ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES

WANDERLEY CAMARGO RUSSO JUNIOR

**Desenvolvimento de um modelo hipoplástico que represente
efeitos do sobreadensamento**

São Paulo

2006

WANDERLEY CAMARGO RUSSO JUNIOR

**Desenvolvimento de um modelo hipoplástico que represente efeitos do
sobreadensamento**

Dissertação apresentada ao Departamento de
Engenharia de Estruturas e Fundações da
Escola Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Área de concentração: Engenharia Geotécnica

Orientador: Profº Dr. José Jorge Nader

São Paulo

2006

FOLHA DE APROVAÇÃO

Wanderley Camargo Russo Junior

Desenvolvimento de um modelo hipoplástico que represente efeitos do sobreadensamento

Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Área de concentração: Engenharia Geotécnica

Aprovado em: 16/05/2006

Banca Examinadora

Profº Dr. JOSÉ JORGE NADER

Instituição: PEF

Assinatura: _____

Profº Dr. CARLOS DE SOUZA PINTO

Instituição: PEF

Assinatura: _____

Profº Dr. JOSÉ MARIA DE CAMARGO BARROS

Instituição: IPT

Assinatura: _____

Ao meu filho Diogo.

AGRADECIMENTOS

A minha esposa Lucineide, pelo inestimável apoio e compreensão durante a elaboração deste trabalho.

Ao meu filho Diogo, pela inspiração.

Aos meus professores. Em especial, agradeço ao meu orientador, Profº Nader, pela sua participação fundamental na elaboração deste trabalho, pela atenção dispensada e esclarecimentos que tornaram simples assuntos de alta complexidade.

À Enerconsult, pela oportunidade oferecida, e aos colegas de trabalho, pelo incentivo.

Agradeço a todas as pessoas que ajudaram a tornar possível essa realização.

RESUMO

RUSSO, W. C. Jr. Desenvolvimento de um modelo hipoplástico que represente efeitos do sobreadensamento. 2006. 164 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

São propostas modificações em um modelo hipoplástico buscando representar o comportamento mecânico de argilas sobreadensadas. São introduzidos no modelo a razão de sobreadensamento, o intercepto de coesão e índices que representam características do trecho sobreadensado, resultando em parâmetros com claro sentido físico e de fácil determinação. A equação constitutiva é então calibrada com parâmetros de solos sobreadensados e a capacidade dos modelos de representar o comportamento de dois solos em particular é verificada, confrontando as previsões teóricas com resultados experimentais em diversas situações de carregamento e para uma larga faixa de razões de sobreadensamento. Verifica-se que as modificações introduzidas no modelo hipoplástico contemplam avanços significativos na representação dos efeitos do sobreadensamento, como a curvatura da envoltória de resistência no trecho sobreadensado, o aumento do módulo de deformabilidade com o grau de sobreadensamento, diferente rigidez no carregamento e no recarregamento, o aumento das tensões desviadoras de ruptura em solos sobreadensados, a diminuição da tendência à contração volumétrica com o aumento da razão de sobreadensamento, chegando à expansão volumétrica, e, nas solicitações não-drenadas, pressão neutra negativa quando o solo encontra-se fortemente sobreadensado.

Palavras-chave: Modelo constitutivo, Hipoplasticidade, sobreadensamento, argilas.

ABSTRACT

Russo, W. C. Jr. **Development of a hypoplastic model that represents overconsolidation effects**. 2006. 164 f. Dissertation Ms – Polytechnic School, University of São Paulo, São Paulo, 2006.

Modifications in a hypoplastic model are proposed intending to represent the mechanical behavior of overconsolidated clays. The overconsolidation ratio, the cohesion intercept and indices that represent overconsolidation characteristics are introduced in the model, resulting in parameters with a clear physical meaning and of easy to determine. The constitutive equation is then calibrated with parameters of overconsolidated soils and the capacity of the models of representing the behavior of two soils in particular is checked, confronting the theoretical predictions with experimental results in several loading situations and in a wide overconsolidation ratio range. It is verified that the modifications introduced into hypoplastic model contemplates significant advances in the representation of the effects of overconsolidation, like the curvature of the strength envelope in the overconsolidation region, the increase of the deformability modulus with the overconsolidation ratio, different stiffness in loading and reloading, the increase of the deviator stress at failure in overconsolidated soils, presenting peak deviator stress, a decrease of the tendency to volumetric contraction with the increase of the overconsolidation ratio, including to the volumetric expansion, and, in undrained tests, negative pore pressure when the soil is heavily overconsolidated.

Keywords: Constitutive model; Hypoplasticity; overconsolidation; clays

SUMÁRIO

	Pág.
1 – INTRODUÇÃO	13
2 – MODELOS CONSTITUTIVOS NA ENGENHARIA GEOTÉCNICA	16
2.1 – Histórico	16
2.2 – O modelo elastoplástico perfeito Mohr-Coulomb	18
2.3 – O modelo Cam-clay	19
2.4 – Características da Hipoplasticidade	23
2.5 – O modelo hipoplástico original (MHO)	26
2.6 – Características do modelo hipoplástico original	30
<i>2.6.1 – Ensaio isotrópico</i>	30
<i>2.6.2 – Início de um ensaio triaxial</i>	32
<i>2.6.3 – Ensaio triaxial convencional</i>	34
<i>2.6.4 – Estado crítico</i>	35
<i>2.6.5 – Ensaio não-drenado</i>	36

2.6.6 – Ensaio edométrico	37
3 - RELAÇÕES TENSÃO X DEFORMAÇÃO TÍPICAS DOS SOLOS	38
3.1 – Considerações iniciais	38
3.2 – Resistência de areias e de argilas	40
3.3 – Ensaio triaxial convencional	42
3.3.1 – Trajetórias de tensão não convencionais	45
3.4 – Ensaio não-drenado	46
3.4.1 – Parâmetros de pressão neutra	47
3.5 – Ensaio edométrico	49
3.6 – Ensaio isotrópico	51
4 - MODIFICAÇÕES DO MODELO ORIGINAL	52
4.1 – Metodologia	52
4.2 – Modelo <i>Pi</i> – Introdução do intercepto de coesão	53
4.3 – Modelo <i>Expo OCR</i> – Introdução da razão de sobreadensamento	58
4.4 – Definição do desvio médio	69

5 – APLICAÇÃO DOS MODELOS HIPOPLÁSTICOS MODIFICADOS A UM SOLO SILTOSO	72
5.1 – Introdução	72
5.2 – Características do solo estudado	72
5.3 – Preparação das amostras e programa de ensaios	73
5.4 – Resultados experimentais	75
<i>5.4.1 – Ensaio triaxial drenado com diferentes trajetórias de tensão</i>	75
<i>5.4.2 – Ensaio isotrópico</i>	81
<i>5.4.3 – Ensaio edométrico</i>	82
<i>5.4.4 – Ensaio não-drenado</i>	84
5.5 – Determinação dos parâmetros dos modelos	86
<i>5.5.1 – Determinação dos parâmetros de resistência</i>	87
<i>5.5.2 – Determinação dos parâmetros de compressibilidade</i>	89
<i>5.5.3 – Determinação dos parâmetros de rigidez</i>	91
5.6 – Previsões do modelo P_i	93
<i>5.6.1 – Ensaio triaxial drenado com diferentes trajetórias de tensão</i>	95
<i>5.6.2 – Ensaio isotrópico</i>	103

5.6.3 – <i>Ensaio edométrico</i>	104
5.6.4 – <i>Ensaio não-drenado</i>	106
5.7 – Previsões do modelo <i>Expo OCR</i>	107
5.7.1 – <i>Ensaio triaxial drenado com diferentes trajetórias de tensão</i>	108
5.7.2 – <i>Ensaio isotrópico</i>	119
5.7.3 – <i>Ensaio edométrico</i>	120
5.7.4 – <i>Ensaio não-drenado</i>	122
 6 – APLICAÇÃO DO MODELO HIPOPLÁSTICO <i>EXPO OCR</i> À ARGILA WEALD	125
6.1 – Introdução	125
6.2 – Resultados experimentais	126
6.3 – Parâmetros do modelo hipoplástico modificado	131
6.4 – Previsões do modelo <i>Expo OCR</i> para diversas razões de sobreadensamento	132
6.4.1 – <i>Ensaio triaxial convencional</i>	132
6.4.2 – <i>Ensaio não-drenado</i>	136
6.4.3 – <i>Ensaio isotrópico</i>	141

6.5 – Avaliação das previsões do modelo Expo OCR aplicado à argila Weald	142
7 – CONCLUSÕES	143
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	147
APÊNDICE A – PROCEDIMENTO DE INVERSÃO DA EQUAÇÃO HIPOPLÁSTICA	152
ANEXO 1 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS	155
ANEXO 2 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DO ENSAIO ISOTRÓPICO	162
ANEXO 3 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DO ENSAIO EDOMÉTRICO	163
ANEXO 4 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DO ENSAIO NÃO-DRENADO	164

1 – INTRODUÇÃO

Para prever o comportamento de um material sujeito a esforços externos ou sua estabilidade é necessário conhecer sua equação constitutiva e os parâmetros que ajustam a equação para esse material particular.

Uma equação constitutiva relaciona a mudança dos estados de tensão com a mudança das deformações e verifica o comportamento do material através de resultados mensuráveis e reproduzíveis. Além das variáveis tensão e deformação, devem constar na equação propriedades específicas do material.

Para o desenvolvimento de uma equação constitutiva é importante o conhecimento prévio dos principais fenômenos que regem o comportamento do material, a partir do qual são adotadas hipóteses que procuram justificar o comportamento observado. As hipóteses adotadas são reunidas numa teoria constitutiva, que serve como base para a formulação de equações constitutivas.

Várias teorias constitutivas procuram representar o comportamento dos solos, entre elas, a Hipoplasticidade. Entre as características da Hipoplasticidade pode-se destacar a inexistência de um domínio elástico, a não-linearidade da relação entre tensão e deformação e diferente rigidez no carregamento e no descarregamento. Essas características são condizentes com o comportamento dos solos, produzindo, em alguns casos, respostas mais realistas do que teorias que adotam hipóteses mais simplistas.

A princípio, a Hipoplasticidade é aplicável a todos os solos, entretanto, o foco dos pesquisadores tem sido, quase que exclusivamente, a representação do comportamento de areias, a começar pelo modelo básico desenvolvido por Kolymbas (1985).

Embora tenham sido feitas poucas aplicações da Hipoplasticidade a solos argilosos, as equações podem, em princípio, representá-los em solicitações drenadas quando normalmente adensados, uma vez que o comportamento de argilas e areias, em termos de tensões efetivas, é semelhante. No caso de solos argilosos sobreadensados, porém, o modelo básico precisa ser modificado, sendo que, até o momento, muito pouco se fez para incorporar efeitos do sobreadensamento.

Para ampliar o campo de aplicação dos modelos hipoplásticos, o presente trabalho propõe aprimorar um modelo desenvolvido por Nader (1999; 2003), para que este represente importantes efeitos do sobreadensamento no comportamento do solo. Esses efeitos estão fartamente relatados na literatura técnica, como o intercepto de coesão na envoltória de resistência dos solos ou a curvatura dessa envoltória, a diminuição das deformações volumétricas com o aumento da razão de sobreadensamento, atingindo expansão volumétrica em argilas fortemente sobreadensadas e a diminuição da pressão neutra gerada em ensaios triaxiais não drenados em amostras sobreadensadas, quando comparada com amostras normalmente adensadas.

Apesar de serem efeitos importantes no comportamento de argilas, não são tratados neste estudo fatores que envolvam a velocidade de carregamento ou fenômenos viscosos, como o adensamento secundário, o aumento das tensões desviadoras de ruptura com o aumento da velocidade de carregamento e a relaxação, que foram estudados no âmbito da Hipoplasticidade por Talarico (2005).

Partindo do modelo hipoplástico desenvolvido por Nader, chamado aqui de modelo hipoplástico original, o estudo modifica-o em etapas de forma que cada um dos efeitos supracitados se manifeste. Em cada etapa, as previsões do modelo são analisadas em diversas situações de carregamento e comparadas com o comportamento típico do material ensaiado

em condições semelhantes. Se as modificações melhorarem as representações do comportamento do solo sobreadensado elas são implementadas, se não, são registradas e propostas outras modificações.

No capítulo 2, são apresentadas sucintamente as propriedades da Hipoplasticidade, em distinção a outras teorias constitutivas, e as características do modelo hipoplástico em estudo. As relações *tensão* vs *deformação* típicas dos solos são apresentadas no capítulo 3, dando ênfase aos efeitos do sobreadensamento. As etapas de modificação do modelo original, com as potencialidades do modelo modificado são descritas no capítulo 4, e, nos capítulos 5 e 6, as previsões teóricas do modelo hipoplástico modificado são confrontadas com resultados de ensaios de laboratório publicados na literatura técnica pertinente para diversas condições de solicitações e uma larga faixa de razões de sobreadensamento, verificando-se se as previsões teóricas da equação constitutiva modificada representam bem o comportamento desses solos.

No desenvolvimento do trabalho verifica-se que o modelo incorpora avanços significativos na representação dos efeitos do sobreadensamento. Também, são apontadas algumas diferenças entre o comportamento previsto pelo modelo e o comportamento verificado experimentalmente, sendo sugeridas novas complementações para corrigi-las.

2 – MODELOS CONSTITUTIVOS NA ENGENHARIA GEOTÉCNICA

2.1 – Histórico

A interpretação numérica do comportamento mecânico de um material sujeito a esforços externos é feita com o auxílio de um modelo constitutivo que representa o comportamento verificado do material.

Uma das relações constitutivas mais simples empregada é a elástico-linear, orientada na Mecânica dos Solos para a solução de problemas de carregamento envolvendo pequenas deformações.

Um material é elástico se ele sofre exclusivamente deformações reversíveis (elásticas), isto é, cada tensão corresponde a uma deformação. Se o carregamento é removido a deformação retorna pela mesma trajetória (fig. 2.1). A Teoria da Elasticidade Linear diz que a tensão é uma função linear da deformação e a Lei de Cauchy-Hooke é a equação constitutiva dessa teoria.

Fig 2.1 – Comportamento mecânico de um material elástico-linear

Essa relação, entretanto, tem aplicação muito limitada aos solos, visto que, nos solos, a relação *tensão vs deformação* não é linear, depende da história de consolidação e exibe irreversibilidade das deformações.

Uma outra importante classe de modelos constitutivos com potencial aplicação em solos é formada pelos modelos elastoplásticos desenvolvidos a partir da Teoria da Plasticidade, que compreende o fenômeno físico relacionado com as deformações irreversíveis (plásticas).

Se o material sofre deformações reversíveis seguidas de irreversíveis ao ser sollicitado por forças externas, é denominado material elastoplástico. De acordo com a Elastoplasticidade, o material tem um estágio inicial de deformações elásticas, apresentando deformações plásticas na continuidade do carregamento (fig. 2.2). O início das deformações plásticas é determinado por uma superfície no espaço de tensões chamada de superfície de plastificação.

Fig 2.2 – Comportamento mecânico de um material elastoplástico

Alguns dos conceitos da Plasticidade já são encontrados no trabalho de Coulomb (1776), que apresentou um critério de ruptura para solos. Posteriormente, Rankine (1857) aplicou os conceitos desenvolvidos por Coulomb a problemas de estabilidade, porém, Tresca

(1868) foi o primeiro a apresentar um estudo científico da Plasticidade, através de seu critério de ruptura para metais (*apud* Hill, 1950).

A partir da década de 1950 o desenvolvimento da Plasticidade teve grande impulso, com a modificação do critério de ruptura de Von Mises para representar a superfície de plastificação de solos (DRUCKER; PRAGER, 1952), os primeiros estudos sobre estado crítico (DRUCKER et al., 1957; ROSCOE, et al., 1958), a formulação original do modelo Cam-clay, proposta por Roscoe e Schofield (1963) e posteriormente modificada por Roscoe e Burland (1968).

Atualmente, a complexidade dos modelos vem aumentando, merecendo menção a linha de modelos constitutivos não-lineares denominada Hipoplasticidade, que será tratada com maior profundidade neste trabalho.

2.2 – O modelo elastoplástico perfeito Mohr-Coulomb

A formulação do modelo Mohr-Coulomb corresponde à representação do critério de ruptura homônimo, que caracteriza a superfície de ruptura pela relação linear entre σ e τ , permitindo escrever a superfície de ruptura, em termos das tensões principais efetivas σ_1' e σ_3' , como sendo:

$$(\sigma_1' - \sigma_3') - (\sigma_1' + \sigma_3') \cdot \tan \varphi' = 2 \cdot c \cdot \cos \varphi' \quad (2.1);$$

Na qual φ' é o ângulo de atrito interno do solo e c é o intercepto de coesão.

No modelo Mohr-Coulomb, o início do carregamento compreende a ocorrência de deformações elásticas, com as deformações variando linearmente com as tensões até atingir a superfície de plastificação, que no modelo coincide com a superfície de ruptura. A partir de então, o modelo prevê a ocorrência de deformações irreversíveis sem novo acréscimo de tensão.

Para a representação dos solos sobreadensados, o modelo Mohr-Coulomb tem a vantagem de representar o intercepto de coesão, porém, não é capaz de reproduzir outros efeitos do sobreadensamento. Além disso, o modelo possui todas as limitações da Teoria da Elasticidade para a representação dos solos.

2.3 – O modelo Cam-clay

O modelo Cam-clay é um, do conjunto de modelos elastoplásticos, desenvolvido para representar o comportamento dos solos, mais precisamente, desenvolvido para representar o comportamento de argilas.

O modelo foi apresentado inicialmente por Roscoe e Schofield (1963) e posteriormente modificado por Roscoe e Burland (1968), conhecidos respectivamente por Cam-clay original e Cam-clay modificado, sendo que esse último terá suas características descritas resumidamente a seguir, por ser o mais utilizado.

O modelo foi desenvolvido a partir do conceito do estado crítico. Algumas características do comportamento do solo previstas pelo modelo Cam-clay podem ser visualizadas na superfície de plastificação, que é definida no espaço bidimensional formado pela tensão octaédrica ou tensão normal média p' e pela tensão desviadora q (fig. 2.3).

Fig. 2.3 – Superfície de plastificação do modelo Cam-clay no plano p' vs q

A superfície de plastificação do modelo Cam-clay no plano p' vs q , tem a forma de uma elipse. Como o modelo considera o material isotrópico, a elipse é centrada no eixo p' , e também é conveniente fazê-la tangenciar a origem do espaço das tensões efetivas.

A reta que, partindo da origem intercepta a superfície de plastificação no ponto superior dessa superfície, é denominada linha do estado crítico, que corresponde ao lugar geométrico no qual as distorções aumentam sem variação de volume e alteração do estado de tensão. A linha do estado crítico tem inclinação M , que também é um fator de forma da elipse. Com essas restrições, a equação da elipse pode ser escrita como:

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{M^2}{M^2 + \eta} \quad (2.2)$$

Onde $\eta = \frac{q}{p'}$.

As trajetórias de tensão que partem do interior da superfície de plastificação encontram-se sobreadensadas, e quando partem de sobre a superfície de plastificação, normalmente adensadas.

Representando a superfície de plastificação no plano $\ln p'$ vs e (ou $\ln p'$ vs v , na qual $v = (1+e)$), observa-se que as trajetórias de carregamento isotrópico, edométrico e a linha do estado crítico são paralelas, sendo que no sentido da compressão, define-se a inclinação como λ e no sentido da descompressão, como κ . Em algumas versões mais recentes do modelo Cam-clay modificado, a representação das trajetórias de carregamento isotrópica encontra-se no plano $\ln p'$ vs $\ln (1+e)$, definindo-se as inclinações respectivamente no carregamento e descarregamento como λ^* e κ^* . Para completar os parâmetros do modelo, resta apresentar o Módulo de Cisalhamento, definido como $G = \frac{\dot{q}}{3\varepsilon_q^e}$, em que ε_q^e são as distorções elásticas.

Nos modelos elastoplásticos, em geral, os estados de tensão no interior da superfície de plastificação encontram-se no regime elástico, produzindo deformações reversíveis e linearidade entre tensões e deformações. Os estados de tensão sobre a superfície de plastificação encontram-se no regime plástico e produzem deformações irreversíveis. Os regimes elástico e plástico são tratados separadamente nas equações constitutivas do modelo Cam-clay, representados para o caso dos ensaios triaxiais respectivamente por (2.3) e (2.4):

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_p^e \\ \delta\varepsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \kappa/vp' & 0 \\ 0 & 1/3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_p^p \\ \delta\varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{vp'(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) & 2\eta \\ 2\eta & 4\eta/(M^2 - \eta^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Os índices sobrescritos ^e ou ^p e subscritos _p ou _q no termo referente à variação das deformações, indicam respectivamente se as deformações são elásticas ou plásticas e volumétricas ou distorcionais.

Nos solos sobreadensados, o modelo prevê o trecho inicial do carregamento em regime elástico, até atingir a superfície limite de estado, seguido então do regime plástico, sendo que as curvas *tensão* vs *deformação* apresentadas pelo modelo têm descontinuidade das derivadas na transição. Nos ensaios drenados em amostras fortemente sobreadensadas, o modelo prevê tensões desviadoras de pico e expansão volumétrica na ruptura. Nos ensaios não-drenados, o modelo prevê pressão neutra positiva para amostras normalmente adensadas e levemente sobreadensadas e pressão neutra negativa, com respectivo aumento das tensões efetivas, em amostras fortemente sobreadensadas. Maiores detalhes sobre o desempenho do modelo em diversas condições de carregamento podem ser encontrados em Wood (1990).

Comparando resultados experimentais com as previsões do modelo Cam-clay e do modelo hipoplástico original, Nader (1999) observou que, quando as tensões normais médias diminuem, o modelo hipoplástico produz respostas mais realistas que o modelo Cam-clay.

Para representar melhor o comportamento de solos sobreadensados, Whittle (1993) introduziu no modelo Cam-clay modificações considerando uma superfície de plastificação anisotrópica e com amolecimento (softening) ou endurecimento (hardening) cinemático, a histerese elástica, que representa o comportamento não-linear do solo nos ciclos de descarga / recarga, e uma superfície de plastificação adicional para considerar a ocorrência de deformações plásticas durante esses ciclos.

Diversas modificações continuam sendo propostas para melhorar o modelo, tornando o Cam-clay um dos modelos mais populares entre os engenheiros geotécnicos.

2.4 – Características da Hipoplasticidade

A Hipoplasticidade é uma teoria constitutiva que procura descrever o comportamento irreversível dos materiais quando solicitados por forças externas. A Hipoplasticidade reconhece que as deformações irreversíveis surgem desde o início do carregamento, mas não distingue na equação constitutiva deformações elásticas e plásticas (KOLYMBAS, 2000).

Nas primeiras versões de equações hipoplásticas, somente a tensão de Cauchy representava o estado do solo em cada instante, como no modelo básico elaborado por Kolymbas (1985) e modificado por Wu (1992). Mais recentemente, o índice de vazios foi incorporado no modelo hipoplástico básico, capacitando-o para representar a influência da compactidade em solos arenosos (KOLYMBAS *et al.*, 1995; BAUER, 1995, 1996; WOLFFERSDORFF, 1996).

Até o momento, poucos modelos hipoplásticos têm sido desenvolvidos para argilas. Destes, pode-se destacar o modelo visco-hipoplástico proposto por Niemunis (1996), que se concentra na previsão dos efeitos viscosos, e o modelo proposto por Masin (2005), desenvolvido a partir do modelo hipoplástico HK (Herle-Kolymbas).

Na Hipoplasticidade, $d\sigma/d\varepsilon$ representa o aumento da rigidez do material considerado. Como apresentado na figura 2.4, para materiais hipoplásticos, $|d\sigma|$ é maior no descarregamento que no carregamento para um mesmo $|d\varepsilon|$, indicando que para esses materiais, a função $d\sigma = f(d\varepsilon)$ é não-linear em $d\varepsilon$.

Fig. 2.4 – Comportamento mecânico de um material hipoplástico

Os materiais hipoplásticos em geral têm a equação na forma $\dot{\mathbf{T}} = h(\mathbf{T}, \mathbf{D})$, na qual $\dot{\mathbf{T}}$ representa a mudança dos estados de tensão, em função do tensor de Cauchy $\mathbf{T}$, e do tensor de velocidade das deformações, $\mathbf{D}$.

O tensor $\dot{\mathbf{T}}$ é chamado de derivada de Jaumann ou derivada corrotacional de $\mathbf{T}$ sendo independente do observador ou indiferente. O tensor $\overset{\circ}{\mathbf{T}}$ equivale a:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \dot{\mathbf{T}} - \mathbf{W}\mathbf{T} + \mathbf{T}\mathbf{W} \quad (2.5);$$

na qual $\mathbf{W}$ é o tensor de velocidade das rotações.

Em casos gerais, $\mathbf{D}$ não é a derivada de nenhuma matriz de deformações e também $\overset{\circ}{\mathbf{T}} \neq \dot{\mathbf{T}}$, entretanto, para o caso especial axi-simétrico, o movimento é irrotacional, demonstrando-se facilmente que $\mathbf{W} = 0$, $\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \dot{\mathbf{T}}$ e $\mathbf{D}$ é a derivada em relação ao tempo (indicada pelo ponto sobrescrito) da matriz de deformações logarítmicas, tomando a forma

$$[\mathbf{D}] = \begin{bmatrix} -\dot{\bar{\epsilon}}_a & 0 & 0 \\ 0 & -\dot{\bar{\epsilon}}_r & 0 \\ 0 & 0 & -\dot{\bar{\epsilon}}_r \end{bmatrix}, \text{ em uma base ortonormal com um vetor paralelo ao eixo do cilindro.}$$

Se $H(t)$, $R(t)$ e $V(t)$ são respectivamente a altura, o raio e o volume do cilindro no instante t , as deformações logarítmicas são definidas como:

$$\bar{\varepsilon}_a = \ln\left(\frac{H(0)}{H(t)}\right) \quad (2.6)$$

$$\bar{\varepsilon}_r = \ln\left(\frac{R(0)}{R(t)}\right) \quad (2.7)$$

$$\bar{\varepsilon}_v = \ln\left(\frac{V(0)}{V(t)}\right) = \bar{\varepsilon}_a + 2\bar{\varepsilon}_r \quad (2.8)$$

A matriz $\mathbf{T}$ também é diagonal, assumindo no instante inicial a configuração

$$[\mathbf{T}] = \begin{bmatrix} -\sigma_a & 0 & 0 \\ 0 & -\sigma_r & 0 \\ 0 & 0 & -\sigma_r \end{bmatrix}, \text{ em que } \sigma_a \text{ é a tensão principal maior ou tensão axial, e } \sigma_r \text{ é a tensão}$$

principal menor ou a tensão radial.

As matrizes estão descritas de acordo com a convenção da Mecânica do Contínuo para os sinais, com tensões e deformações de compressão negativas, sendo que o sinal negativo que antecede os coeficientes de ambas converte os resultados para a convenção da Mecânica dos Solos, com tensões e deformações de compressão, positivas.

Na equação hipoplástica, os coeficientes da matriz $\mathbf{T}$ são interpretados como tensões efetivas, sendo válida essa interpretação sempre que a informação for omitida.

2.5 – O modelo hipoplástico original (MHO)

A equação hipoplástica representativa do modelo original, desenvolvida por Nader (1999, 2003), é:

$$\dot{\mathbf{T}} = \frac{1}{3} [C_1 \text{tr} \mathbf{D} \text{tr} \mathbf{T} + C_2 \text{tr}(\mathbf{T}_0 \mathbf{D})] \mathbf{I} + (C_4 - \eta(\mathbf{T})) (\text{tr} \mathbf{T}) \mathbf{D}_0 + \left[\frac{1}{3} C_3 (\text{tr} \mathbf{T}) \mathbf{I} + C_5 \mathbf{T}_0 \right] \sqrt{\text{tr} \mathbf{D}^2} \quad (2.9)$$

Na equação (2.9), a matriz identidade é designada por $\mathbf{I}$, o termo subscrito “ $_0$ ” refere-se a parte desviadora da matriz e os fatores C_i estão relacionados com quatro propriedades independentes do material, a saber, M , λ^* , κ^* e $\tilde{G}$, que possuem claro sentido físico.

A composição dos fatores C_i e de η , que comparecem na equação (2.9), é apresentada a seguir:

$$\eta(\mathbf{T}) = -3 \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\sqrt{\text{tr} \mathbf{T}_0^2}}{\text{tr} \mathbf{T}} \quad (2.10)$$

$$C_1 = -\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\lambda^*} + \frac{1}{\kappa^*} \right) \quad (2.11)$$

$$C_2 = \frac{3}{2} \frac{\sqrt{6} C_3}{M} \quad (2.12)$$

$$C_3 = \frac{\sqrt{3}}{2} \left(\frac{1}{\lambda^*} - \frac{1}{\kappa^*} \right) \quad (2.13)$$

$$C_4 = -\frac{\tilde{G}}{3} \quad (2.14)$$

$$C_5 = -\frac{\sqrt{6}\tilde{G} + 3M}{2M} \quad (2.15)$$

As propriedades λ^* , κ^* e M que caracterizam o material estudado são as mesmas do modelo Cam-Clay e são familiares à Mecânica dos Solos, e $\tilde{G}$ é exclusivo do modelo hipoplástico em estudo. As propriedades M , λ^* e κ^* estão representadas na figura 2.5 e $\tilde{G}$, representado na figura 2.6.

Fig. 2.5 – Representação dos parâmetros do modelo Cam-clay e do modelo hipoplástico

Assim como para o modelo Cam-clay, pode ser deduzido pela figura 2.5a que M é o coeficiente angular da linha do estado crítico, indicando o estado de tensão para o qual as deformações volumétricas são nulas (fig. 2.5a). λ^* e κ^* são, respectivamente, as inclinações das linhas de compressão e expansão isotrópicas do gráfico $\ln p$ vs $\ln (1+e)$ (fig 2.5b).

Fig. 2.6 – Representação do parâmetro $\tilde{G}$ do modelo hipoplástico

O parâmetro $\tilde{G}$ corresponde ao coeficiente angular da tangente inicial à curva $\frac{q}{\sigma_3} \times \bar{\gamma}$ obtida de ensaios de compressão triaxial (fig. 2.6), tendo significado semelhante a um Módulo de Deformabilidade do modelo hipoplástico.

Para representar o caso particular do ensaio triaxial, é conveniente introduzir na equação (2.9) a tensão octaédrica ou tensão normal média, $p = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3}$ e a tensão de desvio, $q = \sigma_1 - \sigma_3$. Substituindo esses termos na equação chega-se à:

$$\dot{p} = \left(-C_1 \dot{\varepsilon}_v + \frac{\sqrt{3}}{3} C_3 \sqrt{\dot{\varepsilon}_v^2 + 2\dot{\gamma}^2} \right) p - \frac{2}{9} C_2 \dot{\gamma} q \quad (2.16)$$

$$\dot{q} = -3C_4 \dot{\gamma} p + 3\dot{\gamma} |q| + \frac{\sqrt{3}}{3} C_5 \sqrt{\dot{\varepsilon}_v^2 + 2\dot{\gamma}^2} q \quad (2.17)$$

Para o caso da representação tridimensional fora do eixo de simetria, como nos ensaios triaxiais verdadeiros, a tensão normal média e a tensão de desvio equivalem respectivamente a $p = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$ e $q = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$.

As deformações resultantes do modelo hipoplástico são logarítmicas ($\bar{\varepsilon}$), porém, as deformações lineares (ε) são mais usuais na Mecânica dos Solos e serão utilizadas com frequência na apresentação dos resultados numéricos do estudo, assim, as deformações logarítmicas são relacionadas com as deformações lineares pelas equações (2.18) à (2.20).

$$\varepsilon_a = e^{\bar{\varepsilon}_a} - 1 \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_r = e^{\bar{\varepsilon}_r} - 1 \quad (2.19)$$

$$\varepsilon_v = e^{\bar{\varepsilon}_v} - 1 \quad (2.20)$$

A distorção (γ) é definida como a diferença das deformações axial e radial, sejam elas logarítmicas ou lineares, dessa forma:

$$\bar{\gamma} = \bar{\varepsilon}_a - \bar{\varepsilon}_r \quad (2.21a)$$

$$\gamma = \varepsilon_a - \varepsilon_r \quad (2.21b)$$

A forma de apresentação da equação (2.9) é aplicada diretamente para solucionar casos de trajetória controlada de deformações, como carregamentos edométricos, isotrópicos e não-drenados. Nos problemas com trajetória controlada de tensões, como o ensaio triaxial

convencional, os termos da equação precisam ser invertidos, de modo que a equação possa ser reescrita no formato $\mathbf{D} = g(\mathbf{T}, \dot{\mathbf{T}})$. O procedimento de inversão da equação (2.9), apresentada para o caso particular axi-simétrico, está demonstrado no apêndice A.

A partir da equação nos formatos $\dot{\mathbf{T}} = h(\mathbf{T}, \mathbf{D})$ e $\mathbf{D} = g(\mathbf{T}, \dot{\mathbf{T}})$, particularizadas para a representação dos ensaios triaxiais, foram desenvolvidas planilhas eletrônicas para se obter as respostas do modelo original.

Para a solução das equações diferenciais (2.16) e (2.17), é utilizado o método numérico de Euler-Cauchy com incrementos de tensão. Os valores de p e q são calculados pela solução aproximada $x(t_i) \cong x(t_{i-1}) + \dot{x}(t_{i-1})\Delta t$, com valores tanto mais precisos quanto menores os intervalos de tempo Δt .

A seguir, são simuladas algumas situações comuns de laboratório, das quais podem-se observar as respostas do modelo original e os significados físicos das propriedades do material.

2.6 – Características do modelo hipoplástico original

2.6.1 – Ensaio isotrópico

No caso de compressão ou expansão isotrópicas, a tensão desviadora é nula em qualquer instante, assim sendo, $\sigma_a = \sigma_r = p$, $q = 0$, $\dot{\varepsilon}_a = \dot{\varepsilon}_r = \dot{\varepsilon}_v/3$ e $\dot{\gamma} = 0$. Introduzindo essas condições em (2.16) e (2.17), obtêm-se;

$$\dot{p} = \left(-C_1 \dot{\varepsilon}_v + \frac{1}{\sqrt{3}} C_3 \left| \dot{\varepsilon}_v \right| \right) p \quad (2.22)$$

$$\dot{q} = 0 \quad (2.23)$$

No caso de compressão, $\dot{\varepsilon}_v > 0$ e no caso de expansão, $\dot{\varepsilon}_v < 0$. Substituindo (2.11) e (2.13) em (2.22), se obtém para cada caso;

$$\dot{p} = \frac{1}{\lambda^*} p \dot{\varepsilon}_v \quad (\text{compressão isotrópica}) \quad (2.24)$$

$$\dot{p} = \frac{1}{\kappa^*} p \dot{\varepsilon}_v \quad (\text{expansão isotrópica}) \quad (2.25)$$

Sabendo que o índice de vazios é dado por $e = e(t)$, pode-se demonstrar que

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{\dot{e}}{(1+e)}. \text{ Integrando-se as equações (2.24) e (2.25) e substituindo } p(0) = p_0 \text{ e } e(0) = e_0,$$

determina-se respectivamente:

$$\ln \frac{1+e_0}{1+e} = \lambda^* \ln \frac{p}{p_0} \quad (\text{compressão isotrópica}) \quad (2.26)$$

$$\ln \frac{1+e_0}{1+e} = \kappa^* \ln \frac{p}{p_0} \quad (\text{expansão isotrópica}) \quad (2.27)$$

Os resultados encontrados na compressão e expansão isotrópicas para o modelo hipoplástico são semelhantes aos do modelo Cam-Clay.

A figura 2.7 reproduz a resposta do modelo original nos casos de compressão e expansão isotrópicas.

Fig. 2.7 – Carregamento isotrópico previsto pelo modelo original

Considerando o solo normalmente adensado no início do carregamento, o modelo original representa a reta virgem de compressão, com maior compressibilidade (maiores deformações volumétricas para um mesmo nível de tensão) para maiores valores de λ^* . Na expansão isotrópica apresenta maior rigidez, com a magnitude das deformações irreversíveis tanto maior quanto maior for a diferença entre λ^* e κ^* .

No entanto, o modelo não distingue os trechos sobreadensado e normalmente adensado, apresentando mesma rigidez no carregamento e no recarregamento.

2.6.2 – Início de um ensaio triaxial

No ensaio triaxial, depois da fase de consolidação isotrópica, a tensão desviadora começa a mudar. No primeiro instante dessa fase ($t = 0$), tem-se $p(0) = \sigma$ (tensão confinante), $q(0) = 0$ e $\dot{q}(0) \neq 0$. Substituindo as condições iniciais em (2.17) e introduzindo o fator C_4 , obtém-se;

$$\dot{q}(0) = \tilde{G} \dot{\bar{\gamma}}(0) \sigma \quad (2.28a)$$

$$\tilde{G} = \frac{\dot{q}(0)}{\dot{\bar{\gamma}}(0) \sigma} \quad (2.28b)$$

Assim, demonstra-se que a curva produzida pelo modelo original, tendo $\bar{\gamma}$ como abscissa e $\left(\frac{q}{\sigma}\right)$ como ordenada, tem inclinação $\tilde{G}$ na origem. Ainda segundo o modelo, o valor de $\tilde{G}$ não depende da trajetória de tensões.

A figura 2.8 ilustra o comportamento do modelo no carregamento, descarregamento e no recarregamento durante um ensaio triaxial convencional, e representa $\tilde{G}$. No gráfico, a presença de σ_3 no denominador se justifica por se tratar de uma consolidação isotrópica, nos demais casos, deve constar p .

Fig. 2.8 – Módulo de deformabilidade previsto pelo modelo original

Verifica-se que o modelo original é capaz de representar deformações irreversíveis e que $\tilde{G}$ se mantém inalterado quando se aplicam ciclos de carregamento, ou seja, que no modelo, o Módulo de Deformabilidade é igual para solos normalmente adensados e sobreadensados.

2.6.3 – Ensaio triaxial convencional

No ensaio triaxial convencional a tensão axial aumenta gradualmente e a tensão confinante é mantida constante ($\Delta\sigma_1 > 0$; $\Delta\sigma_3 = 0$). Aplicando as equações (2.16) e (2.17) com a trajetória de tensões imposta na razão $\dot{p} = 1$ e $\dot{q} = 3$, correspondente a situação apresentada, o comportamento observado no modelo original é ilustrado na figura 2.9:

Fig. 2.9 – Deformabilidade prevista pelo modelo original no ensaio triaxial convencional

O modelo apresenta aumento proporcional da tensão desviadora de ruptura com a tensão confinante, e, portanto, o comportamento normalizado (fig. 2.9a e 2.9b). Apresenta sempre contração volumétrica, com a magnitude das deformações independente da tensão confinante (fig. 2.9c).

2.6.4 – Estado crítico

No contexto deste estudo, o estado crítico de tensões ocorre quando a variação volumétrica é nula ($\dot{\varepsilon}_v = 0$) e ocorrem distorções ($\dot{\gamma} \neq 0$) sem novo acréscimo de carga ($\dot{p} = \dot{q} = 0$).

Introduzindo $\dot{\varepsilon}_v = 0$ em (2.16) e (2.17) e substituindo os fatores, chega-se à:

$$\dot{p} = \frac{\sqrt{6}}{3} C_3 \left(-\frac{q}{M} \dot{\gamma} + p |\dot{\gamma}| \right) \quad (2.29)$$

$$\dot{q} = \tilde{G} \left(p \dot{\gamma} - \frac{q}{M} |\dot{\gamma}| \right) + 3(|q| \dot{\gamma} - q |\dot{\gamma}|) \quad (2.30)$$

Se $\dot{\gamma} > 0$ e $q = Mp$ ou se $\dot{\gamma} < 0$ e $q = -Mp$, então (2.29) fornece $\dot{p} = 0$. Se $\dot{\gamma} > 0$, $q \geq 0$ e $q = Mp$, ou se $\dot{\gamma} < 0$, $q \leq 0$ e $q = -Mp$, então (2.30) fornece $\dot{q} = 0$.

Conclui-se que a linha do estado crítico no diagrama p vs q são as semi-retas $q = Mp$ e $q = -Mp$, com $p \geq 0$, representadas na figura 2.10.

No decorrer do estudo serão tratados somente os casos de carregamento ($q \geq 0$), restringindo a linha do estado crítico, e consequentemente a envoltória de resistência, a $q = Mp$.

Fig. 2.10 – Envoltória de resistência do modelo original

2.6.5 – Ensaio não-drenado

Nos ensaios não-drenados as deformações volumétricas são impedidas ($\dot{\varepsilon}_v = 0$). Nessa condição, o modelo apresenta um aumento proporcional da pressão neutra com a variação da tensão normal média efetiva p' e a tensão desviadora q , resultando em trajetórias retilíneas das tensões efetivas (Fig. 2.11a) e desenvolvimento de pressão neutra proporcional à tensão confinante (Fig. 2.11b).

Fig. 2.11 – Solicitação não-drenada prevista pelo modelo original

2.6.6 – Ensaio edométrico

No ensaio edométrico as deformações radiais são impedidas ($\dot{\varepsilon}_r = 0$). Com essa condição imposta nas equações (2.16) e (2.17), as curvas de compressão e descompressão edométricas tomam a forma:

Fig. 2.12 – Solicitação edométrica prevista pelo modelo original

A curva de compressão edométrica da figura 2.12a tem as mesmas características da curva de carregamento isotrópico da figura 2.7, com trechos retilíneos de carregamento, maior compressibilidade no carregamento que no descarregamento e mesma rigidez quando carregado e recarregado, não distinguindo os trechos sobreadensado e normalmente adensado.

Observa-se que, no início do carregamento, o material encontrava-se consolidado isotropicamente, tendendo para a linha K_0 com a continuidade do carregamento. Na linha K_0 , a razão entre a tensão confinante e a tensão principal torna-se constante, com inclinação K_0 da trajetória de tensões. No descarregamento, a redução da tensão confinante é menos pronunciada que da tensão principal, originando valores de K_0 maiores que da condição normalmente adensada.

3 - RELAÇÕES *TENSÃO X DEFORMAÇÃO* TÍPICAS DOS SOLOS

3.1 – Considerações iniciais

Quando carregados, o comportamento dos solos arenosos depende da sua compactidade. Para provocarem deslocamentos entre os grãos, as solicitações precisam vencer as resistências friccionais e desfazer o entrosamento entre as partículas. Em arranjos mais compactos, ou seja, que para uma mesma tensão confinante possuem um índice de vazios menor, as partículas estão mais entrosadas, apresentando menores variações de volume para um mesmo acréscimo de tensão.

Mantendo a tensão confinante e reduzindo gradualmente o índice de vazios, observa-se uma diminuição na tendência à contração, alcançando-se um índice de vazios que não apresenta deformações volumétricas e, para índices de vazios menores, observa-se expansão volumétrica na ruptura. O índice de vazios para o qual a amostra não apresenta variação de volume na ruptura é chamado de índice de vazios crítico (e_{cs}).

Para uma dada tensão confinante, areias fofas apresentam índices de vazios maiores que o índice de vazios crítico e areias compactas apresentam índices de vazios menores que o índice de vazios crítico. Verifica-se que o índice de vazios crítico depende da tensão confinante, não sendo característico do solo.

Já a resposta dos solos argilosos a carregamentos depende do seu estado de consolidação. Carregamentos maiores que o máximo aplicado na sua história geológica provocam o reagrupamento das partículas para um arranjo mais rígido, com grande redução do índice de vazios. Carregamentos menores que o máximo suportado não desarticulam a estrutura anterior, provocando pequenas deformações. Esse máximo carregamento aplicado é

freqüentemente associado à máxima tensão vertical efetiva (σ_{vm}') experimentada pelos solos argilosos, também chamada de tensão de pré-adensamento.

Nos solos argilosos, a relação entre a tensão de pré-adensamento e a tensão efetiva é denominada razão de sobreadensamento (*OCR*, do termo em inglês *OverConsolidation Ratio*). As argilas normalmente adensadas apresentam $OCR = 1$ enquanto argilas sobreadensadas apresentam $OCR > 1$.

Nos ensaios edométricos e nos problemas de carregamentos unidimensionais da engenharia geotécnica, a razão de sobreadensamento é definida em função das tensões verticais (LAMBE e WHITMAN, 1969; FERNANDES, 1994; PINTO, 2002). Para a análise de ensaios triaxiais, é conveniente interpretar a razão de sobreadensamento em função das tensões confinantes (PINTO, 2002).

Semelhantemente ao índice de vazios crítico observado nas areias, pode-se identificar uma razão de sobreadensamento para a qual as argilas não apresentam variação de volume na ruptura. Para razões de sobreadensamento inferiores, a argila é denominada levemente sobreadensada, apresentando contração volumétrica na ruptura, e, para valores superiores, fortemente sobreadensada, apresentando expansão volumétrica na ruptura.

O suporte básico da Mecânica dos Solos, os conceitos apresentados e a interpretação das observações experimentais reunidos sucintamente neste capítulo são tratados em profundidade por Lambe e Whitman (1969), Caputo (1966), Vargas (1981) e Pinto (2002), entre outros.

É apresentado a seguir o comportamento dos solos em ensaios característicos realizados na câmara triaxial, dando ênfase aos efeitos do sobreadensamento. Desses ensaios

são extraídas as propriedades κ^* , λ^* , M e $\tilde{G}$ que distinguem o material analisado e calibram a equação hipoplástica em estudo.

3.2 – Resistência de areias e de argilas

Pelo critério de Mohr-Coulomb um material entra em ruptura num ponto quando, em um plano passando por esse ponto, a tensão resultante atinge uma certa obliquidade em relação à respectiva tensão normal. O ângulo correspondente à máxima obliquidade que a tensão resultante pode formar com a tensão normal ao plano é denominado ângulo de atrito interno efetivo (ϕ').

Desta forma, para qualquer grandeza da tensão normal, os estados de tensão compatíveis com a resistência do material estão limitados pela envoltória retilínea de Mohr-Coulomb expressa na equação (3.1), válida para areias fofas ou compactas e argilas normalmente adensadas:

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (3.1)$$

Conhecido ϕ' , o índice M do modelo Cam-Clay e do modelo hipoplástico corresponde a:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (3.2)$$

Nas argilas sobreadensadas, verifica-se que a envoltória de resistência não é linear, possuindo uma curvatura acentuada até atingir a tensão de pré-adensamento. Todavia, a envoltória pode ser representada simplificada por uma reta, e a envoltória de Mohr-Coulomb toma a forma geral da equação (3.3), representada graficamente na figura 3.1.

$$\tau = c + \sigma' \cdot \tan \phi_{SA} \quad (3.3);$$

na qual c é chamado de intercepto de coesão e ϕ_{SA} , ângulo de atrito do trecho sobreadensado.

Fig. 3.1 – Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para argilas sobreadensadas

No trecho sobreadensado, a envoltória deixa a proporcionalidade entre as tensões normais e cisalhantes, sendo ajustada como a reta que melhor representa as tensões de ruptura do trecho sobreadensado. Do ajuste, surgem o intercepto de coesão, como o coeficiente linear, e $\tan \phi_{SA}$ como o coeficiente angular dessa reta.

Para o trecho sobreadensado, a faixa de tensões normais para a qual a equação é válida deve ser definida, pois os valores de c e ϕ_{SA} dependem do nível de tensão analisado. Mais raramente, alguns solos apresentam cimentação, tendo c o significado efetivo de coesão.

3.3 – Ensaio triaxial convencional

O ensaio triaxial convencional é executado com acréscimos de tensão axial e tensão confinante constante a partir de amostras consolidadas, resultando em trajetórias de tensões efetivas lineares, inclinadas a 45° nos eixos s vs t (ou $\sim 72^\circ$ nos eixos p vs q).

Dos ensaios de compressão triaxial, verifica-se que o comportamento das argilas normalmente adensadas ou levemente sobreadensadas é semelhante ao das areias fofas, e que argilas fortemente sobreadensadas comportam-se analogamente às areias compactas. Durante o ensaio, as diferenças entre os solos se referem principalmente na magnitude das deformações e na velocidade com que ocorrem, assim, o comportamento *tensão vs deformação* será apresentado conjuntamente e os solos serão chamados de solos do tipo I e solos do tipo II.

Fig. 3.2 – Comportamento dos solos no ensaio triaxial convencional para uma mesma tensão confinante

Da Fig. 3.2a observa-se que, à medida que as deformações axiais aumentam, os solos do tipo I mostram um aumento gradual na tensão desviadora até um valor constante chamado de tensão desviadora de ruptura (q_r). Concomitantemente comprimem-se (Fig. 3.2b e 3.2c), isto é, tornam-se mais compactos, até que seja atingido o índice de vazios crítico, quando não há mais variação de volume.

Os solos do tipo II mostram um rápido aumento da tensão desviadora atingindo um valor de pico (q_p) com pequenas deformações axiais, e então, mostram um decréscimo na tensão desviadora com o aumento das deformações, até a tensão desviadora de ruptura. Apresentam inicialmente contração volumétrica (atribuída a um ajustamento das partículas) e depois expandem, isto é, aumentam o índice de vazios até atingir o índice de vazios crítico (o mesmo índice de vazios dos solos do tipo I quando submetidos à mesma tensão confinante).

No entanto, pode ser verificado na figura 3.3 que esses comportamentos são influenciados pela variação da tensão confinante. Com o aumento da tensão confinante, os solos do tipo I apresentam um aumento da tensão desviadora de ruptura e um pequeno aumento da tendência à contração volumétrica. Para solos do tipo II, as tensões desviadoras

de ruptura e de pico aumentam, e diminui a tendência de expansão volumétrica para uma mesma tensão de pré-adensamento. Nos solos arenosos, observa-se também que, à medida que a tensão confinante aumenta, o índice de vazios crítico diminui, ou seja, o índice de vazios crítico é dependente da tensão confinante.

Fig. 3.3 – Efeitos do aumento da tensão confinante no comportamento dos solos

Nos solos do tipo I as tensões desviadoras variam proporcionalmente com a tensão confinante, sendo que esse comportamento é chamado de normalizado.

Na figura 3.4, observa-se que a magnitude da razão de sobreadensamento influencia as relações *tensão* vs *deformação*. Para uma mesma tensão confinante, quanto mais fortemente sobreadensado estiver o solo, ou maior a razão de sobreadensamento, maior será a

tensão desviadora de pico, menor a deformação axial para a mesma tensão desviadora e, maior a expansão volumétrica.

Fig. 3.4 – Influência da razão de sobreadensamento no comportamento dos solos

3.3.1 – Trajetórias de tensão não convencionais

O comportamento apresentado no item anterior corresponde ao observado nos ensaios triaxiais com tensão confinante constante. Nos problemas em que a tensão confinante varia, é importante saber que o comportamento *tensão vs deformação* depende da natureza da trajetória de tensões.

Lambe e Whitman (1969) reportam casos de descarregamento com trajetória a 135° ($s':t$) em que ocorre expansão volumétrica, em oposição ao comportamento observado nos casos de carregamento convencional (45°). Também, observam que o módulo de deformabilidade inicial é muito maior nos casos de descarregamento.

O comportamento do solo submetido a várias trajetórias de tensão será estudado no capítulo 5.

3.4 – Ensaio não-drenado

Devido a sua baixa permeabilidade, solos argilosos geralmente são solicitados sem permitir drenagem. Nessa condição, o aumento da tensão desviadora provoca o surgimento de pressão neutra.

Nas amostras normalmente adensadas, o desenvolvimento da pressão neutra segue o comportamento normalizado, ou seja, o desenvolvimento da pressão neutra é proporcional à tensão confinante. Nas amostras sobreadensadas, a pressão neutra diminui com o aumento da razão de sobreadensamento, atingindo valores negativos para amostras fortemente sobreadensadas (fig. 3.5b).

Nas solicitações não-drenadas torna-se necessário distinguir as tensões totais das efetivas. Na figura 3.5a são apresentadas para uma mesma tensão confinante, as trajetórias e envoltórias das tensões totais e efetivas.

Fig. 3.5 – Comportamento dos solos nos ensaios não-drenados¹

¹ A representação dos eixos $s = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}$ e $t = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ é comum na Mecânica dos Solos e se relaciona com o sistema de eixos σx e $\tau x q$.

Como apresentado anteriormente, o carregamento de uma amostra normalmente adensada sob condições drenadas provoca contração volumétrica. Aumentando gradualmente a razão de sobreadensamento, a tendência à contração diminui, passando a amostra a apresentar expansão volumétrica para elevadas razões de sobreadensamento.

No entanto, sob condições não-drenadas as deformações volumétricas são impedidas. Se a amostra tende a apresentar contração volumétrica, a pressão neutra observada é positiva, com o aumento das tensões normais reduzindo as tensões efetivas. Em amostras que apresentam maiores razões de sobreadensamento, o desenvolvimento da pressão neutra é menor, chegando a valores negativos para amostras com tendência a expansão, com respectivo aumento das tensões efetivas.

Porém, é importante observar que a envoltória de resistência é semelhante nos ensaios drenados e não-drenados, já que é obtida pelas tensões efetivas de ruptura.

3.4.1 – Parâmetros de pressão neutra

O comportamento dos solos sob condições não-drenadas pode ser melhor analisado com a apresentação dos parâmetros de pressão neutra, introduzidos por Skempton (1954).

O parâmetro de pressão neutra para carregamento isotrópico B é definido como:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3.4)$$

O valor do parâmetro B é altamente dependente do grau de saturação do solo. Caso o solo se encontre saturado, todo o incremento de tensão total é equilibrado pela água dos poros,

com $\Delta u = \Delta \sigma_3$ e portanto $B = 1$. A verificação do parâmetro $B = 1$ é utilizada como comprovação da saturação da amostra na etapa preparatória dos ensaios triaxiais não-drenados.

Passada a fase de consolidação, os excessos de pressão neutra em um solo saturado quando as tensões principais maior e menor variam correspondem a:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (3.5);$$

Na qual A é a taxa de geração dos excessos de pressão neutra

Nos ensaios não-drenados convencionais, em que somente a tensão principal maior varia, o excesso de pressão neutra gerado vale simplesmente:

$$\Delta u = A \cdot \Delta \sigma_1 \quad (3.6);$$

Entretanto, o parâmetro A não é constante durante a aplicação do carregamento, sendo no início de pequena magnitude e variando consideravelmente com o aumento do carregamento e com o grau de sobreadensamento. Dessa forma, é freqüente a determinação de A na ruptura (A_f), com a utilização dos valores de Δu_f e de $\Delta \sigma_{1f}$, correspondentes à ruptura.

A tabela 3.1 apresenta faixas de valores do parâmetro A_f para diversas condições de consolidação de solos argilosos.

Tabela 3.1 – Parâmetros de pressão neutra para argilas (SKEMPTOM, 1954)

Características	A_f
Argilas sensíveis “quick clays”	1,5 a 2,5
Argilas normalmente adensadas	0,7 a 1,3
Argilas levemente sobreadensadas	0,3 a 0,7
Argilas fortemente sobreadensadas	-0,5 a 0,0

3.5 – Ensaio edométrico

Quando a drenagem é permitida sem deformação lateral, o ensaio é denominado de compressão edométrica ou unidimensional e simula o adensamento do material.

A Fig. 3.6 ilustra a variação das deformações axiais (relacionada com o índice de vazios) com as tensões verticais efetivas de uma amostra de solo argiloso submetida ao ensaio de compressão e descompressão edométricas.

Fig. 3.6 – Comportamento das argilas nos ensaios edométricos

O trecho inicial da representação semi-logarítmica, correspondente ao trecho sobreadensado, exibe pequena compressibilidade, em contraste com a compressibilidade substancialmente mais elevada no trecho virgem de compressão. Esses trechos podem ser representados simplificadaamente por 2 (duas) retas, caracterizadas respectivamente pelos índices de recompressão (C_r) e de compressão (C_c). Quando o solo é descarregado, permanece irreversível uma importante parcela da deformação.

No ensaio edométrico, o que diferencia o comportamento de areias e argilas é a magnitude das deformações e a velocidade com que elas se processam. Em solos argilosos as deformações são muito mais lentas e maiores que em areias, além disso, as argilas preservam a “memória” da máxima tensão efetiva aplicada, apresentando comportamentos distintos nos trechos sobreadensado e normalmente adensado. Essas propriedades particulares justificam a utilização dos ensaios edométricos para a caracterização de solos argilosos.

A tensão de pré-adensamento, que separa os trechos, é determinada por construções empíricas a partir da curva de compressão edométrica do material.

Da solicitação edométrica é determinado o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), definido como a relação das tensões efetivas horizontais e verticais quando as deformações horizontais são nulas.

Várias equações empíricas são encontradas na literatura para estimar K_0 na condição normalmente adensada e na sobreadensada. Uma das mais simples, e que apresenta bons resultados, é a “fórmula de Jáki” (3.7) (JÁKI, 1944). Mayne e Kulhawy (1982) estenderam a formulação de Jáki para englobar os casos de descarregamento através da equação (3.8).

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (3.7)$$

$$K_0 = (1 - \sin \phi'). OCR^{\sin \phi'} \quad (3.8)$$

A expressão (3.8) indica que o valor de K_0 aumenta com a razão de sobreadensamento, sendo que a tensão horizontal efetiva alcança valores maiores que a tensão vertical efetiva em amostras fortemente sobreadensadas.

3.6 – Ensaio isotrópico

Na compressão isotrópica, a amostra sofre deformações de igual magnitude nas três direções principais. No estado isotrópico, as tensões normais são iguais em todos os planos e as tensões desviadoras são nulas.

As características das curvas de compressão e descompressão edométricas, como o trecho de recompressibilidade, a reta virgem de compressão e a tensão máxima de consolidação que separa os dois trechos, semelhante à tensão de pré-adensamento, também são observadas nas solicitações isotrópicas.

4 – MODIFICAÇÕES DO MODELO ORIGINAL

4.1 – Metodologia

No capítulo 2, verificou-se que o modelo original apresenta uma envoltória de resistência retilínea passando pela origem, proporcionalidade das tensões desviadoras de ruptura com as tensões confinantes e, portanto, o comportamento normalizado, mesma rigidez no carregamento e no recarregamento, contração volumétrica no ensaio triaxial convencional e trajetória retilínea das tensões efetivas nos carregamentos não-drenados, com valores positivos de pressão neutra. Essas características não são observadas nos solos sobreadensados, como visto no capítulo 3, sendo que, a seguir, são descritas as modificações introduzidas no modelo original na tentativa de desenvolver um modelo que represente os efeitos do sobreadensamento.

Inicialmente, procura-se diferenciar o trecho sobreadensado introduzindo o intercepto de coesão, aumentando o módulo de deformabilidade e diminuindo a compressibilidade no recarregamento com a adoção de parâmetros do trecho sobreadensado. Em seguida, o modelo incorpora a razão de sobreadensamento, relacionando-a com os parâmetros do modelo. As fases de desenvolvimento do modelo hipoplástico modificado são denominadas modelo Pi e modelo Expo OCR.

Com o modelo original, Nader (1999; 2003) representou satisfatoriamente as características mecânicas de um solo siltoso, calibrando o modelo com os parâmetros: $M = 1,46$; $\lambda^* = 0,070$; $\kappa^* = 0,018$ e $\tilde{G} = 54$. Esses valores são utilizados neste capítulo para a apresentação dos exemplos numéricos do trecho normalmente adensado.

4.2 – Modelo Pi - Introdução do intercepto de coesão

Do trecho sobreadensado da envoltória de resistência, obtida de resultados experimentais, são determinados os parâmetros c e ϕ_{SA} representativos de uma faixa de tensões normais, sendo que, alterando-se a faixa de referência das tensões normais, os valores de c e ϕ_{SA} também se alteram. Já a envoltória de resistência do trecho normalmente adensado corresponde a uma reta passando pela origem com inclinação $\tan \phi'$, independente da faixa de tensões normais.

No modelo, a divisão dos trechos sobreadensado e normalmente adensado é feita pela máxima tensão normal média (p_a), com significado análogo à tensão de pré-adensamento. Quando $p < p_a$, o solo encontra-se sobreadensado e, quando $p = p_a$, normalmente adensado, com o valor de p_a atualizado a cada instante.

A definição de p_a tem a vantagem de considerar a influência das três tensões principais no sobreadensamento, entretanto, tem a dificuldade comum a outros modelos, como o Cam-clay, de estabelecer adequadamente seu valor. Assim como a tensão de pré-adensamento, o valor de p_a deve ser inferido a partir de observações do comportamento do material.

Para representar a envoltória com o intercepto de coesão, para cada p_a é somado à tensão normal média p um valor constante π na equação diferencial constitutiva, e que se relaciona com o intercepto de coesão pela equação (4.1):

$$\pi = \frac{c'}{\tan \phi_{SA}} \quad (4.1)$$

No modelo, adota-se que o ângulo de atrito do trecho sobreadensado é constante e o intercepto de coesão aumenta proporcionalmente com os valores de p_a . Essa hipótese conduz a uma família de envoltórias retilíneas e paralelas no trecho sobreadensado.

As equações diferenciais do modelo hipoplástico modificado tomam a forma:

$$\dot{p} = \left(-C_1 \dot{\varepsilon}_v + \frac{\sqrt{3}}{3} C_3 \sqrt{\dot{\varepsilon}_v^2 + 2\dot{\gamma}^2} \right) (p + \pi) - \frac{2}{9} C_2 \dot{\gamma} q \quad (4.2)$$

$$\dot{q} = -3C_4 \dot{\gamma} (p + \pi) + 3\dot{\gamma} |q| + \frac{\sqrt{3}}{3} C_5 \sqrt{\dot{\varepsilon}_v^2 + 2\dot{\gamma}^2} q \quad (4.3)$$

O valor de M equivalente ao trecho sobreadensado vale:

$$M_{SA} = \frac{6 \cdot \sin \phi_{SA}}{3 - \sin \phi_{SA}} \quad (4.4)$$

Com essas modificações, o modelo apresenta uma envoltória de resistência retilínea com inclinação ϕ_{SA} , transladada de um valor π no eixo das abcissas, como pode ser observado na figura 4.1, representando o efeito da coesão. Os parâmetros λ^* , k^* e $\tilde{G}$ não alteram a resistência do solo.

Na figura 4.1, pode ser observado que os trechos sobreadensado e normalmente adensado são seccionados pela tensão máxima de consolidação $(p_a)_1$ ou $(p_a)_2$, sendo que, cada amostra sobreadensada possui um único valor de p_a . Conforme a tensão máxima de consolidação aumenta, a tensão desviadora na ruptura para uma mesma tensão confinante também aumenta. As envoltórias do trecho sobreadensado para os diversos valores de p_a são

paralelas, apresentando maiores valores do intercepto de coesão quanto maior a máxima tensão normal ou para as maiores faixas de tensão normal.

Fig. 4.1 – Envoltória de resistência do modelo Pi

Como o modelo é elaborado para representar a forma geral da envoltória de Mohr-Coulomb apresentada na equação (3.3), é necessário que as propriedades do material no trecho sobreadensado sejam extraídas de amostras sobreadensadas, válidas para a mesma faixa de valores de c e ϕ_{SA} . As propriedades do trecho sobreadensado são denominadas M_{SA} , λ_{π} , k^* e $\tilde{G}_{\pi}$, em analogia aos parâmetros do trecho normalmente adensado. Quando as tensões normais alcançam o valor de p_a , o modelo Pi retorna às características do modelo original.

Os ensaios necessários para a calibração do modelo Pi são os mesmos do modelo original, a saber, ensaios triaxiais convencionais levados à ruptura e ensaio de compressão e descompressão isotrópicas. Porém, o programa de ensaios deve incluir o trecho sobreadensado.

Como consequência da introdução de π , o parâmetro $\tilde{G}$ precisa ser deduzido para a equação (4.3), como feito no item 2.6.2.

No modelo original, o parâmetro $\tilde{G}$ é definido como um módulo normalizado que representa proporcionalidade entre a tensão desviadora e as distorções iniciais para vários diferentes valores de tensões confinantes. Entretanto, o comportamento normalizado só é observado nas envoltórias passando pela origem, sendo que, para determinar $\tilde{G}$ para o trecho sobreadensado, é necessário somar à tensão normal média p o valor de π , retornando a envoltória para a origem.

Com esse procedimento, a representação $\frac{q}{(\sigma_3 + \pi)} x \bar{\gamma}$ que parte da consolidação isotrópica e para a qual são utilizados somente valores do trecho sobreadensado, tem inclinação $\tilde{G}_\pi$ na origem, sendo que o módulo de deformabilidade do modelo Pi, $\tilde{G}_\pi$, é determinado como a tangente inicial dessa nova representação gráfica.

Por extensão, o parâmetro λ^* deve ser determinado para o trecho sobreadensado, que corresponde a inclinação da curva de recarregamento da solicitação isotrópica na representação $\ln p$ vs $\ln (1+e)$, denominado λ_π . No entanto, o parâmetro κ^* é o mesmo no modelo original e no modelo Pi.

A seguir, são simulados ensaios de compressão triaxial convencional e compressão e expansão isotrópicas, com o intuito de visualizar as principais características introduzidas no modelo. Nos exemplos, p_a vale 250kPa, $\tilde{G}_\pi = 3\tilde{G}$ e $\lambda_\pi = 0,3\lambda^*$. Os valores do trecho normalmente adensado são os mesmos calibrados por Nader para o solo siltoso.

Fig. 4.2 – Previsões do modelo Pi para o comportamento do solo

As características observadas indicam que o modelo incorpora vários efeitos do sobreadensamento. As modificações resultam em envoltórias de resistência retilíneas, com inclinações diferentes nos trechos sobreadensado e normalmente adensado, indicando o intercepto de coesão (fig. 4.1), maiores módulos de deformabilidade no trecho sobreadensado (figs. 4.2a e 4.2b), deixando o comportamento normalizado no trecho sobreadensado (fig. 4.2b) e continuando a representar a reta virgem de compressão no carregamento isotrópico, entretanto, com a compressibilidade do material maior no carregamento que no recarregamento (fig. 4.2d).

No trecho normalmente adensado o comportamento é semelhante ao modelo original, com boa representatividade.

Nota-se da figura 4.2a e 4.2b que a trajetória com $\sigma_3 = 100\text{kPa}$ se inicia e termina no trecho sobreadensado, enquanto a trajetória com $\sigma_3 = 200\text{kPa}$ se inicia no trecho sobreadensado e termina no trecho normalmente adensado. Por fim, nota-se que a trajetória com $\sigma_3 = 300\text{kPa}$ se inicia e termina no trecho normalmente adensado.

Porém, o modelo Pi não reproduz a curvatura da envoltória de resistência, continua a apresentar contração volumétrica no ensaio triaxial convencional, independente do grau de sobreadensamento, e não incorpora a razão de sobreadensamento.

No próximo capítulo, será feita uma tentativa de representar o comportamento de um solo sobreadensado com o modelo Pi, evidenciando as potencialidades e defeitos do modelo.

4.3 – Modelo Expo OCR – Introdução da razão de sobreadensamento

A seguir, propõe-se a introdução no modelo original de um termo equivalente à razão de sobreadensamento.

A razão de sobreadensamento, como definida no capítulo 3, corresponde a uma referência inicial do estado do solo. É razoável supor que, alterando-se as tensões efetivas, altera-se o estado de consolidação do solo. Dessa forma, é definido o coeficiente de sobreadensamento como a relação entre a máxima tensão normal média e a tensão normal média atuante, referido ao mais recente estado de tensão. O coeficiente de sobreadensamento corresponde a:

$$r = \frac{p_a}{p} \quad (4.5)$$

Da mesma forma que no modelo Pi, enquanto $p < p_a$, o solo encontra-se sobreadensado, e quando $p = p_a$, o solo encontra-se normalmente adensado.

Na tentativa de produzir a envoltória curva observada no trecho sobreadensado, é introduzido no modelo um ângulo de atrito variável, que assume valores tanto mais elevados quanto mais fortemente sobreadensado se encontrar o solo. Para tanto, é criado o novo parâmetro M' :

$$M' = M \cdot r^n \quad (4.6)$$

Na qual n é o índice de resistência sobreadensado.

Assim como c , o valor do índice n é escolhido como o que melhor representa a curvatura da envoltória obtida dos ensaios triaxiais.

Fig. 4.3 – Envoltória de resistência prevista pelo modelo Expo OCR

Como pode ser visto na figura 4.3, nesta nova condição a envoltória não possui intercepto de coesão e M_{SA} é a declividade da reta que, partindo da origem, passa pelo ponto da envoltória de abscissa p , variando com o estado de tensão. No trecho normalmente adensado, o modelo retorna às características do modelo original ($M' = M$).

Observa-se na figura 4.4 que esta modificação conduz a uma curvatura da envoltória no trecho sobreadensado governada por n . Para n nulo, a envoltória é retilínea passando pela origem, retornando ao modelo original. Valores negativos produzem curvaturas positivas (concavidade voltada para cima), apresentando resistências menores que solos normalmente adensados. Aumentando os valores de n , obtêm-se maiores tensões desviadoras de ruptura para uma mesma tensão confinante.

Fig. 4.4 – Influência de “ n ” na envoltória de resistência do solo

Pela observação das curvas da fig. 4.4, pode-se inferir que os valores realistas de n situam-se entre 0 e 1.

Dos resultados apresentados no capítulo 3, sabe-se que a deformabilidade diminui progressivamente com o aumento da razão de sobreadensamento. Para reproduzir esse comportamento no modelo, os demais parâmetros foram relacionados com o coeficiente de sobreadensamento, da mesma forma como foi feito para M . Assim, foram incorporados ao modelo os parâmetros:

$$\lambda' = \lambda^* \cdot r^l; \quad (4.7)$$

$$\kappa' = \kappa^* \cdot r^m; \quad (4.8)$$

$$\tilde{G}' = \tilde{G} \cdot r^j \quad (4.9)$$

Os parâmetros λ' e κ' correspondem a tangentes da curva $\ln p$ vs $\ln (1+e)$ passando pelo ponto do atual valor da tensão normal. Os índices l e m procuram diminuir a compressibilidade do solo sobreadensado respectivamente no carregamento e no descarregamento e são obtidos juntamente com λ^* e κ^* das curvas de compressão isotrópica de amostras sobreadensadas.

Semelhantemente, o parâmetro $\tilde{G}'$ corresponde ao módulo de deformabilidade inicial do solo sobreadensado, sendo que o índice j procura aumentar esse módulo em correspondência com o solo normalmente adensado.

Assim como a variação dos parâmetros λ^* e κ^* não altera a resistência do solo, verifica-se que, diversos valores de l , m e j aplicados a várias trajetórias de tensão, também não interferem na tensão desviadora de ruptura (fig. 4.5).

Fig. 4.5 – Envoltória de resistência para diversas trajetórias de tensão

A seguir, são simuladas diversas situações de carregamento no modelo Expo OCR com a intenção de visualizar as principais características introduzidas no modelo. Os valores dos parâmetros são os mesmos calibrados por Nader para o solo siltoso.

Na figura 4.6 é simulado o ensaio de carregamento isotrópico. Como citado anteriormente, os parâmetros λ^* e κ^* determinam, respectivamente, a compressibilidade do solo no trecho virgem de compressão e a rigidez no descarregamento, governando a magnitude das deformações para um determinado nível de tensões. Conseqüentemente,

verifica-se que a menor compressibilidade no trecho sobreadensado é influência dos parâmetros λ' e κ' .

Fig. 4.6 – Influência dos índices “ l ” e “ m ” no carregamento isotrópico

Como pode ser observado na fig. 4.6, a curvatura no trecho sobreadensado de carregamento é influenciada pelos valores de l , sendo que valores negativos conduzem a curvaturas negativas. Menores valores de l conduzem a menores deformações (ou menores variações do índice de vazios) no trecho sobreadensado.

Semelhantemente, a magnitude das deformações reversíveis depende de m , sendo que para valores altos, ocorrem curvaturas positivas e elevadas deformações reversíveis. As deformações diminuem com m , entretanto, não ocorrem curvaturas negativas, indicando que no descarregamento o índice de vazios final é sempre maior que o inicial.

Observa-se que o modelo Expo OCR distingue o trecho de recompressão do trecho virgem de compressão, separados pela máxima tensão normal média. No descarregamento, o modelo continua a representar a característica inelástica dos solos, retendo importante parcela das deformações.

No carregamento edométrico as previsões do modelo são semelhantes.

Na sequência, o modelo é testado para representar o ensaio triaxial convencional com várias razões de sobreadensamento. A máxima tensão normal média adotada é 307kPa.

Fig. 4.7 – Previsões do modelo Expo OCR no ensaio triaxial convencional

Com o aumento da rigidez no solo sobreadensado, o modelo mostra um aumento da tensão desviadora de ruptura para maiores tensões confinantes, ocorrendo de maneira desproporcional para o trecho sobreadensado e, conseqüentemente, deixando de representar o comportamento normalizado (fig. 4.7a e 4.7b).

Com o aumento da razão de sobreadensamento, o modelo diminui gradualmente a magnitude das deformações volumétricas por ocasião da ruptura. Da figura 4.7d, pode-se determinar uma razão de sobreadensamento para a qual o solo não apresenta deformação volumétrica na ruptura. Valores inferiores ou superiores caracterizam respectivamente amostras levemente sobreadensadas ou fortemente sobreadensadas.

Como efeitos colaterais das modificações introduzidas, surgem deformações axiais negativas para solos com elevadas razões de sobreadensamento (fig. 4.7), que não encontram registros na literatura. Para solos levemente sobreadensados, ocorre uma ligeira expansão volumétrica inicial seguida de contração volumétrica (fig. 4.7c), quando se espera uma contração volumétrica inicial seguida pela tendência à expansão com o aumento da rigidez do solo.

Comparando as previsões do modelo para as condições normalmente adensada (NA) e sobreadensada (SA) com a mesma tensão confinante na figura 4.8, verifica-se que, para os solos sobreadensados, o modelo prevê um rápido aumento da tensão desviadora, atingindo a ruptura com um valor elevado da tensão desviadora, representado por $(\sigma_1 - \sigma_3)_p$, e pequenas deformações axiais em comparação com a condição normalmente adensada. Nos solos normalmente adensados, o modelo prevê um aumento gradual da tensão desviadora com um menor valor na ruptura, representado por $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$, e com a ocorrência de maiores deformações axiais.

Observa-se também que o módulo tangente inicial é maior na condição sobreadensada.

Fig. 4.8 – Tensão desviadora mobilizada em solos normalmente adensados e sobreadensados com a mesma tensão confinante

Nas solicitações não-drenadas o modelo fornece o desenvolvimento da pressão neutra, permitindo traçar as trajetórias das tensões efetivas (TTE) e trajetórias das tensões totais (TTT), como pode ser observado na figura 4.9.

Verifica-se que a pressão neutra diminui com o aumento da razão de sobreadensamento, atingindo valores negativos ($\Delta u < 1 \text{ atm}$) para amostras fortemente sobreadensadas (fig. 4.9). As trajetórias das tensões efetivas no trecho sobreadensado, porém, apresentam curvaturas contrárias às observadas nos ensaios. Para amostras normalmente

adensadas, a trajetória das tensões efetivas continua sendo linear, com a pressão neutra gerada positiva e exibindo o comportamento normalizado.

Fig. 4.9 – Envoltórias das tensões totais e efetivas previstas pelo modelo Expo OCR em ensaios não-drenados

Fig. 4.10 – Pressão neutra prevista pelo modelo Expo OCR em ensaios não-drenados

No carregamento cíclico, o modelo reproduz o *looping* normalmente observado nos ensaios de compressão triaxial convencionais, representando o aumento da rigidez do solo no recarregamento (menores distorções para uma mesma tensão desviadora). Para uma mesma razão de sobreadensamento, o módulo de deformabilidade do modelo hipoplástico nos solos sobreadensados é maior para os maiores valores do índice j (fig. 4.11).

Fig. 4.11 – Influência do índice “ j ” no módulo de deformabilidade do solo sobreadensado

Os resultados apresentados mostram que o modelo Expo OCR incorpora vários efeitos do sobreadensamento como a curvatura da envoltória de resistência no trecho sobreadensado (fig. 4.3), expansão volumétrica no ensaio triaxial convencional e, no ensaio não-drenado, pressão neutra negativa quando fortemente sobreadensado (figs. 4.7c, 4.7d, 4.9 e 4.10), o aumento do módulo de deformabilidade com o aumento da razão de sobreadensamento (figs. 4.7b, 4.8 e 4.11), maiores tensões desviadoras de ruptura no gráfico

normalizado (figs. 4.7b e 4.8) e o ciclo de histerese nas curvas de descarregamento e recarregamento (figs. 4.6 e 4.11).

No trecho normalmente adensado o comportamento é semelhante ao modelo original, com boa representatividade.

Nos próximos capítulos, serão feitas tentativas de representar o comportamento de solos sobreadensados com o modelo Expo OCR, evidenciando as potencialidades e defeitos do modelo.

4.4 – Definição do desvio médio

Nos próximos capítulos os modelos hipoplásticos modificados serão testados em condições reais de utilização, e suas capacidades de representar adequadamente o comportamento observado experimentalmente serão avaliadas para diversas solicitações de carregamento e razões de sobreadensamento.

Para que na comparação entre as curvas produzidas pelo modelo hipoplástico original e pelos modelos hipoplásticos modificados sejam utilizados critérios objetivos de avaliação da resposta que melhor se adapta aos pontos experimentais, é proposta uma medida que indica a “altura” média que a curva produzida pelo modelo se distancia dos pontos experimentais.

Na figura 4.12 pode-se observar uma curva teórica que procura representar os pontos experimentais. Para cada ponto experimental pode ser avaliado o quanto a estimativa teórica se afasta dos valores medidos. O desvio médio de toda a curva pode então ser determinado como a média aritmética dos desvios individuais.

Fig. 4. 12 – Ilustração do desvio da estimativa teórica para os resultados experimentais

Inicialmente, para cada ponto experimental é determinada a resposta do modelo para o mesmo valor no eixo X e verificada a variação percentual em relação ao valor experimentais. Em seguida, cada termo é elevado ao quadrado e calculada a média aritmética. O resultado é a distância percentual quadrática média, com uma formulação semelhante à variância:

$$\varpi = \frac{\sum \left(\frac{(y - y_m)}{y} \right)^2}{n} \quad (4.10)$$

Na qual n é a quantidade de valores experimentais.

A distância quadrática é uma medida de dispersão importante, entretanto, a expressão quadrática foi introduzida com a intenção de eliminar possíveis termos negativos, assim, o desvio médio é definido como a raiz positiva da distância quadrática.

$$\chi = \sqrt{\varpi} \quad (4.11)$$

O resultado é apresentado é uma medida adimensional. Por exemplo, um desvio médio de $\chi = 0,20$ corresponde a uma estimativa teórica afastada em 20% dos pontos experimentais.

O desvio médio é uma ferramenta importante para avaliar objetivamente a melhor resposta, entre diferentes propostas teóricas, para uma mesma condição de solicitação.

CAPÍTULO 5 – APLICAÇÃO DOS MODELOS HIPOPLÁSTICOS MODIFICADOS A UM SOLO SILTOSO

5.1 - Introdução

Para uma primeira aplicação do modelo, são utilizados dados experimentais de um extenso programa de ensaios triaxiais executado em um solo siltoso da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). Os ensaios compreendem carregamento sob diversas trajetórias de tensão no solo normalmente adensado e sobreadensado, carregamento não-drenado e um ciclo de carregamento e descarregamento na condição isotrópica e edométrica.

Os ensaios realizados são suficientes para determinar as propriedades geotécnicas do solo em estudo e para calibrar os parâmetros geotécnicos e índices de sobreadensamento utilizados nos modelos hipoplásticos propostos. Também, possuem uma grande amplitude de solicitações para avaliar o desempenho dos modelos hipoplásticos Pi e Expo OCR.

Os ensaios supracitados foram executados por Nader (1993) e Liévano (1994), dos quais são citados resumidamente as características do solo estudado, os procedimentos dos ensaios e os resultados obtidos.

5.2 - Características do solo estudado

O material ensaiado foi extraído do campo experimental da EPUSP e teve suas propriedades físicas e características de resistência e deformabilidade no estado natural, estudadas por Pinto e Nader (1993).

Trata-se de um solo residual de migmatito, proveniente de uma formação saprolítica que contém núcleos de caulim branco, além de veios de argila porosa marrom e veios de quartzo, numa massa predominantemente siltosa e micácea, do qual são apresentadas algumas características na Tabela 5.1, a seguir:

Tabela 5.1 – Características do material ensaiado

SILTE EPUSP	
Limite de Liquidez	47%
Índice de Plasticidade	18%
Densidade dos grãos	2,65 g/cm ³
Fração areia (2,0 a 0,05mm)	27%
Fração silte (0,05 a 0,005mm)	63%
Fração argila (< 0,005mm)	10%

5.3 – Preparação das amostras e o programa de ensaios

Inicialmente, a amostra foi desestruturada, peneirada, e o material passante na peneira #10 (2mm) foi misturado com água até próximo do limite de liquidez. Da mistura foram moldados corpos-de-prova com aproximadamente 3,57cm de diâmetro e 9,00cm de altura, para em seguida serem adensados isotropicamente.

Nader adensou as amostras isotropicamente a 200kPa e realizou ensaios triaxiais drenados em seis diferentes trajetórias de tensões, além de realizar o ensaio triaxial não-drenado com medida de pressão neutra, o ensaio edométrico no anel edométrico e na câmara triaxial, com o teste K_0 , e o ensaio isotrópico a partir de amostras normalmente adensadas.

Esses ensaios procuravam avaliar a capacidade do Modelo Hipoplástico Original de prever o comportamento do solo siltoso sob diversas condições de carregamento.

A identificação da inclinação das trajetórias de tensão utilizadas nas solicitações drenadas refere-se à representação “ s vs t ”, a saber:

- 37°: $\Delta\sigma_r = 7\Delta\sigma_a$
- 45°: $\Delta\sigma_r = 0$; $\Delta\sigma_a > 0$ (ensaio triaxial convencional)
- 72°: $\Delta\sigma_r = -\frac{1}{2}\Delta\sigma_a$
- 90°: $\Delta\sigma_r = -\Delta\sigma_a$
- 108°: $\Delta\sigma_r = -2\Delta\sigma_a$
- 135°: $\Delta\sigma_r < 0$; $\Delta\sigma_a = 0$

Com o mesmo solo, Liévano adensou isotropicamente amostras sob uma pressão de 400kPa, e posteriormente reduziu-a para 200kPa, tornando os corpos-de-prova sobreadensados, com razão de sobreadensamento dois (OCR 2).

Para os corpos-de-prova com OCR 2, Liévano também realizou ensaios triaxiais drenados impondo nos carregamentos trajetórias a 45°, 72°, 90°, 108° e 135°. Complementarmente, Liévano realizou ensaios drenados com trajetórias a 45° em corpos-de-prova com OCR 4 e OCR 6, sempre confinados à 200kPa.

Com exceção dos ensaios não-drenados e do teste K_0 , todos os demais ensaios foram realizados com carregamento controlado. Nos ensaios drenados, a drenagem foi permitida pelo topo e pela base do corpo de prova, a variação volumétrica foi indicada por buretas graduadas e a variação de altura foi medida com um deflectômetro.

Para mais informações sobre os procedimentos dos ensaios, é recomendado consultar Nader (1993) e Liévano (1994).

5.4 – Resultados experimentais

No anexo 1 são apresentados os resultados experimentais dos ensaios triaxiais realizados por Nader (1993) e Liévano (1994) no solo siltoso para as diversas condições de carregamento. A seguir, as principais características do material estudado são analisadas:

5.4.1 – Ensaio triaxial drenado com diferentes trajetórias de tensão

Para que os resultados numéricos sejam assimilados, o comportamento *tensão vs deformação* do solo siltoso para as diversas trajetórias de tensão e razões de sobreadensamento é representado graficamente e os resultados comparados entre si:

Fig. 5.1 – Representação das diversas trajetórias de tensão ensaiadas

a) OCR 1

b) OCR 2

Fig. 5.2 – Tensões desviadoras mobilizadas no solo normalmente adensado e sobreadensado para as diversas trajetórias de tensão

a) OCR 1

b) OCR 2

Fig. 5.3 – Tensões desviadoras normalizadas no solo normalmente adensado e sobreadensado para as diversas trajetórias de tensão

a) OCR 1

b) OCR 2

Fig. 5.4 – Deformações volumétricas no solo normalmente adensado e sobreadensado para as diversas trajetórias de tensão

a) Tensão desviadora

b) Deformações volumétricas

Fig. 5.5 – Comportamento do solo siltoso no ensaio triaxial convencional em diferentes razões de sobreadensamento

A seguir, o comportamento do solo é analisado quando solicitado sob diversas trajetórias de tensão nas condições normalmente adensada e sobreadensada a partir do comportamento observado das figuras 5.1 até 5.5.

Para amostras submetidas a uma mesma trajetória de tensão com OCR 1 e OCR 2, não se observa, como regra, maiores tensões desviadoras na ruptura para a condição sobreadensada, pelo contrário, é verificado na figura 5.2 que, para as trajetórias a 108°, 90° e 72°, as tensões desviadoras na ruptura das amostras sobreadensadas são ligeiramente inferiores aos valores das amostras normalmente adensadas.

No ensaio triaxial convencional, verifica-se que as tensões desviadoras de ruptura aumentam com o aumento da razão de sobreadensamento para as amostras submetidas a OCR 2, OCR 4 e OCR 6. A amostra normalmente adensada não segue a tendência e apresenta um resultado maior que o esperado (fig. 5.5).

Como já comentado no item 3.3.1 e verificado na figura 5.3a, não se verifica o comportamento normalizado em amostras normalmente adensadas submetidas a diferentes trajetórias de tensão, obtendo-se maiores módulos tangentes iniciais para trajetórias mais inclinadas a esquerda. Esse comportamento evidencia que o módulo de deformabilidade do modelo hipoplástico $\tilde{G}$ deveria ser determinado em função das trajetória de tensão analisada.

Observando o efeito da mudança das trajetórias de tensões nas deformações volumétricas, conclui-se que, para uma mesma razão de sobreadensamento, a amostra tende a apresentar menores deformações volumétricas para trajetórias mais inclinadas à esquerda (fig. 5.4), sendo que, mesmo partindo da condição normalmente adensada, a amostra pode apresentar expansão volumétrica quando descarregada, como ocorre para a trajetória a 135° (fig. 5.4a).

Para uma mesma trajetória de tensão, verifica-se que as amostras mais fortemente sobreadensadas tendem a apresentar menores deformações volumétricas (fig 5.4).

O ensaio triaxial convencional mostra uma diminuição das deformações volumétricas com o aumento da razão de sobreadensamento, chegando à expansão volumétrica com OCR 4. No ensaio realizado com OCR 6 observa-se uma pequena variação nessa tendência, apresentando um aumento das deformações volumétricas próximo da ruptura, porém, o início do ensaio apresenta elevada expansão volumétrica.

No geral, os dados experimentais apresentam boa qualidade sem registrar grandes discrepâncias para o comportamento descrito no capítulo 3, sendo que os desvios de tendência observados são inerentes ao estudo de materiais naturais, que possuem grande variabilidade.

Desse quadro, pode-se considerar que somente o estado inicial de consolidação é insuficiente para estimar o comportamento do solo quando solicitado em diversas trajetórias de tensão, sendo que as características observadas em solos sobreadensados são adquiridas gradualmente quando as tensões normais médias diminuem ($p < p_a$). Neste caso, o coeficiente r do modelo Expo OCR, é um melhor parâmetro de avaliação do estado de consolidação do solo.

5.4.2 – Ensaio isotrópico

O material foi submetido a um ciclo de solicitações isotrópicas, com carregamento, descarregamento e recarregamento. Os resultados experimentais estão contidos no anexo 2 e representados graficamente na figura 5.6.

Fig. 5.6 – Comportamento do solo no ensaio isotrópico

Da figura 5.6, verifica-se que, no início do carregamento o solo encontra-se normalmente adensado, com os pontos experimentais podendo ser representados por uma reta na representação semi-logarítmica ($R^2 > 0,99$), e com alta compressibilidade. No descarregamento, o solo exibe uma grande parcela de deformações irreversíveis. No trecho sobreadensado, a compressibilidade diminui e a curva do recarregamento não coincide com as curvas anteriores, evidenciando que o comportamento do solo é inelástico.

5.4.3 – Ensaio edométrico

O material estudado foi submetido a carregamento no anel edométrico (sem deformação lateral). Os valores experimentais são apresentados no anexo 3 e os resultados são expostos no gráfico da figura 5.7.

Fig. 5.7 – Comportamento do solo no ensaio edométrico

O trecho inicial da curva apresenta compressibilidade muito maior que trecho de descarregamento, com os índices de compressão e recompressão determinados respectivamente como $C_c = 0,306$ e $C_r = 0,053$. As características da curva de carregamento isotrópico são semelhantes à curva de carregamento edométrico.

Adicionalmente ao ensaio edométrico, foi realizado um ensaio K_0 com a aplicação de estágios de carregamento e descarregamento axiais acompanhados de alteração da tensão confinante, de modo que não ocorressem deformações laterais, resultando na determinação do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) no carregamento e no descarregamento.

No carregamento, o valor experimental pode ser admitido como $K_0 = 0,30$ e, no descarregamento, o valor varia de $0,30 < K_0 < 0,64$. As curvas podem ser observadas na figura 5.8.

Fig. 5.8 – Comportamento do solo no teste K_0

O valor de K_0 apresentado pelo material no carregamento é muito inferior ao valor sugerido de $K_0 = 0,42$, pela equação de Jáki. No descarregamento, observa-se um aumento no valor de K_0 com o aumento da razão de sobreadensamento, aproximando-se da proposição empírica para solos sobreadensados. No recarregamento, os pontos experimentais tendem à linha K_0 , diminuindo progressivamente a relação entre as tensões principais até tornar-se constante.

5.4.4 – Ensaio não-drenado

Foi executado um ensaio de carregamento a 45° na amostra normalmente adensada sem permitir drenagem. Os dados experimentais constam no anexo 4. As figuras 5.9 e 5.10 apresentam as principais características do material na condição não-drenada.

Fig. 5.9 – Tensão desviadora mobilizada no ensaio não-drenado

Fig. 5.10 – Pressão neutra gerada no ensaio não-drenado

Durante o ensaio não-drenado na amostra normalmente adensada, surgiram pressões neutras positivas e a tensão desviadora na ruptura mostrou-se significativamente menor que no ensaio drenado a 45°. O comportamento ratifica as observações descritas no capítulo 3.

5.5 - Determinação dos parâmetros dos modelos

Para que os modelos hipoplásticos propostos, Pi e Expo OCR, sejam aplicados para representar os diversos casos de carregamento, primeiramente os modelos devem ser calibrados com parâmetros que identifiquem o comportamento do material estudado.

Os parâmetros utilizados na calibração dos modelos hipoplásticos modificados, Pi e Expo OCR, são de fácil determinação e claro significado físico. Os ensaios necessários para a determinação dos parâmetros são facilmente realizados para a caracterização dos solos. São eles:

- Ensaios triaxiais drenados na faixa de razões de sobreadensamento analisada, levados até a ruptura (a trajetória a 45° é suficiente);
- Ensaio isotrópico com carregamento e descarregamento.

Utilizando os resultados dos ensaios realizados por Nader e Liévano, é descrito a seguir como os parâmetros podem ser determinados e os valores utilizados na aplicação dos modelos ao solo siltoso são justificados.

5.5.1 - Determinação dos parâmetros de resistência

Os parâmetros M_{SA} , M_{NA} e π , utilizados no modelo Pi, podem ser obtidos pela regressão linear das tensões na ruptura das diversas trajetórias de tensão, representadas no formato “ p vs q ”, separando as envoltórias dos trechos sobreadensado (M_{SA} e π) e normalmente adensado (M_{NA}), como na figura 5.11.

Para uma melhor representação do trecho normalmente adensado, deve ser imposto que sua envoltória intercepte a origem ($\pi = 0$). No trecho sobreadensado, os dados experimentais obtidos com $p_a = 400\text{kPa}$ foram considerados representativos para a determinação dos parâmetros de resistência.

Fig. 5.11 – Determinação gráfica de M_{SA} , M_{NA} e π

Da figura 5.11 extrai-se o valor de $M_{SA} = 1,242$, equivalente a $\phi_{SA}' = 31,0^\circ$ e de $M_{NA} = 1,372$, equivalente a $\phi' = 33,9^\circ$. O valor de π pode ser estimado como $\pi = 0,07 \cdot p_a$ e a coesão como sendo $c = 0,04 \cdot p_a$.

No modelo Expo OCR, os parâmetros de resistência também podem ser obtidos graficamente utilizando-se das tensões na ruptura para as diversas trajetórias de tensão. Os trechos, normalmente adensado e sobreadensado, podem ser reunidos numa única sequência, sendo que os valores devem ser dispostos na representação “ $\log r_f$ vs $\log M$ ”, conforme a figura 5.12, na qual r_f corresponde ao valor de r na ruptura.

Fig. 5.12 – Determinação gráfica de M e n

Os parâmetros que melhor se ajustam aos pontos experimentais são: $M = 1,448$, equivalente a $\phi' = 35,7^\circ$ e $n = 0,04$.

A diferença entre os valores do ângulo de atrito obtidos para os dois modelos se deve às diferentes metodologias utilizadas para a determinação desse parâmetro, entretanto, os dois valores relativos ao trecho normalmente adensado poderiam ser utilizados em qualquer dos modelos sem alterações significativas nos resultados. As diferentes metodologias empregadas se justificam por utilizarem, cada uma, dos conceitos que guiaram o desenvolvimento dos modelos.

5.5.2 - Determinação dos parâmetros de compressibilidade

Do ensaio de compressão e descompressão isotrópicas são obtidos os parâmetros λ_π , λ^* e κ^* para o modelo Pi, e os parâmetros λ^* , l , κ^* e m para o modelo Expo OCR. Esses parâmetros controlam a magnitude das deformações.

Fig. 5.13 – Determinação gráfica de λ_π , λ^* e κ^*

As inclinações das retas ajustadas da representação “ $\ln p$ vs $\ln(1+e)$ ” para o carregamento do trecho normalmente adensado, descarregamento e recarregamento, indicam respectivamente os parâmetros $\lambda^* = 0,078$, $\kappa^* = 0,017$ e $\lambda_\pi = 0,021$ (fig. 5.13).

No modelo Expo OCR, a compressibilidade no trecho sobreadensado é governada pelos parâmetros λ^* e κ^* e pelas potências l e m , determinadas de forma similar a partir das figuras 5.14 e 5.15:

Fig. 5.14 – Determinação gráfica de l

Fig. 5.15 – Determinação gráfica de m

Na regressão linear da figura 5.14 é imposto que $\lambda^* = 0,078$.

Os valores obtidos das representações gráficas que expressam os índices de sobreadensamento são aproximadamente $l = -1,9$ e $m = 0,0$.

Observa-se na figura 5.13 que os pontos experimentais obtidos no descarregamento apresentam um bom ajuste para o valor médio de κ^* , fato que é confirmado pela obtenção do valor nulo para m na figura 5.15.

5.5.3 – Determinação dos parâmetros de rigidez

Como visto no capítulo 2, o valor de $\tilde{G}$ é definido como o módulo tangente inicial da curva tensão desviadora normalizada contra as distorções logarítmicas. Entretanto, os dados experimentais representados na figura 5.3a indicam que esse valor varia com a trajetória de tensão.

Como o modelo proposto não distingue a situação com diferentes trajetórias de tensão, é necessário escolher uma trajetória de tensão para relacioná-la com o valor de $\tilde{G}$ ou adotar um valor representativo das diversas trajetórias estudadas. Para solucionar essa questão, Nader (2003) propõe para a determinação do valor de $\tilde{G}$ a utilização da trajetória a 45°, usual na realização de ensaios triaxiais.

Dessa forma, o valor de $\tilde{G} = 52$ foi determinado para o modelo a partir da figura 5.16.

Fig. 5.16 – Determinação gráfica de $\tilde{G}$

O módulo de deformabilidade do modelo Pi é determinado como o módulo tangente inicial da representação gráfica da figura 5.17, e teve seu valor inferido de $\tilde{G}_\pi = 163$.

Fig. 5.17 – Determinação gráfica de $\tilde{G}_\pi$

No modelo Expo OCR, o aumento da rigidez no trecho sobreadensado é indicado pela potência j . Como ocorre na determinação de $\tilde{G}$, para cada trajetória de tensão poderia ser adotado um valor de j , entretanto, o mesmo procedimento adotado na determinação de $\tilde{G}$ é utilizado para j , relacionando-o com a trajetória a 45°. O valor adotado é $j = 1,2$ determinado a partir da figura 5.18.

Fig. 5.18 – Determinação gráfica de j

5.6 – Previsões do Modelo Pi

A seguir, utiliza-se o modelo Pi para representar o comportamento do solo siltoso em diversas situações de carregamento, e em várias razões de sobreadensamento, comparando suas respostas, aos resultados experimentais obtidos por Nader (1993) e Liévano (1994) e à resposta do Modelo Hipoplástico Original.

As respostas do modelo Pi e do modelo hipoplástico original são identificadas nos gráficos respectivamente como “ Pi ” e “MHO”. Os valores experimentais obtidos por Nader

são identificados com “OCR 1” e obtidos por Liévano “OCR 2”, “OCR 4” ou “OCR 6”, conforme a razão de sobreadensamento de referência.

De acordo com os resultados obtidos anteriormente, os parâmetros utilizados na calibração do modelo Pi são resumidos na Tabela 5.2. O modelo hipoplástico original utiliza somente os parâmetros do trecho normalmente adensado:

Tabela 5.2 – Parâmetros do Modelo Pi

	Sobreadensado	Normalmente adensado
Resistência	$\pi = 0,07 \cdot p_a$	$\pi = 0$
	$M_{SA} = 1,242$	$M = 1,372$
Compressibilidade	$\lambda_\pi = 0,021$	$\lambda^* = 0,078$
	$\kappa^* = 0,017$	$\kappa^* = 0,017$
Rigidez	$\tilde{G}_\pi = 163$	$\tilde{G} = 52$

As respostas do modelo Pi nas curvas q vs ε_a e ε_v vs ε_a são identificadas acrescentando ao prefixo “PI” o dígito que corresponde à razão de sobreadensamento. Assim, a curva produzida pelo modelo Pi identificada por PI_1, corresponde à amostra normalmente adensada, consolidada e ensaiada a partir de $p_a = 200\text{kPa}$. Semelhantemente, as demais identificações, PI_2, PI_4 e PI_6, correspondem respectivamente às amostras sobreadensadas com OCR 2, OCR 4 e OCR 6, consolidadas isotropicamente com 400, 800 e 1200kPa e ensaiadas a partir de 200kPa.

Para efeito de identificação, adianta-se que o modelo Pi produz somente duas curvas ε_v vs ε_a , referentes à condição normalmente adensada ou sobreadensada, sobrepondo os diversos resultados.

5.6.1 – Ensaio triaxial drenado com diferentes trajetórias de tensão

Fig. 5.19 - Tensão desviadora prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 37°

Fig. 5.20 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 37°

Fig. 5.21 - Tensão desviadora prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 45°

Fig. 5.22 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 45°

Fig. 5.23 - Tensão desviadora prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 72°

Fig. 5.24 - Deformação volumétrica prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 72°

Fig. 5.25 - Tensão desviadora prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 90°

Fig. 5.26 - Deformação volumétrica prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 90°

Fig. 5.27 - Tensão desviadora prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 108°

Fig. 5.28 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 108°

Fig. 5.29 - Tensão desviadora prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 135°

Fig. 5.30 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Pi para a trajetória a 135°

Analisando as figuras de 5.19 até 5.30, observa-se que, no trecho sobreadensado, o modelo Pi não leva em consideração a razão de sobreadensamento, mas sim a tensão máxima

de consolidação, classificando a amostra simplesmente como normalmente adensada ou sobreadensada para um determinado valor de p_a . Desse comportamento resulta uma curva para cada tensão máxima de consolidação.

Quando solicitado a partir da condição normalmente adensada e a tensão normal média aumenta ou se mantém estável, os resultados do modelo Pi e do MHO coincidem, como pode ser verificado nas figuras 5.19, 5.20, 5.21a, 5.23 e 5.24.

Para as amostras sobreadensadas com OCR 2, o Modelo Pi representou coerentemente as tendências observadas nas curvas q vs ε_a quando solicitado sob diversas trajetórias de tensão. Nas figuras 5.23, 5.25, 5.27 e 5.29, verifica-se que o modelo Pi representa bem o aumento do módulo de deformabilidade e das tensões desviadoras de ruptura nas amostras sobreadensadas.

Já as amostras que, partindo da condição normalmente adensada diminuem as tensões normais médias, a representação das curvas q vs ε_a não é boa (figs. 5.25, 5.27 e 5.29).

Verifica-se que as deformações volumétricas previstas pelo modelo Pi não são influenciadas pela tensão máxima de consolidação, apresentando, para as trajetórias a 90° , 108° e 135° , comportamentos idênticos nas curvas com OCR 1 e OCR 2 (figs. 5.26, 5.28 e 5.30).

As deformações volumétricas previstas pelo modelo Pi para as diversas trajetórias de tensão são representativas das amostras sobreadensadas com OCR 2. As respostas do modelo seguem o comportamento observado experimentalmente, apresentando contração volumétrica para a trajetória a 72° (fig. 5.24) e expansão volumétrica para as trajetórias a 90° , 108° e 135° (figs. 5.28, 5.26 e 5.30).

No ensaio triaxial convencional, o modelo apresenta corretamente maiores tensões desviadoras de ruptura para maiores tensões de consolidação, embora os valores previstos sejam maiores que os verificados experimentalmente (figs. 5.21a até 5.21d). As deformações volumétricas previstas pelo modelo não distinguem as diversas razões de sobreadensamento ensaiadas (fig. 5.22).

São fornecidos na tabela 5.3 os desvios do modelo Pi para as curvas das figuras 5.20 a 5.30:

Tabela 5.3 – Desvio médio obtido para o modelo Pi

	$q \times \varepsilon_a$					$\varepsilon_v \times \varepsilon_a$				
	MHO	PI_1	PI_2	PI_4	PI_6	MHO	PI_1	PI_2	PI_4	PI_6
37°	0,08	0,08	-	-	-	0,42	0,42	-	-	-
45°	0,11	0,11	0,51	0,37	0,35	0,22	0,22	0,50	3,66	6,73
72°	0,34	0,34	0,54	-	-	0,58	0,58	0,75	-	-
90°	0,40	0,36	0,42	-	-	0,30	1,26	1,42	-	-
108°	0,46	0,25	0,56	-	-	1,46	3,87	0,58	-	-
135°	0,59	0,36	0,32	-	-	0,85	2,69	0,79	-	-

Nas curvas q vs ε_a observa-se que, para as trajetórias inicialmente na condição normalmente adensada em que as tensões normais médias diminuem, o modelo Pi apresenta um melhor ajuste que o MHO. Para as amostras sobreadensadas com OCR 2, o modelo Pi continua apresentando um bom ajuste aos dados experimentais.

Nas curvas ε_v vs ε_a confirma-se que para amostras normalmente adensadas, o modelo Pi apresenta a mesma resposta que o MHO.

5.6.2 – Ensaio isotrópico

Fig. 5.31 – Solicitação isotrópica prevista pelo modelo Pi

Como pode ser observado na figura 5.31, o modelo Pi representa corretamente o comportamento do solo nas solicitações isotrópicas de amostras sobreadensadas, prevendo as deformações reversíveis e irreversíveis e o comportamento inelástico do solo, reproduzindo os dados experimentais com boa aproximação.

Com a introdução de λ_{π} , o trecho sobreadensado apresenta uma menor compressibilidade, em comparação com a compressibilidade substancialmente mais elevada observada no carregamento.

O modelo Pi pode ser utilizado para prever o comportamento de solos sobreadensados nas solicitações isotrópicas.

5.6.3 – Ensaio edométrico

Fig. 5.32 – Teste K_0 previsto pelo modelo Pi

Quando o solo adensado isotropicamente é submetido ao carregamento edométrico, a relação entre as tensões confinante e axial tende à linha K_0 . Esse comportamento é observado no modelo Pi (fig. 5.32).

Nas solicitações edométricas, o modelo Pi apresenta um valor de $K_0 = 0,45$ no carregamento, alcançando $K_0 = 1,09$ quando descarregado até $\frac{p_a}{p} = 2,0$, contra valores de $K_0 = 0,30$ no carregamento, chegando a $K_0 = 0,64$ no descarregamento, obtidos experimentalmente. A linha K_0 do modelo aproxima-se da formulação empírica de Jáki para solos normalmente adensados, embora o solo estudado não confirme a correlação apresentada.

No trecho sobreadensado de recarregamento, o modelo Pi utiliza parâmetros da condição sobreadensada, tendendo para uma “linha K_0 sobreadensada” não existente. No recarregamento, o modelo original representa melhor a solicitação edométrica.

Fig. 5.33 – Solicitação edométrica prevista pelo modelo Pi

Na figura 5.33, verifica-se que as curvas de carregamento edométrico do modelo Pi apresentam um bom ajuste aos pontos experimentais e coerência com o comportamento observado, representando a reta virgem de compressão, com $C_c=0,258$, as deformações reversíveis e irreversíveis e o comportamento inelástico do solo, com $C_r = 0,049$.

Em contraste com o ensaio K_0 , as curvas de recarregamento do adensamento edométrico no modelo Pi apresentam boa concordância aos resultados experimentais, distinguindo-se do modelo original pela baixa compressibilidade. Esse resultado se deve à utilização de parâmetros do solo sobreadensado no recarregamento, que, todavia, repercutem mal no ensaio K_0 .

Dessa forma, a utilização do modelo Pi para a representação das solicitações edométricas em solos sobreadensados deve ser utilizada com ressalvas, visto que a variação das tensões confinantes no trecho sobreadensado não apresenta o comportamento verificado experimentalmente.

5.6.4 – Ensaio não-drenado

O modelo Pi mostrou-se ineficaz para representar o comportamento do solo nas solicitações não-drenadas, como pode ser observado pela resposta do modelo na figura 5.34.

Fig. 5.34 – Solicitação não-drenada prevista pelo modelo Pi

Com o desenvolvimento das pressões neutras positivas, as tensões normais médias diminuem, sendo somado à tensão confinante o valor de π e utilizados os parâmetros do trecho sobreadensado pelo modelo. Neste caso, a trajetória das tensões efetivas perde a linearidade e as tensões de ruptura se tornam muito inferiores aos valores do ensaio.

5.7 – Previsões do Modelo *Expo OCR*

A seguir, procura-se representar o comportamento do solo siltoso para várias razões de sobreadensamento, através do modelo Expo OCR (MHM) e compará-lo com o Modelo Hipoplástico Original (MHO).

Semelhantemente a identificação proposta para as curvas produzidas pelo modelo Pi, para cada razão de sobreadensamento representada, é acrescentado ao prefixo MHM o dígito referente à respectiva razão de sobreadensamento, sendo assim, MHM2 corresponde à curva produzida pelo modelo Expo OCR considerando OCR 2.

De acordo com os resultados obtidos anteriormente, os parâmetros utilizados na calibração do modelo Expo OCR são resumidos na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Parâmetros do modelo Expo OCR

Propriedades	Parâmetros
Resistência	$M = 1,448$
	$n = 0,04$
Compressibilidade	$\lambda^* = 0,078;$
	$l = -1,9$
	$\kappa^* = 0,017$
	$m = 0,0$
Rigidez	$\tilde{G} = 52$
	$j = 1,2$

5.7.1 – Ensaio triaxial drenado com diferentes trajetórias de tensão

Fig. 5.35 - Tensão desviadora prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 37°

Fig. 5.36 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 37°

Fig. 5.37 - Tensão desviadora prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 45° com
OCR 1

Fig. 5.38 – Tensão desviadora prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 45° com
OCR 2

Fig. 5.39 – Tensão desviadora prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 45° com
OCR 4

Fig. 5.40 – Tensão desviadora prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 45° com
OCR 6

Fig. 5.41 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 45°
com OCR 1

Fig. 5.42 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 45°
com OCR 2

Fig. 5.43 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 45°
com OCR 4

Fig. 5.44 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 45°
com OCR 6

Fig. 5.45 – Tensão desviadora prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 72°

Fig. 5.46 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 72°

Fig. 5.47 – Tensão desviadora prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 90°

Fig. 5.48 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 90°

Fig. 5.49 – Tensão desviadora prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 108°

Fig. 5.50 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 108°

Fig. 5.51 – Tensão desviadora prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 135°

Fig. 5.52 – Deformação volumétrica prevista pelo modelo Expo OCR para a trajetória a 135°

Analisando as figuras de 5.32 a 5.49, observa-se que, diferentemente do modelo Pi, o modelo Expo OCR considera a magnitude da razão de sobreadensamento, apresentando as

diferenças de comportamento observadas experimentalmente para as diversas razões de sobreadensamento.

Quando solicitado a partir da condição normalmente adensada e a tensão normal média aumenta ou se mantém estável, os resultados do modelo Expo OCR e do MHO coincidem, como nas trajetórias a 37°, 45° e 72°.

O modelo representa adequadamente o aumento do módulo de deformabilidade e a diminuição das deformações volumétricas com o aumento da razão de sobreadensamento, como pode ser notado na comparação entre as curvas nas condições normalmente adensada e sobreadensadas das figuras 5.37 a 5.52.

Nas trajetórias em que, partindo da condição normalmente adensada, as tensões normais médias diminuem, o modelo Expo OCR apresenta um comportamento diferenciado do MHO, com a atualização do coeficiente de sobreadensamento a cada estágio de carregamento, apresentando um melhor ajuste aos dados experimentais das curvas q vs ε_a . Porém, o modelo modificado apresenta o mesmo módulo tangente inicial que o modelo original, deixando de representar corretamente o início das curvas das figuras 5.47, 5.49 e 5.51.

O modelo representa bem a tendência observada para as diversas trajetórias de tensão e razões de sobreadensamento, com valores bastante próximos dos valores encontrados experimentalmente, como para o módulo de deformabilidade das amostras sobreadensadas, as tensões desviadoras de ruptura e as deformações volumétricas na ruptura.

Partindo da condição normalmente adensada, o modelo teve sucesso em prever contração volumétrica para as trajetórias a 37°, 45°, 72°, 90° e 108° e expansão volumétrica para a trajetória a 135°. Para as amostras sobreadensadas com OCR 2, o modelo prevê,

corretamente, contração volumétrica para as trajetórias a 45° e 72° e expansão volumétrica para as trajetórias a 90°, 108° e 135°.

Para a trajetória a 45°, o modelo representa a diminuição das deformações volumétricas com o aumento da razão de sobreadensamento, prevendo acertadamente contração volumétrica na ruptura para as amostras com OCR 1 e OCR 2 e erroneamente para a amostra com OCR 4. Para OCR 6, o modelo prevê uma pequena expansão volumétrica inicial seguida de um aumento das deformações volumétricas, rompendo com o mesmo volume inicial, enquanto os dados experimentais mostram expansão volumétrica.

São fornecidos na tabela 5.4 os desvios do modelo Expo OCR para as curvas das figuras 5.35 a 5.52:

Tabela 5.5 – Desvio médio do modelo Expo OCR

	$q \times \varepsilon_a$					$\varepsilon_v \times \varepsilon_a$				
	MHO	MHM1	MHM2	MHM4	MHM6	MHO	MHM1	MHM2	MHM4	MHM6
37°	0,13	0,13	-	-	-	0,47	0,47	-	-	-
45°	0,08	0,08	0,40	0,31	0,14	0,24	0,24	0,35	2,03	0,96
72°	0,33	0,33	0,60	-	-	0,62	0,62	0,69	-	-
90°	0,39	0,38	0,27	-	-	0,32	0,30	0,93	-	-
108°	0,46	0,44	0,57	-	-	1,47	1,38	0,56	-	-
135°	0,59	0,55	0,46	-	-	0,85	0,74	0,36	-	-

Nas curvas q vs ε_a observa-se que, para as trajetórias inicialmente na condição normalmente adensada em que as tensões normais médias diminuem, o modelo Expo OCR apresenta menores desvios em relação aos dados experimentais que o MHO. Para as amostras

sobreadensadas com OCR 2, o modelo Pi continua apresentando um bom ajuste aos dados experimentais.

Verifica-se que o modelo Expo OCR representa coerentemente o comportamento *tensão vs deformação* observado para o solo sobreadensado em várias razões de sobreadensamento quando solicitado sob diversas trajetórias de tensão, sendo que o modelo Expo OCR pode ser utilizado para prever o comportamento de solos sobreadensados sob trajetória controlada de tensões.

5.7.2 – Ensaio isotrópico

Fig. 5.53 – Solicitação isotrópica prevista pelo modelo Expo OCR

O modelo Expo OCR representa corretamente o comportamento do solo nas solicitações isotrópicas de amostras sobreadensadas, demonstrando as deformações reversíveis e irreversíveis e o comportamento inelástico do solo, reproduzindo os dados experimentais com boa aproximação.

O modelo Expo OCR pode ser utilizado para prever o comportamento de solos sobreadensados nas solicitações isotrópicas.

5.7.3 – Ensaio edométrico

Fig. 5.54 – Ensaio K_0 previsto pelo modelo Expo OCR

O modelo Expo OCR registra um valor de $K_0 = 0,45$ no carregamento, chegando a $K_0 = 0,94$ no descarregamento. Os resultados experimentais fornecem valores de $K_0 = 0,30$ no

carregamento, variando de $K_0 = 0,30$ a $0,64$ no descarregamento. A linha K_0 do modelo aproxima-se da formulação empírica de Jáki para solos normalmente adensados, que fornece $K_0 = 0,42$.

Da figura 5.54 observa-se que, quando adensado anisotropicamente, a relação entre as tensões confinante e axial do modelo tende à linha K_0 . Ao contrário do MHO, o modelo Expo OCR não reproduz o ciclo verificado experimentalmente na curva *carga vs descarga*.

O modelo Expo OCR, em comparação com os dados experimentais, reproduz com razoável competência o ensaio K_0 , entretanto, é necessário diversificar as amostras estudadas, verificando se há convergência na determinação do coeficiente de empuxo no repouso pelo modelo e experimentalmente.

Fig. 5.55 – Solicitação edométrica prevista pelo modelo Expo OCR

As curvas de carregamento edométrico do modelo Expo OCR apresentam um bom ajuste aos pontos experimentais e coerência na representação do solo, comportando a reta virgem de compressão com $C_c = 0,265$, as deformações reversíveis e irreversíveis, o

comportamento inelástico do solo e a retomada da reta virgem no trecho normalmente adensado.

Para o trecho sobreadensado, as solicitações edométricas são melhores representadas pelo MHM que pelo MHO, podendo ser utilizado para representar o adensamento edométrico de amostras sobreadensadas.

5.7.4 – Carregamento não drenado

Fig. 5.56 – Solicitação não-drenada prevista pelo modelo Expo OCR

A figura 5.56 indica que a trajetória das tensões efetivas do MHM no ensaio não-drenado segue uma tendência diferenciada dos dados experimentais, com a curvatura orientada para a esquerda. A trajetória verificada no MHO também não corresponde ao

comportamento tipicamente observado nas sollicitações não-drenadas, todavia, as envoltórias das tensões totais (ETT) e efetivas (ETE) podem ser obtidas com razoável aproximação pelos dois modelos.

Fig. 5.57 – Tensão desviadora prevista pelo modelo Expo OCR no ensaio não-drenado

Fig. 5.58 – Pressão neutra prevista pelo modelo Expo OCR no ensaio não-drenado

Para a amostra normalmente adensada, observa-se que a resistência mobilizada é significativamente menor que nas solicitações drenadas, com o desenvolvimento de pressão neutra positiva ocasionada pelos acréscimos de carga.

A impossibilidade de o modelo representar coerentemente a trajetória das tensões efetivas recomenda que o modelo Expo OCR deve ser utilizado com ressalvas para a representação do carregamento não-drenado, já que pode apresentar resultados contra a segurança, como uma resistência mobilizada maior que a verificada experimentalmente. É necessária uma calibração criteriosa do modelo nos parâmetros de resistência.

CAPÍTULO 6 – APLICAÇÃO DO MODELO HIPOPLÁSTICO *EXPO OCR* À ARGILA WEALD

6.1 – Introdução

Os efeitos do sobreadensamento no comportamento de argilas foram estudados por Henkel (1956, 1959) com a execução de uma série de ensaios triaxiais em amostras de dois solos argilosos para várias razões de sobreadensamento.

Nos trabalhos de Henkel, foram investigadas a argila Weald e a argila de Londres, mas devido à similaridade do programa de ensaios e à uniformidade dos resultados obtidos, somente os resultados da argila Weald são apresentados, pois foram considerados representativos para uma avaliação do modelo hipoplástico modificado Expo OCR (MHM).

A argila Weald é um depósito marinho do período Cretáceo localizado na Grã-Bretanha, que se encontra sobreadensado no seu estado natural. Algumas das suas características são apresentadas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Características do material ensaiado

ARGILA WEALD	
Limite de Liquidez	43%
Índice de Plasticidade	25%
Massa específica dos grãos	2,74 g/cm ³
Fração Argila < 2μm	40%

Foram realizados ensaios triaxiais drenados e não-drenados com tensão confinante constante ($s':t = 1:1$) e razões de sobreadensamento variando de OCR 1 a OCR 24. Foram realizados também ensaios de carregamento isotrópico com várias tensões de consolidação. Os resultados dos ensaios realizados são analisados neste capítulo.

O aparato usado nos ensaios é semelhante ao descrito por Bishop e Eldin (1950). As amostras foram moldadas com o teor de umidade próximo do limite de liquidez e adensadas isotropicamente com tensões de consolidação de 30lb_f/in², 60lb_f/in², 72lb_f/in² e 120lb_f/in² (valores equivalentes no SI respectivamente a 207kPa, 414kPa, 496kPa e 827kPa). O sobreadensamento foi obtido descarregando isotropicamente as amostras, com a razão de sobreadensamento definida como a relação entre a máxima tensão de consolidação e a tensão de consolidação no fim do descarregamento.

Os ensaios realizados por Henkel na argila Weald são citados por Lambe e Whitman (1969) como possuindo alta qualidade, riqueza de dados experimentais e apresentando o comportamento típico observado em argilas. Inclusive, são utilizados por diversos autores para uma exposição didática dos efeitos do sobreadensamento, como Scott (1963), Lambe e Whitman (1969) e Wood (1990). Maiores detalhes sobre o material estudado e sobre os procedimentos dos ensaios são fornecidos por Henkel (1956).

6.2 – Resultados experimentais

Os diversos ensaios realizados representam a variação da resistência ao cisalhamento, da mudança de volume na ruptura e, nos ensaios não-drenados, do desenvolvimento de pressão neutra com a mudança da razão de sobreadensamento.

Os pontos experimentais utilizados na comparação com as previsões do modelo hipoplástico e os parâmetros geotécnicos do material estudado foram extraídos graficamente do trabalho de Henkel (1956).

Os parâmetros de resistência (ϕ' e c) em termos das tensões efetivas, determinados por Henkel para as condições normalmente adensada e sobreadensada, são expressos na tabela 6.2. Segundo Henkel, é difícil assinalar um único valor para ϕ_{SA} e para c que consiga representar bem uma larga faixa de razões de sobreadensamento, entretanto, a envoltória ligeiramente curva do trecho sobreadensado obtida nos ensaios pode ser aproximada por uma reta.

Tabela 6.2 – Parâmetros de resistência da argila Weald

NA	SA	
	$(p_{\text{máx}} = 827\text{kPa})$	
$\phi' (^\circ)$	$\phi_{SA} (^\circ)$	$c \text{ (kPa)}$
22,0	21,5	12,4

Para a envoltória proposta por Henkel, a inclinação da linha do estado crítico tem valor de $M = 0,856$. Observando a variação do ângulo de atrito com o aumento da razão de sobreadensamento, o índice n pode ser estimado como sendo $n = 0,07$.

A linha do estado crítico pode ser visualizada na figura 6.1, obtida a partir de diversos ensaios drenados e não-drenados na argila Weald na condição normalmente adensada.

Fig. 6.1 – Linha do estado crítico da argila Weald (ATKINSON; BRANSBY, 1978)

É apresentada na figura 6.2 a relação que ocorre na argila Weald entre a pressão de consolidação isotrópica e o teor de umidade, obtida como a média de diversos pontos experimentais. As curvas de carregamento isotrópico são necessárias para calibrar o modelo hipoplástico.

As curvas de descarregamento a partir das tensões isotrópicas de 30, 60 e 120 lbf/in^2 são muito semelhantes no formato, mantendo-se aproximadamente paralelas e mostrando uma ligeira curvatura positiva (concavidade voltada para cima). No trecho normalmente adensado, a relação semi-logarítmica apresenta o formato típico linear, denominado reta virgem de compressão. As curvas de recarregamento não são apresentadas, mas seu formato pode ser considerado semelhante ao trecho sobreadensado da figura 3.6.

Fig. 6.2 – Solicitação isotrópica na argila Weald (HENKEL, 1956)

Como o teor de umidade em amostras saturadas se relaciona diretamente com o índice de vazios, os parâmetros deste solo podem ser determinados a partir da figura 6.2 respectivamente como $\lambda^* = 0,052$ e $\kappa^* = 0,022$. Semelhantemente, os índices de compressibilidade são determinados pelo modelo como $m = 0,1$ e $l = -1,0$ a partir da reconstituição das curvaturas dos trechos de descarregamento e recarregamento.

No ensaio triaxial convencional, o comportamento do solo normalmente adensado e sobreadensado com OCR 24 estão representado na figura 6.3:

a) Tensão desviadora normalizada

b) Deformações volumétricas

Fig. 6.3 – Ensaio triaxiais drenados na argila Weald normalmente adensada e sobreadensada
(LAMBE e WHITMANN, 1969)

A comparação entre o comportamento observado no ensaio triaxial convencional em amostras normalmente adensadas e sobreadensadas com OCR 24, ressalta alguns dos efeitos do sobreadensamento apresentados no capítulo 3, como uma maior tensão desviadora para a mesma deformação axial, a ocorrência de uma tensão desviadora de pico (fig. 6.3a) e a diminuição da tendência à contração volumétrica, chegando a aumentar o volume durante o cisalhamento (fig. 6.3b).

Para a argila Weald, as curvas da figura 6.3 permitem determinar o módulo de deformabilidade do modelo hipoplástico como $\tilde{G} = 20$ e o índice que expressa o aumento da rigidez com o sobreadensamento como $j = 0,6$.

6.3 – Parâmetros do modelo hipoplástico modificado

Os parâmetros geotécnicos e índices de sobreadensamento da argila Weald calibrados para o modelo hipoplástico modificado *Expo OCR* (MHM) estão resumidos na tabela 6.3, a seguir:

Tabela 6.3 – Dados da argila Weald para o modelo hipoplástico Expo OCR

PROPRIEDADES	PARÂMETROS	ÍNDICES
Resistência	$M = 0,856$	$n = 0,07$
Compressibilidade	$\lambda^* = 0,052$	$l = -1,0$
	$\kappa^* = 0,022$	$m = 0,1$
Rigidez	$\tilde{G} = 20$	$j = 0,6$

6.4 – Previsões do modelo Expo OCR para diversas razões de sobreadensamento

A seguir, as estimativas teóricas do modelo são apresentadas e comparadas com os resultados experimentais para diversos casos de carregamento:

6.4.1 – Ensaio triaxial convencional

Fig. 6.4 - Envoltórias de resistência previstas pelo modelo Expo OCR para várias razões de sobreadensamento

Na figura 6.4, verifica-se que o modelo hipoplástico modificado representa a curvatura da envoltória de resistência no trecho sobreadensado, também, que o modelo distingue as diferentes resistências (ângulos de atrito) obtidas por diferentes razões de sobreadensamento.

Fig. 6.5 – Tensões desviadoras normalizadas previstas pelo modelo Expo OCR

O modelo reproduz bem o aumento da rigidez e da tensão desviadora de ruptura observado em amostras sobreadensadas, apresentando módulos de deformabilidade e tensões desviadoras na ruptura muito próximos dos valores experimentais (figs. 6.5 e 6.3a).

Fig. 6.6 – Deformações volumétricas previstas pelo modelo Expo OCR

Na figura 6.6, o modelo representa a variação de volume que o solo sofre quando carregado nas condições normalmente adensada e sobreadensada com OCR 24. O modelo apresenta contração volumétrica para a amostra normalmente adensada, diminuindo pouco mais de 4% do volume inicial até a ruptura, sendo que a curva teórica concorda muito bem com a curva experimental.

Observa-se na figura 6.3b que, quando sobreadensado com OCR 24, o solo exibe uma pequena contração volumétrica inicial seguida de uma diminuição gradual das deformações volumétricas, chegando a apresentar uma expansão volumétrica próxima de 2% quando ocorre a tensão desviadora de pico, e diminuindo progressivamente até a tensão desviadora residual. O modelo, entretanto, prevê uma rápida diminuição das deformações volumétricas, estabilizando-se junto à tensão desviadora de ruptura, apresentando uma expansão volumétrica na ruptura em cerca de 2%.

O aumento da rigidez no solo sobreadensado e, no ensaio não-drenado, o desenvolvimento de pressão neutra, são determinados unicamente pela razão de sobreadensamento. Dessa forma, os valores das tensões desviadoras alcançados na ruptura são representativos para as diversas razões de sobreadensamento, independentemente da tensão de consolidação, e podem ser expressas em curvas normalizadas em função da razão de sobreadensamento. Para tanto, é introduzida a razão de resistência, um termo adimensional definido em função das tensões efetivas de ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma_{3f}$.

Fig. 6.7 – Razão de resistência da argila Weald nos ensaios triaxiais convencionais

Fig. 6.8 – Deformações volumétricas na ruptura de amostras normalmente adensada e sobreadensadas da argila Weald

Da figura 6.7, constata-se que o modelo hipoplástico modificado representa bem o aumento da razão de resistência com o aumento da razão de sobreadensamento verificada nos ensaios drenados.

Ainda, verifica-se na figura 6.8 que o modelo apresenta boa concordância entre as deformações volumétricas na ruptura de amostras sobreadensadas com várias razões de sobreadensamento e os pontos experimentais. Para baixas razões de sobreadensamento ($OCR < 4$), o solo estudado apresenta contração volumétrica na ruptura, com as deformações volumétricas diminuindo até apresentar expansão volumétrica na ruptura quando se encontra fortemente sobreadensado ($OCR > 4$). O modelo hipoplástico modificado acompanha esse comportamento, representando bem as mudanças de volume que ocorrem na argila Weald para as várias condições de consolidação durante o cisalhamento.

6.4.2 – Ensaio não-drenado

Fig. 6.9 – Razão de resistência da argila Weald nos ensaios não-drenados

Assim como para os ensaios drenados, o modelo hipoplástico expressa bem o aumento da razão de resistência com o aumento da razão de sobreadensamento verificado nos ensaios não-drenados, e mostra boa concordância com os resultados experimentais.

Comparando as resistências nas condições drenadas e não-drenadas obtidas pelo modelo hipoplástico, obtém-se:

a) Razão de resistência

b) Tensão desviadora

Fig. 6.10 – Comparação entre as resistências drenadas e não-drenadas previstas pelo modelo

Expo OCR para diversas razões de sobreadensamento

Na figura 6.10a, verifica-se que no modelo hipoplástico Expo OCR as razões de resistência em amostras levemente sobreadensadas ($OCR < 4$) é maior nos ensaios não-drenados que nos ensaios drenados, com essa relação diminuindo progressivamente com o aumento da razão de sobreadensamento até que a razão de resistência na solicitação não-drenada em amostras fortemente sobreadensadas supera o valor encontrado na solicitação drenada. Esse fato é confirmado pelos dados experimentais (figs. 6.7 e 6.9).

Já as tensões desviadoras na ruptura seguem a tendência contrária, com as tensões desviadoras drenadas maiores para amostras levemente sobreadensadas ($OCR < 4$) e menores para amostras fortemente sobreadensadas ($OCR > 4$) (fig. 6.10b).

O aumento da resistência nos ensaios não-drenados pode ser compreendido pela análise da figura 6.11, que mostra a diminuição da pressão neutra e o conseqüente aumento das tensões normais efetivas com o aumento da razão de sobreadensamento. Para amostras fortemente sobreadensadas ($OCR > 4$), a pressão neutra é negativa, com as tensões efetivas maiores que as tensões totais.

Fig. 6.11 – Geração de pressão neutra prevista pelo modelo Expo OCR para a argila Weald

No entanto, verifica-se na figura 6.11 que para altas razões de sobreadensamento, o modelo tende a apresentar valores de pressão neutra menores que os efetivamente observados.

Para compreender esse comportamento, é necessário relembrar que a curvatura das trajetórias de tensão no ensaio não-drenado apresentadas pelo modelo hipoplástico Expo OCR se comporta de forma inversa às trajetórias experimentais, resultando em baixos valores de pressão neutra para amostras fortemente sobreadensadas. Esse comportamento é exemplificado na figura 6.12, simulando um ensaio não-drenado na argila Weald, levado até a ruptura.

Fig. 6.12 – Trajetórias de tensões totais e efetivas previstas pelo modelo Expo OCR para diversas razões de sobreadensamento

Para expressar a evolução das pressões neutras durante o ensaio não-drenado, o parâmetro A , de Skempton (1954), é freqüentemente utilizado. O modelo utiliza o valor de A_f para descrever o desenvolvimento das pressões neutras com a aplicação das tensões verticais

entre as diversas razões de sobreadensamento, sendo que o subscrito “ f ” refere-se ao valor de A na ruptura. A previsão é comparada aos resultados experimentais na figura 6.13.

Fig. 6.13 – Evolução do parâmetro A_f com a razão de sobreadensamento

Verifica-se na figura 6.14 que o valor de A_f para o solo normalmente adensado é próximo da unidade, diminuindo rapidamente com o aumento da razão de sobreadensamento e atingindo valores negativos para elevadas razões de sobreadensamento.

O modelo hipoplástico modificado segue a tendência observada nos resultados experimentais, com a diminuição dos valores de A_f com o aumento da razão de sobreadensamento, entretanto, para amostras fortemente sobreadensadas, a diminuição de A_f no modelo ocorre mais rapidamente, apresentando para OCR 24 valores 50% menores que os observados experimentalmente.

Porém, tanto os valores de A_f encontrados experimentalmente quanto os previstos pelo modelo coincidem com os valores de referência propostos por Skempton (Tab. 3.1) para

os diversos estados de consolidação observados (Argila normalmente adensada $0,7 < A_f < 1,3$; argila levemente sobreadensada $0,3 < A_f < 0,7$ e argila fortemente sobreadensada $-0,5 < A_f < 0,0$).

6.4.3 – Ensaio isotrópico

Fig. 6.14 – Solicitação isotrópica prevista pelo modelo Expo OCR para a argila Weald

O modelo hipoplástico modificado representa bem o comportamento mecânico do solo nas solicitações isotrópicas, reproduzindo a reta virgem de compressão e demonstrando a parcela das deformações reversíveis e irreversíveis.

A resposta do modelo mantém as características da curva experimental, como a reta virgem de compressão e um paralelismo aproximado entre as curvas de descompressão, além de apresentar um bom ajuste aos resultados experimentais mostrados na figura 6.2.

6.5 – Avaliação das previsões do modelo Expo OCR aplicado à argila Weald

Nos ensaios drenados, o modelo expressa o aumento das tensões desviadoras de ruptura e do módulo de deformabilidade, acompanhados da diminuição da tendência à contração volumétrica, com o aumento da razão de sobreadensamento, apresentando curvas bem ajustadas aos valores experimentais (figs. 6.5 e 6.6).

Também, o modelo prevê o aumento da razão de resistência com o aumento do grau de sobreadensamento, seguindo a tendência observada pelos resultados experimentais (fig. 6.7), e é capaz de expressar o aumento do ângulo de atrito em amostras com maior razão de sobreadensamento e mesma tensão confinante, diferenciando as envoltórias de resistência de acordo com a razão de sobreadensamento (fig. 6.4).

O modelo apresenta uma boa previsão para as deformações volumétricas que o material alcança na ruptura. A figura 6.8 mostra que a magnitude das deformações volumétricas prevista pelo modelo para a faixa de razões de sobreadensamento observada é muito próxima dos valores experimentais.

Nos ensaios não-drenados, o modelo apresenta uma boa relação entre a razão de resistência e a razão de sobreadensamento (fig. 6.9), entretanto, as pressões neutras previstas pelo modelo para amostras fortemente sobreadensadas diminuem mais rapidamente com o aumento da razão de sobreadensamento que a tendência observada experimentalmente (fig. 6.11).

7 – CONCLUSÕES

O modelo hipoplástico original foi implementado e testado em diversas situações típicas de carregamento e verificou-se inadequado para a representação dos efeitos de sobreadensamento. A partir dessa constatação, as propriedades independentes do modelo (λ^* , κ^* , M e $\tilde{G}$) e suas respectivas influências na tensão desviadora de ruptura e na deformabilidade do solo foram analisadas e modificadas para representar os efeitos do sobreadensamento.

Para representar o trecho sobreadensado, foram feitas modificações no modelo original, como o modelo pi , que introduz o intercepto de coesão e distingue os trechos sobreadensado e normalmente adensado, e o modelo Expo OCR, que incorpora a razão de sobreadensamento.

A introdução do intercepto de coesão foi executada com a adição, no trecho sobreadensado, de um valor π à tensão normal média. Esse procedimento induz mudanças nos parâmetros do modelo no trecho sobreadensado, no entanto, as propriedades do material não são relacionadas com a razão de sobreadensamento.

Na seqüência, foi introduzido no modelo o coeficiente de sobreadensamento r , equivalente a uma razão de sobreadensamento variável, relacionando-o com as propriedades do material λ^* , κ^* , M e $\tilde{G}$, na tentativa aumentar gradualmente a resistência e a rigidez, e diminuir a compressibilidade do solo com o aumento do grau de sobreadensamento.

A hipótese de uma variação logarítmica dos parâmetros do material com o coeficiente de sobreadensamento se mostrou eficaz na representação dos efeitos do sobreadensamento, ajustando-se bem a tendência observada experimentalmente.

Em comparação com a razão de sobreadensamento (OCR), a utilização do coeficiente de sobreadensamento no modelo hipoplástico tem a qualidade de apresentar a mudança dos estados de tensão, e grau de sobreadensamento, com as deformações, apresentando resultados reproduzíveis.

Mais especificamente, pode-se considerar um experimento hipotético no qual duas amostras de um mesmo solo são consolidadas isotropicamente com OCR 2 e posteriormente carregadas segundo a trajetória de tensões de um ensaio triaxial convencional, sendo que a primeira amostra é carregada até a ruptura e a segunda até a linha K_0 . Se inicialmente for adotada para a segunda amostra a razão de sobreadensamento referente a consolidação isotrópica (OCR 2) e na sequência do carregamento a razão de sobreadensamento referente a consolidação anisotrópica ($OCR < 2$), inevitavelmente o comportamento da primeira e da segunda amostra serão distintos, desqualificando o modelo. Atualizando a razão de sobreadensamento a cada instante para qualquer situação de consolidação ou trajetória de tensão a seguir, o modelo apresenta sempre o mesmo comportamento.

A capacidade dos modelos, Pi e Expo OCR de representar o comportamento mecânico de um solo sobreadensado é então avaliada, confrontando as previsões teóricas com os resultados experimentais de um solo siltoso normalmente adensado e sobreadensado, submetido a diversas solicitações. Para uma avaliação objetiva da resposta que melhor se ajusta aos pontos experimentais, foi proposta a medida do desvio médio, que se mostrou uma ferramenta útil na instrução da eficiência dos modelos.

Adicionalmente, o modelo Expo OCR foi aplicado para representar o comportamento da argila Weald em diversas condições e para uma larga faixa de razões de sobreadensamento.

Para a determinação dos parâmetros dos modelos hipoplásticos é utilizado um pequeno número de ensaios de fácil execução, e a calibração dos parâmetros dos modelos, com exceção de p_a , é feita de forma simples e direta. O valor de p_a , no entanto, não pode ser determinado diretamente, devendo ser estimado por processos empíricos, como a tensão de pré-adensamento.

Na comparação com os resultados experimentais, as tensões desviadoras previstas pelo modelo Pi nos ensaios drenados mostraram um bom ajuste para as diversas trajetórias de tensão, inclusive, melhorando a representação do modelo original nas trajetórias em que as tensões normais diminuem. Porém, as deformações volumétricas previstas pelo modelo Pi são independentes do valor de π , compreendendo somente duas representações: normalmente adensada ou sobreadensada para qualquer valor de π . No entanto, o modelo pode ser utilizado para a previsão do comportamento de solos sobreadensados em ensaios drenados, para pequenas faixas de razões de sobreadensamento. Também, o modelo Pi representa bem o comportamento do solo no ensaio isotrópico e mal no teste K_0 e no ensaio não-drenado.

Já o modelo Expo OCR registra avanços significativos na representação dos efeitos de sobreadensamento, como a curvatura da envoltória de resistência dos solos no trecho sobreadensado, a maior rigidez no recarregamento que no carregamento (menores deformações para um mesmo nível de tensão), a diminuição da tendência de contração volumétrica com o aumento da razão de sobreadensamento, chegando a apresentar expansão volumétrica, e pressão neutra negativa nas solicitações não-drenadas em amostras fortemente sobreadensadas. Para solos normalmente adensados, as características do modelo hipoplástico original são mantidas, com resultados convincentes.

O modelo hipoplástico Expo OCR se mostrou capaz de representar satisfatoriamente solos sobreadensados em diversas situações de carregamento para uma larga faixa de razões de sobreadensamento.

Foram registradas, porém, algumas respostas do modelo expo OCR que não coincidem com os resultados observados, como a orientação da curvatura da trajetória das tensões efetivas nos ensaios não-drenados, valores excessivamente baixos de pressão neutra para amostras fortemente sobreadensadas e expansão volumétrica inicial em amostras levemente sobreadensadas nos ensaios de compressão triaxial.

Além desses registros, algumas outras limitações do modelo que podem servir como sugestões para próximas complementações são:

- Apesar da equação geral prever a representação tridimensional, o modelo têm sido desenvolvido para a condição axi-simétrica, como são os ensaios triaxiais. A confiabilidade das previsões para o caso geral de tensões depende da comparação com ensaios triaxiais verdadeiros.
- O modelo não considera fatores que envolvam a velocidade de carregamento, deixando de representar importantes fenômenos observados em argilas.
- Os dados experimentais indicam que o módulo de deformabilidade do modelo hipoplástico é função da trajetória de tensões, enquanto no modelo seu valor é independente da trajetória seguida.

A Hipoplasticidade se mostrou uma ferramenta eficiente na elaboração de modelos constitutivos voltados para a representação do comportamento argilas, além da capacidade já demonstrada de representar o comportamento de areias.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS²

ATKINSON, J. H. e BRANSBY, P. L. **The Mechanics of Soils**: An Introduction to Critical State Soil Mechanics. New York: McGraw-Hill, 1978.

BAUER, E. Constitutive Modelling of Critical States in Hypoplasticity. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON NUMERICAL MODELS IN GEOMECHANICS, 5, 1995, Davos. **Proceedings...** Davos: Balkema, 1995, p. 15-20.

_____. Calibration of a Comprehensive Hypoplastic Model for Granular Materials. **Soils and Foundations**, v. 36:(1), p.13-26, 1996.

BISHOP, A. W. e ELDIN, G. Undrained Triaxial Tests on Sands and their Significance in the General Theory of Shear Strength. **Geotechnique**, v. 2, p.1:13, 1950.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. Porto Alegre: Livros Técnicos e Científicos, 1966.

CHAMBON, R.; DESRUES, J.; HAMMAD, W. e CHARLIER, R. CloE, a New Rate-Type Constitutive Model for Geomaterials. Theoretical Bases and Implementation. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 18 (4), p. 253-278, 1994.

² De acordo com: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6023**: Informação e documentação: referências: elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

COULOMB, C. A. **Essai sur une Application des Règles des Maximis et Minimis à Quelques Problemes de Statique Relatifs à l'Architecture**. Mem. Acad. Roy. Pres. Divers Sav., 5, 7, Paris, 1776.

DRUCKER, D. C. e PRAGER, W. Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design. **Quart. App. Math.** v.10, p.157-164, 1952.

DRUCKER D. C.; GIBSON, R. E. e HENKEL, D. J. Soil Mechanics and Work-Hardening Theories of Plasticity. **Transactions ASCE**, v. 122, p. 239-346, 1957.

FERNANDES, M. M. **Mecânica dos Solos**. Porto: FEUP, 1994.

HENKEL, D. J. The Effect of Overconsolidation on the Behaviour of Clays During Shear. **Geotechnique**, v. 6, pp. 139-150, 1956.

_____ The Relationships Between the Strength, Pore-Water Pressure and Volume-Change Characteristics of Saturated Clays. **Geotechnique**, v. 9, p. 119-135, 1959.

HILL, R. **The Mathematical Theory of Plasticity**. New York: Oxford University Press, 1950.

JAKY, J. The Coefficient of Earth Pressure at Rest. **Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers**, Budapest, October, p. 355-358, 1944.

KOLYMBAS, D. A Generalized Hypoelastic Constitutive Law. In: CONFERENCE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11, 1985, San Francisco. **Proceedings...**, vol. 5, San Francisco: Balkema, 1985, p. 2626.

_____ **Introduction to Hypoplasticity**. Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling. Rotterdam: Balkema, 2000.

- KOLYMBAS, D.; HERLE, I. e WOLFFERSDORFF, P.-A. V. Hypoplastic Constitutive Equation with Back Stress. **International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 19(6), p. 415-446, 1995.
- LAMBE, T. W. e WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.
- LIÉVANO, V. R. G. **Previsão do comportamento tensão-deformação dos solos sobreadensados utilizando modelos reológicos para diferentes trajetórias de tensões**. 1994. 107 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.
- MASIN, D. A Hypoplastic Constitutive Model for Clays. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 29, p. 311-336, 2005.
- MAYNE, P. W. e KULHAWY, F. H. K_0 -OCR Relationship in Soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, vol. 108, p. 851-872, 1982.
- NADER, J. J. **Modelos Elastoplásticos para Solos. O cam-clay e sua aplicação a diferentes trajetórias de tensão**. 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- _____. **Hipoplasticidade e Elastoplasticidade para Solos**. 1999. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.
- _____. Analysis of a New Hypoplastic Equation. **International Journal of Plasticity**, v. 19, p. 1445-1480, 2003.

NIEMUNIS, A. Hypoplasticity vs. Elastoplasticity, Selected Topics. In: MODERN APPROACHES TO PLASTICITY, 1993, Horton. Horton: Elsevier, 1993, p. 277-307.

_____ A Visco-Plastic Model for Clay and its FE-Implementation. In: COLLOQUE FRANCO-POLONAIS EN MÉCANIQUE DES SOLS ET DES ROCHES APPLIQUÉE, 11, 1996, University of Gdansk. Gdansk: E. Dembicki, W. Cichy, L. Balachowski (Eds.), 1996.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

PINTO, C. S. e NADER, J. J. Ensaio de Laboratório em Solos Residuais. SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, 1993. Anais...: ABEF/ABMS, v. 2, 1993.

RANKINE, W. J. M. On the Stability of Loose Earth, Phil. Trans. Royal Society London, 147, 1857.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N. e WROTH., C. P. On the Yielding of Soils. **Geotechnique**, v. 8, p. 22-53, 1958.

ROSCOE, K. H. e SCHOFIELD, A. N. Mechanical Behaviour of an Idealized Wet-Clay. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, 1963, Wiesbaden. **Proceedings...** Wiesbaden: v. 1, 1963, p. 47-54.

ROSCOE, K. H. e BURLAND, J. B. On the Generalized Stress-Strain Behaviour of Wet-Clay. **Engineering Plasticity**, Cambridge, p. 535-609, 1968.

SCOTT, R. F. **Principles of Soil Mechanics**. Reading, Massachusetts: Addison-Wesley Publishing Company, 1963.

- SKEMPTON, A. W. The Pore-Pressure Coefficient A e B. **Geotechnique**, vol. 4, pp. 143-147, 1954.
- TALARICO, M. A. **Análise de um Modelo Visco-Hipoplástico para Solos**. 2005, 100 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.
- TRESCA, H. Memoire sur l'Écoulement des Corps Solides. Mém. prés. par div. Savants, 18, 733, 1868.
- VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. New York: John Wiley & Sons, 1981.
- WHITTLE, A. J. Evaluation of a Constitutive Model for Overconsolidation Clays. **Geotechnique**, v. 43, 2, 1993.
- WOLFFERSDORFF, P. –A. v. A Hypoplastic Relation for Granular Materials with a Predefined Limit State Surface. **Mechanics of Cohesive-Frictional Materials**, v.1, p.251-271, 1996.
- WOOD, D. M. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.
- WU, W. **Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe**. Karlsruhe: Publ. Series of Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1992, vol. 129.

APÊNDICE A –PROCEDIMENTO DE INVERSÃO DA EQUAÇÃO HIPOPLÁSTICA

Nos casos específicos dos ensaios triaxiais em que a trajetória de tensões é conhecida $(\dot{p}, \dot{q})$ e precisa-se determinar as deformações, é necessário inverter os termos das equações constitutivas (2.14) e (2.15) apresentadas no capítulo 2. As equações são apresentadas aqui na forma matricial:

$$\begin{pmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -C_1 p & -\frac{\sqrt{2}}{9} C_2 q \\ 0 & \frac{3}{\sqrt{2}} (q - C_4 p) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{\dot{\bar{\epsilon}}_v^2}{\sqrt{2} \dot{\gamma}} \\ \sqrt{2} \dot{\gamma} \end{pmatrix} + \sqrt{\frac{\dot{\bar{\epsilon}}_v^2}{2} + 2 \dot{\gamma}^2} \begin{pmatrix} \frac{\sqrt{3}}{3} C_3 p \\ \frac{\sqrt{3}}{3} C_5 q \end{pmatrix} \quad (\text{A.1})$$

Os termos da equação podem ser representados pelas matrizes: $\dot{\mathbf{T}} = \begin{pmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{pmatrix}$;

$$\mathbf{L} = \begin{pmatrix} -C_1 p & -\frac{\sqrt{2}}{9} C_2 q \\ 0 & \frac{3}{\sqrt{2}} (q - C_4 p) \end{pmatrix}; \quad \mathbf{D} = \begin{pmatrix} \frac{\dot{\bar{\epsilon}}_v}{\sqrt{2} \dot{\gamma}} \\ \sqrt{2} \dot{\gamma} \end{pmatrix}; \quad \|\mathbf{D}\| = \sqrt{\frac{\dot{\bar{\epsilon}}_v^2}{2} + 2 \dot{\gamma}^2} \quad \text{e} \quad \mathbf{N} = \begin{pmatrix} \frac{\sqrt{3}}{3} C_3 p \\ \frac{\sqrt{3}}{3} C_5 q \end{pmatrix}, \text{ tomando a}$$

forma geral da equação hipoplástica:

$$\dot{\mathbf{T}} = \dot{\mathbf{T}} = \mathbf{L}(\mathbf{T}) \cdot \mathbf{D} + \|\mathbf{D}\| \mathbf{N}(\mathbf{T}) \quad (\text{A.2});$$

Para $\mathbf{W} = 0$.

A seguir, será apresentado como $\mathbf{D}$ é determinado por $\mathbf{T}$ e $\dot{\mathbf{T}}$. Este problema foi estudado por Niemunis (1993) e Chambon *et al.* (1994).

Sendo $\mathbf{L}(\mathbf{T})$ inversível para qualquer $\mathbf{T} \neq 0$, aplica-se $\mathbf{L}(\mathbf{T})^{-1}$ a ambos os termos da equação (A.2), isolando $\mathbf{D}$. A equação (A.2) toma a forma (ocultando os argumentos):

$$\mathbf{L}^{-1} \cdot \dot{\mathbf{T}} = \mathbf{L}^{-1} \cdot \mathbf{L} \cdot \mathbf{D} + \mathbf{L}^{-1} \|\mathbf{D}\| \cdot \mathbf{N} \quad (\text{A.3})$$

$$\text{Introduzindo os termos } \mathbf{A} = \mathbf{L}^{-1} \cdot \dot{\mathbf{T}} \text{ e } \mathbf{B} = \mathbf{L}^{-1} \cdot \mathbf{N}, \text{ com } \mathbf{L}^{-1} = \frac{1}{\det \mathbf{L}} \begin{pmatrix} \mathbf{L}_{22} & -\mathbf{L}_{12} \\ -\mathbf{L}_{21} & \mathbf{L}_{11} \end{pmatrix},$$

obtem-se:

$$\mathbf{D} = \mathbf{A} - \mathbf{B} \cdot \|\mathbf{D}\| \quad (\text{A.4})$$

Isolado $\mathbf{D}$, procura-se agora determinar $\|\mathbf{D}\|$.

Admitindo que $\mathbf{A} \neq 0$ e $\mathbf{B} \neq 0$, calcula-se o quadrado da norma de $\mathbf{D}$, na qual

$\|\mathbf{D}\|^2 = \mathbf{D}^T \cdot \mathbf{D}$, chegando na seguinte equação de 2º grau:

$$\|\mathbf{D}\|^2 = \|\mathbf{A}\|^2 - \|\mathbf{D}\| \cdot \mathbf{A}^T \cdot \mathbf{B} - \|\mathbf{D}\| \cdot \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{A} + \|\mathbf{D}\|^2 \cdot \|\mathbf{B}\|^2 \quad (\text{A.5})$$

Na qual o termo sobrescrito “ T ” corresponde a matriz transposta.

A equação pode ser condensada ajustando-se os termos de primeiro grau. Os coeficientes da equação são equivalentes a:

$$\alpha \|\mathbf{D}\|^2 + \beta \|\mathbf{D}\| + \chi = 0 \quad (\text{A.6})$$

$$\alpha = 1 - \|\mathbf{B}\|^2 \quad (\text{A.7})$$

$$\beta = \mathbf{A}^T \cdot \mathbf{B} + \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{A} \quad (\text{A.8})$$

$$\chi = -\|\mathbf{A}\|^2 \quad (\text{A.9})$$

Como o módulo é necessariamente positivo, a solução procurada é a raiz positiva da equação, a saber:

$$\|\mathbf{D}\| = \frac{-\beta \pm \sqrt{\beta^2 - 4\alpha\chi}}{2\alpha} \quad (\text{A.10})$$

Conhecido $\|\mathbf{D}\|$, retorna-se à (A.4) e determina-se $\mathbf{D}$.

ANEXO 1 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS

Tabela A1.1 - Resultados experimentais para a trajetória a 37°

OCR 1			
ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
0,0000	0,0000	200	200
0,0123	0,0100	317	217
0,0278	0,0235	433	233
0,0463	0,0357	550	250
0,0654	0,0478	667	267
0,0864	0,0580	783	283
0,1096	0,0672	900	300
0,1426	0,0777	1017	317
0,1651	0,0828	1075	325
0,2003	0,0900	1108	330

Tabela A1.2 - Resultados experimentais para a trajetórias a 45° normalmente adensada

OCR 1			
σ_3 (kPa)	ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)
200	0,0000	0,0000	200
200	0,0050	0,0056	248
200	0,0100	0,0105	288
200	0,0200	0,0180	354
200	0,0300	0,0246	409
200	0,0400	0,0301	461
200	0,0500	0,0360	509
200	0,0600	0,0396	553
200	0,0700	0,0437	593
200	0,0800	0,0476	619
200	0,0900	0,0505	647
200	0,1000	0,0532	672
200	0,1100	0,0556	693
200	0,1200	0,0573	709
200	0,1300	0,0589	724
200	0,1400	0,0604	736
200	0,1500	0,0615	745
200	0,1600	0,0623	751
200	0,1700	0,0631	755
200	0,1800	0,0637	759

Tabela A1.3 - Resultados experimentais para a trajetórias a 45° sobreadensada

	OCR 2			OCR 4			OCR 6		
σ_3 (kPa)	ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)	ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)	ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)
200	0,0000	0,0000	200	0,0000	0,0000	200	0,0000	0,0000	200
200	0,0004	0,0004	247	0,0001	0,0000	264	0,0005	0,0000	269
200	0,0018	0,0010	295	0,0019	0,0000	327	0,0014	-0,0013	338
200	0,0055	0,0030	342	0,0020	0,0000	391	0,0028	-0,0016	406
200	0,0130	0,0070	390	0,0043	-0,0013	455	0,0046	-0,0021	475
200	0,0230	0,0120	437	0,0090	-0,0013	517	0,0072	-0,0027	542
200	0,0370	0,0165	484	0,0178	-0,0033	578	0,011	-0,0033	610
200	0,0520	0,0220	532	0,0234	-0,0047	607	0,0181	-0,0033	674
200	0,0700	0,0255	579	0,0311	-0,0067	635	0,0339	-0,0033	734
200	0,0970	0,0315	627	0,0397	-0,0054	661	0,0563	-0,0007	763
200	0,1820	0,0390	674	0,0503	-0,0054	686	0,0976	0,0033	778
200	-	-	-	0,0657	-0,0067	708	-	-	-
200	-	-	-	0,0855	-0,0067	726	-	-	-
200	-	-	-	0,1178	-0,0067	735	-	-	-

Tabela A1.4 - Resultados experimentais para a trajetória a 72°

OCR 1				OCR 2			
ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
0,0000	0,0000	200	200	0,0000	0,0000	200	200
0,0013	0,0010	227	187	0,0000	0,0000	221	190
0,0042	0,0025	253	173	0,0000	0,0000	243	181
0,0090	0,0053	280	160	0,0010	0,0000	264	171
0,0158	0,0085	307	147	0,0010	0,0010	286	161
0,0245	0,0120	333	133	0,0020	0,0010	306	151
0,0361	0,0152	360	120	0,0040	0,0020	329	142
0,0568	0,0177	387	107	0,0070	0,0030	348	132
0,0800	0,0180	401	99	0,0130	0,0040	368	122
0,1000	0,0182	405	97	0,0230	0,0050	385	112
-	-	-	-	0,0590	0,0060	405	98

Tabela A1.5 - Resultados experimentais para a trajetória a 90°

OCR 1º				OCR 2			
ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
0,0000	0,0000	200	200	0,0000	0,0000	200	200
0,0004	0,0007	212	188	0,0010	-0,0001	212	188
0,0017	0,0020	227	173	0,0010	-0,0004	224	176
0,0033	0,0033	237	163	0,0010	-0,0008	235	165
0,0050	0,0045	246	154	0,0020	-0,0012	247	153
0,0100	0,0069	265	135	0,0030	-0,0018	259	141
0,0150	0,0086	280	120	0,0040	-0,0025	271	129
0,0200	0,0103	291	109	0,0060	-0,0036	283	117
0,0250	0,0115	299	101	0,0100	-0,0045	294	106
0,0300	0,0125	305	95	0,0190	-0,0063	306	94
0,0350	0,0134	310	90	0,0400	-0,0075	318	82
0,0400	0,0142	314	86	-	-	-	-
0,0450	0,0149	318	82	-	-	-	-
0,0500	0,0154	321	79	-	-	-	-
0,0550	0,0158	324	76	-	-	-	-
0,0600	0,0159	326	74	-	-	-	-

Tabela A1.6 - Resultados experimentais para a trajetória a 108°

OCR 1				OCR 2			
ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
0,0000	0,0000	200	200	0,0000	0,0000	200	200
0,0004	0,0000	213	173	0,0000	0,0000	206	187
0,0011	-0,0002	220	160	0,0000	-0,0010	213	175
0,0022	0,0000	227	147	0,0000	-0,0020	219	162
0,0046	0,0010	233	133	0,0010	-0,0020	226	149
0,0074	0,0020	240	120	0,0020	-0,0030	232	137
0,0118	0,0040	247	107	0,0020	-0,0040	238	124
0,0168	0,0050	253	93	0,0040	-0,0060	245	111
0,0245	0,0060	260	80	0,0060	-0,0070	251	98
0,0300	0,0063	263	75	0,0100	-0,0090	258	86
0,0400	0,0063	267	67	0,0230	-0,0160	264	73
0,0500	-	269	63	-	-	-	-
0,0600	-	270	60	-	-	-	-

Tabela A1.7 - Resultados experimentais para a trajetória a 135°

OCR 1				OCR 2			
ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	ε_a	ε_v	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
0,0000	0,0000	200	200	0,0000	0,0000	200	200
0,0001	0,0000	200	180	0,0000	-0,0001	200	184
0,0004	-0,0005	200	160	0,0001	-0,0005	200	169
0,0010	-0,0010	200	140	0,0002	-0,0010	200	153
0,0021	-0,0015	200	120	0,0005	-0,0020	200	138
0,0036	-0,0020	200	100	0,0006	-0,0030	200	122
0,0065	-0,0025	200	80	0,0009	-0,0052	200	107
0,0097	-0,0030	200	70	0,0016	-0,0065	200	91
0,0149	-0,0035	200	60	0,0030	-0,0081	200	76
0,0200	-0,0038	200	52	0,0063	-0,0106	200	60
0,0250	-	200	48	0,0203	-0,0181	200	45

ANEXO 2 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS DO ENSAIO ISOTRÓPICO

Tabela A2.1 - Resultados experimentais do ensaio isotrópico

ISOTRÓPICO					
Carregamento		Descarregamento		Recarregamento	
p (kPa)	e	p (kPa)	e	p (kPa)	e
75	1,047	1200	0,649	150	0,705
150	0,973	600	0,651	300	0,698
300	0,880	300	0,678	600	0,674
600	0,769	150	0,705	1200	0,634
1200	0,649	-	-	-	-

ANEXO 3 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS DO ENSAIO EDOMÉTRICO

Tabela A3.1 - Resultados experimentais do ensaio edométrico

EDOMÉTRICO			
Carregamento		Descarregamento	
p (kPa)	e	p (kPa)	e
10	1,16	1280	0,58
20	1,13	640	0,59
40	1,06	320	0,60
80	0,98	160	0,62
160	0,89	80	0,64
320	0,79	40	0,66
640	0,69	20	0,67
1280	0,58	-	-

Tabela A3.2 – Resultados experimentais do teste K_0

Carregamento		Descarregamento		Recarregamento	
σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)
0	0	121	350	79	150
12	50	118	300	81	200
24	100	111	250	86	250
39	150	101	200	96	300
53	200	91	150	106	350
72	250	80	125	125	400
88	300	-	-	-	-
103	350	-	-		
118	400	-	-	-	-

ANEXO 4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS DO ENSAIO NÃO-DRENADO

Tabela A4.1 - Resultados experimentais do ensaio não-drenado

σ_1' (kPa)	σ_3' (kPa)	ε_a	u (kPa)
200	200	0,0000	0
220	180	0,0006	20
220	160	0,0013	40
229	140	0,0025	60
233	120	0,0051	80
231	100	0,0089	100
225	80	0,0149	120
223	66	0,0241	134
223	60	0,0375	140
224	60	0,0450	140