

8.

Análise Numérica do Comportamento do Aterro

A complexidade do comportamento do aterro sobre o depósito de solos muito moles da Barra de Tijuca requer a aplicação de métodos sofisticados para se executar previsões realísticas. Neste caso, o emprego de uma ferramenta numérica se torna uma alternativa atrativa. O emprego deste tipo de ferramenta não deve, contudo, ser encarado como uma forma de superar todas as dificuldades inerentes ao problema. Muito pelo contrário, uma série de suposições e a adoção de procedimentos específicos, a partir das quais se impõem potenciais fontes de erros ao problema, deve ser feita no desenvolvimento de uma análise numérica.

A análise numérica do problema em estudo se limitou a uma única previsão do comportamento do aterro, no que se refere aos recalques, ou na avaliação da qualidade desta previsão. Não foram realizados ajustes de parâmetros dos solos, das condições de contorno do problema ou de modelos na tentativa de se obter boas comparações entre os resultados da previsão e os registros de campo.

Assim sendo, a análise numérica consistiu em reproduzir a seqüência construtiva do aterro, avaliar se as características essenciais do comportamento do aterro foram capturadas e verificar se as respostas obtidas são condizentes com os dados provenientes do acompanhamento da instrumentação.

Lambe (1973) classificou, no que se refere à etapa em que é desenvolvida e à disponibilidade de dados de campo, alguns tipos de previsões que podem ser realizadas. Na tabela 8.1, o critério de classificação do autor foi apresentado. Este critério não se limita à prática geotécnica.

Nesta tese, as previsões são classificadas como do tipo C1, as quais são realizadas depois do evento, uma vez que a obra já se encontra concluída, e para as quais se tem o resultado da instrumentação como referência (as avaliações foram realizadas apenas até as datas em que as leituras de campo foram feitas).

Tabela 8.1 – Classificação de previsões (adaptado de Lambe, 1973).

Tipo de Previsão	Etapa da Realização da Previsão	Resultados Comparativos de Campo
<i>A</i>	Anterior ao Evento	-
<i>B</i>	Durante o Evento	Não Conhecidos
<i>B1</i>	Durante o Evento	Conhecidos
<i>C</i>	Depois do Evento	Não Conhecidos
<i>C1</i>	Depois do Evento	Conhecidos

8.1. Ferramenta Numérica

O software comercial Plaxis – Versão 8.2 – foi aplicado, como ferramenta, para realização da análise numérica. O Plaxis é um pacote de elementos finitos, desenvolvido para análises de problemas geotécnicos. No caso da versão 8.2, ela foi desenvolvida para análise de problemas bidimensionais.

No software, os materiais são representados por regiões, nas quais a malha de elementos finitos, que é gerada automaticamente, se ajusta perfeitamente. A cada região é associado um conjunto de parâmetros que caracteriza o comportamento tensão-deformação de um determinado solo. Os elementos da malha obedecem a essas relações tensão-deformação (modelos constitutivos) pré-definidas. A malha de elementos finitos pode ser refinada global ou localmente pelo usuário

Uma série de modelos constitutivos (linear-elástico, elasto-plástico, etc.) está disponível na estrutura do software. Para análises de adensamento, mais especificamente aquela em que os efeitos das deformações com o tempo (*creep*) assumem especial importância, um modelo referido como *Soft-Soil-Creep* pode ser empregado.

O comportamento não drenado de solos moles pode ser representado nas análises. Em perfis de solos com este comportamento, excessos de poro-pressão são gerados com a aplicação de carregamentos. O decaimento dos excessos de poro-pressões pode ser avaliado em análises do tipo adensamento (*consolidation*

analysis). Neste tipo de análise, é requerido, como entrada de dados, o coeficiente de permeabilidade dos solos.

Em problemas de adensamento, as soluções numéricas seguem a teoria tridimensional de Biot (1941). O fluxo através do solo é governado pela Lei de Darcy. A anisotropia de permeabilidade dos solos pode ser considerada, assim como a variação dos coeficientes de permeabilidade com o andamento do processo de adensamento – análises não lineares.

No caso do problema avaliado, os valores dos recalques apresentados pelo aterro foram altos e, na medida em que estes recalques ocorriam, o aterro submergia parcialmente e, conseqüentemente, ocorria um alívio de tensões na fundação. No Plaxis, este alívio de tensões pode ser levado em consideração. Em problemas de grandes deformações, distorções na geometria e os efeitos destas são parcialmente corrigidos com a atualização contínua da malha de elementos finitos, desde que esta função seja ativada.

A estrutura do Plaxis está dividida em quatro sub-programas: entrada de dados (*Input*), fase de cálculo (*Calculations*), saída de dados (*Output*) e edição de curvas (*Curves*).

No subprograma *Input*, o usuário define os dados do problema, como o modelo e o tipo de elemento que será adotado na análise, a geometria e as condições de contorno, além das propriedades dos materiais envolvidos. Ainda, gera-se a malha de elementos finitos e são definidas as condições iniciais do problema.

No subprograma *Calculations*, o usuário define o tipo de análise que será realizada. No caso de problema de adensamento, no qual se tem a geração e a dissipação de poro-pressões como funções do tempo, a análise do tipo Adensamento (*consolidation analysis*) é selecionada. Similarmente ao que ocorre nas obras correntes de engenharia, o Plaxis permite que o usuário divida o cálculo em fases, onde os carregamentos, elementos estruturais e geometria, que foram determinados no subprograma de Entrada de Dados, podem ser ativados ou desativados. A sequência de carregamento do depósito, assim como de espera entre carregamentos, pode ser reproduzida com precisão de dia.

Nos subprogramas *Output* e *Curves*, o usuário obtém o resultado do cálculo realizado, que pode ser apresentado em forma de curvas relativas ao comportamento em um ponto ao longo do tempo ou recursos gráficos com o comportamento global em um determinado momento. O programa gera a malha deformada. Dados das curvas (ex.: que relacionam os excessos de poro-pressão gerados e deslocamentos ocorridos com o tempo) podem ser exportados do software. Os pontos (nodais ou de tensão), para os quais se deseja a obtenção das curvas, devem ser selecionados no subprograma de Cálculo.

Informações mais detalhadas do funcionamento do Plaxis, assim como de todas as potencialidades do mesmo, podem ser obtidas nos manuais do *software* (Brinkgreve *et al*, 2002).

8.2.

Dados de Entrada da Análise

Na análise dos recalques, a seção transversal (aterro + fundação) referente à estaca 62+10 foi modelada. Esta seção, apresentada na figura 3.7 (b), foi simplificada, conforme pode ser visto na figura 8.1. No modelo, as camadas de solos foram consideradas horizontalmente. A transição (solo argila-solo arenoso) observada na camada de fundação, abaixo dos 7 m de profundidade, foi considerada vertical. Ambas as considerações foram feitas sem perda de fidelidade da situação de campo.

Foi realizada, no capítulo 7, a análise dos resultados experimentais. Com base nesta análise, um conjunto de dados (parâmetros geotécnicos) foi determinado para os solos de fundação do aterro ora em estudo. Mais especificamente aqueles parâmetros obtidos a partir dos ensaios de laboratório, foram adotados como *input do software*. O perfil geotécnico, as condições iniciais e as condições de contorno do problema também foram estabelecidos no mesmo capítulo.

8.2.1.

Seqüência Executiva do Aterro e Modelo Geométrico

Na análise de elementos finitos, o problema foi resolvido como um problema de adensamento bi-dimensional. Foi considerada a condição de estado

plano de deformação. Por não existir simetria (fundação), modelou-se a geometria completa do problema.

Na análise, o corpo do aterro e o depósito de solos moles de fundação foram divididos em vinte e uma regiões. Desta forma, foi possível se fazer uma discretização considerada adequada à modelagem da geometria do problema e à reprodução da seqüência executiva do aterro. Na figura 8.1, são mostrados a geometria do problema e os limites de cada uma das vinte e uma regiões. Conforme relatada anteriormente, uma simplificação geométrica pode ser verificada na figura.

A seqüência executiva da construção do aterro foi reproduzida na análise numérica. O aterro foi então dividido em quatro camadas, que representam as quatro etapas de alteamento. A primeira etapa se trata da construção do aterro de conquista e foi modelada em uma camada contínua de 1 m de espessura sobre a superfície original do terreno (cota 0). Acima da camada representativa do aterro de conquista, o aterro principal (em faixa) foi modelado. De baixo para cima, camadas de 1,5; 1,0 e 1,0 m foram consideradas. Os taludes do aterro foram modelados com declividade de 1H:1V (45°). Pode ser verificado (capítulo 6) que as espessuras adotadas na modelagem possuem valores aproximados das espessuras reais do aterro.

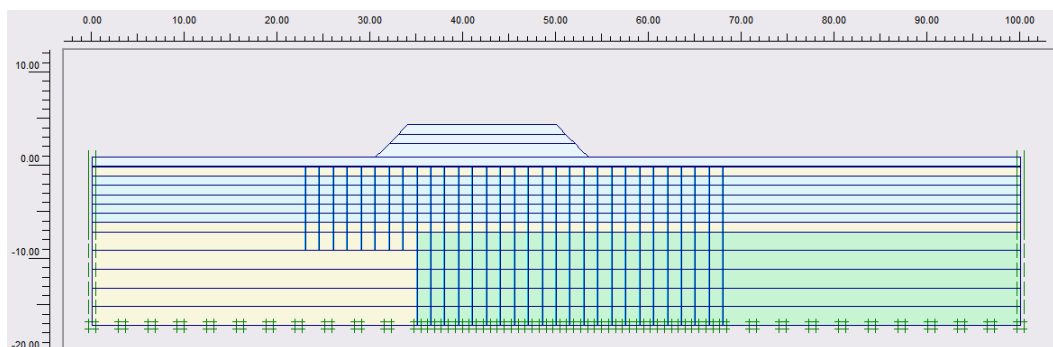


Figura 8.1 – Modelo geométrico.

O tempo de execução de cada etapa do aterro foi também reproduzido na análise. Neste caso, foram estabelecidos tanto os tempos para alteamento de cada etapa como os do intervalo (adensamento) entre etapas. Os tempos adotados podem ser vistos na tabela 8.1.

Tabela 8.2 – Períodos de carregamento.

Etapa Construtiva	Tempo (dias)
Aterro de Conquista	200
Adensamento 1	53
1ª etapa de alteamento do corpo	20
Adensamento 2	63
2ª etapa de alteamento do corpo	4
Adensamento 3	39
3ª etapa de alteamento do corpo	14
Adensamento 4	220

Apesar da grande variabilidade dos solos do aterro, o mesmo tipo foi associado às quatro regiões. Ressalta-se que o peso do corpo do aterro é o único carregamento que exerce esforços sobre os solos de fundação e que não foi feito o controle dos solos aterrados em cada etapa. Reconhece-se também que, sem algum tipo de controle, áreas adjacentes à faixa do aterro foram carregadas e descarregadas em determinados períodos da construção.

Quanto à fundação, ela foi modelada até 17 m de profundidade, referente à máxima profundidade em que os solos muito moles foram identificados. Neste caso, foi feita uma divisão em camadas horizontais, com espessuras de 1 e 2 m até a profundidade de 7 m e abaixo desta, respectivamente. Os limites entre as camadas do perfil estratigráfico foram sempre coincidentes com os limites definidos para as regiões. Desta forma, foi possível adotar modelos constitutivos e parâmetros adequados ao tipo de solo específico.

Acima de 7 m de profundidade, às camadas externas (primeira e última), foram associados os solos com comportamento drenado (areia de fundação), enquanto, às cinco camadas internas, foram associados solos com comportamento não drenado (argila superficial).

Abaixo de 7 m de profundidade, as camadas foram divididas na direção vertical, aproximadamente sob o talude esquerdo do aterro. Assim sendo, foi

possível definir duas áreas com solos distintos (areia de fundação e argila profunda, respectivamente nas áreas esquerda e direita).

8.2.2. Condições de Contorno

Os limites do domínio do problema foram estabelecidos em distâncias práticas do aterro tal que eles não desempenhassem influência nos resultados das análises. De acordo com a figura 8.1, a largura da área selecionada foi de 100 m e a distância mínima entre os limites laterais desta área (problema não é axissimétrico) e os limites da área carregada (pé do aterro) é de 30 m, isto é, cerca de duas vezes a largura da plataforma do aterro. A altura da área selecionada (figura 8.1) possui 17 m e é coincidente com o limite da camada de solos moles. Abaixo desta camada assume-se que as deformações do solo (areia) são nulas, portanto este horizonte inferior não foi incluído no modelo geométrico.

As condições de contorno também podem ser vistas na figura 8.1. Elas foram estabelecidas com base nas condições impostas no campo. Nas laterais do problema, os deslocamentos horizontais são considerados nulos. Na base da área, além dos deslocamentos horizontais, os verticais são nulos.

No que se referem ao fluxo, todos os contornos do problema foram considerados drenados, isto é, os excessos de poro-pressão podem se dissipar em todas as direções.

No campo, foram instalados drenos aceleradores de recalque que promovem a drenagem interna da fundação. Os drenos aceleradores de recalque foram instalados segundo um padrão triangular, com espaçamento constante de 1,4 m entre si. Neste caso, foi mostrado, com base no trabalho de Hansbo (1979), que o diâmetro de influência do dreno é de 1,5 m.

No plaxis, os drenos aceleradores de recalques podem ser simulados por linhas (*drains*) dentro da geometria. Estas linhas drenantes (*drains*) foram inseridas no problema respeitando-se o espaçamento do diâmetro de influência (1,5 m).

No caso de uma análise de adensamento, o excesso de poro-pressão é assumido igual a zero em todos os nós pertencentes a essas linhas. Uma vez que os drenos não promovem resistência ao fluxo (capítulo 7), esta condição de contorno, não pode ser considerada representativa da condição real. Na condição de deformação plana, os excessos de poro-pressão são assumidos iguais a zero ao longo de linhas horizontais contínuas.

Uma forma de superar esta deficiência seria refinar a malha de elementos finitos ou reduzir as espessuras das camadas. No limite, caso a malha fosse refinada até que os elementos da mesma se tornarem infinitesimais, a aplicação destas condições de contorno se aproximaria da condição real. Contudo, na outra dimensão, o desacordo ainda persistiria. Neste caso, as fronteiras drenantes estariam sendo representadas por “paredes”, diferentemente também da condição real.

Nesta situação, optou-se então por não refinar a malha (ou reduzir as espessuras das camadas) e, assim sendo, ocorre um erro, que se resume em um retardo do tempo de adensamento. Esta opção foi preferida devido ao fato de não ter sido considerada na análise a redução da permeabilidade, causada pelo amolgamento do solo durante a cravação dos drenos, o que provocaria também o retardo do tempo de adensamento. Neste caso, o efeito do amolgamento na permeabilidade estaria sendo, ao menos em parte, compensado pela simplificação do problema.

8.2.3. Modelos Constitutivos e Parâmetros dos Solos

Os comportamentos tensão-deformação dos solos muito moles (argilas superficial e profunda) de fundação, do solo do aterro e da areia de fundação foram modelados respectivamente com os modelos constitutivos *Soft-Soil-Creep* (SSC), *Mohr-Coulomb* (MC) e *Soft-Soil* (SS), todos disponíveis na estrutura do Plaxis.

O modelo *Soft-Soil* (SS) foi estabelecido com base no modelo de Cam-Clay modificado (Roscoe e Burland, 1968). Neste modelo, em que a rigidez do solo é dependente do estado de tensão a que o mesmo está submetido, é realizada, com

base na história de tensões do solo (representada pelo OCR), uma distinção entre carregamento virgem e recarregamento e adota-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Os parâmetros do modelo são os índices de compressão modificado, λ^* , e recompressão modificado, κ^* , os de resistência, c' e ϕ' , e a razão de sobre-adensamento, na forma $(\sigma'_p - \sigma'_o)$. É importante mencionar que os índices de compressão modificados (Plaxis) se relacionam com os índices de compressão utilizados internacionalmente (C_c e C_r), que podem ser adotados como parâmetros alternativos de entrada do programa. Também que o parâmetro M , que relaciona p' e q , é determinado automaticamente a partir de relações com o valor de $k_0 = 1 - \sin \phi'$ (default).

O modelo *Soft-Soil-Creep* (SSC) é uma extensão do modelo *Soft-Soil* (SS), que inclui os efeitos da compressão secundária no comportamento do solo. Os parâmetros do modelo SSC são coincidentes como os do modelo SS, a não ser pelo adicional índice de compressão secundária modificado, μ^* . Da mesma forma que λ^* e κ^* , μ^* se relaciona com C_α , que também pode ser adotado como parâmetro de entrada.

O modelo de Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico com uma superfície de plastificação fixa (não há endurecimento devido ao fluxo plástico). O critério de ruptura de Mohr-Coulomb também é adotado como critério de ruptura do modelo. Os parâmetros do modelo são o Módulo de *Young*, E , o coeficiente de *Poisson*, ν , a coesão, c' , o ângulo de atrito interno ϕ' e a ângulo de dilatação, ψ .

Distinção deve ser feita entre Modelo e Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb. O primeiro se refere ao nome dado a um modelo presente no Plaxis e o segundo se refere a um critério de ruptura (ou plastificação) largamente utilizado na modelagem em problemas geotécnicos e utilizado em todos os modelos presentes na estrutura do Plaxis.

Informações mais detalhadas a respeito dos modelos podem ser obtidas na parte de modelos constitutivos do manual do Plaxis (Brinkgreve *et al*, 2002). Os parâmetros selecionados para os quatro tipos de solos e adotados na análise foram mostrados na tabela 8.3.

Quanto à condição de carregamento, o comportamento não drenado foi associado aos solos moles de fundação, enquanto o comportamento drenado foi associado aos solos do aterro e da areia de fundação. Deve ser percebido que o coeficiente de permeabilidade da areia de fundação foi determinado (indiretamente no ensaio de adensamento) e é aproximadamente 10^4 vezes maior que o coeficiente de permeabilidade das argilas da fundação. Lembrando que diferenças de permeabilidade muito altas entre camadas de solos adjacentes podem conduzir a inconsistências numéricas (Brinkgreve *et al*, 2002), optou-se, sem perda de precisão nos resultados, por considerar o solo com comportamento drenado.

Tabela 8.3 – Parâmetros dos solos.

Argila Superficial		Argila Profunda		Aterro		Areia de Fundação	
Soft-Soil-Creep		Soft-Soil-Creep		Mohr-Coulomb		Soft-Soil	
γ_{sat}	11,5	γ_{sat}	13,5	γ_{sat}	18,5	γ_{sat}	16,0
k_x	5×10^{-9}	k_x	5×10^{-9}	k_x	-	k_x	$1,2 \times 10^{-5}$
k_y	5×10^{-9}	k_y	7×10^{-9}	k_y	-	k_y	$1,2 \times 10^{-5}$
c_k	1,9	c_k	1,5	-	-	c_k	-
e_0	7,0	e_0	3,7	-	-	e_0	1,2
C_c	3,5	C_c	2,5	E	1500	C_c	0,6
C_r	0,15	C_r	0,15	ν	0,3	C_r	0,08
C_α	0,35	C_α	0,2	-	-	-	-
$\sigma'_p - \sigma'_{v0}$	0*	$\sigma'_p - \sigma'_{v0}$	26	-	-	-	-
c'	1	c'	1	c'	5	c'	5
ϕ'	25	ϕ'	25	ϕ'	33	ϕ'	28

$\sigma'_p - \sigma'_{v0} \rightarrow \text{kPa}$, $\gamma_{sat} \rightarrow \text{kN/m}^3$; k_x e $k_y \rightarrow \text{m/s}$; $c' \rightarrow \text{kPa}$; $\phi' \rightarrow ^\circ$, $E \rightarrow \text{kPa}$

Pode ser visto na tabela 8.3 que, para a argila superficial, considerou-se um valor nulo para a relação $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$, ou seja, $\text{OCR} = 1$, diferentemente do resultado obtido nas análises dos dados experimentais (capítulo 7). Neste caso, os baixos valores de $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$ ($< 5 \text{ kPa}$) e a falta de controle da execução do aterro de conquista com cerca de 1 m de altura (ou $\Delta\sigma_{\text{máx}} = 18,5 \text{ kPa}$), justificam a opção.

No que se referem aos valores dos índices de compressão, C_c , eles são uma média entre valores obtidos nas diversas etapas de carregamento (ensaio de adensamento incrementais). As etapas de carregamento consideradas na determinação foram aquelas que impuseram, ao corpo de prova, tensões verticais (σ'_v) superiores ao da tensão de pré-adensamento, σ'_p , e inferiores às tensões provocadas pelo carregamento do aterro. Neste caso, vale lembrar que os valores não são constantes e são máximos para a primeira etapa de carregamento, após ultrapassada σ'_p .

Quanto a C_{α} , os valores dos mesmos foram adotados com base na relação $C_{\alpha}/C_c = 0,1$ e $0,08$ para os solos dos horizontes superior e inferior, respectivamente. Neste caso, foram levados em consideração os valores médios de C_c , referenciados acima.

Pode ser verificado que, no que se refere à permeabilidade, as argilas superficial e profunda foram consideradas isotrópica e levemente anisotrópica ($k_y/k_x \approx 1,4$), respectivamente. Esta consideração pode ser considerada adequada até os níveis de tensões proporcionados pelo aterro (ver item 8.4.1). Uma relação não linear (ver item 7.5) foi adotada para representar a permeabilidade dos solos. Os valores adotados para os parâmetros (k_x e k_y) são condizentes com a condição pré-adensada (inicial) do solo. O valor de C_k , que relaciona o índice de vazios do solo com o coeficiente de permeabilidade (escala logarítmica), é aplicado de forma igual para simular a variação de k_x e k_y ao longo do processo de adensamento.

Os parâmetros do solo do aterro foram definidos com base em valores típicos encontrados na literatura. Vale lembrar que o aterro foi executado sem controle compactação. Deve-se admitir que $18,5 \text{ kN/m}^3$ não pode ser considerado o peso específico representativo para toda a massa do solo do aterro, mas apenas para o local de sua determinação. Este valor é representativo também apenas para a época em que as medidas foram realizadas, pois o estado relativo à compacidade do aterro altera ao longo do tempo.

8.2.4. Malha de Elementos Finitos e Condições Iniciais

Definida a geometria e as condições de contorno do problema e as propriedades dos materiais, procede-se a geração da malha de elementos finitos. A geração da malha é feita de forma automática pelo próprio software. Elementos triangulares isoparamétricos de 6 nós foram selecionados para realização da análise. Neste tipo de elemento, a interpolação é de segunda ordem para cálculo dos deslocamentos e a matriz de rigidez é avaliada por integração numérica em três pontos de Gauss.

Na figura 8.2, mostra-se a malha de elementos finitos gerada para resolução do problema. Esta malha é composta de 1061 elementos. Pode-se verificar que a mesma é mais densa na área em que os drenos foram representados, que coincide com a área que mais influi na ocorrência dos recalques.

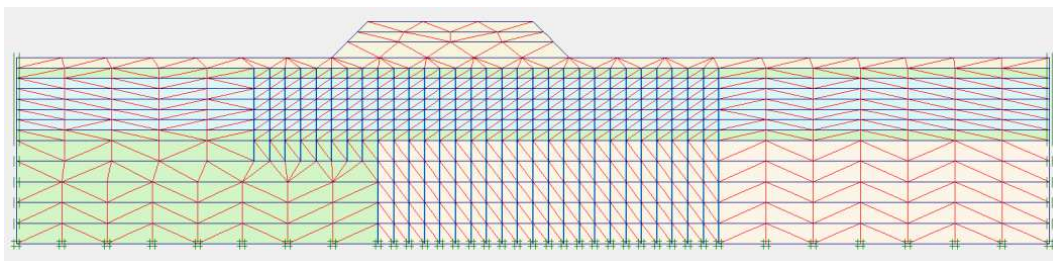


Figura 8.2 – Malha de elementos finitos.

Depois de gerada a malha de elementos finitos, as condições iniciais do problema foram definidas. Na determinação das tensões iniciais, a geometria do aterro foi desativada. Na determinação das tensões verticais, os pesos específicos dos solos (tabela 8.3) foram considerados constantes para cada um dos 4 tipos de solos da fundação. Na determinação das poro-pressões, foi considerada uma condição hidrostática, com o nível da água coincidindo com a superfície dos solos de fundação. O peso específico da água foi considerado igual a $9,8 \text{ kN/m}^3$. Quanto à determinação das tensões horizontais, ela foi feita considerando-se $k_0 \approx 0,75$ (default). Este valor é superior ao valor obtido quando determinado pela fórmula de Jaki ($k_0 = 1 - \sin \phi$). Contudo, sabendo-se que os solos apresentam OCR entre 1,5 e 2,5 (levemente pré-adensados), os valores de k_0 foram considerados razoáveis.

8.3. Resultados das Análises

O acompanhamento da instrumentação foi realizado até a data de 25-10-2010, cerca de 500 dias após o início da construção do aterro de conquista (aproximadamente 300 e 100 dias após o alteamento das 1ª e 3ª etapas do aterro, respectivamente). Neste caso, os resultados das análises numéricas foram apresentados para um período de 500 dias, que foram convenientemente divididos de -200 a 300 dias. O primeiro e o segundo períodos são referentes aos tempos em que não se tinha e que se tinha o controle do alteamento do aterro, respectivamente. Vale ressaltar que, devido às características muito moles do depósito, as leituras das placas de recalques são menos precisas no início da construção do aterro (ex.: primeiros 200 dias).

8.3.1. Evolução do Alteamento do Aterro

A análise numérica foi realizada de forma a reproduzir a seqüência executiva do aterro (PR-21). Na estaca 62+10, o aterro foi construído em quatro etapas (uma do aterro de conquista + três do aterro principal). O aterro de conquista se trata de uma carga uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno (argila superficial), enquanto o aterro principal se trata de uma faixa de carregamento sobre o aterro de conquista. Nestas condições, a distribuição de tensões no subsolo não pode ser considerada constante.

Na figura 8.3, são apresentadas as tensões verticais que se desenvolveram em três pontos do subsolo à medida que o aterro era alteado. Estes pontos foram localizados na base e no centro do aterro, na base e no bordo do aterro e no cento e com cerca de 11 m de profundidade (meio da camada de solos muito moles inferior). Por conveniência, os dados estão apresentados em dias corridos ao invés das datas correspondentes, conforme apresentado no capítulo 6.

É importante notar, conforme mencionado, que não houve controle do alteamento do aterro de conquista e por isso existem apenas leituras posteriores a aproximados 200 dias o início da execução. Neste caso, foi considerado na análise

numérica um carregamento referente ao aterro de conquista distribuído ao longo dos 200 dias.

As curvas com pontos vazados (figura 8.3) representam os resultados numéricos. Nota-se que a sobrecarga imposta ao subsolo se reduz com o distanciamento do centro do aterro (curva vermelha em relação a azul) e com o aumento da profundidade (curva verde em relação a azul). Na base do aterro, houve uma redução de cerca de 25% quando se comparam as tensões no centro e no bordo da plataforma. Na linha de centro do aterro, a redução foi de cerca de 50%, quando se comparam as tensões na base do aterro e a 11 m de profundidade ($Z = 0,6 * \text{largura média do aterro}$). Neste caso, é de se esperar que em solos sobre-adensados possam ocorrer distorções nas deformações. Para o mesmo carregamento, uma mesma camada de solo pré-adensada pode estar sob níveis de tensões que provocam pequenas (recarregamento) e grandes deformações (carregamento virgem) – ver item seguinte.

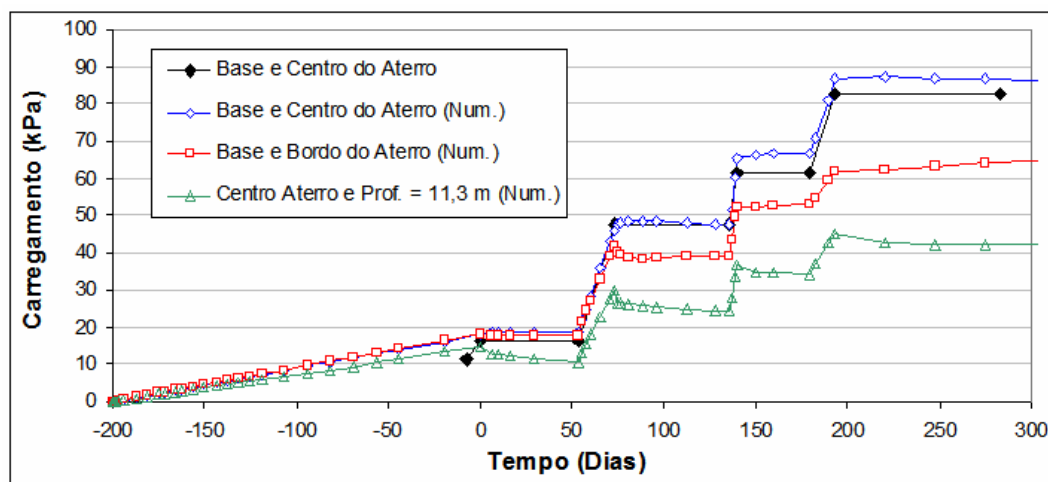


Figura 8.3 – Tensões decorrente do carregamento em faixa.

As curvas com losangos preenchidos e vazados representam a sobrecarga total imposta no centro e base do aterro. A curva com pontos preenchidos mostra a evolução teórica das tensões totais ($\sigma_v = \gamma_{\text{aterro}} * \text{espessura da camada}$). Verifica-se que, em relação à evolução teórica, os resultados numéricos mostraram uma boa concordância.

O alívio de tensões devido à submersão do aterro enquanto o recalque se desenvolvia foi reproduzido também nas análises. Na figura 8.4, as tensões

verticais totais e efetivas desenvolvidas para um mesmo ponto localizado na base e centro do aterro foram apresentadas. Os resultados numéricos e teóricos mostraram-se concordantes.

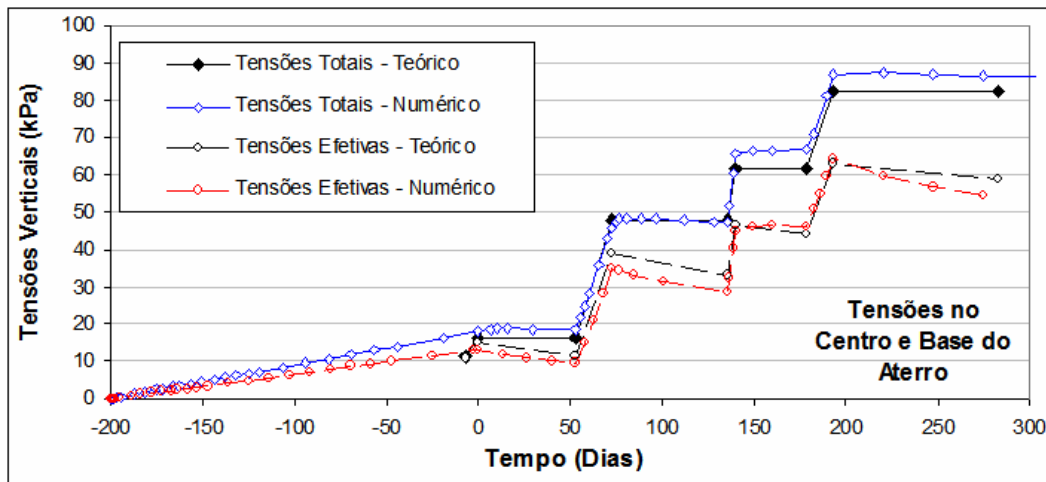


Figura 8.4 – Alívio de tensões no subsolo.

8.3.2. Evolução dos Recalques

Os recalques ocorridos ao longo do tempo são comparados com os resultados das previsões numéricas na figura 8.3. As comparações são realizadas até 300 dias após a data de término da construção do aterro de conquista.

Quanto aos dados reais do recalque, estão apresentados aqueles referentes à placa PR-21. Quanto às previsões numéricas, estão apresentadas três curvas, que se referem a pontos localizados na base e centro do aterro, na base e bordo do aterro e a 1,5 m de profundidade, na linha de centro do aterro.

As previsões numéricas resultaram em valores de recalques que são da ordem de até 1,2 vez os valores reais dos recalques medidos, quando avaliados após 300 dias da implantação do aterro. Diante das dificuldades envolvidas, os resultados se mostraram muito bons. A boa concordância dos resultados mostra que, com base nos parâmetros dos solos obtidos em ensaios de laboratório, realizados com corpos de prova de boa qualidade, é possível prever razoavelmente bem os recalques do aterro construído sobre o depósito de solos muito moles em estudo.

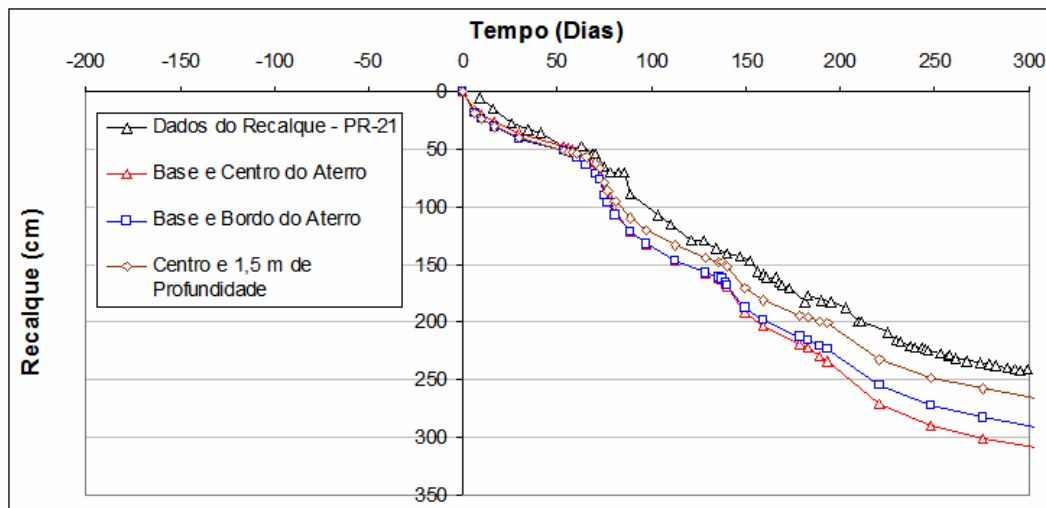


Figura 8.5 – Evolução dos recalques do aterro (PR-21).

Os maiores valores observados na análise numérica podem em parte ser explicados por uma leve majoração na determinação do valor médio do parâmetro C_c e, conseqüentemente, C_α .

Os recalques de um aterro sobre um depósito de solos moles podem ser divididos, para fins de entendimento, em três partes: (1) inicial (não drenado), (2) primário e (3) secundário. Três, também, é o número de etapas em que pode ser dividido o período em que estes recalques se desenvolvem. A sequência que ocorrem os recalques segue a ordem em que foram listadas as partes do mesmo. Neste caso, um aspecto importante e que não pode deixar de ser observado é a forma da curva de recalques, ainda mais no caso de o carregamento ser feito em etapas.

No que se refere à forma, então, as curvas reais e de previsão mostraram-se concordantes. Neste caso, é possível dizer que previsão numérica capturou o comportamento do solo ao longo do tempo, ou seja, o tempo de ocorrência dos recalques foi reproduzido adequadamente. Este resultado indica que os recalques iniciais, primários e secundários são bem reproduzidos pelo modelo constitutivo adotado para os solos muito moles.

Avaliando ainda as curvas da figura 8.5, verifica-se que ao fim de 300 dias elas se mostram ainda com uma inclinação em relação à direção horizontal, fato este que indica que a magnitude dos recalques ainda deve aumentar. No caso das curvas numéricas, a inclinação ainda se mostra um pouco mais elevada que a da

curva de campo, o que indica que a previsão da magnitude dos recalques seria menos precisa caso fosse realizada em datas posteriores.

Na figura 8.6, apresentou-se, na forma de linhas de mesmos valores, a distribuição de recalques na fundação. O incremento de valor entre linhas é de 0,4 m. Do ponto B até o H os recalques variaram de 0,2 a 2,6 m.

Nos horizontes mais superficiais do subsolo (ex.: aquele limitado pelos pontos B e C – 1º metro da camada superficial de areia), as linhas sub-verticais evidenciam, conforme citado no item anterior, as distorções ocorridas nas deformações. Na base do aterro, entre o pé e a crista do talude do mesmo, ocorre uma diferença na magnitude dos recalques que é da ordem de 1,6 m.

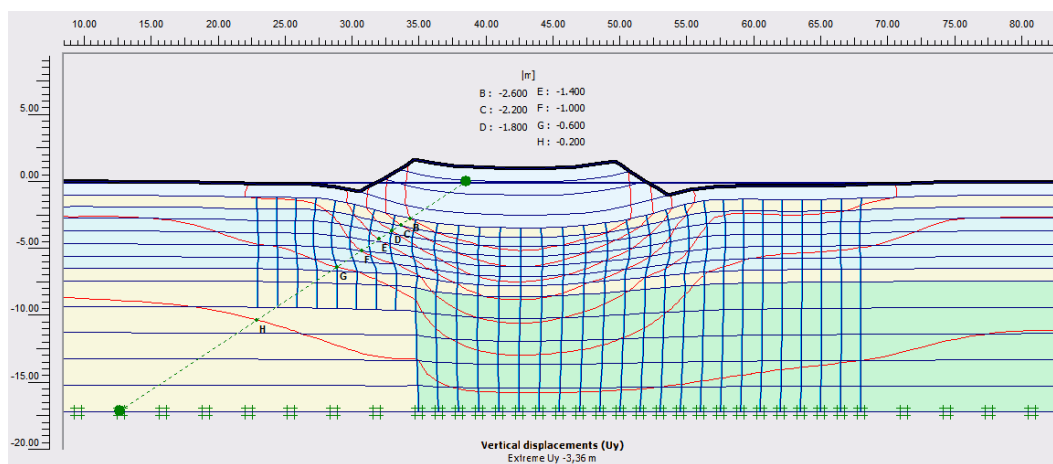
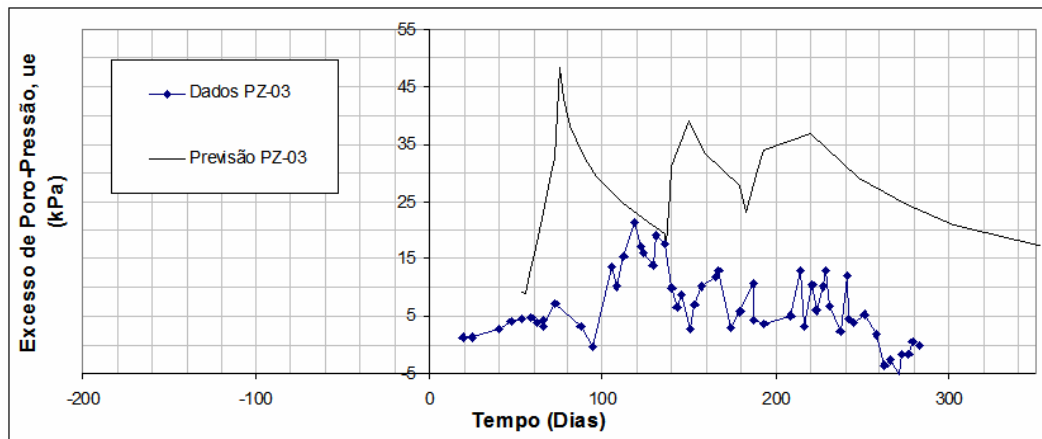


Figura 8.6 – Linhas de mesmo recalque.

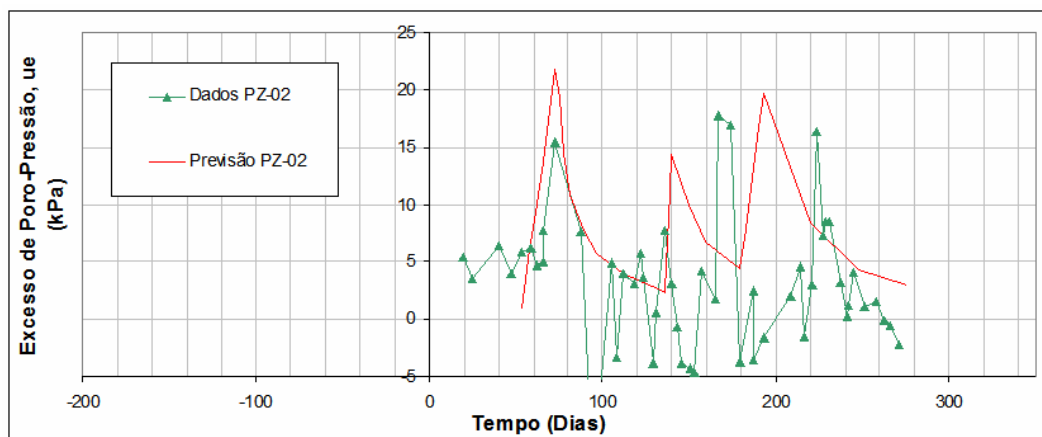
8.3.3. Evolução dos Excessos de Poro-Pressão

A qualidade dos dados de poro-pressão medidos no campo, devido à natureza da instrumentação, não é tão boa quanto à qualidade dos dados de recalque. As características do depósito de solos moles também dificultam a obtenção de medidas confiáveis da poro-pressão (ver capítulo 6). Os dados medidos mostram variações inconsistentes nas medidas ao longo do tempo e os excessos de poro-pressão se tornaram até negativos em alguns momentos. Por outro lado, a forma como os drenos aceleradores de recalque são considerados no software não correspondem à realidade de campo. Contudo, tentou-se realizar uma avaliação comparativa entre os resultados numéricos e os dados de campo.

Os excessos de poro-pressões obtidos numericamente foram comparados com os dados medidos nos piezômetros PZ-02 (1,5 m de profundidade) e PZ-03 (11,5 m de profundidade), ambos instalados na projeção do bordo da plataforma. Os resultados estão apresentados nas figuras 8.7 (a) e (b), respectivamente.



(a) Piezômetro PZ-03



(b) Piezômetro PZ-02

Figura 8.7 – Evolução das poro-pressões.

De acordo com os resultados, verifica-se que as poro-pressões previstas numericamente atingiram valores máximos após o fim da construção de cada etapa do aterro e este comportamento é consistente com os dados de campo. Contudo os picos das medidas de campo são defasados. Depois do pico, os excessos de poro-pressões reduziram até que o início de nova etapa de carregamento, que era marcada pela elevação dos excessos de poro-pressões. O tempo de dissipação das poro-pressões se mostraram rápidos como no campo.

Quanto aos valores, os resultados das previsões numéricas, mais especificamente aqueles relativos ao piezômetro PZ-03 [figura 8.7 (a)], se

mostraram mais elevados. Picos condizentes com os estados de tensões (totais) provocados pelo carregamento foram previstos, diferentemente dos registros de campo, que não mostraram picos e cujos valores se mostraram menores que o nível de tensões provocado pelo carregamento. No que se refere às previsões numéricas relativas ao piezômetro PZ-02 [figura 8.7 (b)], os valores máximos das previsões foram condizentes com os valores observados no campo, contudo a defasagem também foi verificada.

Pode ser verificado que ao final de 300 dias os excessos de poro-pressão não foram completamente dissipados e, assim sendo, é possível concluir, conforme relatado no item anterior, que os recalques continuam após estes 300 dias. Neste caso, verifica-se que os recalques primários (decorrentes da dissipação das poro-pressões) ainda estariam ocorrendo. Estes dados podem ser vistos apenas na figura 8.7 (a), que se refere ao comportamento das camadas superiores da fundação.

8.3.4. Deslocamentos Horizontais

Previsões numéricas dos deslocamentos horizontais próximos ao pé do talude do aterro, mais especificamente na posição na qual o inclinômetro IN.62-15 (IN.01 – fig. 3.7) foi implantado, foram comparadas com os dados de campo e estão apresentadas na figura 8.8. As curvas com pontos preenchidos e vazados se referem respectivamente às previsões numéricas e dados de campo.

Nesta figura, apenas duas datas são consideradas para efeito das comparações. Uma delas (08-06-2010) é referente à leitura realizada 3 meses após a implantação da 1ª etapa de carregamento e a outra (07-10-2010) se refere à leitura realizada cerca de 2,5 meses após a implantação da 3ª etapa (última) de carregamento.

Os resultados mostram boa concordância abaixo de 3,5 m de profundidade, contudo, acima desta profundidade, próximo à superfície do terreno, os deslocamentos horizontais obtidos numericamente chegaram a inverter o sentido.

Uma possível explicação para os resultados discordantes seria a influência da rigidez do aterro nos deslocamentos laterais do subsolo. Neste caso, o aterro estaria inibindo os deslocamentos do subsolo. Outra explicação poderia estar

relacionada com as distorções decorrentes das grandes deformações ocorridas na base do aterro. Neste caso, o fenômeno no campo provavelmente não é representado corretamente pelos procedimentos adotados no *software* de atualização da malha no caso de grandes deformações.

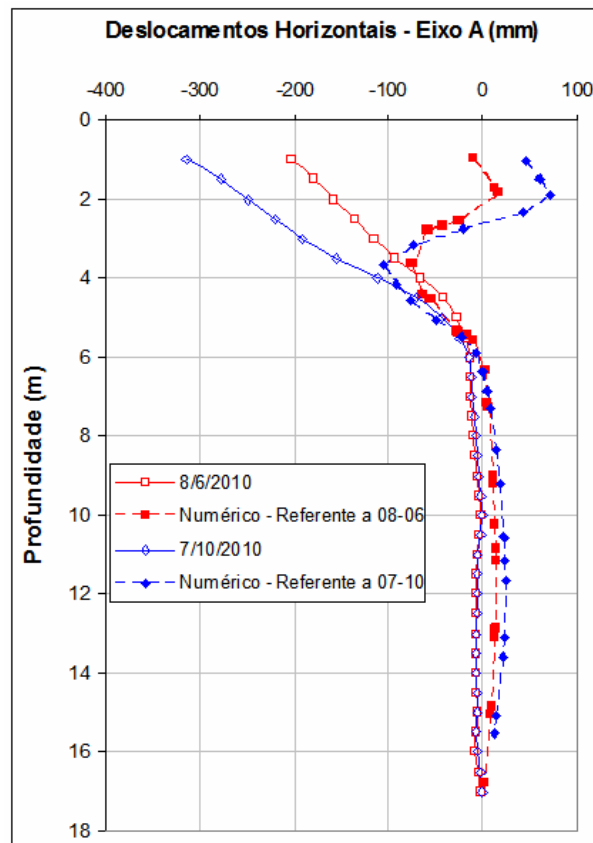


Figura 8.8 – Deslocamentos laterais – IN.62-15 (IN.01).

Contudo, os resultados numéricos mostraram deslocamentos horizontais com os mesmos sentidos incomuns dos deslocamentos de campo, isto é, no sentido do aterro (valores negativos no Eixo A - ver capítulo 6), provavelmente condicionado pela assimetria da fundação. Ressalta-se, além disto, a boa concordância das curvas entre as profundidades de 3,5 e 6,0 m (horizonte de solos moles). Assim sendo, a capacidade de reprodução dos deslocamentos horizontais é reconhecida apesar dos resultados obtidos.

8.4. Avaliação da Análise Numérica

Nos itens anteriores, foi possível perceber que a utilização de uma ferramenta numérica é imprescindível na análise do comportamento de uma obra

com tantos detalhes e sobre um depósito de solos tão especiais. Alguns aspectos que representam dificuldades na resolução deste tipo de problema estão listados a seguir:

- Aterro construído em etapas;
- Problema bi-dimensional;
- Emprego de drenos aceleradores de recalque;
- Incertezas na seqüência executiva do aterro;
- Solos de fundação heterogêneos;
- Parâmetros dos solos variáveis ao longo do tempo.

Para todos estes aspectos alguma consideração e/ou simplificação foi feita, o que representa fonte de erro na análise. Em conjunto, ainda devem-se considerar fontes de erros relacionados à incapacidade de reprodução do software de algum aspecto do problema (ex.: forma de consideração dos drenos e relações constitutivas dos solos).

Na avaliação deste tipo de problema, mesmo com a utilização de uma ferramenta sofisticada de cálculo e com a análise criteriosa dos dados de entrada, provavelmente ocorrerão divergências entre as previsões e os dados de campo. O importante é reproduzir corretamente o comportamento do solo, estando os valores das previsões dentro de ordens de grandezas razoáveis para o problema.

No caso avaliado, considera-se que os resultados das análises numéricas reproduziram o comportamento do aterro razoavelmente bem. Os parâmetros de laboratório dos solos (amostras indeformadas) são suficientes para realização de uma previsão, contudo as condições de campo (iniciais e de contorno) devem ser bem definidas. O Plaxis tem potencial (modelos constitutivos e recursos) para reproduzir o comportamento tão complexo da obra.