1200;37;  
83377;20/10/2011;1200;19;  
83377;21/10/2011;1200;0;  
83377;22/10/2011;1200;4.4;  
83377;23/10/2011;1200;0;  
83377;24/10/2011;1200;0;  
83377;25/10/2011;1200;0;  
83377;26/10/2011;1200;1.3;  
83377;27/10/2011;1200;5.5;  
83377;28/10/2011;1200;2.4;  
83377;29/10/2011;1200;0;  
83377;30/10/2011;1200;32.3;  
83377;31/10/2011;1200;0;  
83377;01/11/2011;1200;20.7;  
83377;02/11/2011;1200;0.5;  
83377;03/11/2011;1200;0;  
83377;04/11/2011;1200;0;  
83377;05/11/2011;1200;0;  
83377;06/11/2011;1200;0;  
83377;07/11/2011;1200;0.3;  
83377;08/11/2011;1200;34.4;  
83377;09/11/2011;1200;6.3;  
83377;10/11/2011;1200;0.3;  
83377;11/11/2011;1200;0;  
83377;12/11/2011;1200;0;  
83377;13/11/2011;1200;0;  
83377;14/11/2011;1200;0;  
83377;15/11/2011;1200;29.6;  
83377;16/11/2011;1200;5.4;  
83377;17/11/2011;1200;0;  
83377;18/11/2011;1200;0;  
83377;19/11/2011;1200;0;  
83377;20/11/2011;1200;0.7;  
83377;21/11/2011;1200;68.2;  
83377;22/11/2011;1200;8.4;  
83377;23/11/2011;1200;12;  
83377;24/11/2011;1200;6.2;  
83377;25/11/2011;1200;64;  
83377;26/11/2011;1200;1.2;  
83377;27/11/2011;1200;44.8;  
83377;28/11/2011;1200;8.5;  
83377;29/11/2011;1200;20.9;  
83377;30/11/2011;1200;1.4;  
83377;01/12/2011;1200;28.1;
```

ANEXO IV. APÊNDICE D: DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA ESTAÇÃO BRASÍLIA (BDMEP - INMET) - CASO DE VALIDAÇÃO

83377;02/12/2011;1200;0.5;
83377;03/12/2011;1200;13.6;
83377;04/12/2011;1200;23.2;
83377;05/12/2011;1200;4.9;
83377;06/12/2011;1200;1.9;
83377;07/12/2011;1200;0.1;
83377;08/12/2011;1200;0;
83377;09/12/2011;1200;0;
83377;10/12/2011;1200;0.4;
83377;11/12/2011;1200;8.4;
83377;12/12/2011;1200;34.9;
83377;13/12/2011;1200;9.3;
83377;14/12/2011;1200;5.8;
83377;15/12/2011;1200;20;
83377;16/12/2011;1200;8;
83377;17/12/2011;1200;10.6;
83377;18/12/2011;1200;33.9;
83377;19/12/2011;1200;17.5;
83377;20/12/2011;1200;12.5;
83377;21/12/2011;1200;21.8;
83377;22/12/2011;1200;9.5;
83377;23/12/2011;1200;0.5;
83377;24/12/2011;1200;12;
83377;25/12/2011;1200;22.5;
83377;26/12/2011;1200;0;
83377;27/12/2011;1200;15.9;
83377;28/12/2011;1200;0;
83377;29/12/2011;1200;0;
83377;30/12/2011;1200;0;
83377;31/12/2011;1200;8.7;
83377;01/01/2012;1200;4.5;
83377;02/01/2012;1200;14.7;
83377;03/01/2012;1200;18.3;
83377;04/01/2012;1200;7;
83377;05/01/2012;1200;0;
83377;06/01/2012;1200;0;
83377;07/01/2012;1200;38.3;
83377;08/01/2012;1200;16.1;
83377;09/01/2012;1200;6.8;
83377;10/01/2012;1200;41.8;
83377;11/01/2012;1200;23.6;
83377;12/01/2012;1200;8.2;
83377;13/01/2012;1200;1.3;
83377;14/01/2012;1200;1.4;
83377;15/01/2012;1200;9.5;
83377;16/01/2012;1200;21.2;
83377;17/01/2012;1200;2.3;
83377;18/01/2012;1200;9.8;
83377;19/01/2012;1200;20;
83377;20/01/2012;1200;5.7;
83377;21/01/2012;1200;0;
83377;22/01/2012;1200;0;
83377;23/01/2012;1200;0.2;
83377;24/01/2012;1200;0.5;
83377;25/01/2012;1200;1;
83377;26/01/2012;1200;5.2;
83377;27/01/2012;1200;1.5;
83377;28/01/2012;1200;0;
83377;29/01/2012;1200;0;
83377;30/01/2012;1200;10.2;
83377;31/01/2012;1200;0.8;
83377;01/02/2012;1200;7;
83377;02/02/2012;1200;0.6;
83377;03/02/2012;1200;2.3;
83377;04/02/2012;1200;0;
83377;05/02/2012;1200;0;
83377;06/02/2012;1200;0;
83377;07/02/2012;1200;0;
83377;08/02/2012;1200;0;
83377;09/02/2012;1200;0;
83377;10/02/2012;1200;12.3;
83377;11/02/2012;1200;3.6;
83377;12/02/2012;1200;20.5;
83377;13/02/2012;1200;15.7;
83377;14/02/2012;1200;2.5;
83377;15/02/2012;1200;8.7;
83377;16/02/2012;1200;0;
83377;17/02/2012;1200;0;
83377;18/02/2012;1200;0;
83377;19/02/2012;1200;18.5;
83377;20/02/2012;1200;0.8;
83377;21/02/2012;1200;0;
83377;22/02/2012;1200;0;
83377;23/02/2012;1200;7.4;
83377;24/02/2012;1200;7.7;
83377;25/02/2012;1200;7.3;
83377;26/02/2012;1200;0;
83377;27/02/2012;1200;0;
83377;28/02/2012;1200;0;
83377;29/02/2012;1200;0;
83377;01/03/2012;1200;0;
83377;02/03/2012;1200;0;
83377;03/03/2012;1200;0;
83377;04/03/2012;1200;0;
83377;05/03/2012;1200;0;
83377;06/03/2012;1200;0;
83377;07/03/2012;1200;0;
83377;08/03/2012;1200;0;
83377;09/03/2012;1200;45;
83377;10/03/2012;1200;1.1;
83377;11/03/2012;1200;23.8;
83377;12/03/2012;1200;0;
83377;13/03/2012;1200;0.8;
83377;14/03/2012;1200;3.7;
83377;15/03/2012;1200;5;
83377;16/03/2012;1200;3.5;
83377;17/03/2012;1200;23.3;
83377;18/03/2012;1200;0;
83377;19/03/2012;1200;40.8;
83377;20/03/2012;1200;14.3;
83377;21/03/2012;1200;16;
83377;22/03/2012;1200;4.2;
83377;23/03/2012;1200;0.8;
83377;24/03/2012;1200;4.7;
83377;25/03/2012;1200;0;
83377;26/03/2012;1200;1.8;
83377;27/03/2012;1200;8.1;
83377;28/03/2012;1200;0;
83377;29/03/2012;1200;0;
83377;30/03/2012;1200;0;
83377;31/03/2012;1200;0;
83377;01/04/2012;1200;0;
83377;02/04/2012;1200;0.3;
83377;03/04/2012;1200;0.4;
83377;04/04/2012;1200;62.9;
83377;05/04/2012;1200;0;

ANEXO IV. APÊNDICE D: DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA ESTAÇÃO BRASÍLIA (BDMEP - INMET) - CASO DE VALIDAÇÃO

83377;06/04/2012;1200;0;
83377;07/04/2012;1200;0;
83377;08/04/2012;1200;5.5;
83377;09/04/2012;1200;0;
83377;10/04/2012;1200;17;
83377;11/04/2012;1200;0;
83377;12/04/2012;1200;0;
83377;13/04/2012;1200;0;
83377;14/04/2012;1200;0;
83377;15/04/2012;1200;2.3;
83377;16/04/2012;1200;0;
83377;17/04/2012;1200;0;
83377;18/04/2012;1200;12.2;
83377;19/04/2012;1200;0;
83377;20/04/2012;1200;0;
83377;21/04/2012;1200;0;
83377;22/04/2012;1200;0;
83377;23/04/2012;1200;0;
83377;24/04/2012;1200;2.4;
83377;25/04/2012;1200;0;
83377;26/04/2012;1200;18.3;
83377;27/04/2012;1200;0;
83377;28/04/2012;1200;0;
83377;29/04/2012;1200;0;
83377;30/04/2012;1200;0;
83377;01/05/2012;1200;0;
83377;02/05/2012;1200;0;
83377;03/05/2012;1200;0;
83377;04/05/2012;1200;0;
83377;05/05/2012;1200;0;
83377;06/05/2012;1200;0;
83377;07/05/2012;1200;0;
83377;08/05/2012;1200;0;
83377;09/05/2012;1200;0;
83377;10/05/2012;1200;0;
83377;11/05/2012;1200;0;
83377;12/05/2012;1200;1;
83377;13/05/2012;1200;1.1;
83377;14/05/2012;1200;0.1;
83377;15/05/2012;1200;0;
83377;16/05/2012;1200;2.3;
83377;17/05/2012;1200;0;
83377;18/05/2012;1200;0;
83377;19/05/2012;1200;0;
83377;20/05/2012;1200;0;
83377;21/05/2012;1200;0;
83377;22/05/2012;1200;0;
83377;23/05/2012;1200;2.1;
83377;24/05/2012;1200;0;
83377;25/05/2012;1200;0;
83377;26/05/2012;1200;0.2;
83377;27/05/2012;1200;8.8;
83377;28/05/2012;1200;0;
83377;29/05/2012;1200;0;
83377;30/05/2012;1200;0;
83377;31/05/2012;1200;28.8;
83377;01/06/2012;1200;0;
83377;02/06/2012;1200;0;
83377;03/06/2012;1200;0;
83377;04/06/2012;1200;0;
83377;05/06/2012;1200;0;
83377;06/06/2012;1200;0;
83377;07/06/2012;1200;0;
83377;08/06/2012;1200;0;
83377;09/06/2012;1200;0;
83377;10/06/2012;1200;0;
83377;11/06/2012;1200;0;
83377;12/06/2012;1200;0;
83377;13/06/2012;1200;0;
83377;14/06/2012;1200;0;
83377;15/06/2012;1200;0;
83377;16/06/2012;1200;0;
83377;17/06/2012;1200;2.4;
83377;18/06/2012;1200;0;
83377;19/06/2012;1200;0;
83377;20/06/2012;1200;0;
83377;21/06/2012;1200;0;
83377;22/06/2012;1200;0;
83377;23/06/2012;1200;0;
83377;24/06/2012;1200;0;
83377;25/06/2012;1200;0;
83377;26/06/2012;1200;0;
83377;27/06/2012;1200;0;
83377;28/06/2012;1200;0;
83377;29/06/2012;1200;0;
83377;30/06/2012;1200;0;
83377;01/07/2012;1200;0;
83377;02/07/2012;1200;0;
83377;03/07/2012;1200;0;
83377;04/07/2012;1200;0;
83377;05/07/2012;1200;0;
83377;06/07/2012;1200;0;
83377;07/07/2012;1200;0;
83377;08/07/2012;1200;0;
83377;09/07/2012;1200;0;
83377;10/07/2012;1200;0;
83377;11/07/2012;1200;0;
83377;12/07/2012;1200;0;
83377;13/07/2012;1200;0;
83377;14/07/2012;1200;0;
83377;15/07/2012;1200;0;
83377;16/07/2012;1200;0;
83377;17/07/2012;1200;0;
83377;18/07/2012;1200;0.2;
83377;19/07/2012;1200;0;
83377;20/07/2012;1200;0;
83377;21/07/2012;1200;0;
83377;22/07/2012;1200;0;
83377;23/07/2012;1200;0;
83377;24/07/2012;1200;0;
83377;25/07/2012;1200;0;
83377;26/07/2012;1200;0;
83377;27/07/2012;1200;0;
83377;28/07/2012;1200;0;
83377;29/07/2012;1200;0;
83377;30/07/2012;1200;0;
83377;31/07/2012;1200;0;
83377;01/08/2012;1200;0;
83377;02/08/2012;1200;0;
83377;03/08/2012;1200;0;
83377;04/08/2012;1200;0;
83377;05/08/2012;1200;0;
83377;06/08/2012;1200;0;
83377;07/08/2012;1200;0;
83377;08/08/2012;1200;0;
83377;09/08/2012;1200;0;

ANEXO IV. APÊNDICE D: DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA ESTAÇÃO BRASÍLIA
(BDMEP - INMET) - CASO DE VALIDAÇÃO

83377;10/08/2012;1200;0;
83377;11/08/2012;1200;0;
83377;12/08/2012;1200;0;
83377;13/08/2012;1200;0;
83377;14/08/2012;1200;0;
83377;15/08/2012;1200;0;
83377;16/08/2012;1200;0;
83377;17/08/2012;1200;0;
83377;18/08/2012;1200;0;
83377;19/08/2012;1200;0;
83377;20/08/2012;1200;0;
83377;21/08/2012;1200;0;
83377;22/08/2012;1200;0;
83377;23/08/2012;1200;0;
83377;24/08/2012;1200;0;
83377;25/08/2012;1200;0;
83377;26/08/2012;1200;0;
83377;27/08/2012;1200;0;
83377;28/08/2012;1200;0;
83377;29/08/2012;1200;0;
83377;30/08/2012;1200;0;
83377;31/08/2012;1200;0;
83377;01/09/2012;1200;0;

V. APÊNDICE E: PROGRAMAÇÃO DE ENSAIOS, INSTRUMENTAÇÃO E ATIVIDADES DESENVOLVIDAS DURANTE A PESQUISA

Tabela V.1: Atividades laboratoriais e de campo executadas

Atividade	Descrição	Profundidade (m)	Local	Mês	Ano	Dia
Amostragem	Deformada-Indeformada	3,6,9	Obra SHN	Julho	2010	—
Ensaio caracterização	Granulometria	3,6,9	Lab.UnB	Agosto	2010	—
Ensaio resistência	Cisalhamento direito	3,6,9	Lab.UnB	Agosto	2010	—
Amostragem	Indeformada (Bloco Praga)	6,9	Obra SHN	Setembro	2010	—
Ensaio resistência	Triaxial CU	6,9	Lab.UnB	Outubro	2010	—
Ensaio deformabilidade	Adensamento	6,9	Lab.UnB	Outubro	2010	—
Inclinômetro	Zerado	0-20.5	Obra SHN	26-Outubro	2010	Zero
Inclinômetro	2da medida	0-20.5	Obra SHN	03-Novembro	2010	8
Inclinômetro	3ra medida	0-20.5	Obra SHN	16-Novembro	2010	21
Inclinômetro	4ta medida	0-20.5	Obra SHN	02-Dezembro	2010	37
Topografia	Zerado	V1-V2-V3	Obra SHN	10-Dezembro	2010	45
Topografia	2da medida	V1-V2-V3	Obra SHN	17-Dezembro	2010	52
Inclinômetro	5ta medida	0-20.5	Obra SHN	20-Dezembro	2010	55
Strain Gauges	Zerado	V1-V2-V3	Obra SHN	20-Dezembro	2010	55
Topografia	3ra medida	V1-V2-V3	Obra SHN	11-Janeiro	2011	71
Topografia	4ta medida	V1-V2-V3	Obra SHN	27-Janeiro	2011	87
Ensaio não saturados	TCU - CI	6,9	Charles Univ.	Jan-Ago	2011	—
Topografia	5ta medida	V1-V2-V3	Obra SHN	09-Fevereiro	2011	100
Inclinômetro	6ta medida	0-20.5	Obra SHN	19-Fevereiro	2011	110
Curva característica	—	6,9	Charles Univ.	Fevereiro	2011	—
Ensaio caracterização	Total	6,9	Charles Univ.	Março	2011	—
Strain Gauges	2da medida	V1-V2-V3	Obra SHN	30-Abril	2011	180
DRX	—	6,9	Charles Univ.	Junho	2011	—
Química Total	—	6,9	Charles Univ.	Junho	2011	—
Strain Gauges	3ra medida	V1-V2-V3	Obra SHN	04-Junho	2011	214
Porosimetria	Mercúrio	6,9	Charles Univ.	Agosto	2011	—

VI. APÊNDICE F: SONDAGENS CASO DE VALIDAÇÃO

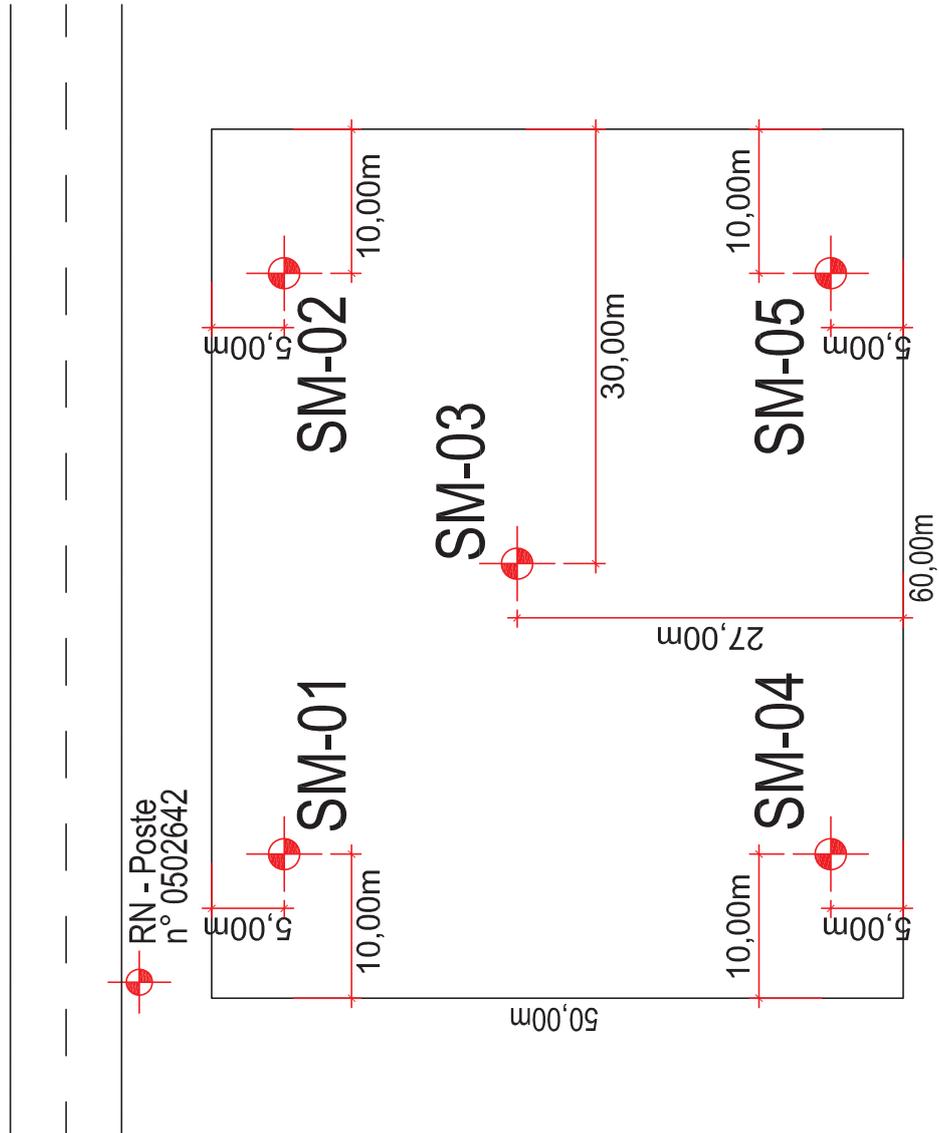


Figura VI.1: Localização dos furos de sondagem

ANEXO VI. APÊNDICE F: SONDAGENS CASO DE VALIDAÇÃO

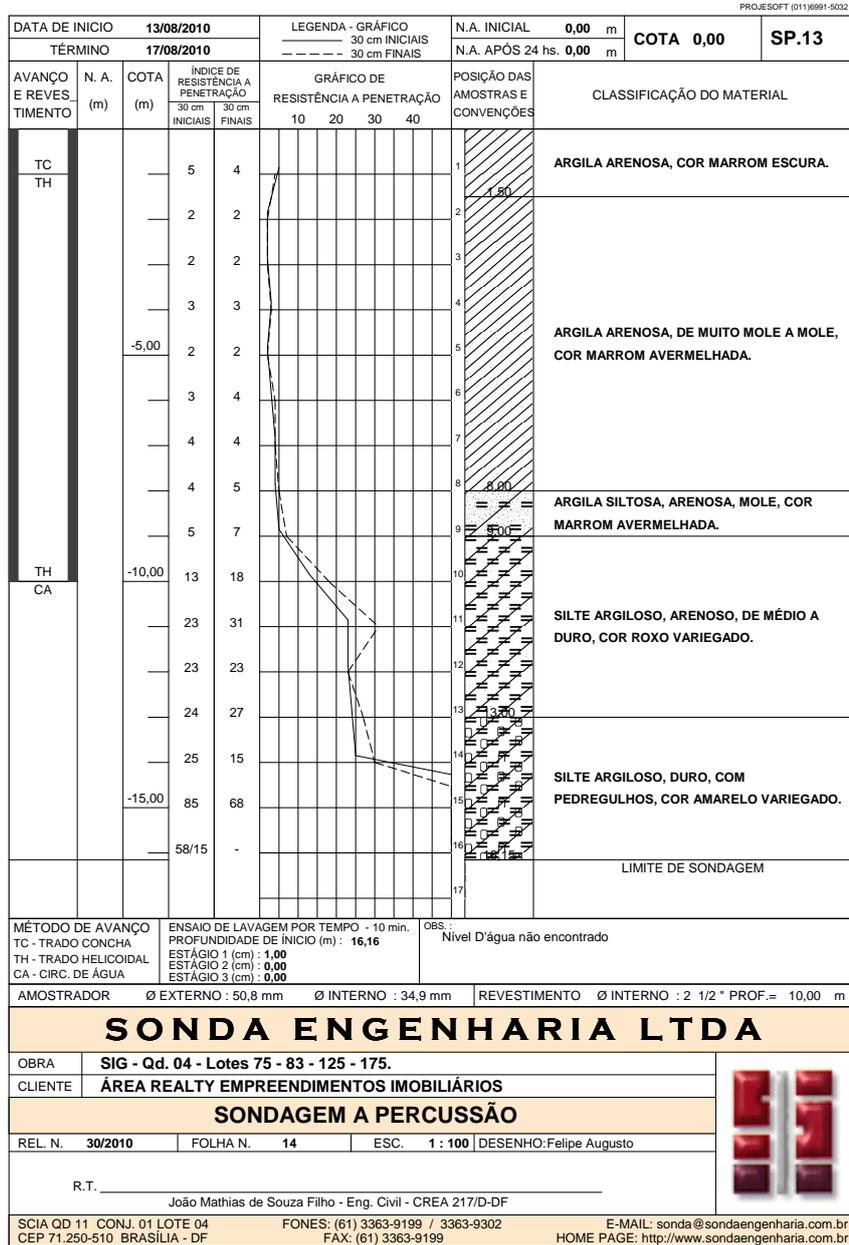


Figura VI.2: Sondagem

ANEXO VI. APÊNDICE F: SONDAGENS CASO DE VALIDAÇÃO

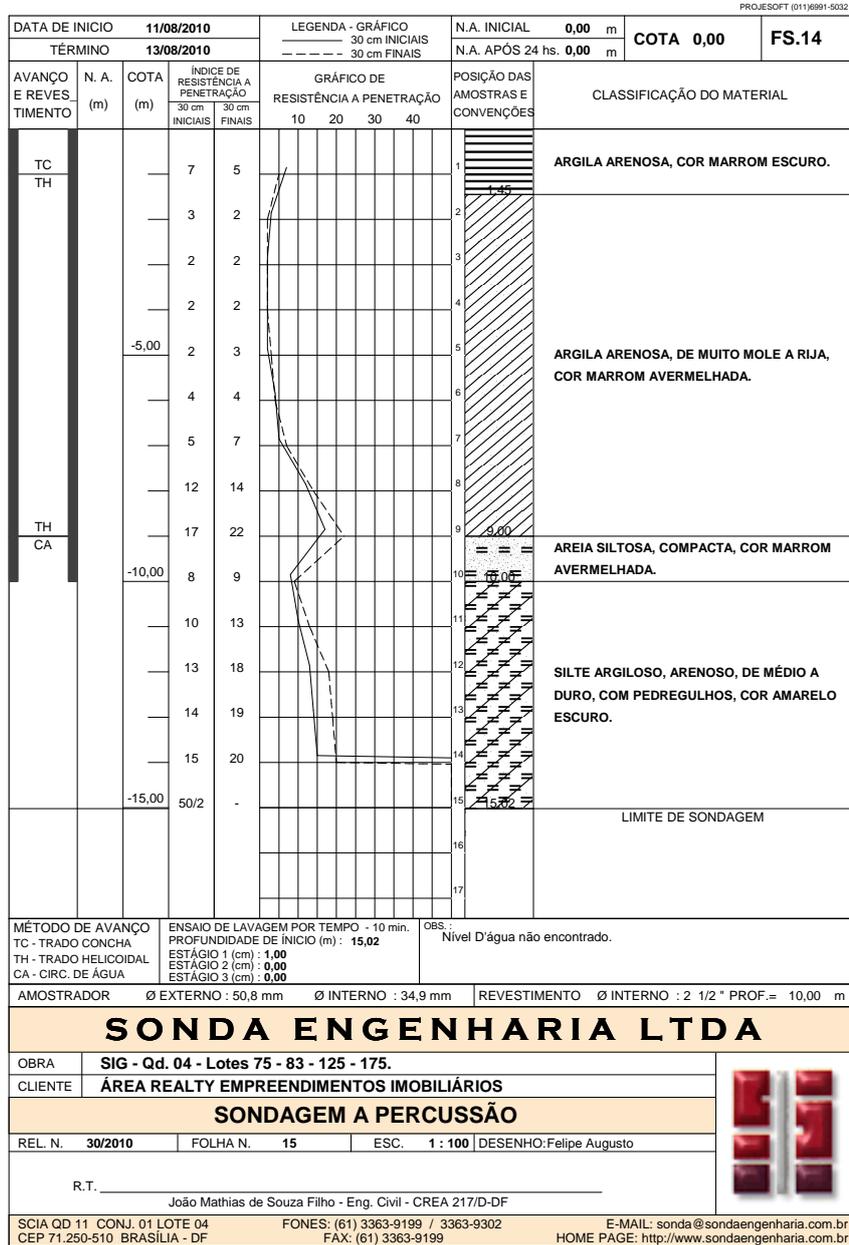


Figura VI.3: Sondagem

ANEXO VI. APÊNDICE F: SONDAGENS CASO DE VALIDAÇÃO

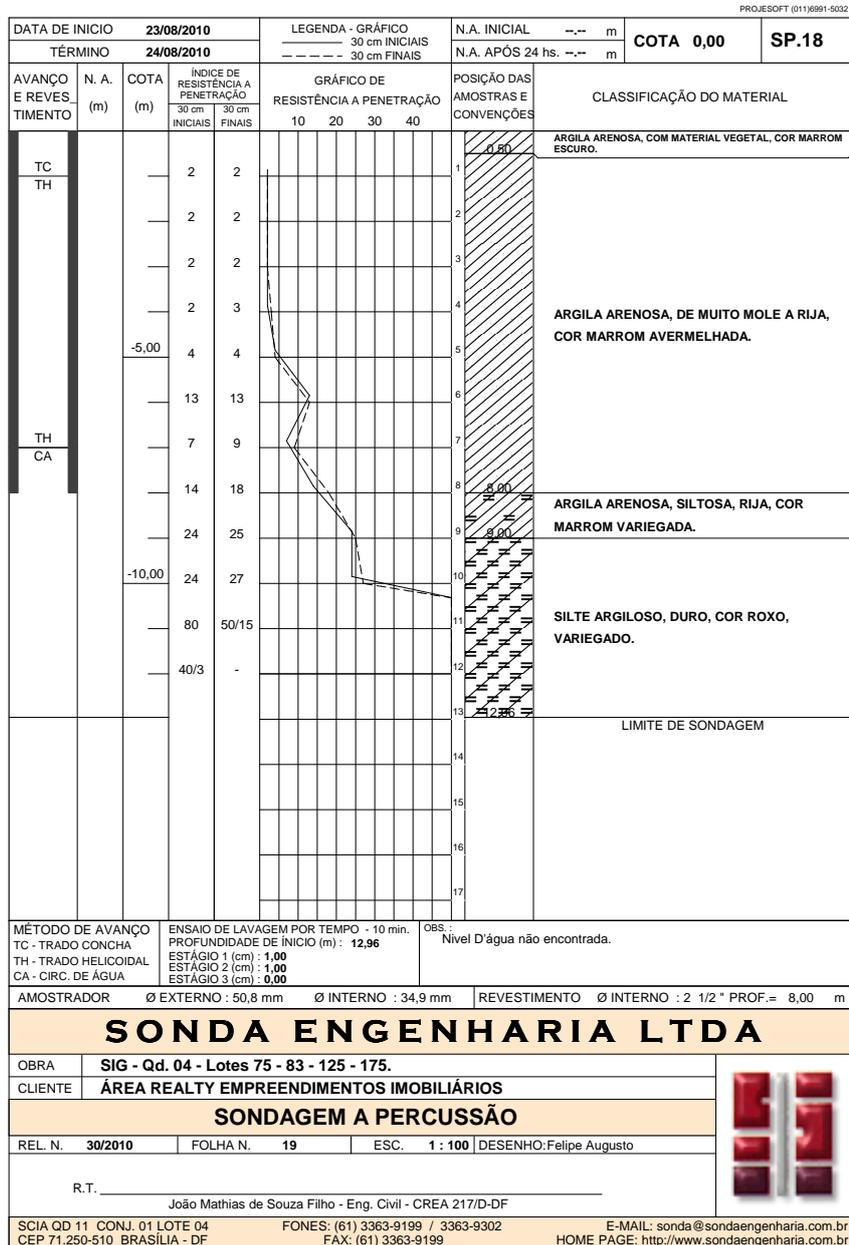


Figura VI.4: Sondagem

ANEXO VI. APÊNDICE F: SONDAGENS CASO DE VALIDAÇÃO

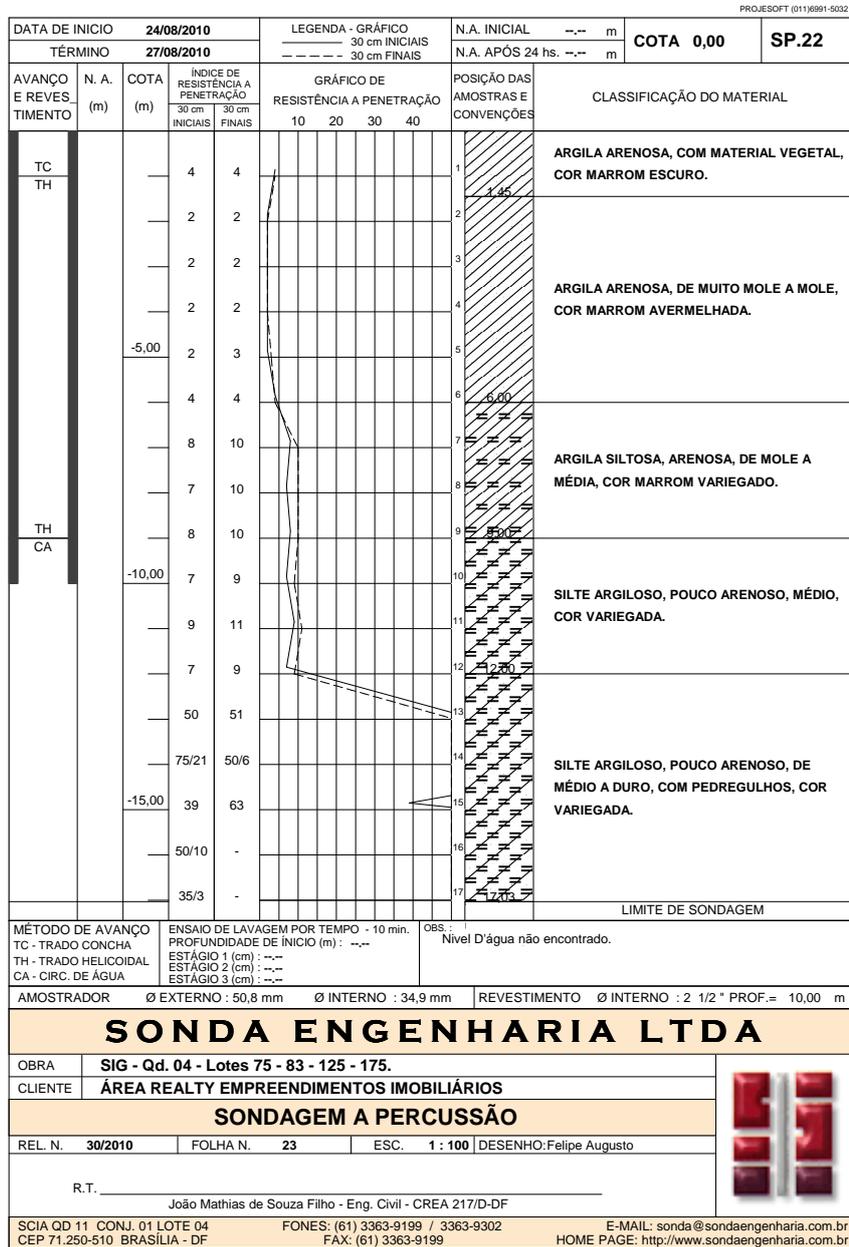


Figura VI.5: Sondagem

ANEXO VI. APÊNDICE F: SONDAGENS CASO DE VALIDAÇÃO

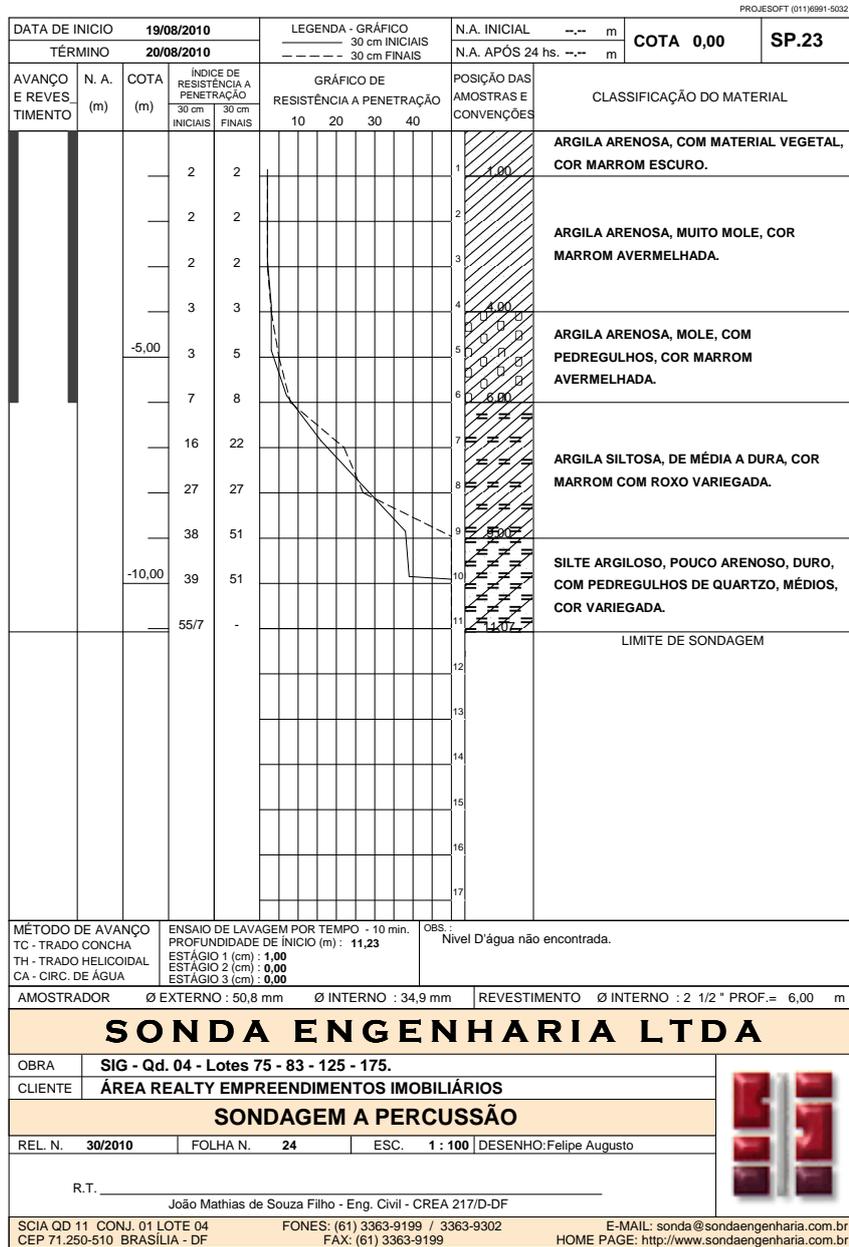


Figura VI.6: Sondagem

ANEXO VI. APÊNDICE F: SONDAGENS CASO DE VALIDAÇÃO

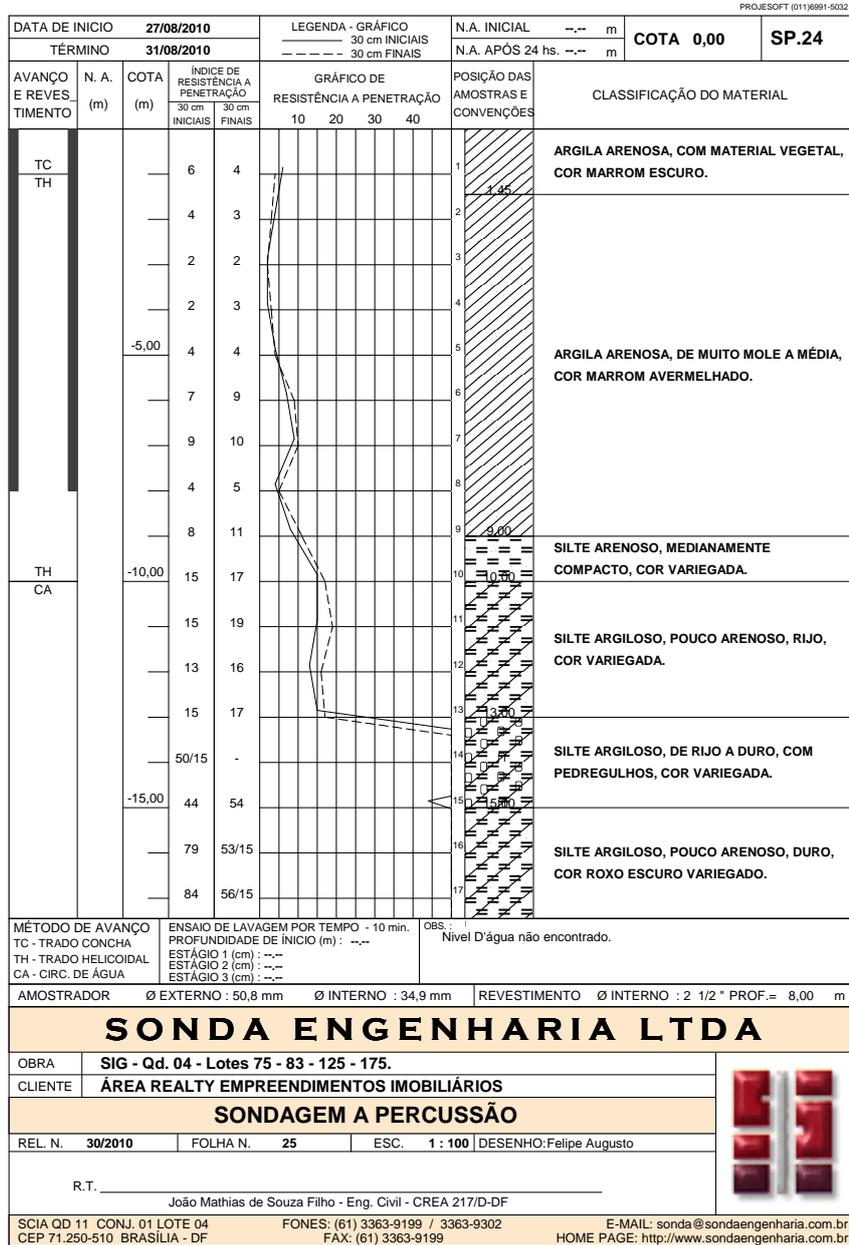


Figura VI.7: Sondagem

ANEXO VI. APÊNDICE F: SONDAGENS CASO DE VALIDAÇÃO

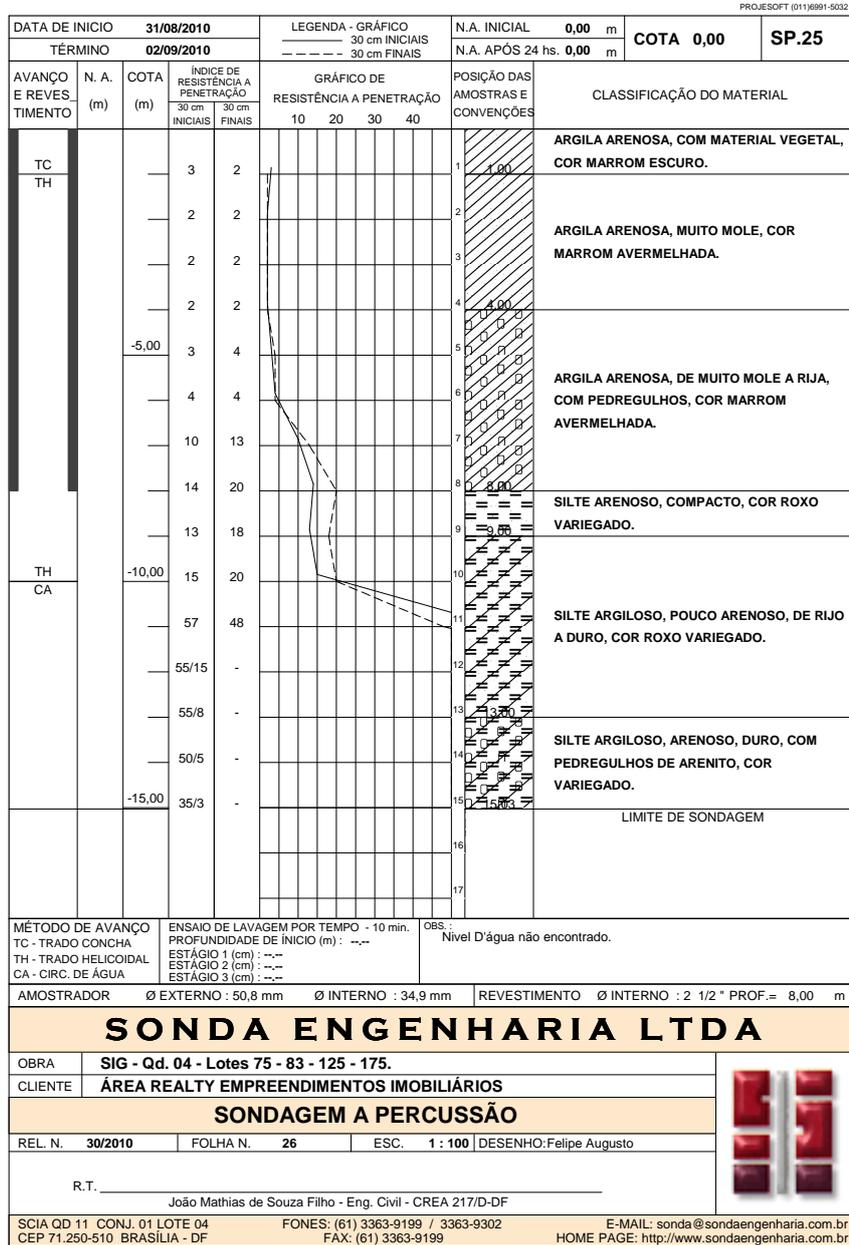


Figura VI.8: Sondagem