

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**EFEITOS DE ARQUEAMENTO EM ATERROS SOBRE SOLO
ESTAQUEADO**

SANDRA PATRÍCIA ECHEVERRÍA FERNÁNDEZ

**ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD
CO-ORIENTADOR: JOSE CAMAPUM DE CARVALHO, PhD**

**DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO:**

BRASÍLIA / DF: 13 DE MARÇO / 2006

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**EFEITOS DE ARQUEAMENTO EM ATERROS SOBRE SOLO
ESTAQUEADO**

SANDRA PATRÍCIA ECHEVERRÍA FERNÁNDEZ

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD, UnB
(ORIENTADOR)**

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD, UnB
(CO-ORIENTADOR)**

**RENATO PINTO DA CUNHA PhD, UnB
(EXAMINADOR INTERNO)**

**MAURÍCIO MARTINES SALES DSc, UFG
(EXAMINADOR EXTERNO)**

BRASÍLIA / DF, 13 de Março de 2006.

FICHA CATALOGRÁFICA

ECHEVERRÍA FERNÁNDEZ, SANDRA PATRÍCIA	
Efeitos de Arqueamento em Aterros sobre Solo Estaqueado	
[Distrito Federal] 2006.	
xiii, 136 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2006)	
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental	
1. Métodos Numéricos	2. Fundações
3. Efeito de Arqueamento	4. Aterros estaqueados
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ECHEVERRÍA, S.P. (2006). Efeitos de Arqueamento em Aterros sobre Solo Estaqueado. Dissertação de Mestrado, Publicação GDM-143/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 136 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Sandra Patrícia Echeverría Fernández

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Efeitos de Arqueamento em Aterros sobre Solo Estaqueado

GRAU / ANO: Mestre / 2006.

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

Sandra Patrícia Echeverría Fernández
Carrera 84 C N° 72-44 Casa 410 Urb. Nebraska
Medellín – Colômbia

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho com especial carinho a meus pais, Enrique e Margarita, os quais o longo da minha vida, estiveram sempre me apoiando em todos meus projetos, e que apesar da distancia, estiveram comigo constantemente no coração durante estes dois últimos anos.

Dedico este trabajo con especial cariño a mis padres, Enrique y Margarita, quienes, a lo largo de mi vida, estuvieron siempre apoyandome en todos mis proyectos, y que a pesar de la distancia, estuvieron conmigo constantemente de corazón en estos últimos dos años.

AGRADECIMENTOS

Ao programa de Geotecnia da Universidade de Brasília e seu corpo docente por ter me entregado um legado de conhecimentos.

À CAPES e ao CNPq, pelo apoio financeiro durante estes dois anos.

Ao Professor Marcio Muniz de Farias, pela sua orientação tão importante no desenvolvimento da pesquisa.

Ao professor André Pacheco de Assis, por me incentivar na escolha da Universidade de Brasília como opção para meu mestrado e sua contínua ajuda.

A meus colegas de turma, por aquelas longas noites de estudo, pela compreensão e colaboração no início do mestrado e por me brindar sua amizade.

A meus amigos Colombianos: Sara, Yamile, Mauricio, Hernán e Juan Diego, por terem convertido numa família para mim no Brasil.

A minhas irmãs, minha avó e meus sobrinhos os quais guardo sempre no coração.

E especialmente a meu namorado, Renato, que sempre esteve ali nos momentos difíceis dando seu apoio e compreensão.

EFEITOS DE ARQUEAMENTO EM ATERROS SOBRE SOLO ESTAQUEADO

Resumo

Na atualidade, a construção de obras sobre solos de baixa capacidade de suporte é um problema que os engenheiros devem enfrentar cada vez com mais frequência, e tentar encontrar soluções viáveis e seguras. Em Brasília fez-se necessária a elaboração de um projeto de melhoramento da interseção sobre a DF-003, resultando na execução de um viaduto, esta interseção se encontra sobre uma espessa camada de solo laterítico, com baixa capacidade de suporte e comportamento colapsível. O projeto especificava a execução de um aterro segundo a técnica de “terra armada”. Devido à característica do solo de fundação, durante a construção e vida do aterro poderão ocorrer recalques diferenciais que prejudiquem a estabilidade e o acabamento do mesmo, podendo, levá-lo ao colapso. As dificuldades encontradas neste projeto incentivaram a realizar um estudo mais detalhado sobre o comportamento do solo para encontrar soluções que minimizem o recalque, que reduzam os deslocamentos e melhore a capacidade de suporte do solo de fundação.

Em um estudo preliminar procurou-se avaliar o comportamento do solo de fundação, em termos de tensão e deformação, com a utilização de estacas e/ou troca de solo, utilizando-se de um modelo numérico em 2D e variando características do solo, das estacas, dos capitéis e a seqüência construtiva. Estes estudos mostraram a viabilidade de se estudar a troca do solo de fundação em conjunto com a execução das estacas. Desta forma, parte da carga proveniente do aterro reforçado deveria ser absorvida por essa camada de solo mais rígida, minimizando as cargas transferidas para as estacas, devido a efeitos de arqueamento.

Posteriormente foram realizadas análises numéricas mais complexas, em condições tridimensionais, de modo a se investigar as implicações da hipótese de deformação plana adotada nos estudos preliminares e também nas normas para este tipo de obra. Os resultados das análises 3D mostram que o arqueamento do solo ocorre nas duas direções, resultado em maiores cargas nas estacas do que as admitidas em condições 2D.

SOIL ARCHING EFFECTS DUE TO EARTH FILLS SUPPORTED BY PILED FOUNDATIONS

Abstract

Geotechnical engineers frequently have to solve problems related to the construction of earth fills over soils with low bearing capacity, trying to find solutions that are both safe and economically viable. A recent project in Brasilia, Brazil, proposed the construction of a viaduct in the intersection with highway DF-003 in an area with a deep layer of porous lateritic clay, which is known for its collapsible behavior. The earth fill in the access for the viaduct was supposed to have vertical faces and to be constructed using the technique known as “reinforced earth”. Due to the characteristics of the local soil, there were worries about excessive settlements which could jeopardize the stability and functionality of the earth fill or even cause its failure. The difficulties raised during this project motivated a deeper study, searching for solutions that might reduce settlements and increase the bearing capacity of the foundation.

A preliminary study considered a numerical model under two-dimensional plane strain conditions. The solutions to reduce settlement included the partial substitution of the upper layers of collapse soil and the use of piles with crown blocks. Part of the surcharge from the earth fill should be absorbed by the more rigid replacement layer and transferred to the piles. The results showed that such solutions were viable, however it was noticed a strong load transfer to the piles due to soil arching effects.

More complex three-dimensional analyses were then carried out in order to investigate the influence of the stress conditions on the soil arching phenomenon. The results showed that soil arching occurs both in the transverse and longitudinal directions. Therefore the load transfer is more severe than supposed under two-dimensional conditions, leading to higher loads on the piles and higher settlements under general three-dimensional stress conditions.

EFFECTOS DE ARQUEAMIENTO EN TERRAPLENES SOBRE SOLO PILOTEADO

Resumen

En la actualidad, la construcción de obras sobre suelos de baja capacidad de soporte es un problema que los ingenieros deben enfrentar cada vez con más frecuencia, e intentar encontrar soluciones viables y seguras. En Brasilia se vio la necesidad de elaborar un proyecto de mejoramiento de la intersección DF-003, resultando la ejecución de un viaducto, esta intersección se encuentra sobre una espesa capa de suelo laterítico, con baja capacidad de soporte y comportamiento colapsible. El proyecto especifica la ejecución de un terraplen siguiendo la técnica de “Tierra Armada”. Debido a las características del suelo de fundación, durante la construcción y la vida útil del terraplen podrán ocurrir asentamientos diferenciales que perjudicaran la estabilidad y el acabamiento del mismo, pudiendo, llevarlo al colapso.

Las dificultades encontradas en este proyecto incentivaron a realizar un estudio más detallado sobre el comportamiento del suelo para encontrar soluciones que minimicen el asentamiento, que reduzcan los desplazamientos y mejore la capacidad de soporte del suelo de fundación, ya que es un terraplen que no permite ningún tipo de problema por tratarse de una obra en tierra armada, donde cualquier desplazamiento en la fundación, perjudicará el terraplen.

En un estudio preliminar se intentó evaluar el comportamiento del suelo de fundación, en términos de tensión y deformación, con la utilización de pilotes y/o sustitución de suelo, utilizándose un modelo numérico en 2D y variando características del suelo, de los capiteles y la secuencia constructiva. Estos estudios mostraron la viabilidad de estudiar la sustitución del suelo de fundación en conjunto con la ejecución de los pilotes. De esta forma, parte de la carga proveniente del terraplen reforzado, debería ser absorbida por esa capa de suelo más rígida, minimizando las cargas transferidas para los pilotes, debido al efecto de arqueamiento.

Posteriormente, fueron realizados análisis numéricos más complejos, en condiciones tridimensionales, para investigar las implicaciones de la hipótesis de deformación plana adoptada en los estudios preliminares y también en las normas de este tipo de obras. Los resultados de los análisis en 3D muestran que el arqueamiento del suelo ocurre en las dos direcciones, resultando en mayores cargas en los pilotes de que las admitidas en condiciones en 2D.

ÍNDICE

Capítulo	Página
1. PRELIMINARES	1
1.1. INTRODUÇÃO	1
1.2. OBJETIVO	2
1.3. METODOLOGIA	3
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. SOLO COLAPSÍVEL	6
2.3. TERRA ARMADA	8
2.4. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM BAIXA CAPACIDADE DE SUPORTE	10
2.4.1. ATERROS ESTAQUEADOS	10
2.5. EFEITO ARQUEAMENTO	11
2.5.1. ANÁLISE PARA ATERROS ESTAQUEADOS	14
2.6. ANÁLISE NUMÉRICA	23
3. FERRAMENTA NUMÉRICA USADA – PROGRAMA PLAXIS	26
3.1. INTRODUÇÃO	26
3.2. INFORMAÇÃO GERAL DO PROGRAMA PLAXIS	26
3.2.1. GERAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	27
3.2.2. MODELOS CONSTITUTIVOS	29
3.2.3. COMPORTAMENTO DA ÁGUA	38
3.3. ELEMENTOS DO PROGRAMA PLAXIS USADOS PARA AS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DO ATERRO, DAS ESTACAS, DOS CAPITÉIS E DAS CAMADAS DE SOLO.	39
3.3.1. ELEMENTOS DE VIGA DO PROGRAMA PLAXIS	40
4. PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE	45
4.1. INTRODUÇÃO	45
4.2. MODELAGEM DO PROBLEMA	45

4.2.1.	CASO 1	46
4.2.2.	CASO 2	59
5.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	68
5.1.	CASO 1	68
5.1.1.	CASO A: SOLUÇÃO POR TROCA DE SOLO DE FUNDAÇÃO	70
5.1.2.	CASO B: SOLUÇÃO POR ESTAQUEAMENTO	84
5.1.3.	CASO C: SOLUÇÃO POR ESTAQUEAMENTO E TROCA DE SOLO	94
5.2.	CASO 2	108
5.2.1.	CASO A: MODELAGEM NUMÉRICA EM 2D, COM A UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA “PLAXIS 2D VERSÃO 7.2”.	109
5.2.1.1.	DESLOCAMENTOS	112
5.2.1.2.	TENSÕES	113
5.2.2.	CASO B: MODELAGEM NUMÉRICA EM 3D EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO, COM A UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA “PLAXIS 3D TUNNEL”.	114
5.2.2.1.	DESLOCAMENTOS	117
5.2.2.2.	TENSÕES	119
5.2.3.	CASO C: MODELAGEM NUMÉRICA EM 3D COM A UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA “PLAXIS 3D TUNNEL”.	121
5.2.3.1.	DESLOCAMENTOS	124
5.2.3.2.	TENSÕES	126
5.3.	ANÁLISE DOS RESULTADOS PARA O CASO 2	128
6.	CONCLUSÕES	132
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	135

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1 Localização do projeto	1
Figura 1.2 Vista lateral do projeto	1
Figura 2.1 Mecanismos de transferencia de carga e interação (Modificado - Kempfert et al., 2004)	5
Figura 2.2 Distribuição de estacas e espaçamentos (Modificado - Kempert et al., 2004)	6
Figura 2.3 Modelo Físico Reduzido (Modificado - Kempfert et al., 2004)	6
Figura 2.4 Reprodução do colapso em ensaio edométrico.	7
Figura 2.5 Colocação das placas de concreto pré-moldadas (terra Armada, 2004)	9
Figura 2.6 Colocação das tiras metálicas (Terra Armada, 2004)	9
Figura 2.7 Colocação camada do solo no aterro (Terra Armada, 2004)	9
Figura 2.8 Dispositivo para estudar o arqueamento de solos e diagrama de pressões (Modificado - Terzaghi, 1943).	12
Figura 2.9 Diagrama de equilíbrio do elemento diferencial de solo entre duas superfícies de deslizamento (Modificado - Dechichi, 1984)	13
Figura 2.10 Efeito do arqueamento (Modificado - Hewlett e Randolph, 1988)	15
Figura 2.11 Esquema da malha de capitéis e uma série de abóbadas do arqueamento	16
Figura 2.12 Tipos de ruptura do solo (Modificado – Ehrlich, 1993)	18
Figura 2.13 Modelagem da formação do arco (Modificado - Ehrlich, 1993)	19
Figura 2.14 Ábacos correspondentes a ruptura passiva por puncionamento (Modificado - Ehrlich, 1993)	21
Figura 2.15 Ábaco para dimensionamento na situação crítica (Modificado - Ehrlich, 1993)	21
Figura 2.16 (a) Equilíbrio de tensões na coroa, (b) Tensões sobre o solo mole (Modificado – Low et al., 1994)	22
Figura 3.1 Nós e pontos de tensão (Modificado - Manual Plaxis 7.2)	28
Figura 3.2 Criação do Modelo em 3D e malha de elementos finitos (Modificado - Manual Plaxis 3D Tunnel)	29
Figura 3.3 Relação tensão - deformação para o modelo Morh-Coulomb (Modificado - Manual Plaxis 7.2)	32
Figura 3.4 Superfície de Morh-Coulomb no espaço de tensões principais ($c = 0$) (Modificado - manual Plaxis 7.2)	32
Figura 3.5 Superfície de plastificação do modelo "Soft-Soil" no plano q-p (Modificado - Manual Plaxis 7.2)	34
Figura 3.6 Relação logarítmica entre o índice de vazios (e) e as tensões médias (p') (Modificado - Manual Plaxis 7.2)	35
Figura 3.7 Relação logarítmica entre a deformação volumétrica (ϵ_v) e as tensões médias (p') utilizadas no modelo "Soft-Soil" (Modificado - Manual Plaxis 7.2)	37
Figura 3.8 POsição dos nós e pontos de tensão nos elementos de viga (Modificado - Manual Plaxis 7.2)	40
Figura 3.9 Distribuição dos nós e pontos de tensão nos elementos de interface e conexões com os elementos de solo (Modificado - Manual Plaxis 7.2)	42
Figura 4.1 Geometria do projeto, Caso 1	47
Figura 4.2 Representação bidimensional do sistema de estacas	51
Figura 4.3 Desenho esquemático do capitel	53
Figura 4.4 Desenho esquemático da placa de concreto	53

Figura 4.5 Estado inicial, Caso 1. (a) Domínio completo; (b) Detalhe na região do aterro/estacas.	57
Figura 4.6 Malha 2D, Caso 1	58
Figura 4.7 Condição inicial, Caso 1	58
Figura 4.8 Estado inicial de tensões médias efetivas, Caso 1	59
Figura 4.9 Geometria do projeto, Caso 2	61
Figura 4.10 Distribuição de estacas e capitéis em três dimensões no Caso 2	62
Figura 4.11 Estado inicial, Caso 10	63
Figura 4.12 Malha 2D, Caso 2	64
Figura 4.13 Planos para a geração da malha em 3D, Caso 2	64
Figura 4.14 Parâmetros da malha 3D, Caso 2	65
Figura 4.15 Malha 3D, Caso 2	65
Figura 4.16 Condição inicial, Caso 2	66
Figura 4.17 Estado inicial de tensões médias efetivas, Caso 2	67
Figura 5.1 Teste 1 - Distribuição de deslocamentos totais	70
Figura 5.2 Teste 2 - (a) Distribuição de deslocamentos médias depois da construção do aterro, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro	72
Figura 5.3 Teste 3 - (a) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro	73
Figura 5.4 Teste 4 - (a) Distribuição de deslocamentos totais na escavação, (b) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro, (c) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro	74
Figura 5.5 Teste 5 - (a) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro	75
Figura 5.6 Teste 6 - (a) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro, (b) Distribuição de tensões médias depois da construção do aterro	76
Figura 5.7 Teste 7 - (a) Distribuição de deslocamentos totais na escavação, (b) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro	77
Figura 5.8 Representação da malha deformada na região das paredes laterais do solo para uma escavação com profundidade de 7,0 m	78
Figura 5.9 Teste 7 - (a) Deslocamentos horizontais, (b) Deslocamentos verticais	78
Figura 5.10 Pontos de plastificação e de tração no solo de escavação	79
Figura 5.11 Teste 8 - Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro.	79
Figura 5.12 Teste 9 - Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro.	80
Figura 5.13 Deslocamentos totais na base do aterro para o Caso A.	81
Figura 5.14 Deslocamentos totais na parede da escavação para o Caso A	81
Figura 5.15 Deslocamentos totais na base do aterro, depois de sua construção para o Caso A	82
Figura 5.16 Deslocamentos totais na linha do centro da obra ($X = 100$ m), para o Caso A	83
Figura 5.17 Teste 10 - (a) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro e colocação das estacas, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro e colocação das estacas	85
Figura 5.18 Teste 11 - Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro e colocação das estacas	86

Figura 5.19 (a) Distribuição de deslocamentos totais para o teste 12; (b) Distribuição de deslocamentos totais para o teste 13, depois da construção do aterro e colocação das estacas.	87
Figura 5.20 (a) Distribuição de deslocamentos totais para o teste 14; (b) Distribuição de deslocamentos totais para o teste 15, depois da construção do aterro e colocação das estacas.	88
Figura 5.21 Teste 16 – (a) Distribuição das tensões médias efetivas depois da construção do aterro e colocação das estacas, (b) Pontos de plastificação depois da construção do aterro e colocação das estacas.	89
Figura 5.22 Teste 17 – (a) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro e colocação das estacas, (b) Distribuição das tensões médias depois da construção do aterro e colocação das estacas	90
Figura 5.23 Deslocamentos totais na base do aterro	92
Figura 5.24 Deslocamentos totais na base do aterro, para o Caso B	92
Figura 5.25 Deslocamentos totais para estacas com comprimento de 17,0 m, para o Caso B	93
Figura 5.26 Deslocamentos totais para estacas com diferentes comprimentos, para o Caso B	93
Figura 5.27 Teste 18 - (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro, (c) Pontos de plastificação	96
Figura 5.28 Teste 19 - (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro, (c) Pontos de plastificação	97
Figura 5.29 Teste 20 - (a) Distribuição dos deslocamentos totais, (b) Pontos de plastificação	98
Figura 5.30 Teste 21 - (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias depois da construção do aterro	99
Figura 5.31 Teste 22 - (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões totais depois da construção do aterro, (c) Pontos de plastificação.	101
Figura 5.32 Teste 23 - (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro, (c) Pontos de plastificação.	101
Figura 5.33 Teste 24 - (a) Distribuição dos deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro	102
Figura 5.34 Teste 25 - (a) Distribuição dos deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro	103
Figura 5.35 Teste 26 - (a) Distribuição dos deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias depois da construção do aterro	104
Figura 5.36 Comparativo de deslocamentos totais para todos os testes do Caso C	105
Figura 5.37 Comparativa de deslocamentos totais entre os testes 19, 22 e 23, no Caso C	106
Figura 5.38 Comparativa de teste com capitel vs teste com placa, no Caso C	106
Figura 5.39 Exemplo do "efeito de arqueamento"	108
Figura 5.40 (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise completa em 2D para o Caso 2	110
Figura 5.41 (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise sem interface em 2D para o Caso 2	111
Figura 5.42 (a) Distribuição de deslocamentos totais na superfície de fundação em 2D para o Caso 2	112

Figura 5.43 Distribuição de deslocamentos totais ao nível das estacas em 2D para o Caso 2	112
Figura 5.44 Comparação de distribuição de deslocamentos totais na superfície do solo de fundação e ao nível das estacas, para o Caso 2, em 2D.	113
Figura 5.45 Distribuição de tensões médias na superfície de fundação em 2D para o Caso 2	113
Figura 5.46 Distribuição de tensões médias ao nível das estacas em 2D para o Caso 2.	113
Figura 5.47 Comparação de distribuição de tensões médias, entre as profundidades da superfície do solo de fundação e ao nível das estacas, para o Caso 2, em 2D	114
Figura 5.48 (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise com interface em 3D em estado plano de deformações para o Caso 2	115
Figura 5.49 (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise sem interface em 3D em estado plano de deformações para o Caso 2	116
Figura 5.50 Distribuição de deslocamentos totais em 3D em estado plano de deformações para o Caso 2	117
Figura 5.51 Distribuição de deslocamentos totais, na análise completa em 3D em estado plano de tensões para o Caso 2	117
Figura 5.52 Distribuição de deslocamentos totais na superfície da fundação, ao longo do eixo z, em estado plano de deformações para o Caso 2	118
Figura 5.53 Distribuição de deslocamentos totais no nível das estacas, para o Caso 2 em 3D em estado plano de deformações.	118
Figura 5.54 Distribuição de deslocamentos totais ao nível das estacas, ao longo do eixo z, para o Caso 2 em 3D, em estado plano de deformações.	119
Figura 5.55 Distribuição de tensões médias em 3D, em estado plano de deformações, para o Caso 2	119
Figura 5.56 Distribuição de tensões médias, na superfície da fundação, ao longo do eixo z, para o Caso 2 em 3D, em estado plano de deformações	120
Figura 5.57 Distribuição de tensões médias, no nível das estacas, para o Caso 2 em 3D, em estado plano de deformações.	120
Figura 5.58 Distribuição de tensões médias, ao nível das estacas, ao longo do eixo z, para o Caso 2 em 3D, em estado plano de deformações.	121
Figura 5.59 (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise com interface em 3D para o Caso 2	122
Figura 5.60(a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise sem interface em 3D para o Caso 2	123
Figura 5.61 Distribuição de deslocamentos totais em 3D, para o Caso 2	124
Figura 5.62 Distribuição de deslocamentos totais na superfície da fundação, para o Caso 2 em 3D	124
Figura 5.63 Distribuição de deslocamentos totais na superfície da fundação, ao longo do eixo z, para o Caso 2 em 3D	125
Figura 5.64 Distribuição de deslocamentos totais no nível das estacas, para o Caso 2 em 3D.	125
Figura 5.65 Distribuição de deslocamentos totais ao nível das estacas, ao longo do eixo z, para o Caso 2 em 3D.	126
Figura 5.66 Distribuição de tensões médias em 3D, para o Caso 2	126
Figura 5.67 Distribuição de tensões totais, no nível das estacas, para o Caso 2 em 3D	127
Figura 5.68 Distribuição de tensões médias, na superfície da fundação, ao longo do eixo z, para o Caso 2 em 3D	127

Figura 5.69 (a) Deslocamentos totais em 3D, (b) Tensões médias em 3D - Caso 2.	128
Figura 5.70 Comparativa de deslocamentos totais entre 2D e 3D, para o aterro sem estacas	129
Figura 5.71 Comparativa de tensões médias entre 2D e 3D, para o aterro sem estacas	129
Figura 5.72 Comparativo dos deslocamentos totais na base do aterro, para o Caso 2	130
Figura 5.73 Comparativo de deslocamentos totais ao nível das estacas, para o Caso 2	130
Figura 5.74 Comparativa de tensões médias, ao nível das estacas, para o Caso 2	131

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 4.1 Parâmetros do solo, Caso 1	47
Tabela 4.2 Parâmetros utilizados no dimensionamento do estaqueamento da fundação do aterro reforçado	50
Tabela 4.3 Parâmetros das estacas, Caso 1	52
Tabela 4.4 Parâmetros dos capitéis, Caso 1	54
Tabela 4.5 Teste realizados na modelagem numérica	56
Tabela 4.6 Parâmetros do solo, Caso 2	61
Tabela 4.7 Parâmetros das estacas, Caso 2	62
Tabela 4.8 Parâmetros dos capitéis, caso 2	62
Tabela 5.1 Resultados nas simulações realizadas no caso 1, em termos de tensões médias e deslocamentos totais.	69

LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACÕES E NOMENCLATURA

2D	Duas Dimensões;
3D	Três Dimensões ;
B	Maior dimensão da cavidade a ser ultrapassada;
BS8006	British Standard 8006;
c	Coesão do solo;
Cc	Coefficiente de carregamento ou coeficiente de arqueamento;
c_i	Coesão da interface;
cm	Centímetro;
d_{eq}	Espessura de viga equivalente no programa PLAXIS;
DF	Distrito Federal;
e	Espessura da parede equivalente;
e	Índice de vazios;
E	Modulo de Elasticidade;
e_0	Índice de vazios inicial;
E_1	Eficiência na coroa do arco;
e_1	Índice de vazios para o estado 1;
E_2	Eficiência do capitel;
EA	Rigidez normal;
EI	Rigidez a flexão;
E_{oed}	Módulo de elasticidade oedométrico;
ep	Deformação plástica;
E_p	Empuxo passivo do Rankine;
E_{ur}	Modulo de elasticidade no descarregamento –recarregamento;
\bar{f}	Função do estado de tensões (p,q);
(f)	Função de plastificação;
f_{fs}	Fator de majoração para o peso específico do aterro;
f_q	Fator de majoração para cargas externas aplicadas;
g	Função do potencial plástico;
G	módulo cisalhante;
H	Altura do aterro;
h	Altura do capitel;
h	Carga hidráulica;
h	Espessura no solo;
I	Momento de inércia;
K	Módulo volumétrico;
k	Relação entre as tensões horizontais e verticais do solo;
k_a	Coefficiente de empuxo ativo de Rankine;
k_n	Permeabilidade para escoamento perpendicular da interface;
kN	Quilonewton;
k_p	Coefficiente de empuxo passivo de Rankine;
kPa	Quilopascal;
k_s	Permeabilidade para escoamento na direção longitudinal da interface;
K_w	Módulo de rigidez do fluido no poro;
k_x	Permeabilidade do solo na direção horizontal;
k_y	Permeabilidade do solo na direção vertical;
l	Comprimento da interface;

L	Largura do capitel;
LEC	Linha de estado crítico no espaço p-q;
M	Inclinação da linha de estado crítico no espaço p' - q;
m	Metro;
mm	Milímetro;
M	Peso material contido na zona arqueada;
MC	Modelo Mohr-Coulomb;
MEF	Método de elementos finitos;
n	Porosidade do solo;
p	Tensão média ;
p ₀	Tensão média inicial;
PLAXIS	Finite Code for soil and rock analyses;
p _p	Tensão de pré-adensamento;
P _r	Carga de tração distribuída atuando no reforço entre os capitéis;
q	Sobrecarga uniformemente distribuída ;
q	Tensão desviadora;
Q _p	Carga admissível de cada estaca ;
r	Radio interno da coroa;
R _{inter}	Fator de redução de resistência da interface;
s	Espaçamento entre estacas adjacentes;
SAAN	Setor de Abastecimento e Armazenamento Norte;
s-L	Distância entre capitéis adjacentes;
SS	Modelo Soft-Soil;
t _i	Espessura virtual da interface;
T _{rp}	Carga de tração por metro de reforço;
w	Peso unitário;
w _p	Trabalho plástico;
z	Profundidade;
Δe	Redução do índice de vazios;
Δp'	Incremento da tensão média efetiva;
Δp _w	Incremento da tensão média efetiva;
Δε _w	Incremento da deformação volumétrica;
δ	Relação entre a Largura do capitel / espaçamento estacas
ε	Deformação admissível no reforço;
ε ₁	Deformação axial;
φ	Ângulo de atrito do solo;
φ _i	Ângulo de atrito da interface;
γ	Peso específico ;
φ	Diâmetro da estaca;
κ	Índice de expansão;
κ*	Índice de expansão modificada;
λ	fator de proporcionalidade;
λ	Índice de compressão;
λ*	Índice de compressão modificada;
θ	Ângulo da condição de equilíbrio;
σ	Tensão de inundação;
σ	Tensão normal;
σ ₁	Tensão principal maior;
σ ₂	Tensão principal intermédia;

σ_3	Tensão principal menor;
σ_c	Tensão vertical efetiva no capitel;
σ_c	Tensão vertical no capitel;
σ_{ij}	Tensor de tensões;
σ_n	Tensão normal atuante na interface;
σ_r	Tensão radial;
σ_s	Tensão vertical;
σ_s	Tensão vertical efetiva média na base do aterro;
τ	Resistência ao cisalhamento de solo;
τ_i	Tensão cisalhante atuante na interface;
ν	Coefficiente de Poisson;
ψ	Ângulo de dilatância.

CAPÍTULO 1

1. PRELIMINARES

1.1. INTRODUÇÃO

Na atualidade a construção de obras sobre solos de baixa capacidade de suporte é um problema que os engenheiros devem enfrentar cada vez com mais frequência, e tentar encontrar soluções viáveis e seguras. Na intersecção do Eixo Monumental com a DF-003 (EPIA), o qual se situa próximo à Rodoferroviária de Brasília e Via Estrutural, fez-se necessária a elaboração de um projeto de melhoramento da intersecção dessas vias, resultando na execução de um viaduto sobre a DF-003 e de diversas vias auxiliares de acesso à Rodoferroviária, ao Setor de Abastecimento e Armazenamento Norte (SAAN) e à Via Estrutural. As Figuras 1.1 e 1.2 ilustram a localização e a vista lateral do projeto inicial, respectivamente.



Figura 1.1 Localização do projeto

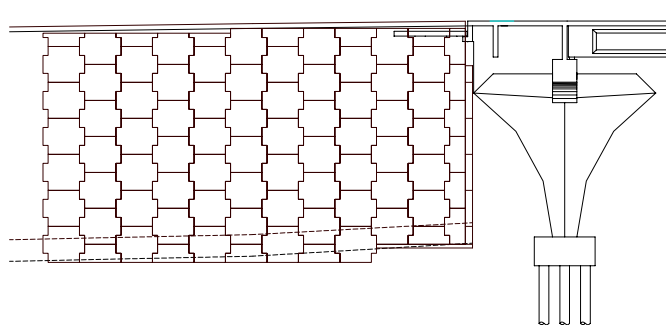


Figura 1.2 Vista lateral do projeto

A intersecção se encontra sobre um solo de características comuns da região do Distrito Federal, apresentando uma espessa camada de solo laterítico, com baixa capacidade de

suporte e comportamento colapsível. Além disso, no local da construção do aterro do encabeçamento do viaduto, foram observadas interferências de redes subterrâneas de águas pluviais. A existência desse tipo de interferência pode influenciar na escolha do tipo de fundação a ser adotada pois a sobrecarga e os deslocamentos que vierem a ser mobilizados poderão acarretar danos nas estruturas das redes de águas pluviais e ao pavimento posteriormente.

O projeto especificava a execução de um aterro segundo a técnica de “terra armada”, no qual o aterro é construído com o paramento vertical. Devido à característica do solo de fundação, durante a construção e vida do aterro poderiam ocorrer recalques diferenciais que prejudicassem a estabilidade e o acabamento do mesmo, podendo, em maiores proporções, levá-lo ao colapso. Com a existência do aterro, sem uma correta intervenção nas fundações e devido à baixa capacidade de suporte do solo, recalques e acréscimos de tensões irão interferir na estabilidade estrutural das galerias, podendo ocasionar sua ruptura. Como esses elementos se encontram em funcionamento atualmente, caso a água entre em contato com o solo de fundação poderá ocorrer um novo tipo de recalque, dessa vez pela mudança do grau de saturação. O aumento da saturação induz uma redução na sucção no solo, podendo levar ao seu colapso estrutural.

As dificuldades encontradas neste projeto inicial incentivaram a realizar um estudo mais detalhado sobre o comportamento do solo para encontrar soluções que minimizem o recalque, que reduzam os deslocamentos e melhore a capacidade de suporte do solo de fundação, já que é um aterro que não permite nenhum tipo de problema por tratar-se de uma obra em terra armada onde qualquer deslocamento na fundação prejudicaria inicialmente o aterro e posteriormente todos os elementos que compõem a via.

1.2. OBJETIVO

Esta dissertação tem como objetivo principal avaliar o comportamento do solo de fundação (solo colapsível), que suporta um aterro com taludes verticais (terra armada), em termos de tensão e deformação, com a utilização de estacas e/ou troca de solo, por meio de um modelo numérico tanto em duas dimensões (2D) como em três dimensões (3D). Pretende-se ainda estudar o efeito do estado plano de deformações, seja sob condições de deformação plana ou tridimensional, no fenômeno de arqueamento do solo e conseqüente transferência de cargas, monitorando-se tanto as tensões quanto os deslocamentos no interior do maciço.

1.3. METODOLOGIA

Inicialmente se identificaram as características e os problemas do projeto, para verificar as possíveis soluções, com base na revisão da literatura sobre estudos similares anteriores, com a finalidade de encaminhar a pesquisa para obter o resultado esperado.

A revisão bibliográfica se concentrou nos conceitos relacionados com solos colapsíveis, terra armada, aterros sobre solos moles, aterros estaqueados, efeito arqueamento e modelos numéricos, observando o comportamento de cada problema isolado e em conjunto.

Como passo seguinte, foram analisadas as diferentes variáveis relevantes, tais como, os parâmetros do solo, das estacas, dos capitéis, as cargas atuantes, determinando assim suas características, geometria, módulos, e informações necessárias para a análise numérica.

Posteriormente foram exploradas as possibilidades oferecidas pelo programa PLAXIS nas suas duas versões (2D e 3D), com a finalidade de escolher o tipo de modelo constitutivo adequado ao projeto, e obter a melhor modelagem de cada um dos elementos envolvidos.

Depois de obter todas as informações anteriores, se realizaram modelagens numéricas tanto em 2D quanto em 3D, variando características do solo (parâmetros de resistência e espessura), das estacas (quantidade, espaçamento e comprimento), da interface solo-estaca e a seqüência construtiva. Avaliou-se ainda a possibilidade de troca de solo e sua espessura e outros tipos de situações para apresentar uma análise completa do projeto. É importante destacar que se realizou uma comparação entre os resultados obtidos em 2D e 3D, tentando-se identificar as possíveis limitações de soluções bidimensionais.

Com os resultados das simulações numéricas foram obtidos gráficos e tabelas que simulam a influência de cada um dos parâmetros variados que permitem observar como o sistema é afetado pela modificação das diferentes condições, as quais influenciam diretamente o comportamento do aterro e da fundação.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi dividida nos seguintes capítulos:

Capítulo 1 – Apresenta a introdução, onde se mostra a motivação na escolha do tema, o objetivo, a metodologia utilizada e a estrutura da dissertação.

Capítulo 2 – É apresentada a revisão bibliográfica, onde são abordados os principais conceitos relacionados com solos colapsíveis, terra armada, aterros sobre solos moles, aterros estaqueados, efeito de arqueamento e modelos numéricos.

Capítulo 3 – Mostra as características do programa PLAXIS, nas suas duas versões, que é a ferramenta numérica empregada nesta dissertação, onde se apresentam também os modelos constitutivos relacionados com esta pesquisa.

Capítulo 4 – São apresentadas as características gerais da análise numérica, o procedimento de análise nas simulações, a geometria, os parâmetros adotados para cada elemento, e o procedimento seguido no programa PLAXIS, tanto para a análise da estabilidade total da obra, quanto da comparação do efeito arqueamento nas duas dimensões estudadas.

Capítulo 5 – Mostra os resultados das análises numéricas. São apresentados os gráficos de cada teste simulado e depois se mostram os gráficos comparativos das diferentes soluções adotadas na análise de estabilidade da obra. Para a comparação do efeito de arqueamentos, são ilustrados os resultados com diferentes gráficos que mostram os deslocamentos totais e as tensões médias efetivas em diferentes cotas e locais dentro do solo de fundação mostrando a diferenças entre as análises bidimensional e tridimensional.

Capítulo 6 – Apresenta as conclusões obtidas na pesquisa, além de sugestões para estudos posteriores que poderão complementar a presente investigação.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

Várias pesquisas têm sido realizadas para abordar o tema de fundações em solos colapsíveis, modelagem numérica de aterros sobre solos moles, ou aterros estacados, mas há poucos estudos recentes sobre a modelagem de terra armada, e ainda menos sobre a modelagem numérica de aterros de terra armada sobre solos colapsíveis. Recentemente, Ergun (2002) publicou uma dissertação de mestrado onde apresenta uma análise numérica de solo reforçado com a utilização do programa Plaxis 7.2 na University of Technology of Goterborg, na Suécia.

Também se encontra na literatura diferentes comparações de análises numéricas em 2D e 3D, como é o caso do artigo de Kempton *et al.*, (1998).

Na atualidade existe uma grande tendência para a utilização de aterros estacados como técnica para melhorar a capacidade de suporte do solo mole, porque esta técnica apresenta grande vantagem sobre outras, qual seja a adaptabilidade a terrenos difíceis e obras onde o espaço é reduzido, além de facilitar o processo executivo das obras. Essa tendência pode ser verificada em vários artigos, mas principalmente no trabalho de Kempfert *et al.*, (2004), que faz um resumo da norma alemã sobre aterros estacados. Este artigo mostra as recomendações sobre a distribuição das estacas, a maneira de projetar, a utilização de um modelo reduzido, os mecanismos de transferência de carga e sua interação (solo - capitel), além de apresentar alguns ábacos onde se pode encontrar as tensões no solo, as quais dependem do diâmetro da estaca, do espaçamento entre estas, do ângulo de atrito do solo e da profundidade da estaca, como é ilustrado nas Figuras 2.1, 2.2 e 2.3.

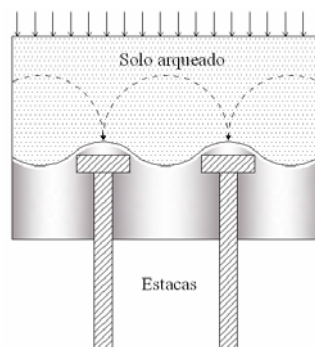


Figura 2.1 Mecanismos de transferência de carga e interação (Modificado - Kempfert et al., 2004)

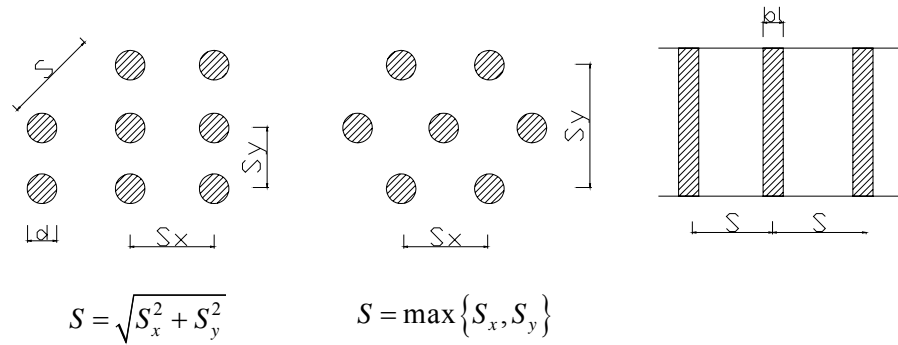


Figura 2.2 Distribuição de estacas e espaçamentos (Modificado - Kempfert et al., 2004)

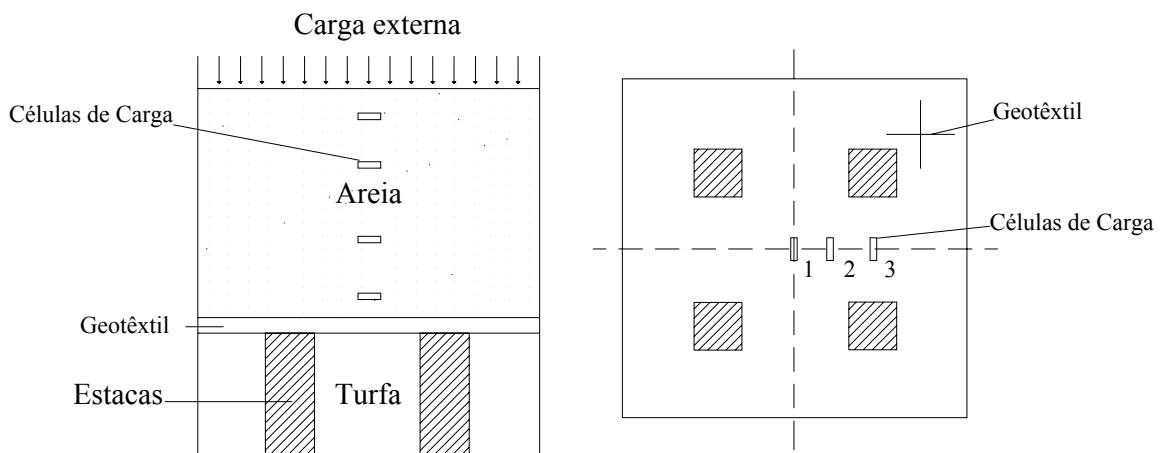


Figura 2.3 Modelo Físico Reduzido (Modificado - Kempfert et al., 2004)

Sobre solos colapsíveis têm-se também vários projetos, artigos, dissertações e textos que ilustram diferentes problemas com suas soluções, tais como, Suarez (1998), Sales (2002), Cintra (2004), Kakuda (2005) e outros.

2.2. SOLO COLAPSÍVEL

Nos solos colapsíveis, geralmente porosos e com baixos teores de umidade, a infiltração de água em quantidade suficiente pode causar uma espécie de colapso da sua estrutura, determinando recalques suplementares, bruscos e de grandes proporções (Cintra 2004). O fenômeno do colapso pode ser reproduzido em ensaios edométricos ou em provas de carga, com inundação artificial do solo em determinado estágio de carregamento. No ensaio de adensamento, analisa-se o comportamento apenas do “material” solo, enquanto na prova de carga observa-se o comportamento do “sistema”, que inclui a geometria e o processo

executivo do elemento estrutural de fundação instalado no maciço de solo. A Figura 2.4 ilustra, no ensaio edométrico, a significativa redução do índice de vazios que ocorre sob uma dada tensão de inundação, evidenciando o colapso. Antigamente, julgava-se que para entrar em colapso o solo precisaria ser completamente saturado, mas hoje se sabe que a elevação do teor de umidade para um determinado valor, aquém da saturação completa, já faz disparar o gatilho desse fenômeno. Esse teor de umidade ou grau de saturação suficiente para acionar o mecanismo do colapso caracteriza a condição de solo inundado.

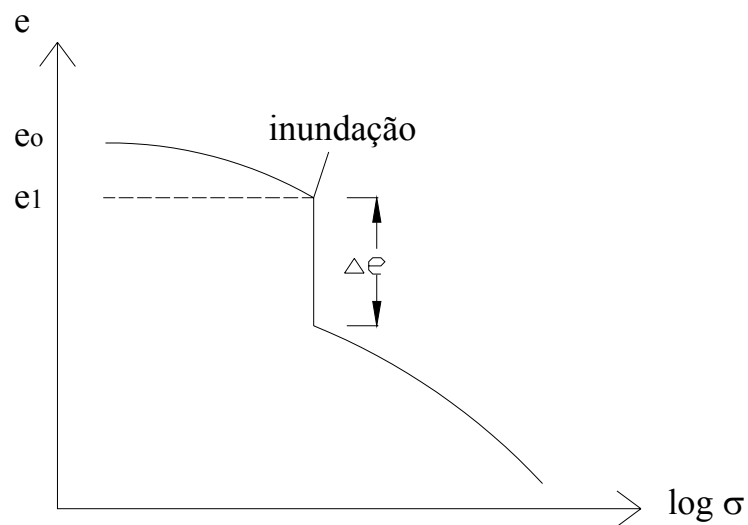


Figura 2.4 Reprodução do colapso em ensaio edométrico.

Nos estudos iniciais sobre solos colapsíveis já se afirmava que, a estrutura porosa, caracterizada por um alto índice de vazios, pode estar associada à presença de um agente cimentante. Posteriormente, descobriu-se o importante papel da sucção matricial, que decorre das forças de capilaridade (gerando pressão neutra negativa) e de adsorção, forças essas originadas da interação entre a matriz de solo e água. Baixos valores do teor de umidade correspondem a altos valores da sucção matricial, que é uma parcela da sucção total, gerando coesão adicional (coesão “aparente”) e, portanto, aumentando significativamente a resistência ao cisalhamento do solo. A inundação do solo colapsível provoca o enfraquecimento (ou destruição) da cimentação e a dissipação da sucção matricial, anulando a coesão “aparente” e, portanto, reduzindo significativamente a resistência ao cisalhamento, o que provoca o colapso da sua estrutura.

Há solos colapsíveis que, ao serem inundados, entram em colapso sob atuação apenas do estado de tensões geostáticas (peso próprio da camada), isto é, sem carregamento externo.

Não parece ser, entretanto, o caso dos solos colapsíveis do Brasil, nos quais o colapso só ocorre se a carga externa atingir um valor limite (ou crítico ou mínimo necessário), definido por Cintra (1995) como “carga de colapso”.

Portanto, o requisito duplo para que as estruturas edificadas nos solos colapsíveis (brasileiros) sofram recalque de colapso são o aumento do teor de umidade até a inundação do solo e a atuação, nas fundações, de uma carga, no mínimo, igual à carga de colapso. Então, o solo colapsível pode não entrar em colapso por insuficiência de umidade e/ou de carga. Mas, ocorrendo o colapso, os danos podem ser mais ou menos graves, dependendo dos recalques diferenciais resultantes.

Portanto, fundações implantadas em solos colapsíveis podem apresentar comportamento satisfatório por algum tempo, mas bruscamente sofrer um recalque adicional, em geral de considerável magnitude, por causa da inundação repentina do solo.

2.3. TERRA ARMADA

Os muros de terra armada consistem de um maciço composto, em camadas alternadas, de aterro e elementos de reforço (armaduras), ligadas a um paramento formado por placas pré-moldadas de concreto (escamas).

O sistema fundamenta-se no reforço do maciço de enchimento com tiras metálicas que mobilizam o atrito do terreno, fazendo, desta maneira, que o maciço seja seu próprio muro de contenção, não necessitando de fundação alguma ao ampliar sua base de apoio a toda a superfície do aterro (Terra Armada 2004).

As armaduras especiais se compõem de tiras metálicas galvanizadas de 45 e 50 milímetros de largura aproximadamente, denominadas de alta aderência devido a seus ressaltos projetados para melhorar e incrementar as tensões tangenciais produzidas entre o terreno e a armadura.

O paramento habitual se compõe de placas pré-moldadas de concreto que dão ao sistema de seu aspecto característico. Sua finalidade principal é de dar um acabamento ao muro e não exercem função estrutural.

Algumas vantagens da técnica são adaptabilidade a topografias difíceis, espaços restritos, ladeiras, rapidez de execução, economia, durabilidade, flexibilidade, e comportamento sob ações dinâmicas e sismos (Terra Armada 2004).

Segundo Suarez (1998), uma desvantagem da técnica com tiras metálicas é que as zonas de reforço requerem proteção especial contra a corrosão.

As Figuras 2.5, 2.6 e 2.7 ilustram as diferentes fases da construção de um aterro em terra armada.



Figura 2.5 Colocação das placas de concreto pré-moldadas (terra Armada, 2004)



Figura 2.6 Colocação das tiras metálicas (Terra Armada, 2004)

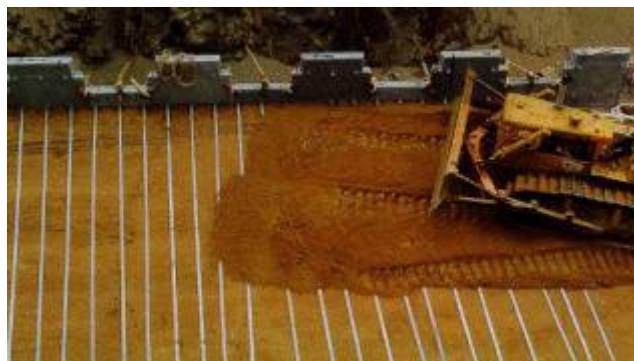


Figura 2.7 Colocação camada do solo no aterro (Terra Armada, 2004)

2.4. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM BAIXA CAPACIDADE DE SUPORTE

Cada vez mais tem se tornado necessário realizar obras sobre terrenos que eram considerados inicialmente inadequados. Os aterros sobre solos moles têm sido largamente empregados e, dentre as inúmeras metodologias usualmente empregadas para sua execução podem-se citar:

- Substituição da argila;
- Pré-carregamento;
- Bermas laterais;
- Colunas granulares;
- Drenos verticais;
- Reforço com Geossintéticos;
- Eletro-osmose;
- Adensamento a vácuo.

O princípio básico para a execução de aterros sobre solos moles é induzir uma aceleração na consolidação do mesmo, e assim fazer com que ele apresente um ganho de resistência e desenvolva uma parcela significativa dos recalques totais antes do término da obra.

Apesar dos avanços na área de ensaios, projetos e execução sobre solos moles, algumas vezes, devido a restrições de tempo e incertezas nas características do solo, pode não ser econômico aguardar que o mesmo ganhe resistência mediante o processo de consolidação.

2.4.1. ATERROS ESTAQUEADOS

As soluções convencionais para a construção de aterros sobre solos moles nem sempre atendem aos requisitos de tempo e confiabilidade exigidos pela obra, além de algumas vezes, serem inviáveis do ponto de vista ambiental (Sales, 2002).

Segundo Kakuda (2005), convencionalmente, a solução utilizada em regiões de solo mole de pequena espessura é a remoção do solo mole e conseqüentemente reaterro com solo compactado. Em condições mais gerais utilizam-se bermas de equilíbrio. Nas condições em que áreas de empréstimos estão a grandes distâncias, ou o espaço é limitado para a utilização

de bermas, ou o cronograma exige a utilização imediata do aterro ou ainda quando a espessura do solo mole é tal que inviabilize a sua remoção (como o caso em estudo), uma solução alternativa é a utilização de aterros estaqueados, com a inclusão de estacas no solo mole.

As estacas suportam o peso do aterro em um processo de arqueamento e transmitem a carga para uma camada mais competente. Como as estacas são menos deformáveis do que o solo, ocorrem recalques diferenciais dentro do corpo de aterro e este movimento dá origem ao arqueamento, que aumenta a carga nas estacas e alivia a tensão atuante no solo mole. Capitéis ou vigas de cobertura são solidarizados à cabeça das estacas visando aumentar a área de influência das mesmas.

O fenômeno de arqueamento possibilita a transferência das cargas oriundas do aterro para as cabeças das estacas sem que haja a necessidade de uma laje contínua para uni-las. No dimensionamento destas estruturas, em geral, deve-se verificar os estados limites últimos quanto à capacidade de carga do grupo de estacas, extensão lateral do trecho estaqueado, arqueamento da carga vertical, escorregamento lateral e estabilidade global.

Hewlett e Randolph (1988) sugerem que, uma vez que a formação do arco ocorre na parte inferior do aterro, se construa uma plataforma de transferência de carga de material granular bem compactado, aumentando, assim, a eficácia do aterro estaqueado. Tal plataforma não necessita ser mais espessa do que a dimensão entre as estacas.

Ehrlich (1993) sugere que sejam construídos solos de brita sobre as estacas de forma a tornar o aterro técnica e economicamente viável.

Hewlett e Randolph (1988), Ehrlich (1993), Low *et al.* (1994) e Russel e Perpoint (1997) demonstram que o arqueamento bidimensional e o tridimensional são fenomenologicamente semelhantes, embora quantitativamente, a abordagem tridimensional seja menos conservativa.

Nesta dissertação se estudaram as duas configurações (bidimensional e tridimensional), para observar suas diferenças e similitudes e determinar a sua influência das variáveis no comportamento global do sistema.

2.5. EFEITO ARQUEAMENTO

Terzaghi (1943) analisou o fenômeno de arqueamento, visando o estudo de obras de engenharia, tais como túneis e obras sob aterros estaqueados. Ele descreveu o arqueamento em solos como “...um dos mais universais fenômenos encontrados em solos tanto no campo

como em laboratório.”, contudo ele não desenhou um arco, mas usou o termo arco qualitativamente a fim de explicar a distribuição não hidrostática de pressões de solo sobre estruturas de contenção.

Os principais aspectos do arqueamento de solos podem ser demonstrados pelo ensaio mostrado na Figura 2.8, onde uma camada de areia seca, sem coesão e de peso específico γ , é colocada na plataforma que contém um alçapão ab . O alçapão é montado em uma balança que permite medir a pressão sobre o mesmo. A espessura H de areia é várias vezes maior que a largura do alçapão. Enquanto se mantém fechado, a pressão sobre o alçapão, assim como sobre a plataforma adjacente, é igual a γH . No entanto, quando o alçapão começa a se deslocar para abaixo, a pressão na porta decresce em relação ao seu valor inicial, enquanto a pressão nas partes adjacentes da plataforma cresce. Isso foi atribuído por Terzaghi ao fato de o prisma de areia situado acima do alçapão ser sustentado pelas tensões de cisalhamento ao longo de seus limites laterais ac e db .

A teoria de Terzaghi, assim como os resultados de ensaios e experiências em túneis, indicam que a pressão de ruptura sobre o alçapão é praticamente independente da espessura H da camada de areia. Ela não excede o peso de uma massa de areia tendo aproximadamente as indicadas na área abe da Figura 2.8. Assim, se a areia tem um pouco de coesão, o alçapão pode ser inteiramente removido e a areia não cairá pela abertura (Terzaghi e Peck, 1962).

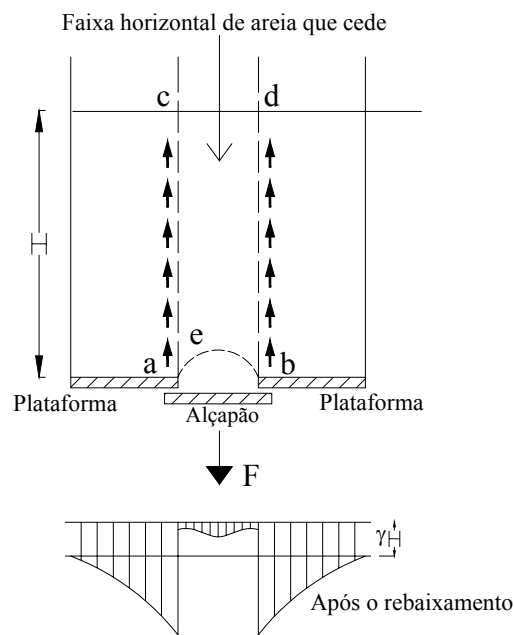


Figura 2.8 Dispositivo para estudar o arqueamento de solos e diagrama de pressões (Modificado - Terzaghi, 1943).

A teoria do arqueamento é desenvolvida a partir do estado de tensões em um elemento diferencial do prisma de solo. A Figura 2.9 representa este elemento numa seção entre duas superfícies verticais de escorregamento. O elemento diferencial é submetido a uma tensão vertical e um empuxo lateral. Na ruptura, a resistência ao cisalhamento nos lados do elemento deve ser mobilizada. O valor desta resistência é determinado pelo critério de Morh-Coulomb.

Na Figura 2.9, o peso específico do solo é γ e na superfície do terreno atua uma sobrecarga q uniformemente distribuída. A relação entre as tensões horizontal e vertical é assumida como uma constante empírica k para qualquer ponto dentro do solo. O peso do elemento infinitesimal na profundidade z é $2B\gamma dz$, por unidade de comprimento normal ao plano de desenho.

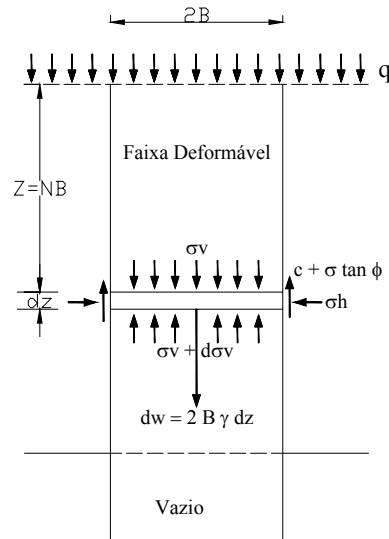


Figura 2.9 Diagrama de equilíbrio do elemento diferencial de solo entre duas superfícies de deslizamento (Modificado - Dechichi, 1984)

Quando o elemento está em equilíbrio, o somatório das forças verticais deve ser igual a zero, como mostra a Equação (2.1).

$$2B\gamma dz = 2B(\sigma_v + d\sigma_v) - 2B\sigma_v + 2cdz + 2k\sigma_v dz \tan\phi \quad (2.1)$$

Resolvendo esta equação, obtém-se:

$$\sigma_v = B\left(\gamma - \frac{c}{B}\right)\left(1 - e^{-k \tan\phi \frac{z}{B}}\right) + q e^{-k \tan\phi \frac{z}{B}} \quad (2.2)$$

Para condições diferentes de c e q , tem-se:

$$\begin{aligned}
 c > 0 \text{ e } q = 0 &\rightarrow \sigma_v = B \frac{\left(\gamma - \frac{c}{B}\right)}{k \tan \phi} \left(1 - e^{-k \tan \phi \frac{z}{B}}\right) \\
 c = 0 \text{ e } q > 0 &\rightarrow \sigma_v = \frac{B \gamma}{k \tan \phi} \left(1 - e^{-k \tan \phi \frac{z}{B}}\right) + q e^{-k \tan \phi \frac{z}{B}} \\
 c = 0 \text{ e } q = 0 &\rightarrow \sigma_v = \frac{B \gamma}{k \tan \phi} \left(1 - e^{-k \tan \phi \frac{z}{B}}\right)
 \end{aligned} \tag{2.3}$$

Algumas considerações importantes são:

- A teoria do arqueamento de Terzaghi (1943) assume que a massa de solo acima de uma fundação deformável é composta de um material isotrópico e homogêneo. A massa do solo se encontra na condição drenada ou seca e a dilatação devido ao cisalhamento induzido é desprezada.
- O arqueamento reduz consideravelmente a tensão vertical. No entanto, deve ser enfatizada que a tensão sob o elemento de solo irá raramente ser zero, particularmente, se o solo sobrejacente não for coesivo.

Dechichi (1984) apresentou uma análise completa da teoria do arqueamento. Mediante resultados obtidos em um modelo reduzido, mostra-se a influência da geometria e dos parâmetros geotécnicos do solo no comportamento do arco.

2.5.1. ANÁLISE PARA ATERROS ESTAQUEADOS

Abordagem de Hewlett e Randolph (1988)

Hewlett e Randolph (1988) relatam a análise do efeito de arqueamento de aterros granulares sobre um conjunto de estacas distribuídas de forma retangular em solos de baixa capacidade de suporte. Esta análise é baseada na experiência dos autores em ensaios de laboratório. As expressões desenvolvidas por eles fornecem o grau de suporte oferecido pelos

capitéis em função do tamanho dos mesmos, do espaçamento entre os eixos das estacas, da altura do aterro e do ângulo de atrito do aterro.

De posse dos resultados laboratoriais em areias, a análise dos autores se desenvolveu considerando a estabilidade de uma região arqueada de areia, como mostrada na Figura 2.10. Acima da região sob o arqueamento, encontra-se o aterro em uma condição qualquer. Porém na região inferior, observa-se uma região sob um baixo nível de tensões e protegida do peso próprio do aterro. Este peso é suportado pelos arcos, e a região pouco carregada é suportada diretamente pelo subsolo.

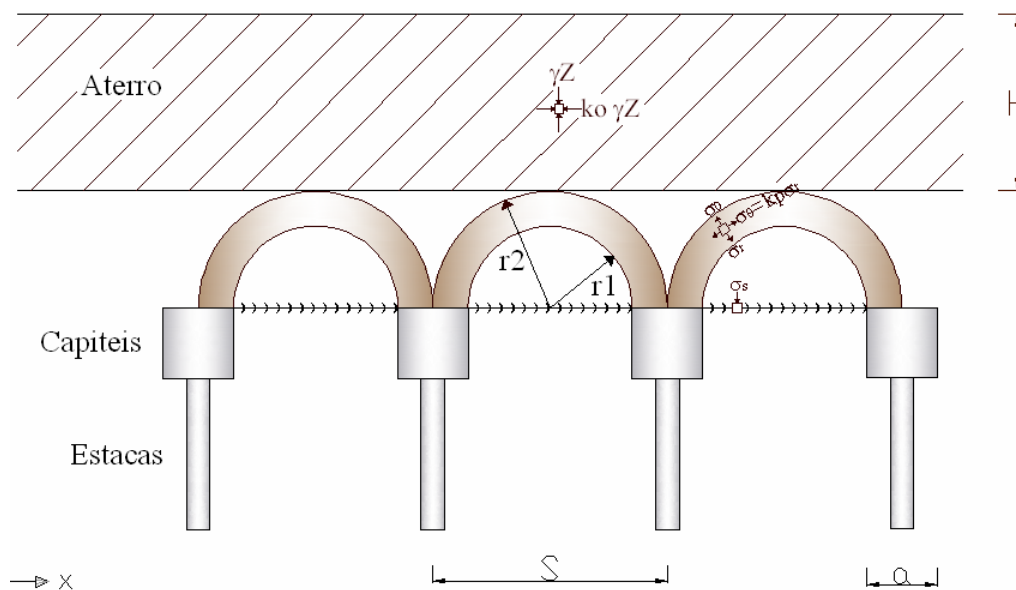


Figura 2.10 Efeito do arqueamento (Modificado - Hewlett e Randolph, 1988)

O formato de arqueamento, em uma malha de estacas, pode ser considerado como uma abóbada constituída de uma série de cúpulas. A coroa de cada cúpula é aproximadamente hemisférica e o raio igual à metade da diagonal da malha de estacas. A análise feita por Hewlett e Randolph (1988) considera o equilíbrio deste sistema de abóbadas (Figura 2.11).

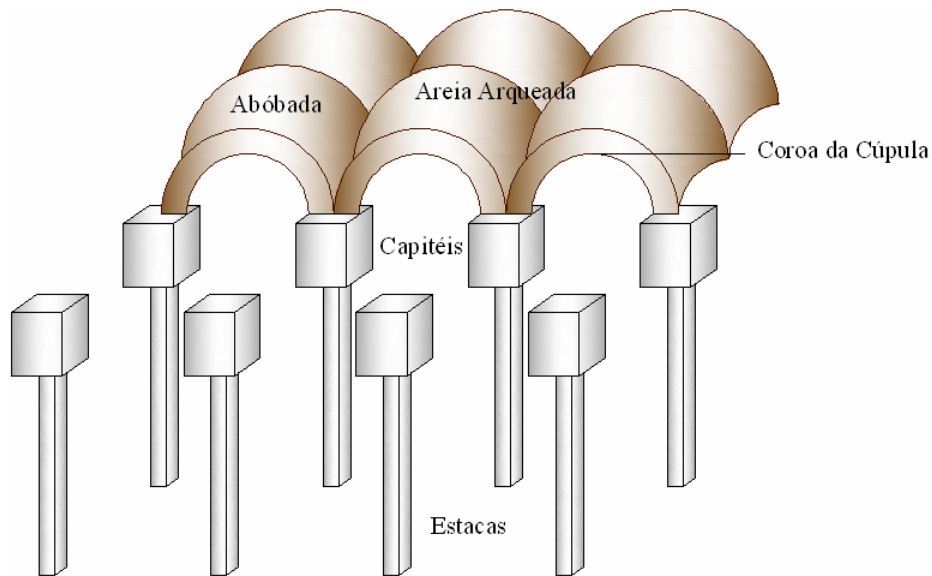


Figura 2.11 Esquema da malha de capitéis e uma série de abóbadas do arqueamento

A eficiência da estaca é considerada como a proporção do peso total de aterro que é absorvido pelas estacas. Duas eficiências podem ser encontradas:

- Eficiência da coroa do arco:

Pelo equilíbrio vertical de uma faixa estreita do cone de solo na coroa do arco, chega-se a seguinte equação:

$$E_1 = 1 - (1 - \delta^2) \cdot (A - A B + C) \quad (2.4)$$

Onde:

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{L}{s} \\ A &= (1 - \delta)^2 \cdot (k_p - 1) \\ B &= \frac{s}{\sqrt{2H}} \left[\frac{2k_p - 2}{2k_p - 3} \right] \\ C &= \frac{s - L}{\sqrt{2H}} \left[\frac{2k_p - 2}{2k_p - 3} \right] \end{aligned} \quad (2.5)$$

Sendo:

δ Relação largura do capitel / espaçamento estacas

E_1 Eficiência na coroa do arco;

L Largura do capitel;

s Distância entre eixos das estacas

k_p Coeficiente de empuxo passivo de Rankine $k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ (2.6)

H Espessura da camada de solo do aterro

No capitel, a abóbada é composta de quatro arcos, que se encontram em deformação plana, com cada um ocupando um quadrante do capitel. A eficiência neste trecho pode ser estabelecida pelo equilíbrio radial na estreita cunha próxima ao capitel, obtendo-se a seguinte equação:

$$E_2 = \frac{1 - \beta}{\beta} \quad (2.7)$$

Onde:

$$\beta = \frac{2 \cdot k_p}{k_p + 1} \cdot \frac{1}{1 + \delta} \cdot \left[(1 - \delta)^{-k_p} - (1 + \delta \cdot k_p) \right] \quad (2.8)$$

Sendo:

E2: Eficiência no capitel

A análise das duas regiões leva a duas estimativas separadas de eficiência da estaca em função da identificação da região mais crítica no arco (coroa ou capitel). Os autores recomendam que o menor valor de eficiência encontrado seja utilizado no projeto, o que é uma abordagem conservativa, pois assim está se admitindo que a parcela de carga transferida ao solo será maior.

Método de Ehrlich (1993)

Segundo Ehrlich (1993), o colapso do solo pode ocorrer das três formas apresentadas na Figura 2.12:

- a) Por insuficiência de espessura do solo para a formação do arco.
- b) Por puncionamento, quando o atrito mobilizado ao longo dos planos verticais de ruptura não é capaz de equilibrar as cargas atuantes na zona arqueada.
- c) Caso as tensões horizontais atinjam o valor limite da condição passiva.

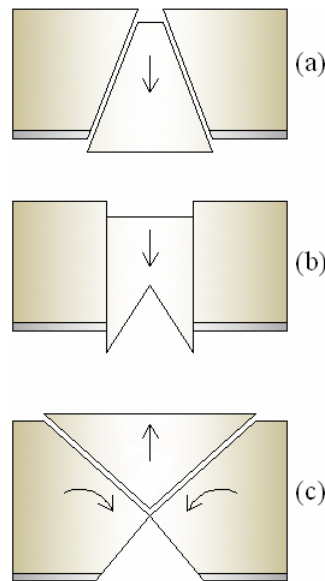


Figura 2.12 Tipos de ruptura do solo (Modificado – Ehrlich, 1993)

A partir da modelagem apresentada na Figura 2.13, tem-se para a modelagem da formação do arco no equilíbrio limite:

$$E_{\theta} = E_1 = \left[q h + (1/2) \gamma h^2 \right] . k_1 \quad (2.9)$$

Onde θ (Figura 2.13) é o ângulo que define a condição de equilíbrio, E_{θ} e E_1 são as resultantes dos empuxos de terra, q é o carregamento no solo, h é a espessura do solo e γ é o peso específico do material do solo.

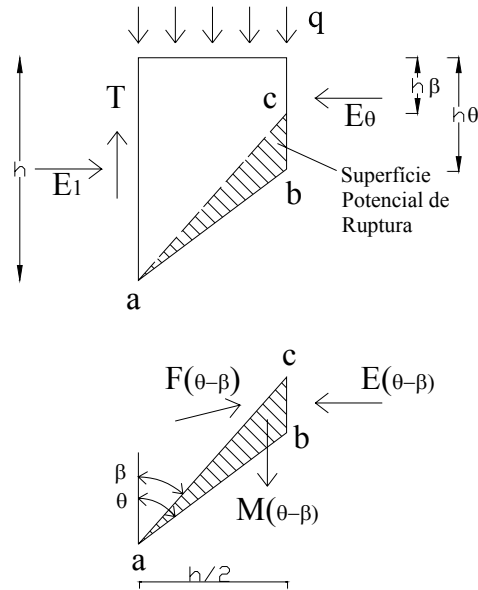


Figura 2.13 Modelagem da formação do arco (Modificado - Ehrlich, 1993)

Equilibrando-se vetorialmente o peso próprio da cunha e as resultantes do empuxo de terra e das tensões atuantes no plano potencial de ruptura, tem-se:

$$E_{(\theta-\beta)} = E_1 \cdot \left[1 - \frac{\frac{1}{2}\gamma h_\beta^2}{q \cdot h_\theta + \frac{1}{2}\gamma h_\theta^2} \right] \quad (2.10)$$

Onde:

$$h_\beta = h - \frac{1}{2} \cdot b \cdot c \cdot \tan \beta \quad (2.11)$$

$$h_\theta = h - \frac{1}{2} \cdot b \cdot c \cdot \tan \theta \quad (2.12)$$

Após da manipulação aritmética e maximização em função de β , chega-se a:

$$\tan(\phi' - \theta) = \sec^2 \phi' \cdot \frac{a_1 \cdot a_2 \cdot (1 - a_2 \cdot \text{ctg} \theta) \cdot (1 + a_1 \cdot (1 - a_2 \cdot \text{ctg} \theta))}{(1 + a_1) \cdot (1 + 2a_1 (1 - a_2 \cdot \text{ctg} \theta))} \quad (2.13)$$

Onde:

$$a_1 = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \gamma \cdot h / q \quad (2.14)$$

$$a_2 = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot b / h \quad (2.15)$$

Na análise da ruptura por puncionamento tem-se que, na iminência do colapso, a resultante das tensões de cisalhamento T é:

$$T = E_1 \cdot \tan \phi' = M + \left(\frac{1}{2}\right) \cdot q \cdot b \quad (2.16)$$

Onde M é o peso do material contido na zona arqueada.

Do equilíbrio da zona de ruptura iminente:

$$a_2 = \left(\frac{1 + 2 \cdot a_1}{2 \cdot a_1}\right) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{2 \cdot a_1 \cdot (1 + a_1) \cdot \text{sen}(2 \cdot \phi')}{(1 + 2 \cdot a_1)^2 \cdot \tan \theta}\right)^{1/2}\right] \cdot \tan \theta \quad (2.17)$$

Para a análise da ruptura ativa tem-se:

$$E_\theta = E_p = \left[q \cdot h_\theta + \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \gamma \cdot h_\theta^2\right] \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.18)$$

Onde E_p é o empuxo passivo segundo Rankine. Operacionalizando o equilíbrio a partir de (2.16), obtém-se:

$$a_2 = \left[1 - \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \cdot \cos^2 \phi\right] \cdot \tan \theta \quad (2.19)$$

A Figura 2.14 apresenta as curvas correspondentes a (2.18) e (2.20), e permite concluir que a ruptura por puncionamento é mais crítica.

A Figura 2.15 apresenta o ábaco para dimensionamento na condição crítica.

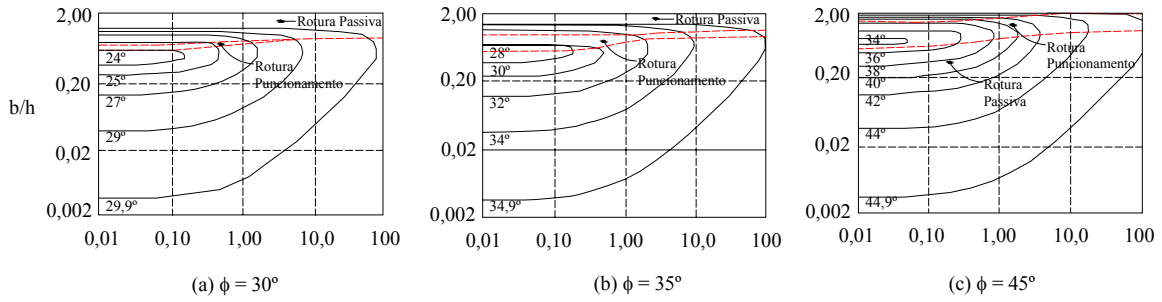


Figura 2.14 Ábacos correspondentes a ruptura passiva por punçãoamento (Modificado - Ehrlich, 1993)

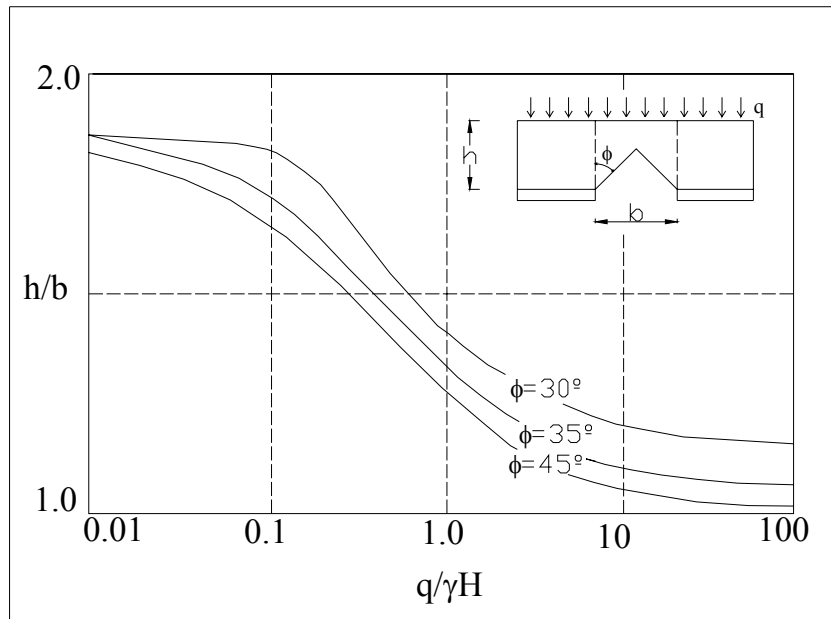


Figura 2.15 Ábaco para dimensionamento na situação crítica (Modificado - Ehrlich, 1993)

Análise teórica de Low et al.(1994)

Low et al. (1994) utilizam para sua análise um arco semi-cilindrico bidimensional com espessura igual à metade da dimensão do capitel. As considerações são similares às de Hewlett e Randolph (1988), contudo, os principais refinamentos realizados foram a inclusão das forças gravitacionais na equação diferencial da deformação plana (conforme Hewlett e Randolph (1988) fizeram para o caso tridimensional), e a introdução de um parâmetro α para permitir a consideração de uma possível reação não uniforme por parte do solo mole.

Para o elemento na coroa arqueada mostrada na Figura 2.16 a equação de equilíbrio é:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r(1-k_p)}{r} = -\gamma \quad (2.20)$$

onde:

σ_r = Tensão radial

r = raio interno da coroa

$$k_p = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_r} = \frac{(1 + \text{sen}\phi)}{(1 - \text{sen}\phi)} \quad (2.21)$$

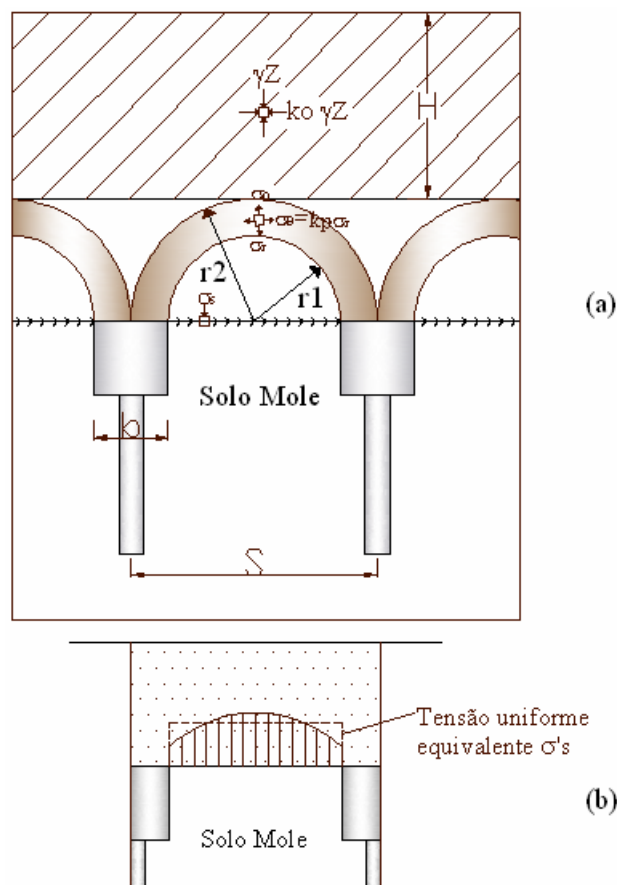


Figura 2.16 (a) Equilíbrio de tensões na coroa, (b) Tensões sobre o solo mole (Modificado – Low et al., 1994)

Resolvendo-se a Equação (2.21) para as condições de contorno adequadas, obtém-se que o valor da tensão vertical σ_z imediatamente abaixo do limite inferior da coroa arqueada é dado por:

$$\frac{\sigma_i}{\gamma.H} = \frac{(1-\delta).s}{2.H.(K_p-2)} + (1-\delta)^{K_p-1} \cdot \left[1 - \frac{s}{2.H} - \frac{s}{2.H.(K_p-2)} \right] \quad (2.22)$$

onde:

$\delta = L/s$ Relação largura do capitel / espaçamento estacas

A tensão vertical σ_s atuante no solo mole é, então, dada por:

$$\frac{\sigma_s}{\gamma.H} = \frac{(K_p-1)(1-\delta).s}{2.H.(K_p-2)} + (1-\delta)^{K_p-1} \cdot \left[1 - \frac{s}{2.H} - \frac{s}{2.H.(K_p-2)} \right] \quad (2.23)$$

2.6. ANÁLISE NUMÉRICA

O engenheiro deve resolver problemas cada vez mais complexos e hoje dispõe de ferramentas que proporcionam os principais elementos para facilitar o cálculo e a determinação das soluções requeridas com mais rapidez e mais precisão.

Os modelos numéricos são traduções dos modelos matemáticos adaptados para diferentes métodos de cálculo, por exemplo, diferenças finitas, volumes finitos e elementos finitos, além de modelos estocásticos. Com a viabilização de se fazer um grande número de operações muito rapidamente com o auxílio dos computadores, esta se tornou a rota mais comum para resolver os modelos matemáticos. Praticamente qualquer modelo matemático pode ser resolvido com um modelo numérico, e em geral há relativamente pouca perda de informação na tradução de um para o outro. Os modelos numéricos permitem a solução de uma gama de problemas mais abrangentes que qualquer outra modalidade de modelos. Há muitos mais casos que podem ser adequadamente modelados numericamente e que são inviáveis em modelos físicos, que o oposto.

A possibilidade de escolha de um modelo permite uma seleção mais criteriosa, com vista ao desempenho da obra no meio mais apropriado e ao averiguar sua adequabilidade, outros fatores ficam implicitamente relacionados, como tempo, dinheiro, conhecimento e recursos disponíveis para o grau de exatidão requerido.

O método dos elementos finitos é uma das ferramentas numéricas mais utilizada na atualidade devido à sua capacidade de simular diferentes condições de geometria, de carregamento e de contorno, além de poder incorporar diferentes modelos constitutivos e outras complexidades que envolvem os problemas de engenharia. Inicialmente, o método dos elementos finitos foi desenvolvido para análises de problemas estruturais, e mais adiante a sua teoria original foi modificada de forma a permitir a análise de problemas envolvendo outros campos da engenharia. Na resolução de um problema pelo MEF (método dos elementos finitos) são usadas as seguintes aproximações: o método dos deslocamentos, onde as principais incógnitas do problema são os deslocamentos; o método do equilíbrio, sendo as tensões as principais incógnitas e o método misto, que tem como incógnitas os deslocamentos e as tensões.

O estudo da interação solo-estrutura envolve problemas de descontinuidades, o que dificulta sobremaneira a obtenção de soluções analíticas. Some-se às descontinuidades na interface, todas as dificuldades inerentes ao comportamento de solos, tais como, heterogeneidade, anisotropia e não linearidade. O uso de métodos numéricos em geral, e do método de elementos finitos em particular, é uma poderosa ferramenta para um melhor entendimento deste tipo de problema.

Vários trabalhos são encontrados na literatura sobre a aplicação do método dos elementos finitos em fundações. No entanto, a grande maioria destes trabalhos não trata do problema estrutural. Embora esta abordagem possa ser aceitável para pequenas deformações, faz-se necessário a simulação da interface solo-estrutura, mediante a inclusão de elementos de junta, por exemplo, quando o problema envolve simulação de ruptura.

Desai (1979) estudou o comportamento de estacas instrumentadas carregadas axialmente em areias e lateralmente em argilas por meio de provas de carga. Os resultados foram comparados com análises numéricas pelo método dos elementos finitos (MEF), simulando a interface solo-estaca com elementos de junta. A análise numérica conseguiu reproduzir satisfatoriamente o comportamento carga-recalque, bem como as cargas laterais e de ponta obtidas em campo.

Neves (1993) analisou o comportamento de estacas escavadas instrumentadas, submetidas a cargas axiais de tração e de compressão. Diferentes modelos de comportamento foram adotados para o solo: elástico, elástico-perfeitamente plástico (Mohr-Coulomb) e elástico-plástico (Nova, 1982). A estaca foi considerada elástica e a interface foi simulada por um elemento de contato. Foi utilizado o programa CESAR-LCPC para simular os ensaios de

campo, concluindo-se que resultados mais compatíveis com os dados experimentais eram obtidos quando se utilizam os elementos de contato.

Carvalho *et al.* (1996) apresentam resultados de provas de carga vertical em estacas em solo-cimento na argila porosa do Distrito Federal. Os parâmetros de resistência da interface determinados a partir de ensaios de laboratório com o modelo físico construído por Quezado (1993) são utilizados para a previsão da capacidade de suporte das estacas. Foi utilizado o programa de elementos finitos SIGMA/W, simulando-se a interface solo-estrutura como o modelo de laboratório conseguiu prever satisfatoriamente a carga de ruptura observada nas provas de carga.

Rangel (1997) apresentou uma análise numérica de um modelo físico para fundações em solo cimento, obtendo um melhor entendimento da interação solo-estrutura por meio da análise numérica das tensões normais e cisalhantes que se desenvolvem ao longo do fuste da estaca durante os diversos estágios do ensino de laboratório.

Sá (2000) avaliou o comportamento de um aterro sobre solo mole, em termos de tensões e deformações, com a utilização de estacas e geossintéticos utilizando análise numérica. Também foi feito o estudo dos efeitos de múltiplas camadas e da rigidez dos geossintéticos na interface aterro-fundação, verificando assim a real importância dos materiais poliméricos na redução das tensões e deslocamentos que ocorrem no aterro.

Macedo (2002) apresentou avaliação do comportamento de um aterro sobre solo mole em termos também de tensões e deformações, e da influência de sua construção em elementos de fundação de pontes localizados próximas ao mesmo, por meio de análise numérica.

CAPÍTULO 3

3. FERRAMENTA NUMÉRICA USADA – PROGRAMA PLAXIS

3.1. INTRODUÇÃO

Para o desenvolvimento desta pesquisa a ferramenta numérica utilizada nas análises tensão – deformação foi o programa de elementos finitos PLAXIS (“Finite Code for Soil and Rock Analyses”), versão 7.2 para as simulações em 2D e PLAXIS 3D Tunnel para as simulações em 3D, desenvolvido na Universidade Tecnológica de Delft, Holanda. Estes programas permitem a geração automática da malha, tanto em 2D quanto em 3D, a simulação de interface e elementos de viga, e dispõem de uma interface gráfica de entrada e saída de resultados. Por isso e pela disponibilidade na Universidade de Brasília estes programas foram escolhidos como ferramenta para realizar as análises pretendidas.

A seguir são apresentadas as principais características do programa PLAXIS em suas duas versões, os modelos constitutivos disponíveis, bem como os tipos de análises possíveis. No entanto, por se tratar de um programa complexo, só serão abordados aqui os principais tópicos utilizados nas simulações dos aterros na presente dissertação.

3.2. INFORMAÇÃO GERAL DO PROGRAMA PLAXIS

O PLAXIS é um programa de elementos finitos desenvolvido especificamente para análises de projetos de engenharia geotécnica. O programa realiza análises bidimensionais em estado de deformação plana ou com simetria axial (PLAXIS, 1998), e análises tridimensionais em planos paralelos em 3D.

O programa PLAXIS 3D é um pacote específico para a análise de deformações e estabilidade em projeto de túneis, embora para esta pesquisa se adaptou para a utilização de projetos de fundações.

O programa funciona em ambiente Windows e consta dos seguintes módulos ou sub-programas:

- Plaxis “Input”: módulo de entrada da geometria, disposição dos elementos, condições de contorno, propriedades dos materiais, cargas e condições iniciais de tensão ou deformação

do problema, o modelo de comportamento do solo e as condições de fronteira. Também neste módulo é gerada a malha de elementos finitos.

- Plaxis “Calculations”: executa o cálculo do estado de tensões e deformações resultante do carregamento do problema. O cálculo termina quando é atingido um número de passos de carregamento e iterações determinadas ou um nível de carregamento admissível. Neste módulo são definidos também os estágios de carregamento, seja por aplicação das cargas externas, por escavação ou por construção. Este sub-programa considera somente análises de deformação e distingue entre um cálculo plástico, uma análise de adensamento e análise com atualização da malha (para grandes deformações).
- Plaxis “Output”: O módulo de saída dos resultados é bastante amigável permitindo visualizar as deformações, os deslocamentos, tensões totais ou efetivas tanto principais com as suas direções, quanto as cisalhantes relativas. Podem ser obtidas tabelas com resultados de deslocamentos, deformações e tensões totais e efetivas. Também gera gráficos de forças, tensões, deslocamentos e deformações nos diferentes elementos. Podem-se visualizar os pontos onde o material chegou a plastificar ou foi submetido a tensões de tração.
- Plaxis “Curves”: Apresenta gráficos da evolução das deformações ou deslocamentos durante o carregamento.

Entre as principais características do programa pode-se citar: análise estática drenada ou não drenada; análise de adensamento acoplada utilizando a teoria de Biot; escolha de diferentes relações constitutivas; diversidade de condições de carregamento devido a forças externas, deslocamentos, pressões nodais ou fluxo imposto; algoritmo para cálculo automático na determinação dos incrementos de carga e tempo, no caso de análises não lineares e; possibilidade de realizar análises em diferentes fases.

3.2.1. GERAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

O programa PLAXIS permite um procedimento de geração de malha completamente automático, no qual a geometria é dividida em elementos triangulares ou quadrangulares, na forma de elementos básicos e elementos estruturais compatíveis. O programa tem disponíveis elementos triangulares isoparamétricos de 6 e 15 nós na sua versão em 2D, e para a versão em 3D se utilizam elementos quadráticos de 15 nós. Os elementos de 6 nós apresentam relações

de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos. Para estes, a matriz de rigidez é avaliada por integração numérica, usando um total de três pontos de Gauss (pontos de tensão). Para os elementos de 15 nós, a ordem resulta em um elemento bidimensional muito preciso que tem mostrado desempenho satisfatório na análise de problemas complexos. No entanto, a utilização deste tipo de elemento conduz a um consumo de memória relativamente alto e os desempenhos de cálculo e operações podem conduzir a um elevado tempo computacional. Na maioria dos casos a utilização de elementos de 6 nós é suficiente para a obtenção de resultados satisfatórios. A Figura 3.1 mostra a posição dos nós e pontos de tensão nos elementos de solo considerados no PLAXIS em 2D.

A geração da malha leva em conta a posição de pontos e linhas no modelo geométrico de tal forma que a posição exata de camadas, cargas e estruturas são levadas em consideração na malha de elementos finitos. O processo de geração é baseado no princípio de triângulo robusto que procura triângulos otimizados, resultando em uma malha não estruturada. As malhas “não estruturadas” não são formadas por elementos retangulares padrão. O desempenho numérico dessas malhas é, no entanto, melhor que as estruturadas, com elementos regulares. Adicionalmente, para a geração da malha, é feita uma transformação dos dados de entrada (propriedades, condições de fronteira, parâmetros dos materiais, etc) do modelo geométrico (pontos, linhas e regiões) para a malha de elementos finitos (elementos, nós e pontos de tensão).

A precisão dos resultados depende da forma e dimensões da malha usada para representar o sistema físico. Malhas mais refinadas tendem a resultados mais acurados. Sob este aspecto o PLAXIS permite o refinamento da malha em locais de maior interesse do usuário.

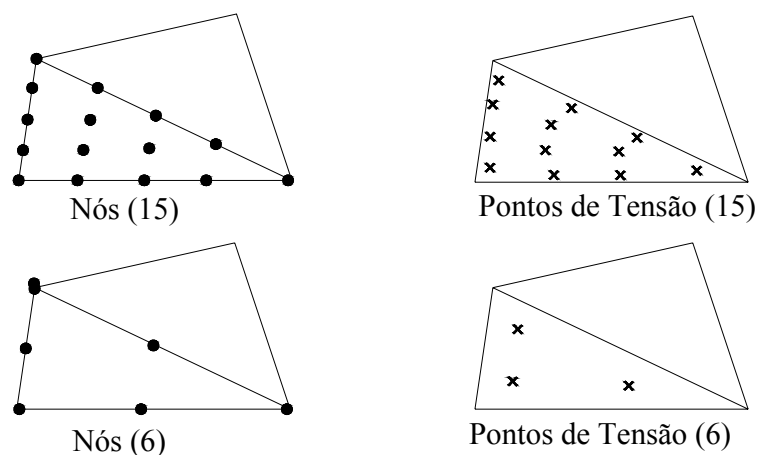


Figura 3.1 Nós e pontos de tensão (Modificado - Manual Plaxis 7.2)

Para a geração automática da malha em 3D, sempre é necessário, inicialmente, a geração da malha em 2D, e posteriormente com o comando “3D mesh” é gerada a malha em uma extensão linear e em três dimensões, utilizando vários planos no eixo z, os quais divide a geometria em diferentes camadas. A Figura 3.2 representa esquematicamente a criação do modelo em 3D e a geração da sua malha.

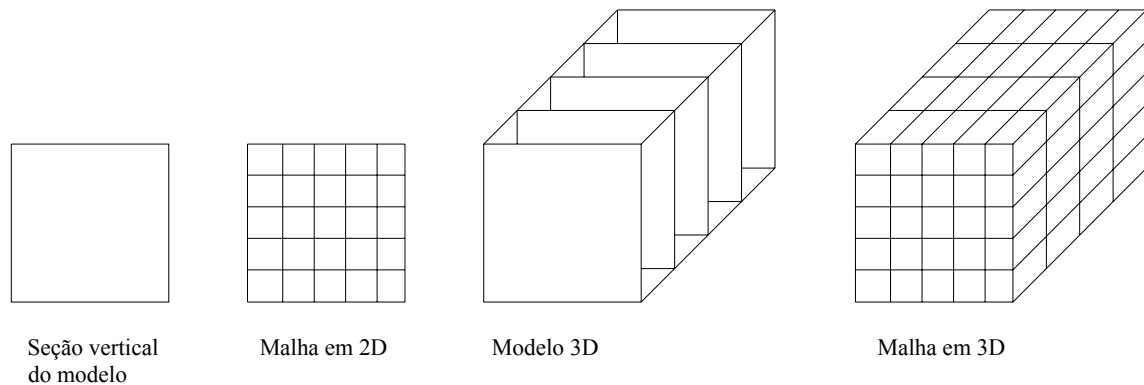


Figura 3.2 Criação do Modelo em 3D e malha de elementos finitos (Modificado - Manual Plaxis 3D Tunnel)

3.2.2. MODELOS CONSTITUTIVOS

A escolha do modelo que será utilizado nas simulações do comportamento do material é de grande relevância para os resultados obtidos sejam realistas. Solos e rochas tendem a se comportar de uma forma altamente não-linear quando sob carregamento. Este comportamento tensão-deformação não linear pode ser modelado sob vários níveis de sollicitação. O PLAXIS tem disponíveis cinco modelos constitutivos, sendo um elástico linear e quatro elasto-plásticos, que são “Mohr-Coulomb”, “Soft-Soil”, “Soft-Soil-Creep”, e “Hardening-Soil”. A seguir é apresentado um comentário sobre cada modelo, onde é enfatizado o modelo “Mohr-Coulomb”, que foi utilizado neste trabalho.

3.2.2.1. MODELO ELÁSTICO LINEAR

Este modelo representa a lei de Hooke de elasticidade linear isotrópica e é muito limitado para uma solução mais abrangente do comportamento de solos.

A matriz tensão-deformação no modelo elástico-linear, para o caso de deformações planas, é dada por (Naylor et al., 1981):

$$D' = \begin{bmatrix} K' + \frac{4}{3}G & K' - \frac{2}{3}G & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G & K' + \frac{4}{3}G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

Onde os módulos volumétricos K' e cisalhante G são relacionados às constantes elásticas mais convencionais, o módulo de Young E' e o coeficiente de Poisson ν' , segundo as seguintes expressões:

$$G = \frac{E'}{2(1+\nu')} \quad (3.2)$$

$$K' = \frac{E'}{3(1-2\nu')} \quad (3.3)$$

3.2.2.2. MODELOS ELASTOPLÁSTICOS

O princípio básico de elasto-plasticidade é o que as deformações e as taxas de deformação são compostas em duas frações, uma elástica e outra plástica. No comportamento elástico o corpo recupera todas as deformações, enquanto que a plasticidade está associada com o desenvolvimento de deformações irreversíveis. Três princípios básicos regem os problemas que envolvem deformações plásticas, que são função de plastificação, lei de endurecimento e lei de fluxo.

A função de plastificação (f) define o limite da região na qual todos os pontos localizados no seu interior representarão um estado de tensões onde ocorrem unicamente deformações elásticas. No caso mais geral a função de plastificação é definida como uma função dos seis componentes do tensor de tensões (σ_{ij}), e indica o início da ocorrência de deformações plásticas.

$$f(\sigma_{ij}) = 0 \quad (3.4)$$

A condição $f(\sigma_{ij}) < 0$ representa a região onde ocorrem unicamente deformações elásticas, e $f(\sigma_{ij}) > 0$ é uma situação impossível de ocorrer. No espaço de tensões principais a função de plasticidade representa uma superfície.

Devido ao fluxo plástico ocorre endurecimento por trabalho ou por deformação. Existem duas hipóteses para definir o grau de endurecimento. Na primeira hipótese assume-se que o endurecimento depende unicamente do trabalho plástico (w_p) e independe da trajetória de tensões. Isto implica que a resistência após a plastificação depende unicamente do trabalho plástico do material. Na segunda hipótese assume-se que o endurecimento está relacionado às deformações plásticas.

Na teoria da plasticidade a direção do vetor de deformações plásticas é definida por uma lei de fluxo, assumindo-se que existe uma função de potencial plástico, à qual os incrementos de deformação plástica são ortogonais. Estes incrementos podem ser expressos como:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.5)$$

onde g é uma função de potencial plástico e λ é um fator de proporcionalidade, também conhecido como multiplicador plástico. Para alguns materiais a função de potencial plástico coincide com a função de plastificação, considerando-se que o material segue uma lei de fluxo associada. No caso contrário, considera-se que o material segue uma lei de fluxo não-associada.

3.2.2.3. MODELO MOHR-COULOMB

É um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar ruptura por cisalhamento de solos e rochas. O modelo Mohr-Coulomb é assim denominado porque é assumido que o material comporta-se como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo a ocorrência de endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa. A Figura 3.3 representa a relação tensão-deformação para o modelo Mohr-Coulomb, onde o material apresenta comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, que se mantém constante para acréscimo de deformações plásticas.

A condição de Mohr-Coulomb é uma extensão da lei de atrito de Coulomb. De fato, esta condição assegura que a lei de atrito de Coulomb é obedecida em qualquer plano dentro de um elemento do material. A condição de Mohr-Coulomb pode ser definida por três funções formuladas em termos de tensões principais (Smith & Griffith, 1982):

$$f_1 = \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\text{sen}\phi - c.\text{cos}\phi \leq 0 \quad (3.6)$$

$$f_2 = \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\text{sen}\phi - c.\text{cos}\phi \leq 0 \quad (3.7)$$

$$f_3 = \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\text{sen}\phi - c.\text{cos}\phi \leq 0 \quad (3.8)$$

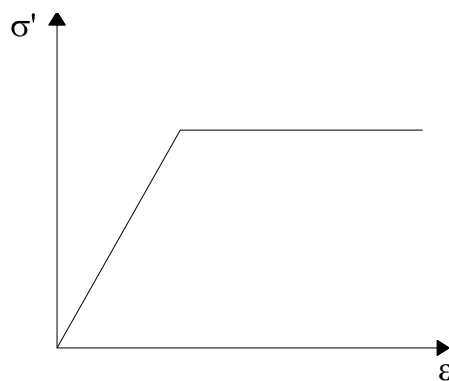


Figura 3.3 Relação tensão - deformação para o modelo Morh-Coulomb (Modificado - Manual Plaxis 7.2)

Os dois parâmetros plásticos que aparecem nas funções são o ângulo de atrito ϕ e a coesão c . Estas funções, juntas, representam um cone hexagonal no espaço de tensões principais, que está apresentado na Figura 3.4.

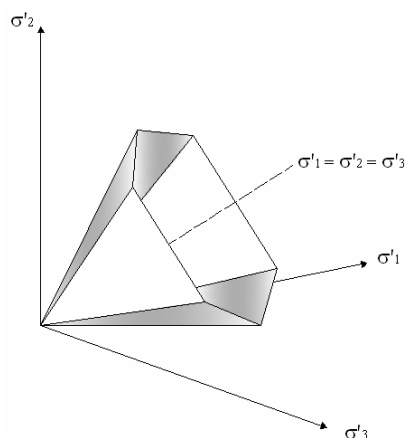


Figura 3.4 Superfície de Morh-Coulomb no espaço de tensões principais ($c = 0$) (Modificado - manual Plaxis 7.2)

O uso de uma lei de fluxo associada no critério de Mohr-Coulomb, leva a uma superestimativa da dilatância. Por isso, as funções potenciais plásticas contêm um terceiro parâmetro de plasticidade, o ângulo de dilatância (ψ). Este parâmetro é requerido para modelar incrementos de deformação volumétrica plástica (dilatância). As funções de potencial plástico, incluindo este parâmetro, são apresentadas a seguir:

$$g_1 = \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \operatorname{sen}\psi \quad (3.9)$$

$$g_2 = \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \operatorname{sen}\psi \quad (3.10)$$

$$g_3 = \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \operatorname{sen}\psi \quad (3.11)$$

3.2.2.4. MODELO “SOFT-SOIL”

Este modelo é do tipo Cam-Clay e pode ser usado para simular o comportamento de solos moles, com argilas normalmente adensadas e turfas. O modelo apresenta melhor desempenho em simulações de compressão primária.

O modelo Cam-Clay foi desenvolvido inicialmente por Roscoe & Schofield em 1963, sendo esta versão inicial conhecida como Cam-Clay original. Mais adiante uma segunda versão desse modelo foi descrita por Roscoe & Burland em 1968, ficando conhecida como modelo Cam-Clay modificado (Gomes, 1996). O modelo Cam-Clay é baseado na teoria do estado crítico, e a principal diferença entre os diversos modelos desta família são as equações utilizadas para descrever as curvas de plastificação. Por exemplo, no modelo Cam-Clay original estas curvas são espirais logarítmicas, enquanto que no modelo Cam-Clay modificado são elipses.

Quando um solo é cisalhado ele passa progressivamente por vários estados de plastificação até atingir o colapso. A trajetória de tensões passa através de várias superfícies de plastificação causando deformações plásticas. O escoamento continua ocorrendo até o material atingir um índice de vazios, que permanecerá constante para subseqüentes deformações do solo. Ou seja, o material irá alcançar um arranjo nas suas partículas, no qual não ocorre mudança de volume durante o cisalhamento subseqüente (Desai, 1984). Este índice de vazios é denominado de índice de vazios crítico, e o estado em que encontra-se o material é denominado de estado crítico.

Roscow *et al.* (1968), estudando o comportamento de argilas normalmente adensadas, verificaram que a linha que une os pontos de índice de vazios crítico, observados através de ensaios triaxiais drenados, era a mesma observada em ensaios triaxiais não drenados. A linha que une os pontos de índice de vazios é denominada de linha de estado crítico (LEC), e representa a envoltória de ruptura. A inclinação da LEC no plano q-p é chamada de M e depende do tipo de material (Figura 3.5).

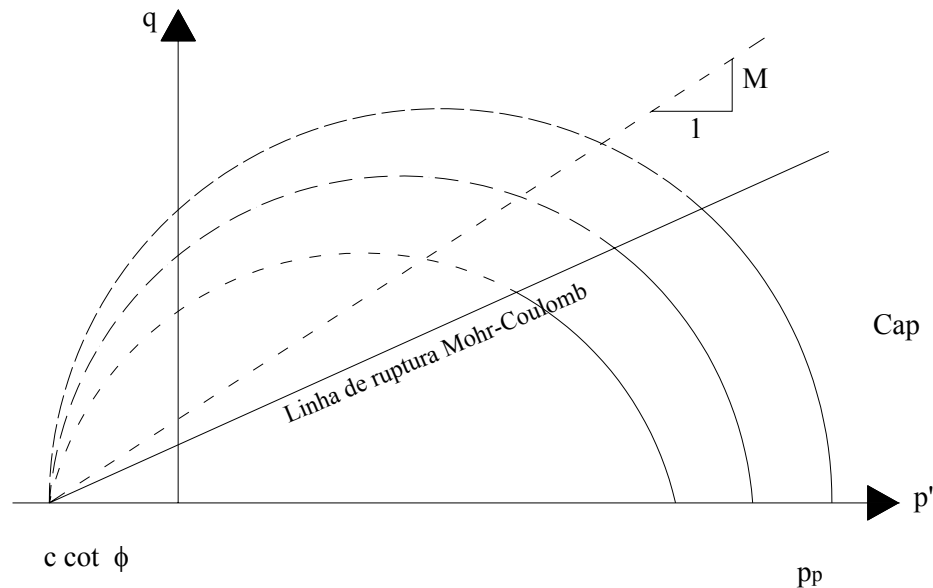


Figura 3.5 Superfície de plastificação do modelo "Soft-Soil" no plano q-p (Modificado - Manual Plaxis 7.2)

Na Figura 3.6 está apresentada a relação entre o índice de vazios e o logaritmo da tensão normal octaédrica de uma argila saturada sujeita a um carregamento isotrópico. Inicialmente o material está normalmente adensado e quando sujeito a um carregamento isotrópico ele seguirá a trajetória de A para B.

A relação entre as deformações e as tensões no trecho AB podem ser obtidas pelo uso da seguinte expressão:

$$e - e_o = -\lambda \cdot \ln \left(\frac{p'}{p_o} \right) \quad (3.12)$$

O parâmetro λ é o índice de compressão, que determina a compressibilidade do material no carregamento primário e matematicamente representa a inclinação do trecho virgem (AB).

Devido à ocorrência de deformações elasto-plásticas no descarregamento, o material não seguirá a trajetória BA, mas sim a trajetória BD, conforme mostrado na Figura 3.6. Quando recarregado, o material apresenta um comportamento elástico. A relação tensão-deformação no descarregamento-recarregamento é expressa da seguinte forma:

$$e - e_o = -\kappa \cdot \ln \left(\frac{p'}{p_o} \right) \quad (3.13)$$

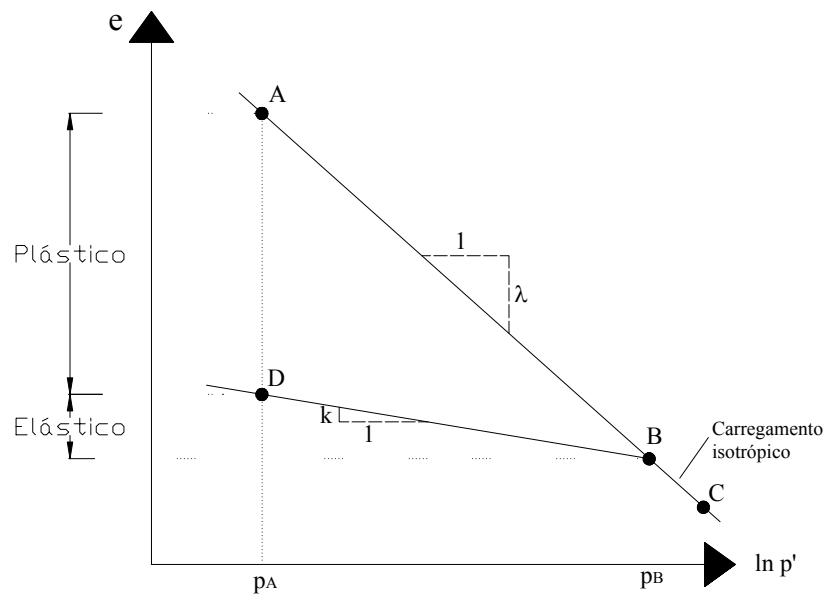


Figura 3.6 Relação logarítmica entre o índice de vazios (e) e as tensões médias (p') (Modificado - Manual Plaxis 7.2)

O parâmetro k é o índice de expansão que determina a compressibilidade do material no descarregamento-recarregamento. Devido ao comportamento elástico evidenciado neste trecho, a lei de Hooke pode ser aplicada para a determinação do módulo no descarregamento-recarregamento (E_{ur}). Este módulo pode ser representado em função do nível de tensões, a partir da seguinte expressão:

$$E_{ur} = \frac{3 \cdot (1 + e_o) \cdot (1 - 2\nu_{ur})}{\kappa} p' \quad (3.14)$$

Onde v_{ur} representa o coeficiente de Poisson no descarregamento-recarregamento.

Para um estado de tensões triaxiais com $\sigma_2 = \sigma_3$, a função de plastificação do modelo Cam-Clay modificado é definida como:

$$f = \bar{f} - p_p \quad (3.15)$$

Onde \bar{f} é uma função do estado de tensões (p,q) e a tensão de pré-adensamento p_p é uma função das deformações plásticas, e expressa como:

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2} + p' \quad (3.16)$$

O modelo “Soft-Soil” difere do modelo Cam –Clay modificado devido à inclusão da coesão e do ângulo de atrito na equação 3.16, e os índices de compressão e expansão são expressos como uma função das deformações volumétricas em vez do índice de vazios (Figura 3.7). A linha de ruptura no modelo “Soft-Soil” é representada pelo critério de resistência de Mohr-Coulomb, e não pela LEC, conforme ilustrado na Figura 3.5. A equação 3.16 fica, assim, expressa no modelo “Soft-Soil” por:

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cdot \cot g\phi)} + p' \quad (3.17)$$

Os índices de compressão e expansão modificados (λ^* e κ^*) podem ser obtidos em função do índice de vazios a partir das seguintes expressões:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \quad (3.18)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0} \quad (3.19)$$

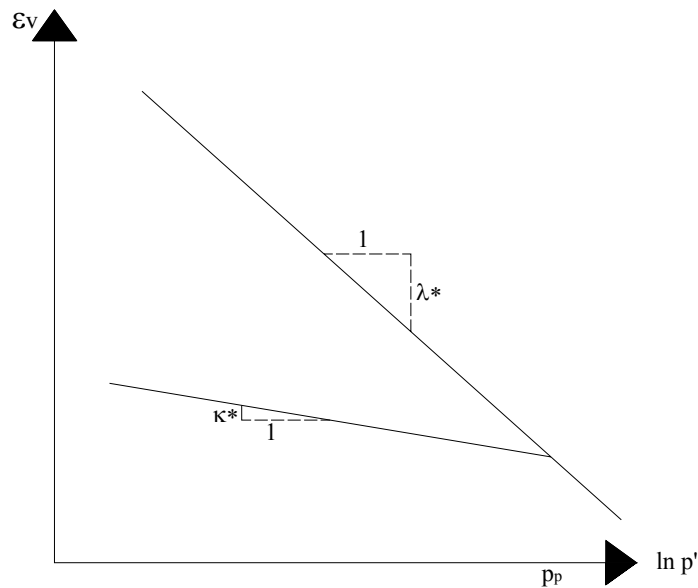


Figura 3.7 Relação logarítmica entre a deformação volumétrica (ϵ_v) e as tensões médias (p') utilizadas no modelo "Soft-Soil" (Modificado - Manual Plaxis 7.2)

3.2.2.5. MODELO “SOFT-SOIL-CREEP”

Este é um modelo de segunda ordem formulado com base na teoria da viscoplasticidade. Neste modelo, além dos parâmetros utilizados no “Soft-Soil”, é incluído um parâmetro relacionado com a fluência do solo mole, isto é, com a sua compressão secundária.

As características básicas do modelo “Soft-Soil-Creep” são: rigidez dependente do nível de tensões, distinção entre carregamento primário e descarregamento-recarregamento, compressão secundária (dependência do tempo), memória de tensões de pré-adensamento e comportamento de ruptura de acordo com o critério Mohr-Coulomb.

3.2.2.6. MODELO “HARDENING-SOIL”

É um modelo hiperbólico elasto-plástico, onde a superfície de plastificação não é fixa no espaço de tensões principais, podendo ser expandida devido à ocorrência de deformações plásticas. Podem ocorrer dois tipos de endurecimento, o endurecimento devido ao cisalhamento, que é usado para modelar deformações plásticas devido a um carregamento primário desviatório, e o endurecimento devido à compressão primária em um carregamento oedométrico ou isotrópico. No caso em que o solo é submetido a um carregamento desviatório

em um ensaio triaxial, a relação entre a tensão desviatória e a deformação axial pode ser aproximada por uma hipérbole. Apesar do uso da relação hiperbólica entre a tensão desviatória (q) e a deformação axial (ε_1), o modelo “Hardening-Soil” difere do modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970) devido aos seguintes fatores: usa a teoria da plasticidade em vez da teoria da elasticidade, inclui a dilatância do solo e introduz uma função de plasticidade do tipo “cap”.

As características básicas do modelo “Hardening-Soil” são as seguintes: rigidez de acordo com o nível de tensões, deformações plásticas devido a um carregamento primário desviatório, deformações plásticas devido à compressão primária, comportamento elástico no descarregamento e recarregamento e critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb.

3.2.3. COMPORTAMENTO DA ÁGUA

Em princípio todos os parâmetros do modelo são orientados para representar a resposta do solo em termos efetivos, isto é, a relação entre as tensões e as deformações do esqueleto sólido. Uma característica importante do solo é a possibilidade de presença de água nos poros. As poro-pressões influenciam fortemente o comportamento do solo. Para permitir a incorporação da interação água-esqueleto no solo, o PLAXIS oferece, para cada modelo, opção de escolha de três tipos de comportamentos que são os comportamentos drenado, não-drenado e não poroso. Na análise drenada nenhum excesso de poro-pressão é gerado. Este é o caso de solos secos, e da drenagem completa devida à alta permeabilidade (areias) ou um carregamento lento. A análise não drenada é usada para o desenvolvimento completo de excesso de poro-pressão. Esta análise é realizada em termos de tensão efetiva e é o caso de carregamentos rápidos em materiais de baixa permeabilidade como as argilas e siltes, por exemplo. Para a análise não drenada o programa considera uma rigidez para a água, fazendo uma distinção entre tensão efetiva e excesso de poro-pressão, como apresentados nas expressões seguintes:

$$\Delta p' = K' \Delta \varepsilon_v \quad (3.20)$$

$$\Delta p_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v \quad (3.21)$$

Sendo,

$$K' = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3.22)$$

Onde:

- $\Delta p'$ - Incremento de tensão média efetiva;
- n - Porosidade do solo;
- K_w - Módulo de rigidez do fluido no poro;
- $\Delta \varepsilon_w$ - Incremento de deformação volumétrica;
- Δp_w - Incremento do excesso de poro-pressão.

A análise não-porosa deve ser utilizada quando nenhum excesso de poro-pressão deverá ser considerado no material. Este tipo de análise pode ser realizado quando se deseja modelar concreto ou rocha.

Os excessos de poro-pressão ocorrem devido ao carregamento de grupos pelo qual o tipo de comportamento do material usado é especificamente não drenado. No cálculo plástico, os excessos de poro-pressão podem ser criados unicamente nesses grupos não drenados. Normalmente a análise do adensamento poderia ser requerida no cálculo de dissipação dos excessos de poro-pressão. Ao contrário do programa PLAXIS 2D, a análise de adensamento não pode ser executada no programa PLAXIS 3D Tunnel.

As condições da água podem ser omitidas em projetos que não envolvem pressões de água. Neste caso, para a colocação do nível da linha freática se utiliza o botão “cross-section model”, porém tanto a poro-pressão e a pressão de água externa são levadas a zero.

3.3. ELEMENTOS DO PROGRAMA PLAXIS USADOS PARA AS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DO ATERRO, DAS ESTACAS, DOS CAPITÉIS E DAS CAMADAS DE SOLO.

A simulação das estacas de fundação e dos capitéis no solo foi feita utilizando-se o elemento viga (“Beam”) já existente no programa. Este sistema foi submetido a carregamentos externos. Para melhor modelar o contato entre as estacas e o solo utilizou-se elementos de interface (“interface”) que permitem modelar as regiões de interface solo-estaca em termos mecânicos, elásticos e de permeabilidade.

3.3.1. ELEMENTOS DE VIGA DO PROGRAMA PLAXIS

As vigas são formadas por elementos bidimensionais, com três graus de liberdade por nó (translação em x e y, e rotação no plano x-y: ϕ_z). Quando são empregados elementos de solo de seis nós, cada elemento de viga é definido por três nós. Já para os elementos de solo de 15 nós, são usados elementos de cinco nós.

Os elementos de viga são baseados na teoria de Mindlin. Esta teoria permite deflexões da viga devido tanto ao cisalhamento quanto à flexão. Além disso, o elemento pode mudar de comprimento quando uma força axial é aplicada.

Os parâmetros mais importantes das vigas são a rigidez à flexão EI e a rigidez normal EA. A partir destes dois parâmetros o programa calcula uma espessura de viga equivalente d_{eq} de acordo com a seguinte equação:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (3.23)$$

Outros parâmetros são o coeficiente de Poisson ν e o peso w , sendo este último expresso como força por unidade de área.

Os momentos fletores e as forças axiais são avaliados a partir das tensões nos pontos de tensão. Um elemento de viga de três nós contém dois pares de pontos de tensão, enquanto que um elemento de cinco nós contém quatro. Estes pontos de tensão estão localizados a uma distância equivalente igual a $d_{eq}/\sqrt{3}$ acima e abaixo da linha central. A Figura 3.8 mostra um elemento de vigas simples, com três e cinco nós, com uma indicação dos nós e pontos de tensão.

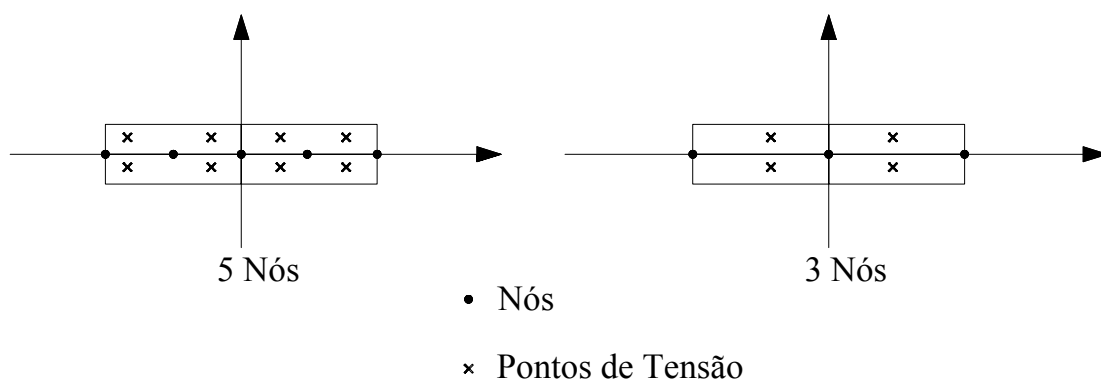


Figura 3.8 POSIÇÃO DOS NÓS E PONTOS DE TENSÃO NOS ELEMENTOS DE VIGA (Modificado - Manual Plaxis 7.2)

3.3.2. ELEMENTOS DE INTERFACE

Para modelar a interação entre as estacas, os capitéis e o solo o programa possui um elemento chamado “interface”. A natureza e a magnitude da interação solo-estrutura são modeladas escolhendo um valor adequado para o fator de redução de resistência da interface (R_{inter}). Este fator relaciona a resistência da interface (atrito da parede e adesão) à resistência do solo (ângulo de atrito e coesão), permitindo obter valores de resistência menores ou iguais à do solo em função da rugosidade da estrutura, e das técnicas construtivas utilizadas para a sua inclusão dentro da massa do solo. No caso de necessidade o usuário pode definir as propriedades deste elemento independente das condições do solo e da estrutura. Dentro destas propriedades se podem destacar parâmetros elásticos, de resistência e de permeabilidade.

A Figura 3.9 mostra como os elementos de interface são conectados aos elementos do solo. Quando se usa elementos de solo de 6 nós, os elementos de interface correspondentes são definidos por três pares de nós. Já para o caso de elementos de solo de 15 nós, os elementos de interface correspondentes são definidos por cinco pares de nós. Na figura os elementos são mostrados como tendo uma espessura finita, mas na formulação de elementos finitos as coordenadas de cada par de nós são idênticas, o que significa que o elemento tem uma espessura zero.

A cada interface é atribuída uma “espessura virtual”, que é uma dimensão imaginária utilizada para obter as propriedades do material da interface. A espessura virtual é definida como o *fator de espessura virtual* multiplicado pelo tamanho médio do elemento. O tamanho médio do elemento é determinado através da geração da malha, numa montagem grosseira global. Já o fator de espessura virtual pode ser definido pelo usuário.

A matriz de rigidez para os elementos de interface é obtida usando pontos de integração de Newton-Cotes. A posição desses pontos de integração (ou pontos de tensão) coincide com a posição dos pares de nós. Portanto, para elementos de interface de 10 nós são utilizados cinco pontos de integração.

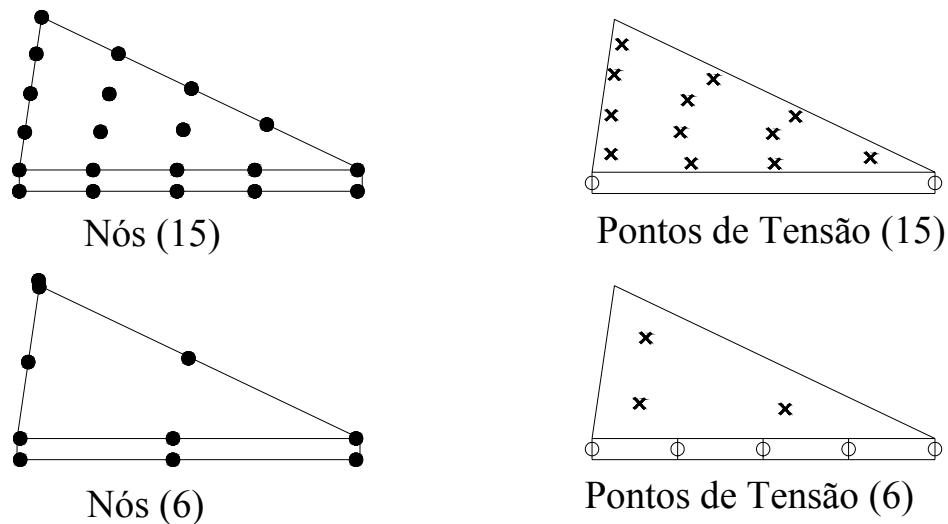


Figura 3.9 Distribuição dos nós e pontos de tensão nos elementos de interface e conexões com os elementos de solo (Modificado - Manual Plaxis 7.2)

Para descrever o comportamento de interfaces no modelo de interação solo-estaca ou solo-capitel é utilizado um modelo elasto-plástico. O critério de Coulomb é empregado para distinguir entre comportamento elástico, onde pequenos deslocamentos podem ocorrer dentro da interface, e comportamento plástico da interface (deslizamento).

Para a interface permanecer elástica a tensão cisalhante τ_i deve satisfazer a:

$$|\tau_i| < \sigma_n \tan \phi_i + c_i \quad (3.24)$$

E para o comportamento plástico, deve-se ter:

$$|\tau_i| = \sigma_n \tan \phi_i + c_i \quad (3.25)$$

Onde:

- ϕ_i - ângulo de atrito da interface;
- c_i - coesão da interface;
- σ_n - tensão normal atuante na interface;
- τ_i - tensão cisalhante atuante na interface.

As propriedades de resistência da interface estão ligadas às propriedades de resistência das camadas de solo. As propriedades da interface são calculadas a partir das propriedades do solo, aplicado a seguinte regra:

$$c_i = R_{inter} c_{solo} \quad (3.26)$$

$$\tan \phi_i = R_{inter} \tan \phi_{solo} \leq \tan \phi_{solo} \quad (3.27)$$

Há duas opções para a utilização da resistência da interface, a primeira é definida como interface rígida. Esta é utilizada quando a interface não deve influenciar a resistência do solo que a rodeia. Como resultado, as propriedades da interface, inclusive o ângulo de dilatância são os mesmos do solo, com a exceção do coeficiente de Poisson. Já a segunda é definida como interface manual. Neste caso, o valor do R_{inter} pode ser entrado manualmente. Em geral, para interações reais de solo-estaca ou solo-capitel, a interface é mais fraca e deformável que as camadas de solo associadas, o que significa que o valor de R_{inter} é menor do que um.

As interfaces têm uma permeabilidade para escoamento perpendicular (k_n) e uma para escoamento na direção longitudinal (k_s). As permeabilidades das interfaces são geradas pela aplicação de fatores a permeabilidades da camada de solo associada. Em vez de entrar esses valores manualmente, o PLAXIS permite a escolha de três entradas padrão, conhecidas como “Neutral”, “Impermeable” e “Drain”, depois disso, o programa gera automaticamente as corretas permeabilidades de interface.

A opção “Neutral” é utilizada quando a interface não deve influenciar no solo que a rodeia. Um exemplo da aplicação desta opção seria a utilização de interfaces ao redor de quinas de objetos estruturais, onde as interfaces não visam nem a interação estrutura-solo, nem bloquear o fluxo. Essas seriam assumidas como neutras, o que resulta em um alto valor de k_n (100 vezes a permeabilidade do solo) e um valor de k_s zero.

A opção “Impermeable” é usada quando o escoamento perpendicular a interface deve ser impedido. Por exemplo, quando se usam vigas para modelar uma parede de estaca-prancha (de aço), as vigas por elas mesmas são impermeáveis. Para impedir o fluxo de água através da parede, as interfaces no redor devem ser consideradas impermeáveis, resultando em um baixo valor de k_n (0,001 vezes a permeabilidade do solo) e um valor de k_s zero.

A opção “Drain” é usada quando a água puder escorar livremente na direção longitudinal da interface. Por exemplo, no caso da simulação de drenos de areia. Isto resulta

em um alto valor de k_n (100 vezes a permeabilidade no solo) e também um valor alto de k_s (100 vezes a permeabilidade no solo).

O escoamento real através da interface é determinado pela permeabilidade da interface, e pela sua “espessura virtual”. O fluxo ocorre de acordo com a lei de Darcy, em que as descargas específicas (q) e total (Q), perpendiculares à interface (k_n) e na direção longitudinal (k_s), são formuladas por:

$$q_n = k_n \frac{\Delta h}{t_i} \quad (3.28)$$

$$q_s = k_s \frac{d h}{d s} \quad (3.29)$$

$$Q_n = q_n l \quad (3.30)$$

$$Q_s = q_s t_i \quad (3.31)$$

Onde:

- h - carga hidráulica;
- l - comprimento da interface;
- t_i - espessura virtual da interface.

CAPÍTULO 4

4. PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo descreve-se a modelagem utilizada na análise do problema. Apresenta-se a geometria e os parâmetros utilizados, além do procedimento no programa PLAXIS e a simulação aplicada ao processo construtivo, tudo isso, com a finalidade de avaliar o comportamento do conjunto aterro-fundação-estacas.

4.2. MODELAGEM DO PROBLEMA

O trabalho numérico se dividiu em dois casos com finalidade de analisar dois problemas diferentes que se apresentam no dia a dia da engenharia de fundações. Os casos estudados foram:

Caso 1: Um projeto real, com parâmetros do solo obtidos no laboratório de geotecnia, no qual se realizou múltiplas modelagens variando diferentes características para obter a melhor combinação e apresentar a melhor solução para o conjunto fundação - aterro, com a finalidade de minimizar os deslocamentos e os níveis de recalques obtidos na crista do aterro, avaliando o efeito da variação de cada parâmetro na análise tensão-deformação.

Caso 2: Um aterro hipotético, com parâmetros reais, no qual se realizou um estudo comparativo sem variação de parâmetros, para analisar as diferenças no efeito arqueamento do solo quando se considera o problema em condições bidimensionais (2D) ou tridimensionais (3D).

Apesar de se trabalhar com os mesmos parâmetros nos dois casos, no caso 2, teve-se que reduzir a geometria, o tamanho da fundação e do aterro, a quantidade de estacas e a espessura das camadas, já que a malha ficava muito pesada em 3D, para se analisar com os recursos computacionais disponíveis.

A seguir serão detalhadas as propriedades e as características utilizadas em cada um dos casos analisados:

4.2.1. CASO 1

4.2.1.1. GEOMETRIA E PARÂMETROS UTILIZADOS

Para a modelagem numérica do aterro de terra armada estaqueado sobre solo colapsível foi usado o programa Plaxis 2D versão 7.2. Para a determinação das análises de tensão-deformação se adotaram os seguintes parâmetros de projeto, os quais foram retirados dos ensaios realizados nas amostras indeformáveis dos dois poços escavados no local da obra. Os resultados estão disponíveis no relatório G.REC. – 16 A/04 – Universidade de Brasília – FINATEC.

Aterro e Fundação

O solo de fundação tem a profundidade de 50 metros divididos em 5 camadas de diferentes tipos de solo, entre os quais se encontram argila, silte e rocha alterada. A altura do aterro é de 10,0 metros e sua largura é de 20,0 metros.

A necessidade de minimizar os esforços nas estacas, devido à dificuldade em se obter a resistência necessária, mostrou a viabilidade de se estudar a troca do solo de fundação em conjunto com a execução das estacas. Desta forma, parte da carga provida do aterro reforçado deveria ser absorvida por essa camada de solo mais rígida, minimizando as cargas nas estacas.

O material trocado do solo de fundação foi substituído por material granular (camada rígida) onde se encontram os capitéis, que têm a função de melhorar o efeito de arqueamento das tensões, minimizando os esforços no solo de fundação, e por uma camada argilosa compactada acima da camada granular, a qual tem a finalidade de impedir a entrada de água no solo de fundação, pelo risco existente de colapso pela quebra da cimentação dos grãos devido ao aumento da saturação. Variou-se a espessura destas camadas com a finalidade de encontrar a melhor combinação. A troca de solo se encontra localizada embaixo do aterro numa faixa de 25 metros.

Nos limites laterais da fundação e do aterro, o deslocamento horizontal é restrito, sendo unicamente possível o deslocamento vertical. No limite inferior da fundação, o deslocamento vertical também não é permitido. O aterro foi simulado com o paramento vertical, restringindo-se os deslocamentos horizontais para evitar qualquer possibilidade de ruptura, já que a região de interesse nesta pesquisa se restringe à fundação.

As estacas foram simuladas com elementos de viga e foram empregados elementos de interface no contato entre o solo e as estacas e os capitéis.

Na Figura 4.1, apresenta uma visão geral da geometria anteriormente descrita do problema analisado.

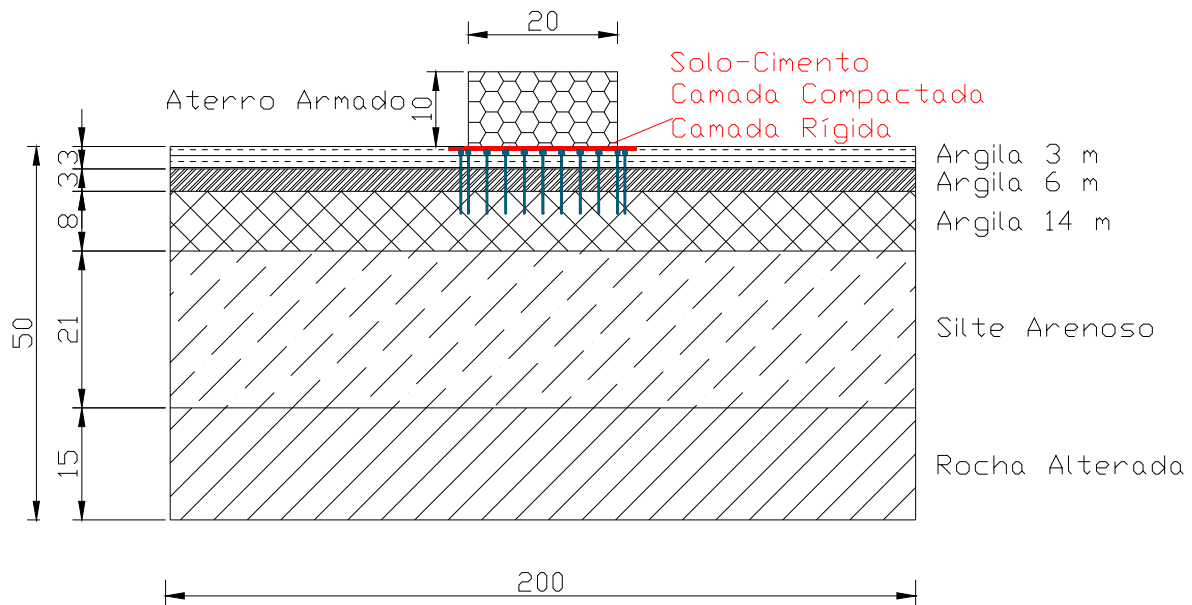


Figura 4.1 Geometria do projeto, Caso 1

Os parâmetros do solo, obtidos no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Parâmetros do solo, Caso 1

CAMADA	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	K_0	e_0	E (kPa)	ν
ARGILA 3 M	3	12	10	27	0,4	2,1	1.300	0,28
ARGILA 6 M	6	14,5	10	27	0,5	1,6	2.000	0,31
ARGILA 14 M	14	15,5	20	27	0,5	1,4	11.500	0,31
SILTE ARENOSO	35	17	15	29	0,5	0,95	35.000	0,33
ROCHA ALTERADA	50	19	20	35	0,4	0,9	300.000	0,20
ATERRO ARMADO	-	17,5	40	30	0,5	1	50.000	0,33
ARGILA COMPACTADA	-	17,5	5	42	0,4	2	50.000	0,25
CAMADA RÍGIDA	-	17,5	5	40	0,4	-	60.000	0,25
SOLO-CIMENTO	-	17,2	24	45	0,3	-	169.000	0,20
INTERFACE ESTACA	-	-	5	27	0,5	-	2.000	0,01

Estaca

Na análise foram utilizadas quantidades variáveis de estacas (entre 11 e 24), com comprimentos que vão desde 12,0 metros a 13,5 metros. Adotaram-se estacas de concreto de diâmetro 0,40 metros, as quais foram simuladas com elementos de viga.

Quanto ao espaçamento entre estacas, variou entre 1,0 metro e 2,5 metros e seu dimensionamento se baseou no procedimento de “dimensionamento de aterros estaqueados considerando a norma BS 8006:95 – British Standard” apresentado a seguir:

O espaçamento entre as estacas numa malha retangular é determinado pela expressão:

$$s = \sqrt{\frac{Q_p}{(f_{fs} \cdot \gamma \cdot H + f_p \cdot q)}} \quad (4.1)$$

Sendo

- s - espaçamento entre as estacas;
- Q_p - carga admissível de cada estaca;
- γ - peso específico do aterro;
- f_{fs} - fator de majoração para o peso específico do solo;
- f_q - fator de majoração para cargas externas aplicadas;
- q - sobrecarga uniformemente distribuída sobre o aterro;
- H - altura do aterro.

A norma recomenda que a equação 4.2 seja obedecida, para que as deformações diferenciais não ocorram entre as estacas e o solo de fundação.

$$H \geq 0,70 \cdot (s - L) \quad (4.2)$$

Sendo:

- H - altura do aterro;
- s - espaçamento entre as estacas;
- L - largura do capitel.

A relação entre a tensão vertical exercida no topo dos capitéis e a tensão vertical média na base do aterro pode ser estimada pela seguinte fórmula:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_v} = \left[\frac{C_c \cdot L}{H} \right]^2 \quad (4.3)$$

Sendo:

- σ_c - tensão vertical no capitel;
- σ_v - tensão vertical média na base do aterro.
- C_c - coeficiente de arqueamento;
- L - largura do capitel;
- H - altura do aterro.

O coeficiente de arqueamento pode ser determinado, para estacas trabalhando por atrito lateral, pela relação:

$$C_c = 1,5 \cdot \frac{H}{L} - 0,07 \quad (4.4)$$

A carga da tração no reforço distribuída entre os capitéis, para alturas de aterros maiores que $[1,4 \cdot (s - L)]$, pode ser determinada pela equação 4.5.

$$P_r = \frac{1,4 \cdot s \cdot f_{fs} \cdot \gamma \cdot (s - L)}{s^2 - L^2} \cdot \left[s^2 - L^2 \cdot \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_v} \right) \right] \quad (4.5)$$

Sendo:

- P_r - carga de tração distribuída atuando no reforço entre os capitéis adjacentes;
- σ_c - tensão vertical no capitel;
- σ_v - tensão vertical média na base do aterro, acrescida dos fatores parciais;
- γ - peso específico do aterro;
- f_{fs} - fator de majoração para o peso específico do solo;

- L - largura do capitel;
s - espaçamento entre as estacas.

A carga de tração por metro atuando no reforço, resultante da carga distribuída P_r , é:

$$T_{rp} = \frac{P_r \cdot (s - L)}{2L} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (4.6)$$

Sendo:

- T_{rp} - carga de tração por metro de reforço;
 P_r - carga de tração distribuída atuando no reforço entre os capitéis adjacentes;
L - largura do capitel;
s - espaçamento entre as estacas;
 ε - deformação admissível no reforço.

Os parâmetros utilizados para o dimensionamento do estaqueamento da fundação do aterro reforçado se apresentam na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Parâmetros utilizados no dimensionamento do estaqueamento da fundação do aterro reforçado

Parâmetro	Valor
Q_p (kN)	540,00
γ (kN/m ³)	17,50
H (m)	10,00
q (kN/m ²)	20,00
f_{fs}	1,30
f_q	1,30
ϕ (°)	30,00
n	0,00
$s_{m\acute{a}x}$ (m)	1,46
L (m)	0,50
Cc	29,93
σ_v (kN/m ²)	253,50
ε (%)	0,06

Por outro lado, a simulação real de uma linha de estacas leva a uma distribuição tridimensional de tensões. Para ser simulada por um programa de elementos finitos sob um estado de deformação plana em 2D, as estacas devem ser consideradas como se fossem uma

“parede” (parede equivalente), de espessura (e) e módulo de elasticidade (E), de tal forma que a rigidez final da estrutura seja a mesma. A Figura 4.2 mostra a representação bidimensional do sistema de estacas.

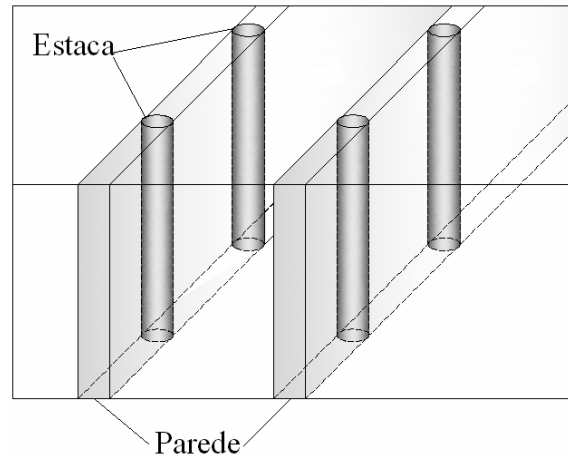


Figura 4.2 Representação bidimensional do sistema de estacas

Sendo I o módulo de inércia de uma seção transversal, a rigidez à flexão é dada pelo produto EI . Igualando a rigidez de uma peça cilíndrica de estaca à de uma parede equivalente de 1,0 a 2,5 metros (largura de influencia de uma estaca, que é igual ao espaçamento entre as mesmas), tem-se:

$$EI_{estaca} = EI_{parede} \quad (4.7)$$

$$d_{est} = d_{eq} \quad (4.8)$$

donde:

$$d_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12\pi\phi^4}{64.s}} \quad (4.9)$$

Sendo:

- EI_{estaca} - rigidez à flexão da estaca;
- EI_{parede} - rigidez à flexão da parede equivalente;
- ϕ - diâmetro da estaca;

- s - espaçamento entre estacas
- e - espessura da parede equivalente.

O programa Plaxis realiza automaticamente a conversão de estacas circulares para uma parede contínua equivalente. Para o caso em estudo o diâmetro inicial das estacas foi de 0,40 metros o que equivale a uma parede com 0,346 m de espessura.

Na elaboração do modelo matemático a interface solo-estaca foi considerada impermeável. Adicionalmente foi considerado um fator de redução de resistência de 0,8 em relação aos parâmetros do solo circundante, para simular o efeito do amolgamento do solo mole devido à instalação de estacas.

Para as estacas analisadas, apenas a parcela de resistência ao atrito lateral foi considerada para o cálculo da capacidade de carga, comportamento comum nas estacas escavadas, executadas em solos de baixa capacidade de suporte típicos do Distrito Federal. As análises levaram em conta o espaçamento entre as estacas, considerando a capacidade de carga e os deslocamentos observados na estrutura.

Para a simulação das estacas no programa PLAXIS se utilizou o elemento de viga descrito no capítulo 3, as características são apresentadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 Parâmetros das estacas, Caso 1

Parâmetros	Símbolo	Unidade	Valor
Módulo de Elasticidade	E	kN/m ²	3,00E+07
Diâmetro da Estaca	φ	m	0,4
Área	A	m ²	0,126
Momento de Inércia	I	m ⁴	1,26E-03
Rigidez Normal	EA	kN	2,51E+06
Rigidez a Flexão	EI	kN/m ²	2,51E+04
d _{eq} (Plaxis)	d _{eq}	m	0,346
Peso unitário	w	kN/m	1,76

Capitel y Placa continua de concreto

O capitel e a placa foram colocados sobre a estaca com a função de aumentar a concentração de tensões sobre esta última pelo arqueamento de tensões.

As dimensões consideradas para o capitel foram de 0,50 x 0,50 x 0,50 metros, como ilustrado na Figura 4.3.

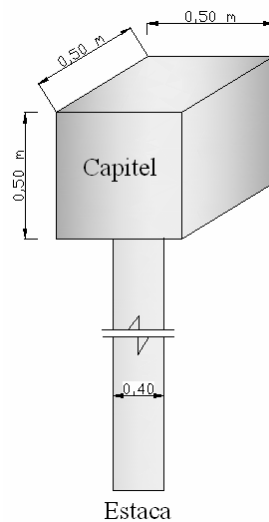


Figura 4.3 Desenho esquemático do capitel

A placa de concreto foi utilizada em alguns testes com a finalidade de unir as estacas com um elemento mais rígido que os capitéis, para observar o comportamento e o desempenho no efeito arqueamento, esta placa tem dimensões de 0,50 x 0,50 m e sua largura é a largura das estacas mais 1,0 metro ao finalizar estas, como pode ser observada na Figura 4.4.

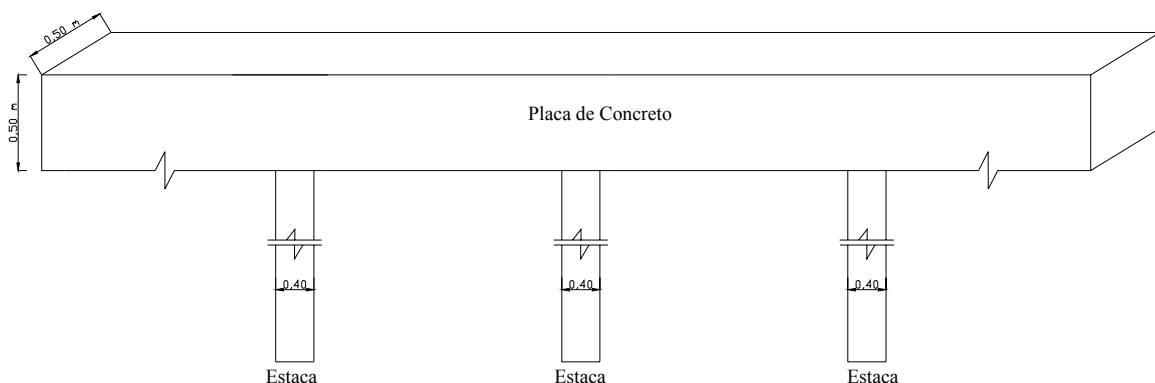


Figura 4.4 Desenho esquemático da placa de concreto

As propriedades elásticas adotadas tanto para os capitéis quanto para a placa de concreto são apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 Parâmetros dos capitéis, Caso 1

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Módulo de Elasticidade	E	kN/m ²	3,00E+07
Altura do Capitel	h	m	0,50
Largura do Capitel	L	m	0,50
Área	A	m ²	0,250
Momento de Inércia	I	m ⁴	5,208E-03
Rigidez Normal	EA	kN	5,000E+06
Rigidez a Flexão	EI	kN/m ²	1,042E+05
d _{eq} (Plaxis)	d _{eq}	m	0,500
Coefficiente de Poisson	ν	-	0,15
Peso unitário	w	kN/m	5,25

Vale a pena observar que as tabelas anteriores foram feitas para o dimensionamento de estacas e da placa com espaçamento de 1,50 metros, porém para cada simulação foram utilizadas as características reais tanto das estacas quanto dos capitéis.

4.2.1.2. MODELAGEM UTILIZADA

Para a modelagem do problema foram feitas as seguintes alternativas para o melhoramento do solo de fundação do aterro:

- **Caso A:** Solução por troca de solo de fundação;
- **Caso B:** Solução por estaqueamento;
- **Caso C:** Solução por estaqueamento e troca de solo.

A seguir apresenta-se uma breve descrição de cada alternativa utilizada:

- **Caso A: Solução por troca de solo de fundação**

A troca de solos tem como objetivo remover a camada de solo de baixa capacidade de suporte, substituindo por outro material de melhores características mecânicas. A retirada de uma camada de solo mole se torna viável quando esta alcança profundidades até 4,0 metros, mas neste estudo a camada de solo colapsível estende-se no local até profundidade de 14,0 metros.

Para o estudo da troca do solo de fundação do aterro reforçado neste estudo, foram levados em conta a estabilidade dos taludes na escavação do solo mole e a profundidade necessária para minimizar os recalques durante a construção do aterro armado.

- ***Caso B: Solução por estaqueamento***

A execução de estacas no solo de fundação tem como objetivo transmitir os esforços da carga do aterro tanto lateralmente como para uma camada mais competente, reduzindo as deformações no mesmo.

As estacas, por serem elementos de maior rigidez que o solo de fundação, absorvem maiores parcelas de carga, aliviando as tensões no solo e, como consequência, provocando o fenômeno de “arqueamento de solos”. Dependendo das características do solo de fundação, das estacas e da geometria adotada, tem-se maior efeito do arqueamento. É comum a utilização de capitéis sobre as estacas com funções de melhorar o efeito do arqueamento e proteger a cabeça das estacas.

Para as estacas analisadas no estudo, apenas a parcela de resistência ao atrito lateral foi considerada para o cálculo da capacidade de carga, comportamento comum nas estacas escavadas, executadas em solos com baixa capacidade de suporte típicos do Distrito Federal.

As análises levam em conta o espaçamento entre as estacas, considerando a capacidade de carga e os deslocamentos observados na estrutura.

- ***Caso C: Solução por estaqueamento e troca de solo***

A solução conjunta de troca de solo e estaqueamento tem como objetivo minimizar os esforços resultantes nas estacas, transmitindo parte da carga para a camada mais rígida. Em locais onde é necessária a execução de estacas de grandes dimensões para se alcançar a capacidade de carga estimada, reduzir os esforços nesses elementos mediante a inclusão de uma camada que absorva parte das tensões pode se tornar uma técnica viável.

Os estudos dessa alternativa foram direcionados considerando a espessura da camada a ser retirada, avaliando o espaçamento entre as estacas e assegurando deformações compatíveis com a obra.

Na Tabela 4.5. são apresentadas as diferentes combinações feitas na análise numérica. Pode-se observar a presença do Testes 0, o qual apresenta a condição inicial (sem construção

do aterro e nenhum tipo de melhoramento) e o Teste 1 (construção do aterro sem nenhum tipo de melhoramento). Nos testes seguintes são combinações de profundidades de escavação e camadas de solo substituído por diversos materiais, misturados ao não com diferentes quantidades, diâmetro e comprimento de estacas e presença de capitel ou placa contínua de concreto.

Tabela 4.5 Teste realizados na modelagem numérica

Caso	Teste	Estacas				Capitel / Placa	Troca de Solo		
		Quantidade	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Espaçamento (m)		Granular (m)	Argila Compactada (m)	Solo-Cimento (m)
	0	-	-	-	-	-	-	-	-
	1	-	-	-	-	-	-	-	-
A	2	-	-	-	-	-	-	1,5	-
	3	-	-	-	-	-	-	3,0	-
	4	-	-	-	-	-	-	4,5	-
	5	-	-	-	-	-	-	6,0	-
	6	-	-	-	-	-	-	6,5	-
	7	-	-	-	-	-	-	7,0	-
	8	-	-	-	-	-	-	-	4,5
	9	-	-	-	-	-	-	-	6,0
B	10	17,0	0,4	12,0	1,5	Capitel	-	0,5	-
	11	17,0	0,4	13,5	1,5	Capitel	-	0,5	-
	12	13,0	0,4	12,0	2,0	Capitel	-	0,5	-
	13	11,0	0,4	12,0	2,5	Capitel	-	0,5	-
	14	24,0	0,4	12,0	1,0	Capitel	-	0,5	-
	15	24,0	0,4	13,5	1,0	Capitel	-	0,5	-
	16	24,0	0,4	12,0	1,0	Placa	-	0,5	-
	17	17,0	0,4	12,0	1,5	Placa	-	0,5	-
C	18	17,0	0,4	12,0	1,5	Capitel	0,5	1,0	-
	19	17,0	0,4	12,0	1,5	Capitel	-	-	1,5
	20	17,0	0,4	12,0	1,5	Capitel	-	-	4,5
	21	17,0	0,4	13,0	1,5	Capitel	-	-	1,5
	22	13,0	0,4	12,0	2,0	Capitel	-	-	1,5
	23	11,0	0,4	12,0	2,5	Capitel	-	-	1,5
	24	17,0	0,4	12,0	1,5	Placa	6,0	-	-
	25	17,0	0,4	12,0	1,5	Placa	-	-	4,5
	26	17,0	0,4	12,0	1,5	Placa	-	-	6,0

4.2.1.3. PROCEDIMENTO NO PROGRAMA PLAXIS

A seguir se apresenta o processo inicial para a modelagem numérica. A título de exemplo são mostrados os gráficos do Teste 2, o qual apresenta todas as características analisadas nas diferentes simulações. A Figura 4.4 mostra o estado inicial, onde se apresentam

os diferentes estratos de solo na fundação e do aterro, as estacas, os capitéis, a restrição do movimento tanto vertical como horizontal e a franja de solo que vai ser trocado.

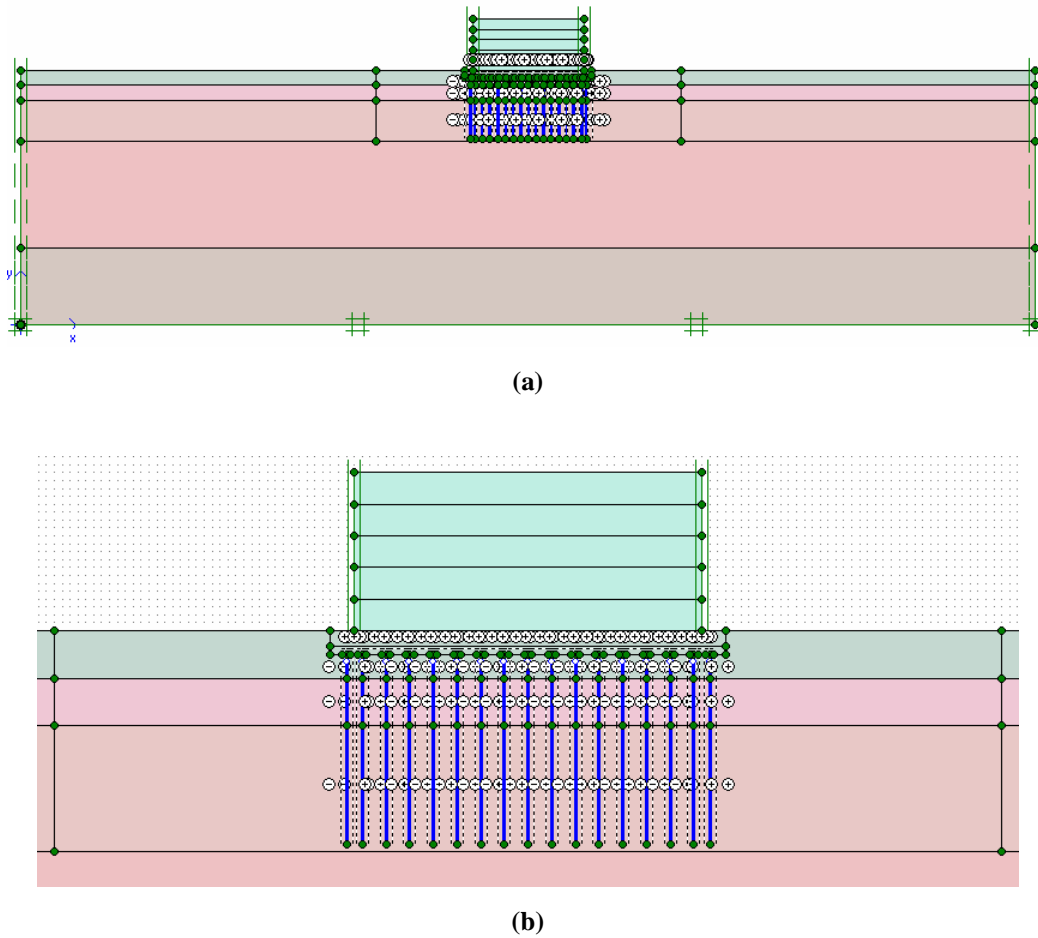


Figura 4.5 Estado inicial, Caso 1. (a) Domínio completo; (b) Detalhe na região do aterro/estacas.

Geração da malha

Como passo seguinte tem-se a geração da malha. No programa PLAXIS, este procedimento é realizado por meio do comando “Generate Mesh”. A malha neste caso, apresentada na Figura 4.5, contém 3681 nós, 1543 elementos e 4629 pontos de tensão.

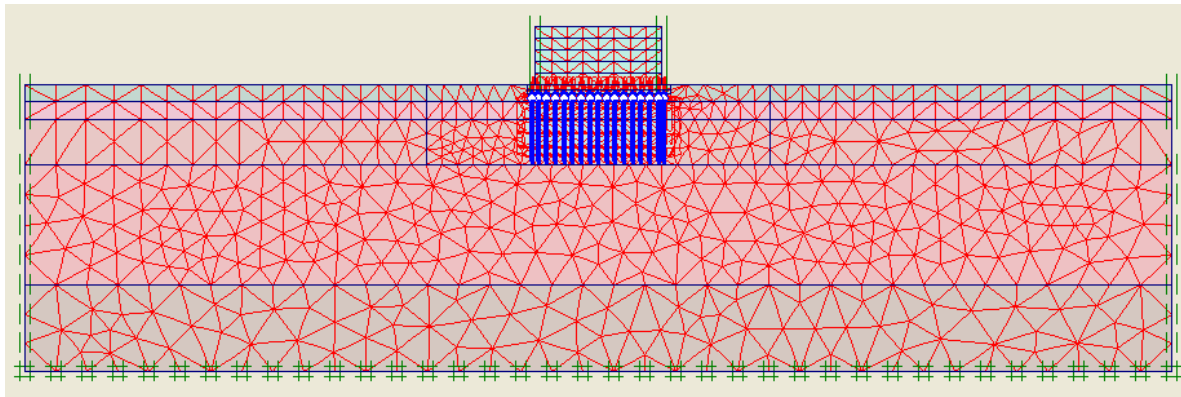


Figura 4.6 Malha 2D, Caso 1

Condição inicial

A condição inicial do sistema (Figura 4.6) é feita no programa PLAXIS pelo comando “Initial Conditions”, onde são ativados ou desativados os elementos do estágio inicial do projeto. Para o problema em estudo a condição inicial é composta unicamente pelo solo de fundação e pelas restrições horizontais e verticais.

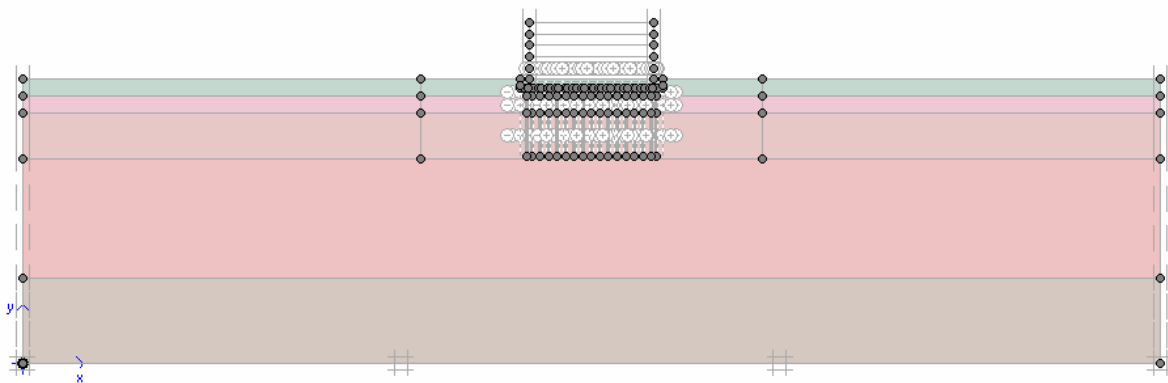


Figura 4.7 Condição inicial, Caso 1

Estado de tensões “in situ” na fundação

Antes de iniciar a construção do aterro propriamente dito, deve-se gerar o estado geostático da fundação. Para tal, deve-se ativar as tensões iniciais devido ao peso próprio de cada camada de solo. Este processo é possível por meio do comando “Generate Initial Stresses” do programa PLAXIS. A Figura 4.7 mostra este estado de tensões médias gerado. Notar a convenção de sinais usada no programa com tensões de compressão consideradas negativas.

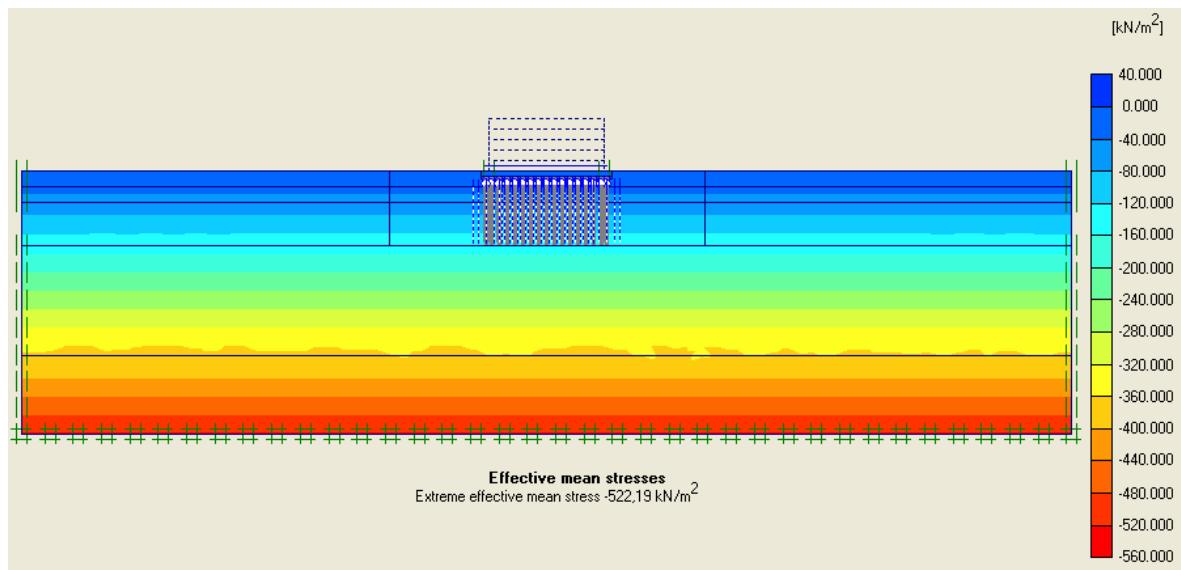


Figura 4.8 Estado inicial de tensões médias efetivas, Caso 1

Fases construtivas

Antes de começar os cálculos deve-se determinar as fases construtivas e selecionar as características de cada simulação, as etapas construtivas em geral são as seguintes:

- Condição inicial: Estado inicial, onde se encontra apenas o solo de fundação.
- Substituição das camadas de argila compactada e / ou a camada granular, e colocação das estacas;
- Subida do aterro em 5 estágios de 2,0 m de altura cada um.

4.2.2. CASO 2

4.2.2.1. GEOMETRIA E PARÂMETROS UTILIZADOS

Para a modelagem comparativa do efeito de arqueamento em condições bidimensionais e tridimensionais, foram utilizadas as ferramentas numéricas Plaxis 2D versão 7.2 e Plaxis 3D – Túnel respectivamente. Três casos foram analisados:

- **Caso A:** Modelagem numérica em 2D, com a utilização do programa PLAXIS 2D versão 7.2;
- **Caso B:** Modelagem numérica em 3D em estado plano de deformações, deformações nulas ao longo do eixo Z, com a utilização do programa PLAXIS 3D;
- **Caso C:** Modelagem numérica em 3D com variação de deformações em todos os eixos, com a utilização do programa PLAXIS 3D.

Nos três casos foram utilizados os mesmos parâmetros tanto do solo de fundação, quanto do aterro, as estacas e os capitéis, variando-se, unicamente, no momento de calcular a discretização das estacas e o aterro, como será detalhado mais adiante. Os parâmetros adotados no projeto são os seguintes:

Aterro e fundação

O solo de fundação tem uma profundidade de 10 metros e é dividido em 5 camadas de diferentes tipos de solo entre os que se encontram argila, silte e rocha alterada. A altura do aterro é de 3,0 metros e sua largura é de 20,0 metros. A menor altura neste caso visa apenas viabilizar a análise em 3D com menor número de elementos.

Como parte do melhoramento de solo foram substituídos dois metros de solo de fundação da camada superficial por um metro de argila compactada e um metro de uma camada granular numa faixa de 9 metros embaixo do aterro. Na Figura 4.8, apresenta-se a geometria do aterro estaqueado.

Nestas análises existem restrições de movimentos horizontais nas laterais e verticais no limite inferior da fundação.

Os parâmetros do solo e as características do aterro são apresentados na Tabela 4.6.

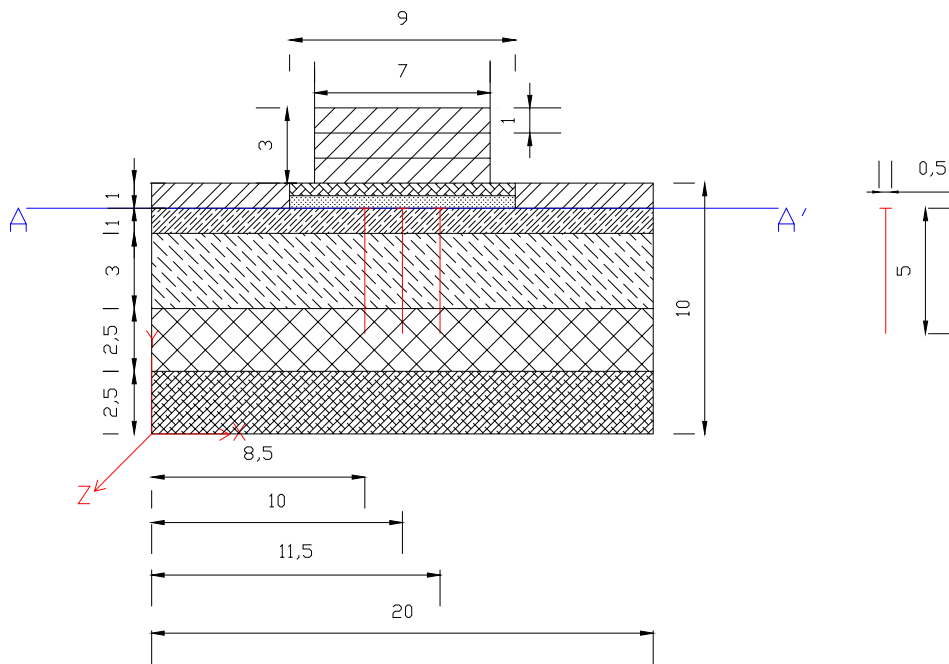


Figura 4.9 Geometria do projeto, Caso 2

Tabela 4.6 Parâmetros do solo, Caso 2

Camada	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	K_0	e_0	E (kPa)	ν
ARGILA 1M	1	12	10	27	0,4	2,1	1300	0,28
ARGILA 2M	2	14,5	10	27	0,5	1,6	2000	0,31
ARGILA 5M	5	15,5	20	27	0,5	1,4	11500	0,31
SILTE ARENOSO	7,5	17	15	29	0,5	0,95	35000	0,33
ROCHA ALTERADA	10	19	20	35	0,4	0,9	300000	0,2
ATERRO ARMADO	-	17,5	40	30	0,5	1	50000	0,33
ARGILA COMPACTADA	-	17,5	5	42	0,4	2	50000	0,25
CAMADA RÍGIDA (GRANULAR)	-	17,5	5	40	0,4	-	60000	0,25
INTERFACE ESTACA	-	0	5	27	-	-	2000	0,01

Estaca

Na análise foram utilizadas 3 estacas de 5,0 metros de comprimento cada uma, espaçadas de 1,50 metros. As estacas foram simuladas como elementos circulares de concreto, de diâmetro 0,40 metros. Para o dimensionamento utilizou-se a mesma metodologia usada no Caso 1. A Figura 4.9 mostra a distribuição das estacas e capitéis dentro do aterro para os Casos A e B em 3D, e na Tabela 4.7 são apresentados os parâmetros das estacas.

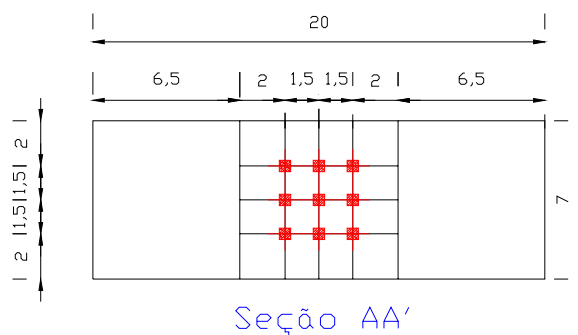


Figura 4.10 Distribuição de estacas e capitéis em três dimensões no Caso 2

Deve-se anotar que nos casos A e B as estacas foram simuladas como “parede equivalente”.

Tabela 4.7 Parâmetros das estacas, Caso 2

Parâmetros	Símbolo	Unidade	Valor
Módulo de Elasticidade	E	kN/m ²	3,00E+07
Diâmetro da Estaca	φ	m	0,40
Área	A	m ²	0,13
Momento de Inércia	I	m ⁴	0,0013
Rigidez Normal	EA	kN	2,51E+06
Rigidez a Flexão	EI	kN/m ²	2,51E+04
deq (Plaxis)	deq	m	0,35
Peso unitário	w	kN/m	1,76

Capitel

Para as simulações foram usados capitéis de aço de dimensões 0,50 x 0,50 x 0,50 metros, as mesmas considerações propostas no Caso 1. Na Tabela 4.8 são apresentados os parâmetros dos capitéis.

Tabela 4.8 Parâmetros dos capitéis, caso 2

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Módulo de Elasticidade	E	kN/m ²	3,00E+07
Altura do Capitel	h	m	0,50
Largura do Capitel	L	m	0,50
Área	A	m ²	0,25
Momento de Inércia	I	m ⁴	0,005
Rigidez Normal	EA	kN	5,00E+06
Rigidez a Flexão	EI	kN/m ²	1,04E+05
Deq (Plaxis)	Deq	m	0,50
Coefficiente de Poisson	ν	-	0,15
Peso unitário	w	kN/m	5,25

Como no Caso 1, empregaram-se elementos de interface no contato entre o solo e as estacas e os capitéis.

4.2.2.2. PROCEDIMENTO NO PROGRAMA PLAXIS

A seguir apresenta-se o processo inicial para a modelagem numérica. A Figura 4.10 mostra o estado inicial, onde se apresentam os diferentes estratos de solo na fundação, o aterro, as estacas, os capitéis, a restrição do movimento tanto vertical como horizontal e a franja de solo que vai ser trocado.

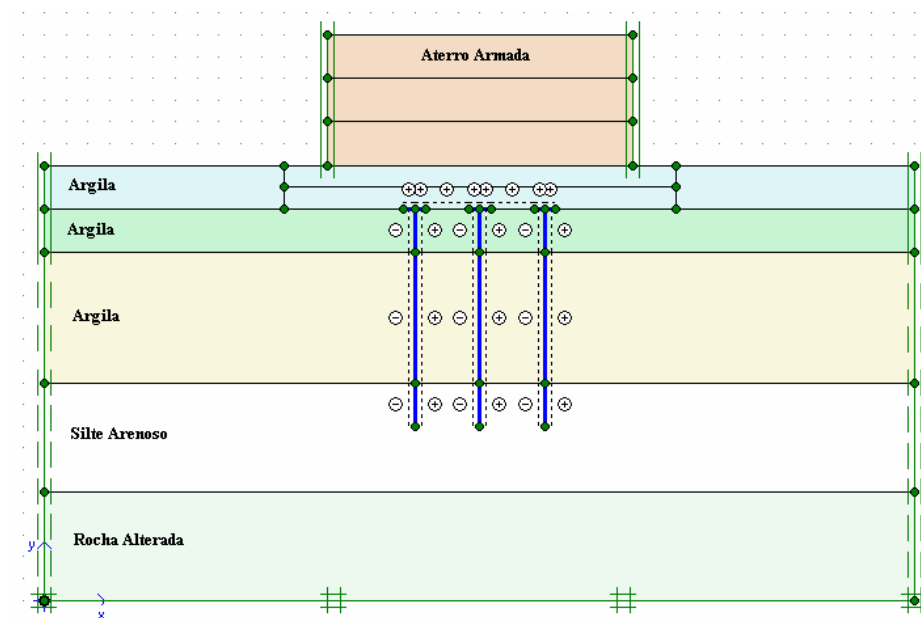


Figura 4.11 Estado inicial, Caso 10

Geração da malha

Como passo seguinte tem-se a geração da malha. Este procedimento é realizado por meio do comando “Generate Mesh”, a qual inicialmente é gerada em 2D e para este caso contém 922 nós, 396 elementos e 1188 pontos de tensão, como ilustrado na Figura 4.11.

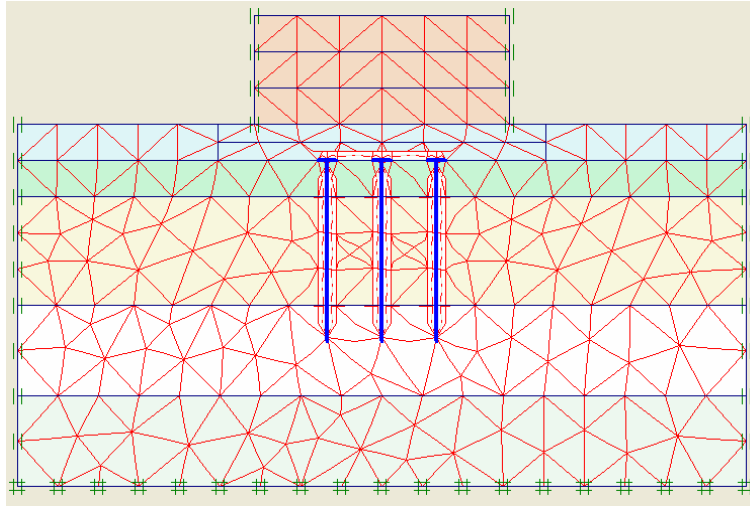


Figura 4.12 Malha 2D, Caso 2

A geração da malha em 3D é obtida por meio do comando “Generate 3D Mesh”, o qual precisa especificar planos onde as condições mudam. Por exemplo, deve-se ativar as estacas apenas em planos específicos, e o aterro também se ativa em outros planos, mas a fundação está presente sempre. As Figuras 4.12 e 4.13 mostram melhor este procedimento.

Na Figura 4.12, observam-se os planos no eixo Z, para a geração da malha em 3D. Para obter um verdadeiro comportamento em 3D (Para o Caso C), nos cálculos se ativaram os planos A, C e E para a simulação das estacas e dos capitéis.

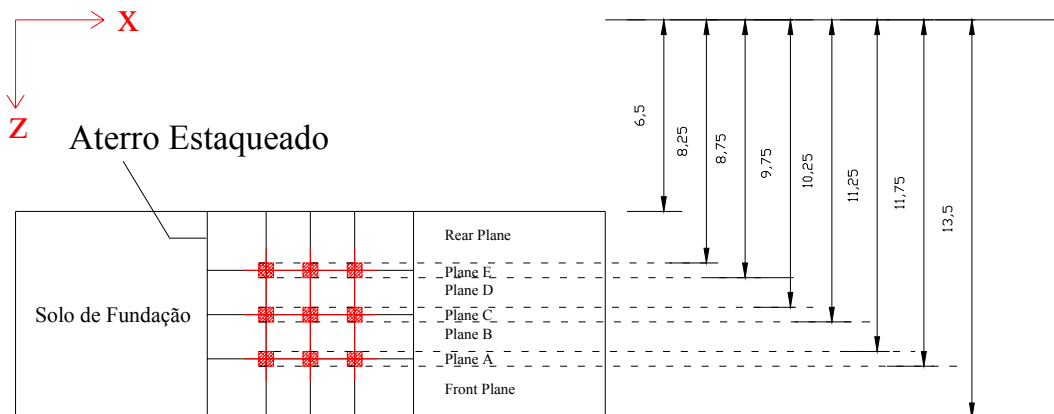


Figura 4.13 Planos para a geração da malha em 3D, Caso 2

Na Figura 4.13, mostra como se introduz os diferentes planos no Programa PLAXIS, isso de acordo com a Figura 4.12 mostrada anteriormente.

A malha gerada é mostrada na Figura 4.14. Vale a pena mencionar que nesta malha não aparece a discretização das estacas e capitéis, a qual só é visualizada na etapa de cálculo. A malha definitiva contém 11560 nós, 3564 elementos e 21384 pontos de tensão.

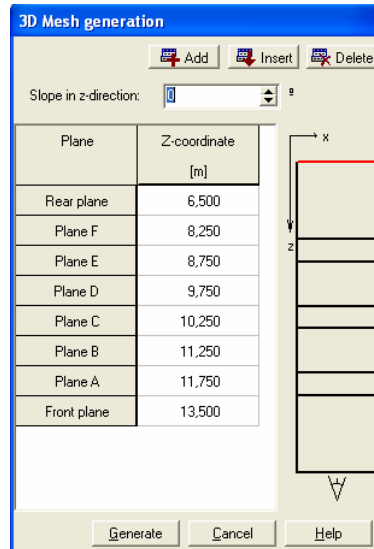


Figura 4.14 Parâmetros da malha 3D, Caso 2

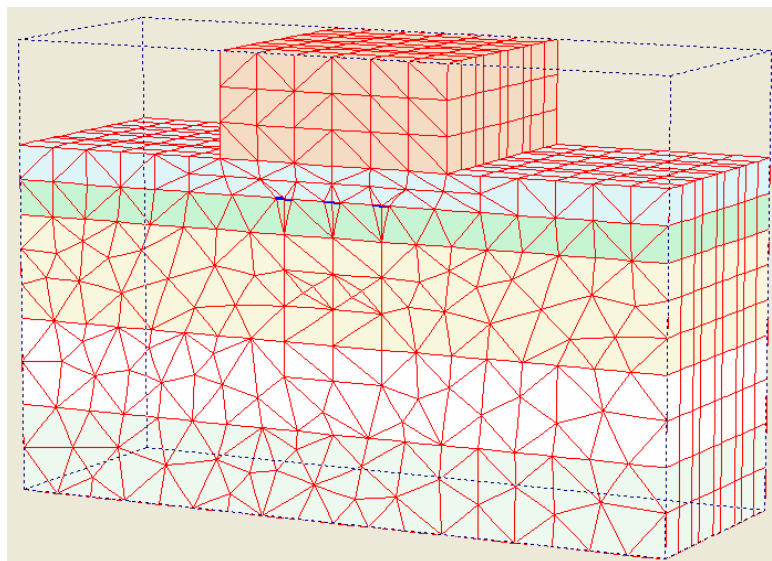


Figura 4.15 Malha 3D, Caso 2

Para o caso B, na geração da malha em 3D não precisa gerar planos, porque este caso se considerou em estado plano de deformações, o que significa que a geometria não varia no plano z, portanto existe só um plano.

Condição inicial

A condição inicial do sistema (Figura 4.15) é feita no programa PLAXIS pelo comando “Initial Conditions”, onde são ativados ou desativados os elementos do estágio inicial do projeto. Para o problema em estudo esta condição inicial inclui unicamente o solo de fundação.

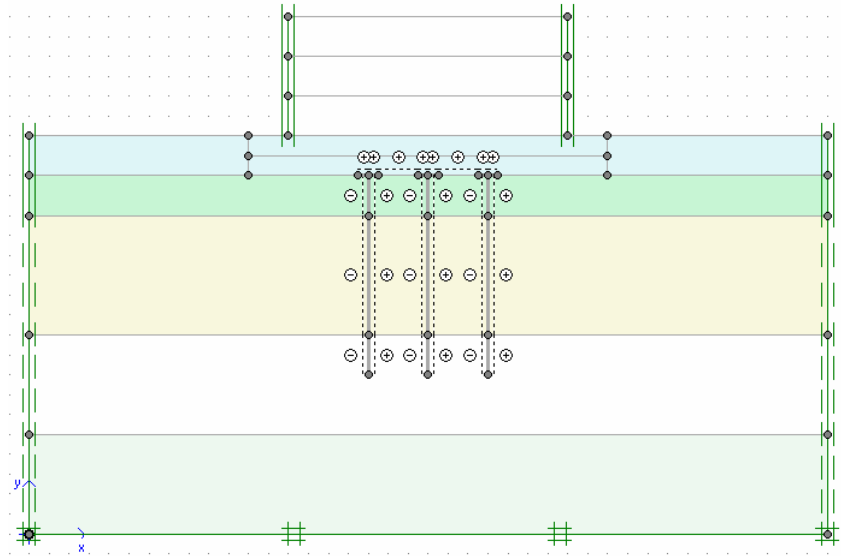


Figura 4.16 Condição inicial, Caso 2

Estado de tensões “in situ” na fundação

Antes de iniciar a construção do aterro propriamente dito, teve-se que gerar o estado de tensões geostático na fundação. Para tal, deve-se ativar as tensões iniciais devido ao peso próprio de cada camada de solo. Este processo é possível por meio do comando “Generate Initial Stresses” do programa PLAXIS. Na Figura 4.16 mostra-se o estado de tensões iniciais na fundação.

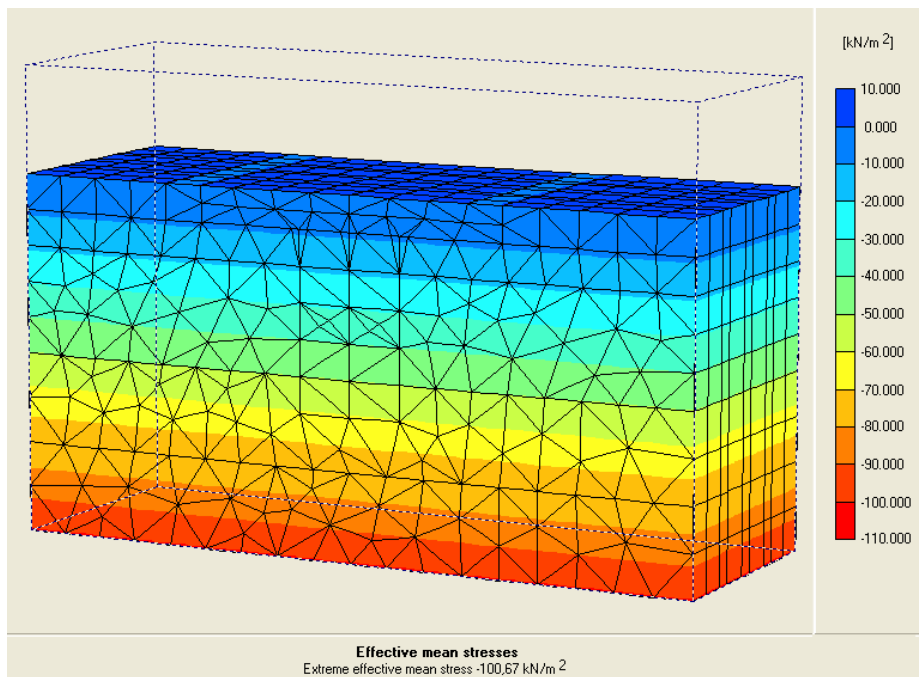


Figura 4.17 Estado inicial de tensões médias efetivas, Caso 2

Fases construtivas

Antes de começar os cálculos deve-se determinar as fases construtivas e selecionar nos diferentes planos as características de cada uma delas, para os três casos (A, B e C) as fases construtivas são as seguintes:

- Condição inicial: Estado inicial, onde se encontra unicamente o solo de fundação.
- Substituição das camadas de argila compactada e/ou a camada granular, e colocação das estacas. (Para o Caso C, a colocação das estacas foi nos planos a, c e e);
- Subida do aterro em 3 estágios de 1,0 m de altura cada um.

CAPÍTULO 5

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Apresentam-se neste capítulo os resultados dos estudos paramétricos efetuados. Estes estudos foram efetuados por via numérica utilizando o procedimento descrito no Capítulo 4.

A seguir são expostos os resultados encontrados para as tensões e os deslocamentos em cada um dos dois casos. Estes serão mostrados por meio de gráficos e comparações, com a finalidade de encontrar, no Caso 1, a melhor solução para a obra e, no Caso 2, ressaltar as principais diferenças no efeito arqueamento entre as duas dimensões (2D ou 3D).

5.1. CASO 1

Como descrito anteriormente, o Caso 1 é a simulação de projeto para uma obra real, com parâmetros do solo obtidos no laboratório de geotecnia, no qual se realizaram múltiplas modelagens variando diferentes características para obter a melhor combinação e apresentar a melhor solução para o conjunto fundação - aterro, com a finalidade de minimizar os deslocamentos e os níveis de recalques obtidos na crista do aterro. Investiga-se o efeito da variação de cada parâmetro no comportamento tensão-deformação da obra.

Na Tabela 5.1 apresenta-se um resumo das simulações numéricas realizadas com seus respectivos deslocamentos e tensões obtidas com a análise numérica.

A seguir, uma breve descrição de alguns resultados, para assim definir a melhor solução para o problema em estudo.

O primeiro caso (Teste 0) é simplesmente a condição inicial sem estacas e ainda sem a construção do aterro. Nesta condição a máxima tensão média efetiva inicial é de -519,22 kPa.

Prosseguiu-se com o Teste 1, o qual é a construção do aterro sem nenhum tipo de melhoramento (sem estacas, nem troca de solo) as tensões médias efetivas iniciais foram -552,62 kPa, e o deslocamento total máximo causado pelo peso próprio foi de 659,28 mm, apresentando-se maiores no centro do aterro como é apresentado na Figura 5.1.

Tabela 5.1 Resultados nas simulações realizadas no caso 1, em termos de tensões médias e deslocamentos totais.

Caso	Teste	Estacas					Troca de Solo			Deslocamento Total Máximo (mm)						Tensão Média (kPa)
		Quantidade	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Espaçamento (m)	Capitel / Placa	Granular (m)	Argila Compactada (m)	Solo-Cimento (m)	Total		Horizontal		Vertical		
										Escavação	Aterro	Escavação	Aterro	Escavação	Aterro	
	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-519,22
	1	-	-	-	-	-	-	-	-	659,28	-	-	-	-	-	-552,62
A	2	-	-	-	-	-	-	1,5	-	55,25	560,52	8,71	104,19	55,25	560,52	-899,82
	3	-	-	-	-	-	-	3,0	-	77,19	457,92	22,98	115,07	77,19	457,92	-903,81
	4	-	-	-	-	-	-	4,5	-	92,42	391,68	44,83	111,43	92,42	391,68	-906,60
	5	-	-	-	-	-	-	6,0	-	84,26	293,83	73,09	64,76	84,26	293,83	-910,00
	6	-	-	-	-	-	-	6,5	-	91,89	250,06	90,83	56,16	84,6	250,06	-910,70
	7	-	-	-	-	-	-	7,0	-	1280,00	267,78	1140,00	54,61	597,00	267,78	-911,60
	8	-	-	-	-	-	-	-	4,5	92,42	371,76	44,83	107,46	92,42	371,76	-905,52
	9	-	-	-	-	-	-	-	6,0	84,25	272,76	73,09	65,25	84,26	272,76	-908,24
B	10	17,0	0,4	12,0	1,5	Capitel	-	0,5	-	100,00	-	14,09	-	100,00	-	-924,65
	11	17,0	0,4	13,5	1,5	Capitel	-	0,5	-	89,50	-	13,40	-	89,50	-	-928,25
	12	13,0	0,4	12,0	2,0	Capitel	-	0,5	-	125,58	-	21,68	-	125,58	-	-922,11
	13	11,0	0,4	12,0	2,5	Capitel	-	0,5	-	139,32	-	22,63	-	139,27	-	-920,61
	14	24,0	0,4	12,0	1,0	Capitel	-	0,5	-	96,78	-	14,19	-	96,78	-	-929,06
	15	24,0	0,4	13,5	1,0	Capitel	-	0,5	-	87,42	-	13,39	-	87,42	-	-933,41
	16	24,0	0,4	12,0	1,0	Placa	-	0,5	-	93,99	-	16,88	-	93,99	-	-930,26
	17	17,0	0,4	12,0	1,5	Placa	-	0,5	-	110,19	-	16,57	-	110,16	-	-926,75
C	18	17,0	0,4	12,0	1,5	Capitel	0,5	1,0	0,0	103,18	-	19,90	-	103,18	-	-928,31
	19	17,0	0,4	12,0	1,5	Capitel	-	-	1,5	97,46	-	16,54	-	97,46	-	-928,99
	20	17,0	0,4	12,0	1,5	Capitel	-	-	4,5	113,50	-	17,50	-	113,50	-	-941,39
	21	17,0	0,4	13,0	1,5	Capitel	-	-	1,5	92,90	-	16,00	-	92,90	-	-931,61
	22	13,0	0,4	12,0	2,0	Capitel	-	-	1,5	126,70	-	37,89	-	126,70	-	-926,25
	23	11,0	0,4	12,0	2,5	Capitel	-	-	1,5	131,58	-	38,92	-	131,58	-	-924,79
	24	17,0	0,4	12,0	1,5	Placa	6,0	-	-	138,22	-	17,03	-	138,22	-	-948,17
	25	17,0	0,4	12,0	1,5	Placa	-	-	4,5	115,77	-	17,51	-	115,77	-	
	26	17,0	0,4	12,0	1,5	Placa	-	-	6,0	119,56	-	19,53	-	119,56	-	

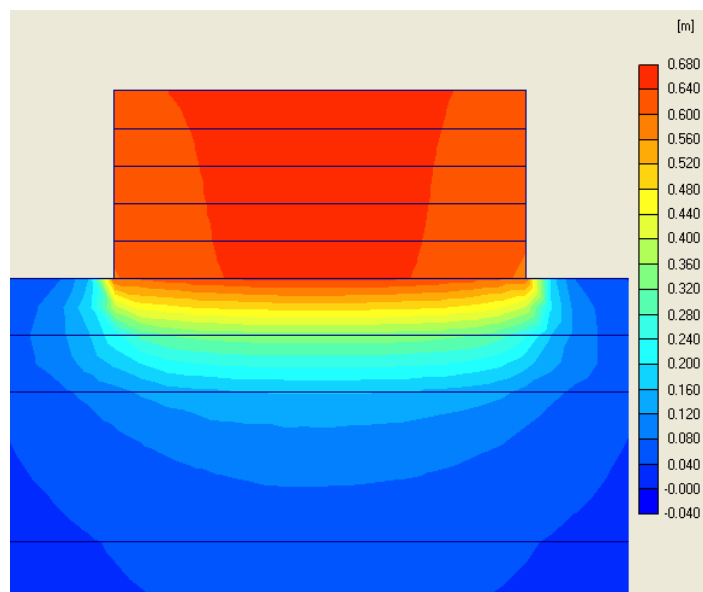


Figura 5.1 Teste 1 - Distribuição de deslocamentos totais

Como pode-se observar, os deslocamentos na base do aterro (da ordem de 600 mm) são bastante significativos. Por se tratar de um projeto de aterro em terra armada, estes valores são inaceitáveis uma vez que as paredes deste tipo de obra não resistem a grandes deslocamentos. Por este motivo é fundamental algum tipo de melhoramento do solo de fundação, visando a diminuição dos deslocamentos no aterro de terra armada.

A seguir são apresentados os diferentes resultados dos 3 casos para o melhoramento do solo.

5.1.1. CASO A: SOLUÇÃO POR TROCA DE SOLO DE FUNDAÇÃO

O estudo desta alternativa teve como objetivo avaliar a profundidade necessária para a troca de solo, considerando as deformações e tensões geradas na estrutura e no solo de fundação.

Para este caso foram analisadas as alternativas de escavação com as seguintes profundidades:

- Teste 2 Profundidade de escavação 1,5 metros
- Teste 3 Profundidade de escavação 3,0 metros

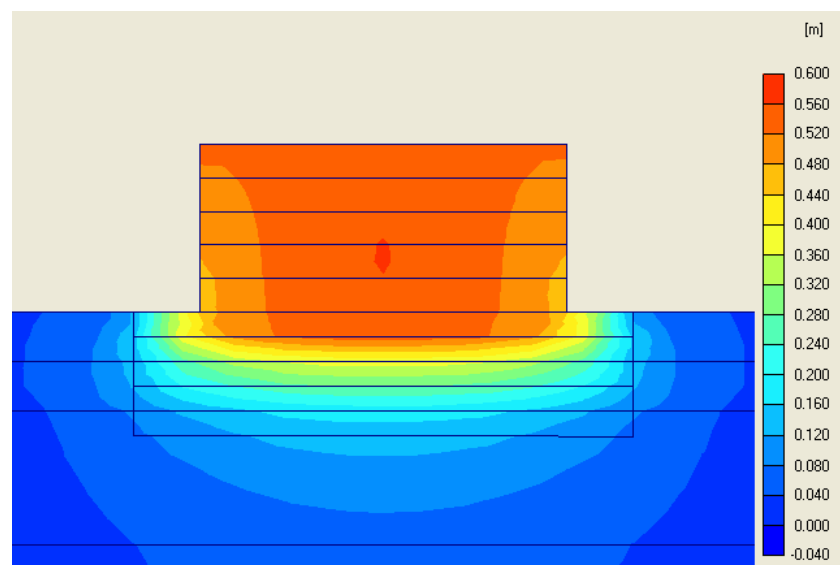
- Teste 4 e 8 Profundidade de escavação 4,5 metros
- Teste 5 e 9 Profundidade de escavação 6,0 metros
- Teste 6 Profundidade de escavação 6,5 metros
- Teste 7 Profundidade de escavação 7,0 metros

Escolheram-se estas profundidades para observar o comportamento do solo de fundação quanto à estabilidade das paredes laterais e ao surgimento de possíveis zonas de plastificação. Também será analisado o comportamento do solo de fundação depois da substituição do solo, tanto por argila compactada quanto por solo-cimento, e posteriormente, a subida do aterro nas suas diferentes fases construtivas, com a finalidade de observar o comportamento com estes tipos de solo.

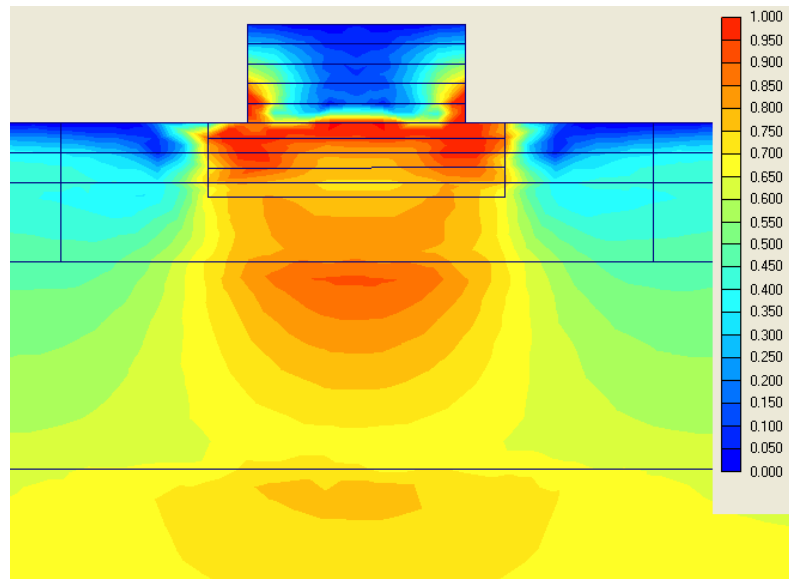
A seguir apresentam-se os diferentes testes com as suas respectivas profundidades de escavação e troca de solo, anteriormente descritas.

- **Teste 2:** 1,5 m de escavação e posterior substituição por argila compactada, a escavação foi simulada só em um estagio.

A Figura 5.2 mostra os resultados obtidos para o Teste 2 em termos de deslocamentos totais ao final da construção do aterro (a), e das tensões efetivas médias ao final da construção do aterro (b).



(a)



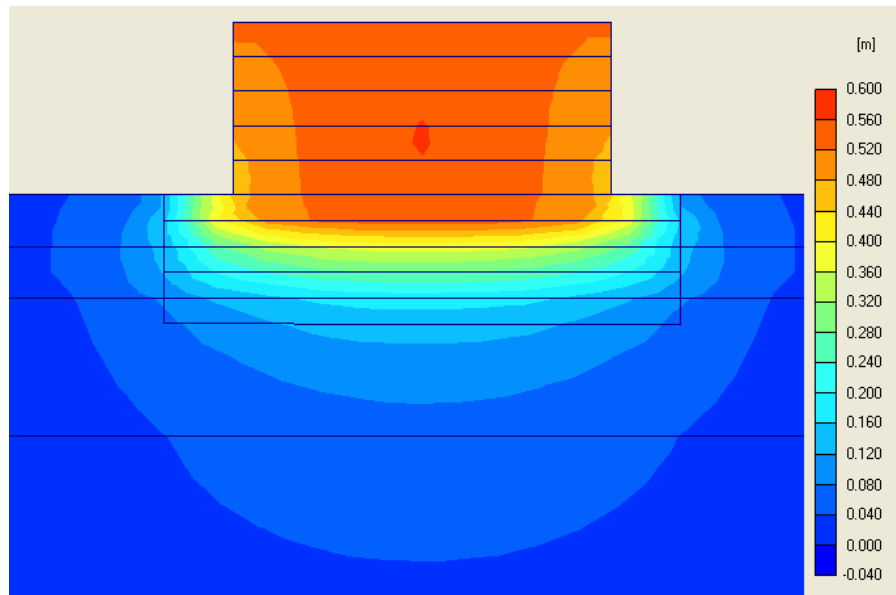
(b)

Figura 5.2 Teste 2 - (a) Distribuição de deslocamentos médias depois da construção do aterro, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro

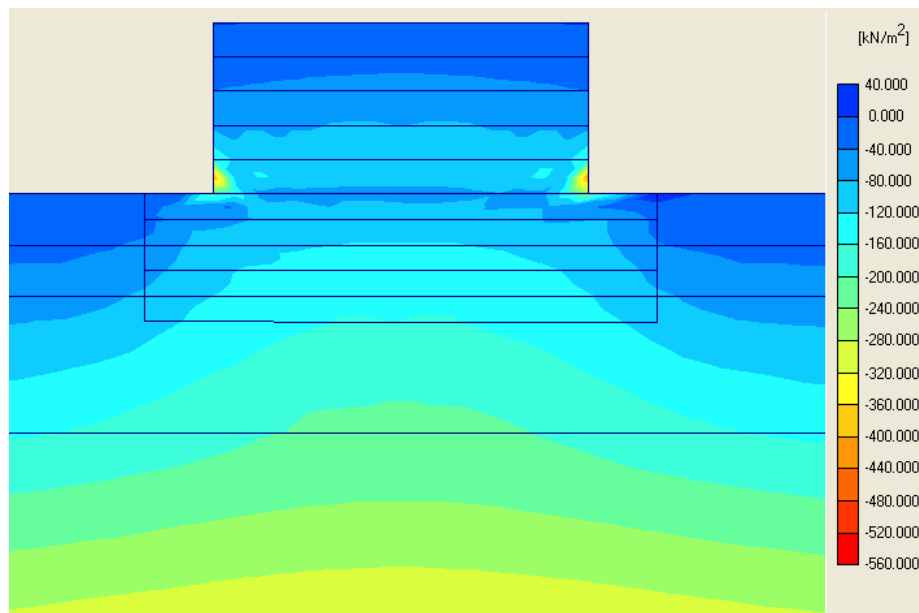
Não foram observados problemas de estabilidade na escavação, mas os deslocamentos são elevados para este tipo de obra (desl. máx: 0,56 m). Os maiores deslocamentos ocorreram no aterro, especialmente no centro dele, e na base do aterro, até a profundidade de 2,0 m. Observa-se ainda uma concentração de tensões médias nas paredes laterais no aterro.

- **Teste 3:** 3,0 m de escavação e posterior substituição por argila compactada. A escavação foi simulada em dois estágios, cada um de 1,5 m.

A Figura 5.3 apresenta os deslocamentos totais e as tensões médias efetivas para o Teste 3. Não foram observados problemas de estabilidade na escavação, porém os deslocamentos ainda são consideráveis (desl. máx: 0,46 m). Os maiores deslocamentos também ocorrem no aterro e na sua base numa profundidade de até 2,0 m. Ocorre ainda uma concentração de tensões no pé do aterro, embora em menor grau do que no Teste 1.



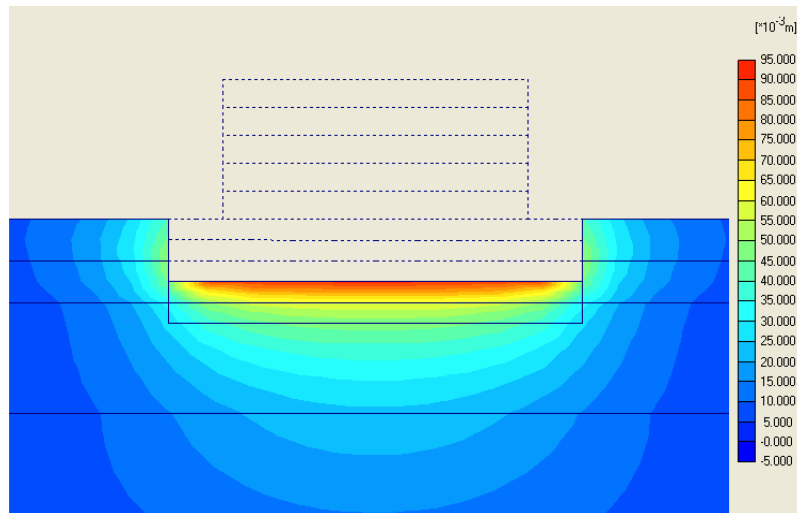
(a)



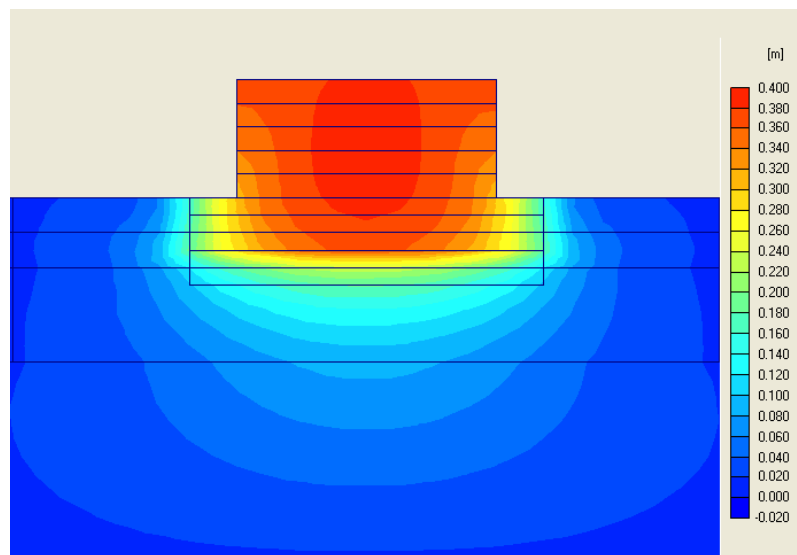
(b)

Figura 5.3 Teste 3 - (a) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro

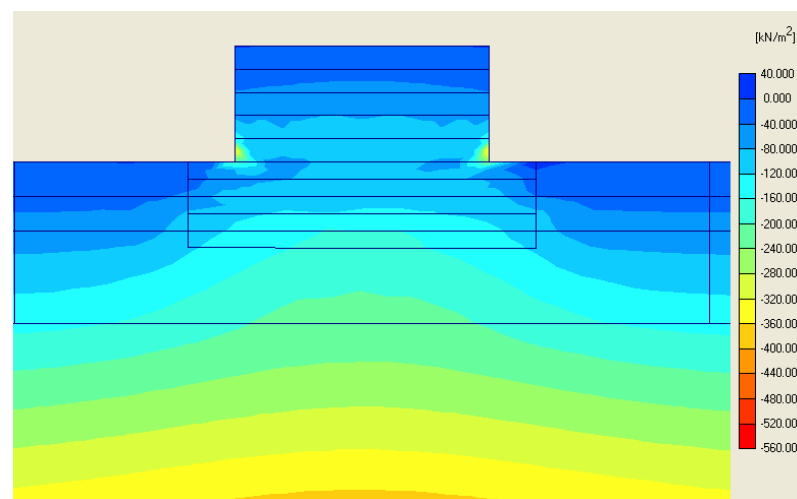
- **Teste 4:** 4,5 m de escavação e posterior substituição por argila compactada. A escavação foi simulada em três estágios, cada um de 1,5 m. Os resultados são apresentados na Figura 5.4.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.4 Teste 4 - (a) Distribuição de deslocamentos totais na escavação, (b) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro, (c) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro

Durante a escavação dos 4,5 metros não foram observadas zonas plastificação significativas, apenas a ocorrência de poucos pontos de tração. Entretanto a estrutura não colapsa, o que possibilita o aumento da profundidade. Não obstante o deslocamento máximo depois da construção do aterro chega a 0,392 m, e este deslocamento máximo atinge profundidade de 5,0 m, sendo bastante elevado para este tipo de obra. Nota-se também concentração de tensões nos cantos inferiores do aterro.

- **Teste 5:** Escavação de 6,0 m e posterior substituição por argila compactada, a escavação foi simulada em quatro estágios, cada um de 1,5 m. A Figura 5.5 apresenta os resultados obtidos.

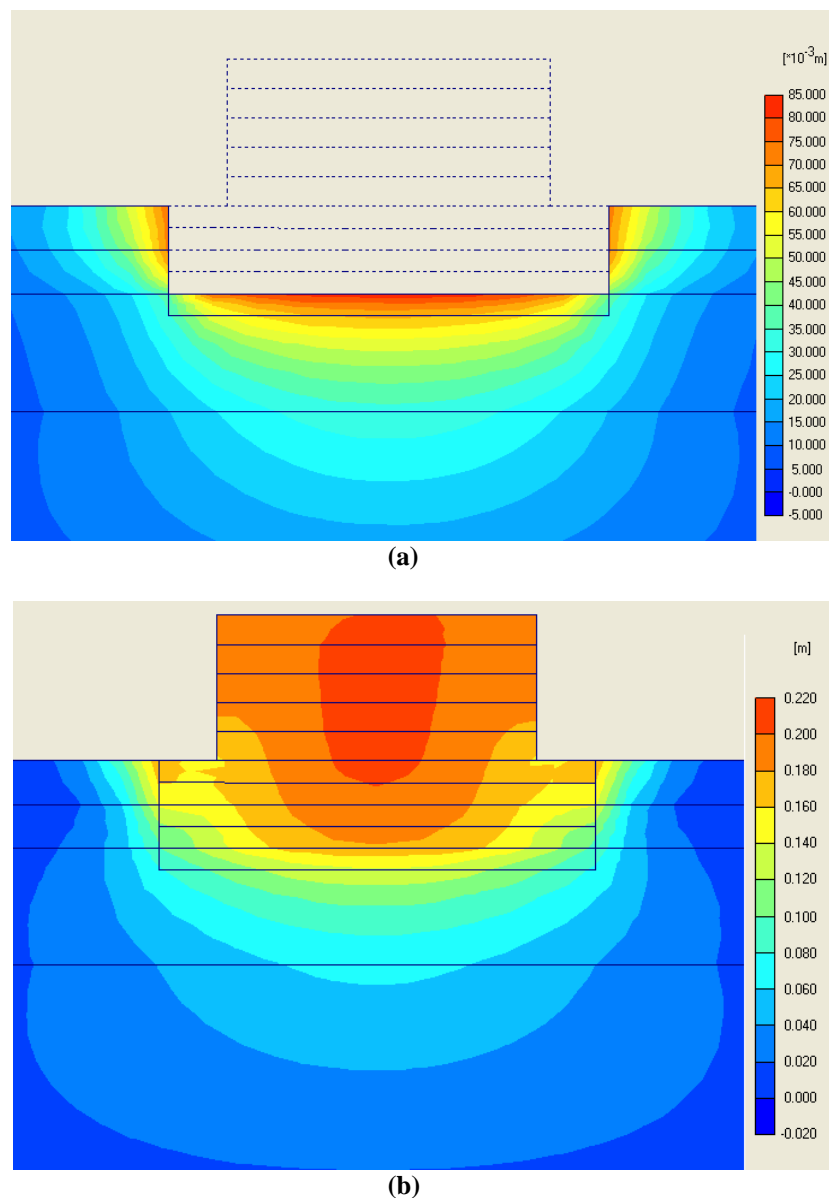
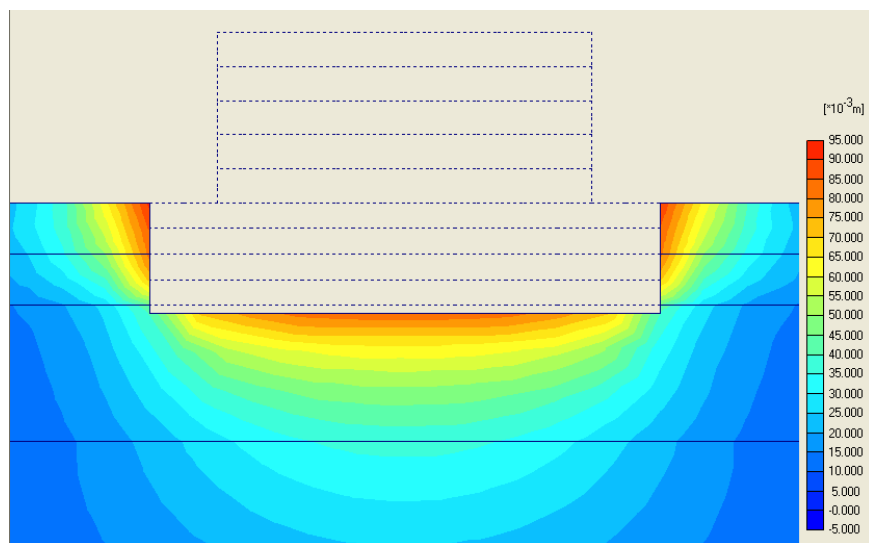


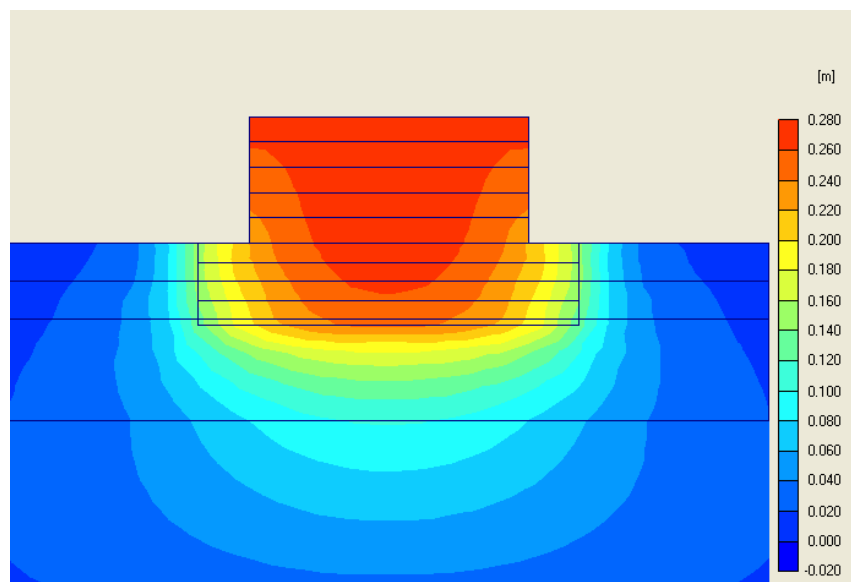
Figura 5.5 Teste 5 - (a) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro

Durante a escavação dos 6 metros, não foram observados pontos de plastificação, mas ocorrem alguns pontos de tração nos cantos, mesmo assim, estes não são muito significativos e a estrutura não colapsa. Porém o deslocamento total máximo após a construção do aterro ainda é elevado (0,294 m). Pode-se observar também que os maiores deslocamentos se apresentam no centro do aterro.

- **Teste 6:** Escavação de 6,5 m e posterior substituição por argila compactada. A escavação foi simulada em cinco estágios, quatro de 1,5 m e um de 0,5 m. Na Figura 5.6 são apresentados os resultados.



(a)



(b)

Figura 5.6 Teste 6 - (a) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro, (b) Distribuição de tensões médias depois da construção do aterro

Durante a escavação observam-se deslocamentos maiores (desl. máx. Horizontal: 0,091 m), os quais podem ocasionar a ruptura das paredes, mas a escavação suporta esta profundidade e ainda é factível o enchimento de argila compactada e a construção do aterro. O deslocamento máximo após a construção do aterro ainda é grande (0,250 m), e se concentra no topo do aterro e no meio dele.

- **Teste 7:** Escavação de 7,0 m e posterior substituição por argila compactada. A escavação foi simulada em cinco estágios, quatro de 1,5 m e um de 1,0 m. Na Figura 5.7 mostram-se os deslocamentos durante a escavação e após da construção do aterro, resultantes das simulações realizadas neste teste.

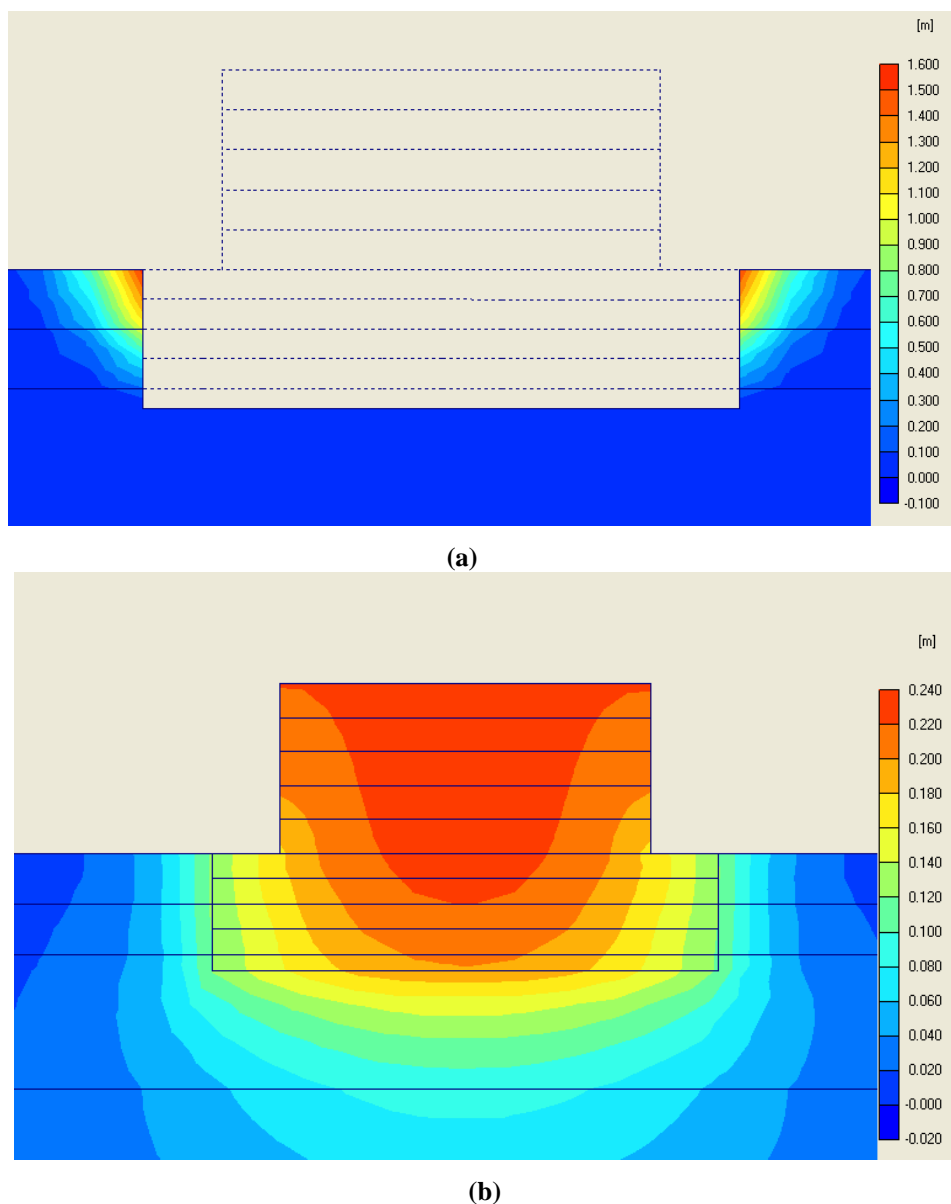


Figura 5.7 Teste 7 - (a) Distribuição de deslocamentos totais na escavação, (b) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro

No momento da escavação, a estrutura provavelmente colapsará, como se observa na Figura 5.7 (a), que apresentam deslocamentos máximos horizontais de 1,14 m e verticais de 0,59 m. Caso fosse possível a construção do aterro os deslocamentos máximos seriam de 0,268 m, que também não são muito baixos.

Depois de analisar cada profundidade de escavação, observou-se que para profundidades maiores de 7,0 metros, problemas de instabilidade dos taludes começaram a ser observados, limitando a essa profundidade a escavação em taludes verticais. As Figuras 5.8 e 5.9 ilustram a simulação de escavação com 7,0 metros de profundidade, onde a primeira mostra o padrão de deslocamentos das paredes laterais da escavação, e a segunda os deslocamentos horizontais e verticais produzidos. A Figura 5.10 mostra os pontos de plastificação (pontos vermelhos), que representam a ruptura localizada e os pontos de tração (pontos brancos) que representam locais onde tensões de tração são desenvolvidas. Profundidades maiores poderiam ser alcançadas abatendo-se a inclinação dos taludes. Entretanto, esta medida acarretaria maiores volumes de terraplanagens, além da invasão de áreas laterais.

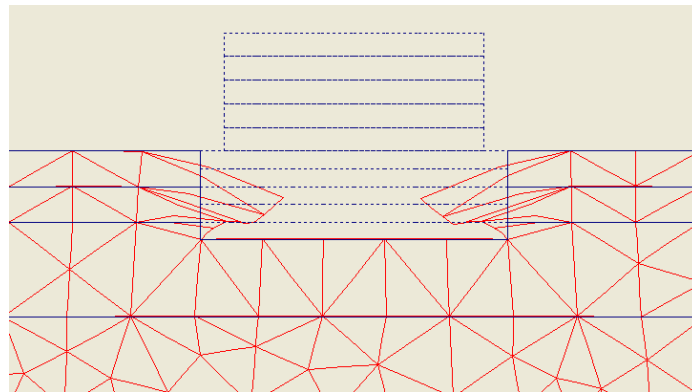


Figura 5.8 Representação da malha deformada na região das paredes laterais do solo para uma escavação com profundidade de 7,0 m

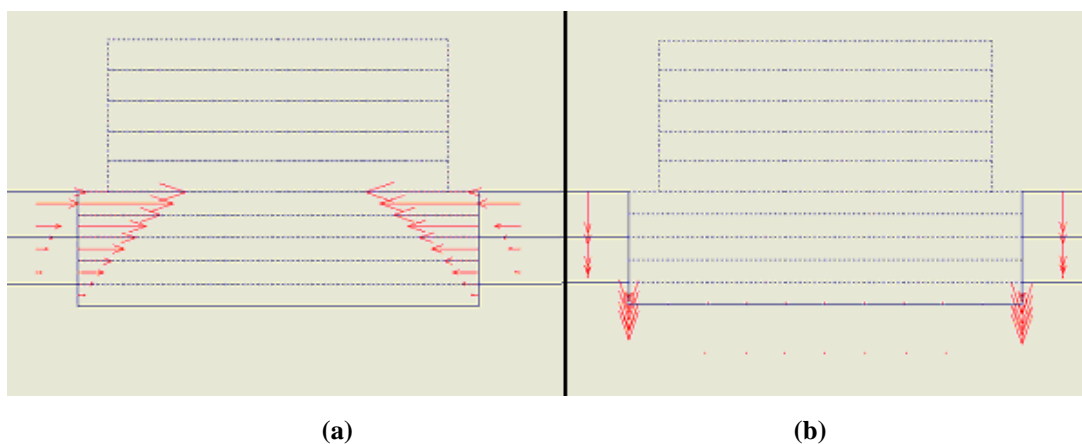


Figura 5.9 Teste 7 - (a) Deslocamentos horizontais, (b) Deslocamentos verticais

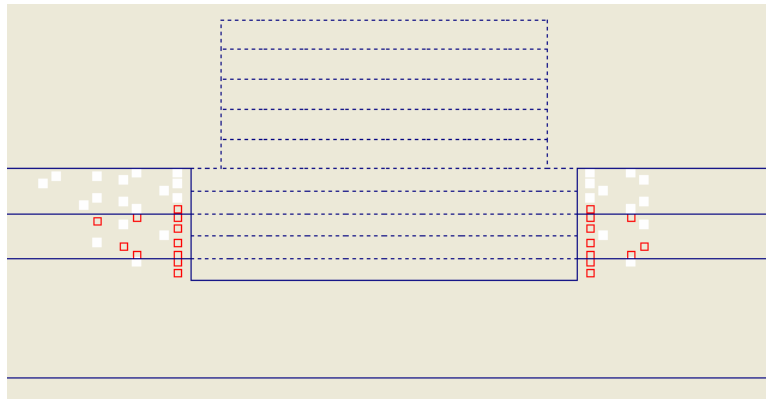


Figura 5.10 Pontos de plastificação e de tração no solo de escavação

Além da substituição do solo de fundação por argila compactada investigou-se a possibilidade de substituir estas camadas por solo-cimento. Para tanto realizaram-se dois testes um com substituição de 4,5 metros e o outro com a profundidade crítica de 6,0 metros.

- **Teste 8:** escavação de 4,5 m e posterior substituição por solo-cimento. A escavação foi simulada em três estágios, cada um de 1,5 m.

A Figura 5.11 apresenta os resultados do Teste 8, em termos de deslocamentos totais.

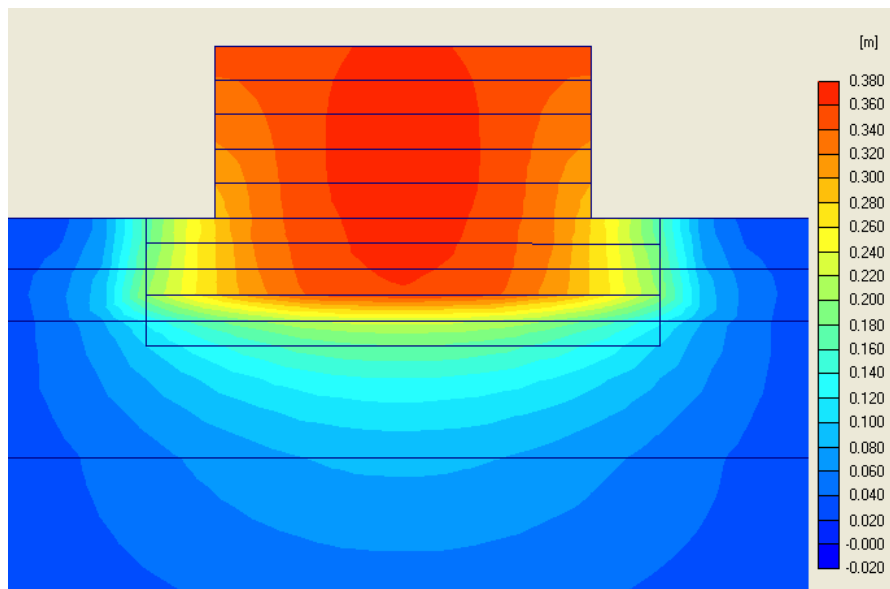


Figura 5.11 Teste 8 - Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro.

Na escavação é obvio que não apresenta diferenças com o Teste 4, mas na construção do aterro resulta em deslocamentos menores (desl. máx.: 0,37 m).

- **Teste 9:** escavação de 6,0 m e posterior substituição por solo-cimento. A escavação foi simulada em quatro estágios, cada um de 1,5 m.

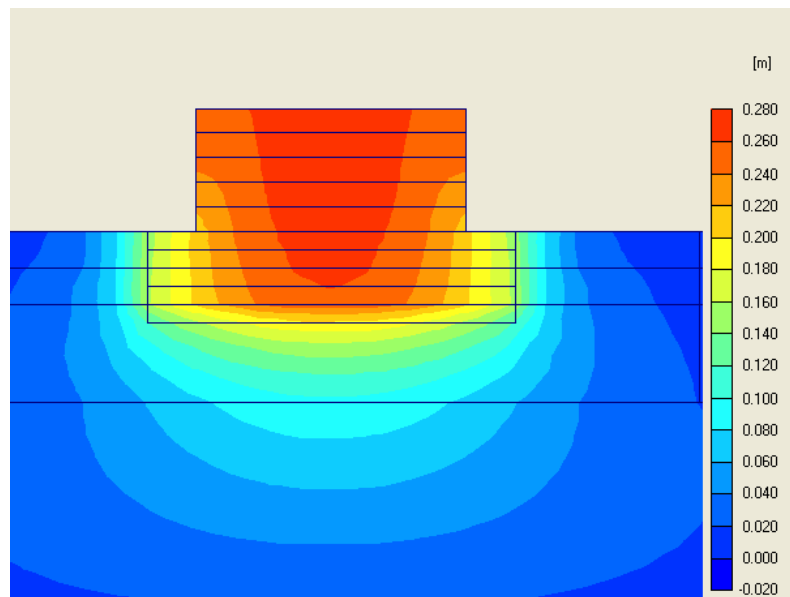


Figura 5.12 Teste 9 - Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro.

Na Figura 5.12 mostra os resultados do Teste 9. Este caso apresenta um comportamento similar ao Teste 5, o qual tem a mesma profundidade, porém o deslocamento produzido pela construção do aterro é muito mais baixo (desl. máx.: 0,272 m).

A seguir apresentam-se gráficos comparativos dos deslocamentos dos diferentes testes.

A Figura 5.13 mostra os deslocamentos ao final da escavação para uma linha de pontos passando pelo fundo da escavação para cada profundidade.

Na Figura 5.14 observa-se os deslocamentos na parede direita da escavação. O eixo Y representa as profundidades no solo de fundação (a cota Y = 50 m fica na base do aterro). No eixo das abscissas representam-se os deslocamentos totais nestes pontos.

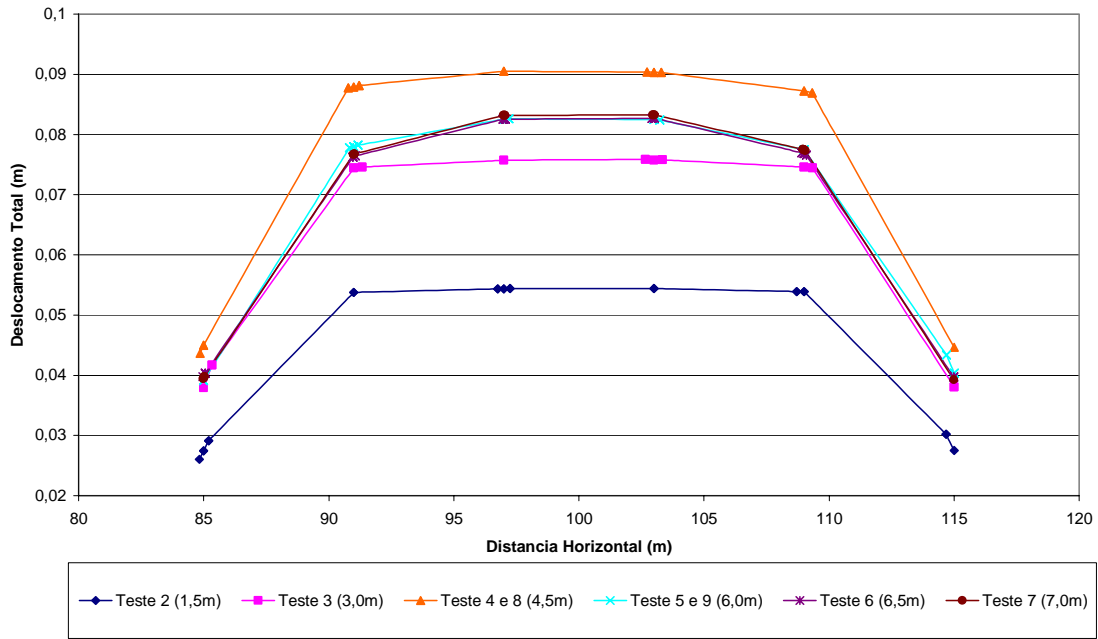


Figura 5.13 Deslocamentos totais na base do aterro para o Caso A.

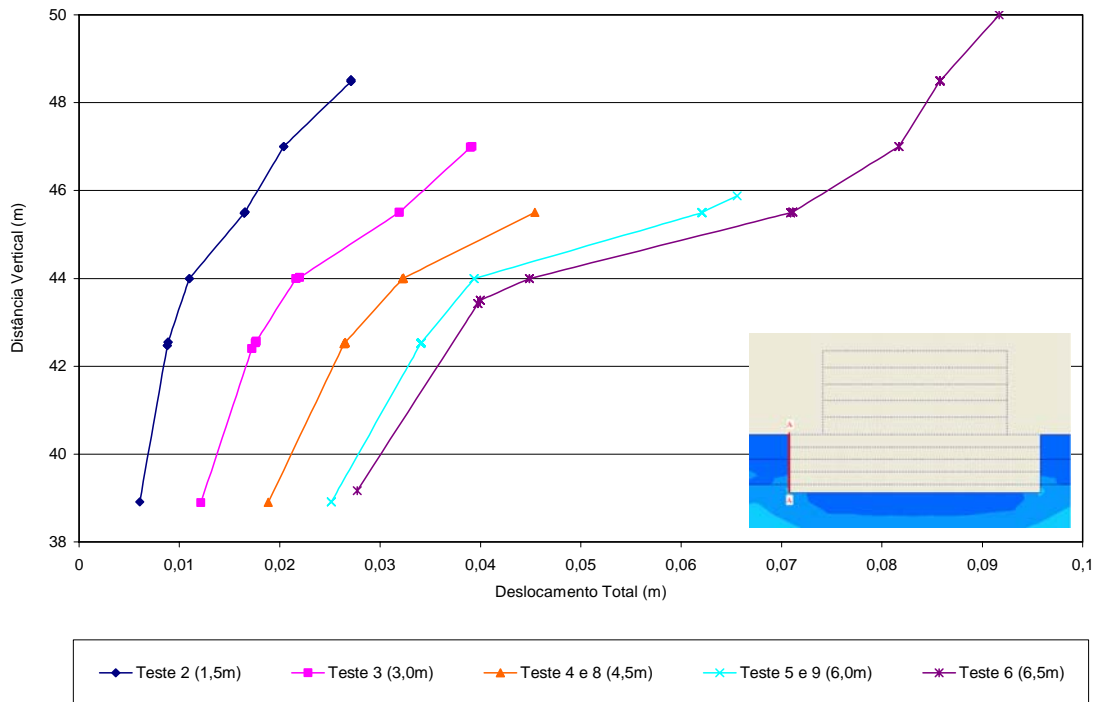


Figura 5.14 Deslocamentos totais na parede da escavação para o Caso A

A Figura 5.15 mostra um comparativo dos deslocamentos após a construção do aterro para cada um dos testes realizados. Os deslocamentos foram calculados numa linha horizontal passando pela base do aterro ($85 \leq X \leq 115$) e estendendo-se cerca de 20 metros para cada

lado. Observa-se que a substituição de apenas 1,5 m (Teste 2) de solo de fundação por argila compactada não reduz significativamente os recalques induzidos pela construção do aterro. A redução dos deslocamentos passa a ser significativa (mais de 50%) para substituição de solo até profundidades maiores a 3,0 m (Teste 3). Para mais de 4,5 m de profundidade a redução de deslocamentos não compensa o aumento de custos com a escavação.

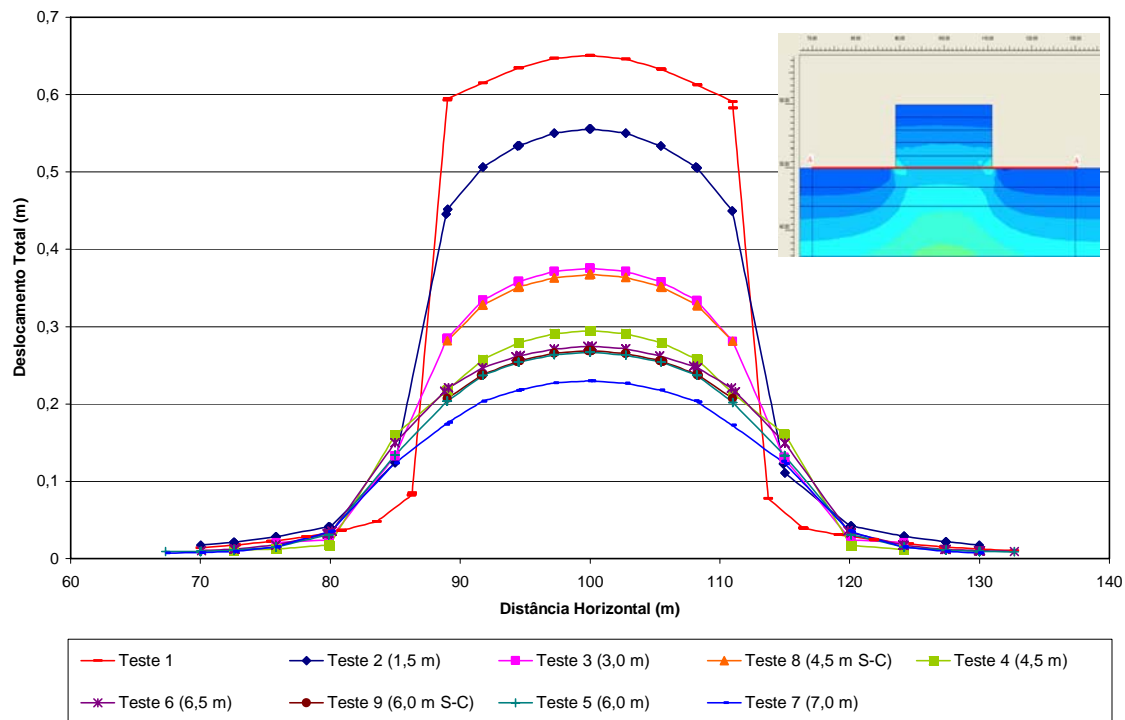


Figura 5.15 Deslocamentos totais na base do aterro, depois de sua construção para o Caso A

A Figura 5.16 apresenta a evolução dos deslocamentos na linha do centro do aterro desde a cota 0 (base do solo de fundação) até a cota 60 m (topo do aterro), para cada um dos testes realizados. Observa-se que até a cota 18 metros (na camada de rocha alterada), o comportamento dos diferentes testes é similar, e a partir da cota de 45 m os deslocamentos não são muito diferentes. A partir desta cota a redução de deslocamentos depende da espessura de solo de substituição.

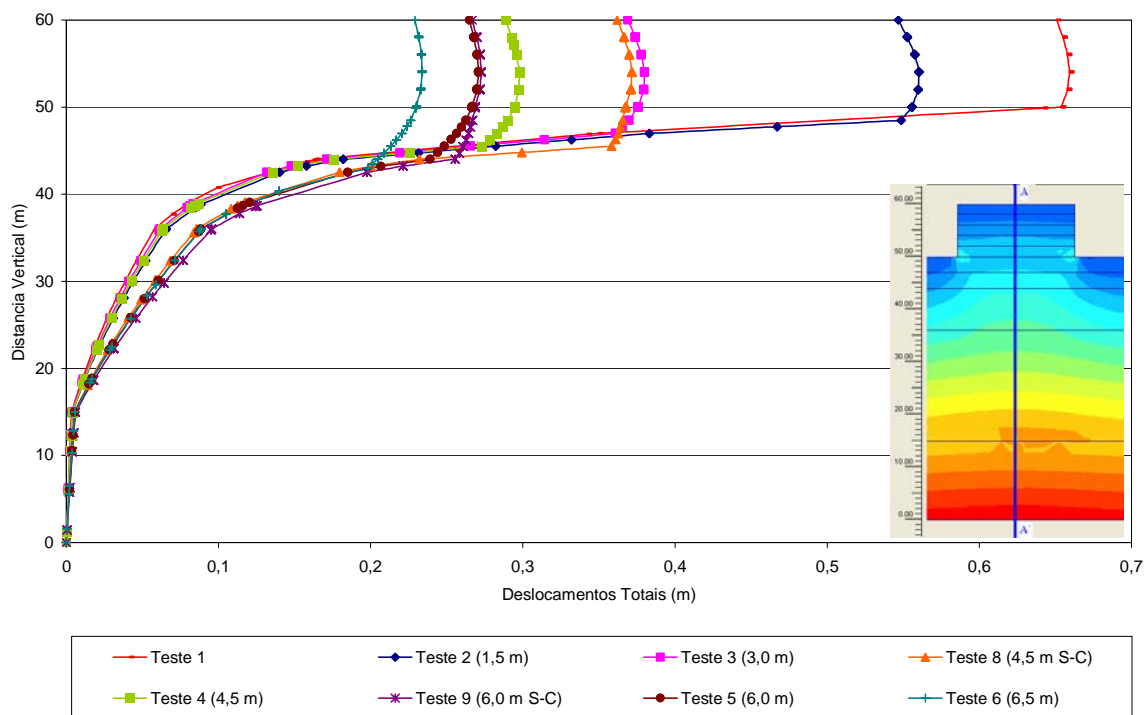


Figura 5.16 Deslocamentos totais na linha do centro da obra (X = 100 m), para o Caso A

Os resultados mostram a relativa eficiência da troca de solo na redução dos deslocamentos. Quanto maior a espessura de solo removido e substituído por uma camada compactada menores os deslocamentos gerados pela construção do aterro. Entretanto esta solução tem um limite técnico e econômico.

O Teste 2 com apenas 1,5 m de remoção e substituição não foi eficiente para promover uma redução de deslocamentos significativa.

Na Figura 5.15, os deslocamentos na altura do solo de fundação na cota de 50 metros, (base do aterro), foram menores no Teste 7 (solo trocado por argila compactada com 7,0 m de profundidade), porém esta solução não é viável porque no processo de escavação o solo pode haver ruptura dos taludes verticais.

A solução seguinte em viabilidade é representada pelo Teste 6, o qual apresenta uma substituição de 6,5 metros de solo por argila compactada. Posteriormente continuaria em viabilidade os Teste 5 e 9, os quais apresentam uma substituição de 6,0 metros de solo por argila compactada e solo cimento (S-C), respectivamente. O comportamento neste último caso é independente do tipo de solo utilizado para a substituição (para os parâmetros de rigidez adotados), embora para a profundidade de 4,5 metros os melhores resultados tenham sido

calculados para a substituição com argila compactada com as propriedades descritas na Tabela 4.6.

A profundidade máxima de escavação antes de o solo colapsar estruturalmente é da ordem de 6,0 metros, já que a partir desta profundidade o solo de fundação apresenta deslocamentos verticais e horizontais muito altos, o que leva à instabilidade das paredes laterais da escavação, como é o caso dos testes 6 e 7, que apresentam deslocamentos que superam 1,0 metro.

A solução em troca de solo parece ser uma solução viável para pequenas alturas de aterro, não garantindo, entretanto, evitar possíveis deformações futuras dos solos mais profundos. Vale ressaltar ainda, que a solução em troca de solo resolverá o problema até a profundidade onde o solo for compactado. A camada de solo com baixa capacidade de suporte experimentará recalques durante e após a construção do aterro reforçado porque se estende até profundidades de 13,0 metros.

5.1.2. CASO B: SOLUÇÃO POR ESTAQUEAMENTO

As análises considerando o estaqueamento da fundação do aterro visaram a determinação do espaçamento entre as estacas, levando-se em conta a capacidade de carga de uma estaca isolada de 0,40 m de diâmetro.

A única norma que trata do dimensionamento de aterros estaqueados utilizando reforços geossintéticos é a BS 8006:95, a qual considera que todo o acréscimo de carga será suportado pelas estacas e transmitido para o substrato firme. Para a situação encontrada no local da obra, o substrato firme se encontra em profundidades abaixo de 20,0 metros. Desse modo, a concepção do projeto levou em consideração que as estacas trabalhem basicamente por atrito lateral. Para o dimensionamento do estaqueamento, optou-se por utilizar as estacas escavadas mecanicamente ou estacas hélice, com diâmetro de 0,40 metros. A capacidade de carga estimada para uma estaca de 12,0 metros foi de 540,0 kN (54,0 tf). Esse valor está de acordo com os resultados obtidos nas provas de carga realizadas em estacas assentes em perfis semelhantes ao do local da obra.

Como pode ser visto, a norma apresenta valores bastante conservativos, utilizando ainda reforço com geossintético para melhorar a transferência de carga para as estacas.

Um estudo alternativo considerando o comportamento da obra em simulações numéricas foi realizado, analisando os espaçamentos entre estacas e as tensões e deformações geradas no solo de fundação e no aterro reforçado. Os espaçamentos entre as estacas variaram de 1,50 a 2,50 m, considerando uma malha retangular. A fim de se obter melhor transferência de carga entre aterro e estaca, foram simulados capitéis com dimensões de 0,50 x 0,50 m e em alguns casos uma placa contínua de concreto sobre todas as estacas, e sobre esta, uma camada de argila compactada de 0,50 m.

A seguir são apresentados os gráficos de deslocamentos e tensões para cada teste realizado.

- **Teste 10:** Colocação de 17 estacas, espaçadas 1,5 m e com um comprimento de 12,0 m, com capitel.

A Figura 5.17 mostra a distribuição de deslocamentos totais e tensões médias efetivas para o Teste 10. Observa-se uma diminuição de deslocamentos em comparação com os testes anteriores.

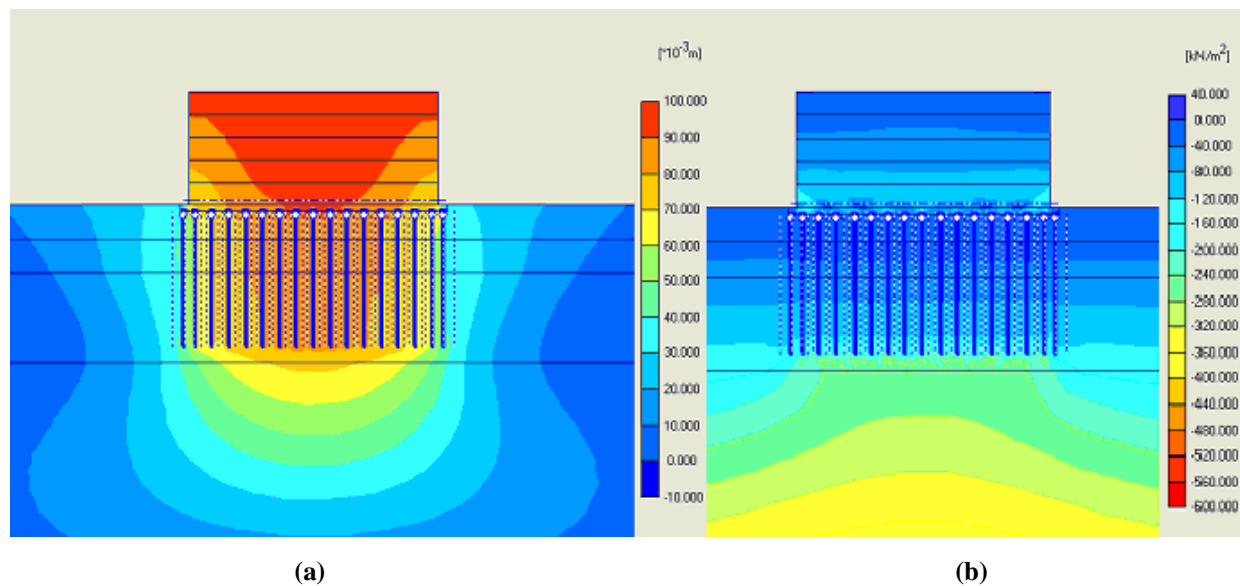


Figura 5.17 Teste 10 - (a) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro e colocação das estacas, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro e colocação das estacas

A análise mostra bom comportamento do aterro com deslocamento máximo de 0,10 m, o qual se apresenta principalmente no topo do aterro. O deslocamento na base do mesmo é de 0,09 m, além disso, observa-se que as estacas minimizam um pouco os deslocamentos no solo de fundação, como era de se esperar, mas, como as estacas não chegam até o substrato de solo

firme, os deslocamentos continuarão existindo. Entretanto, em um valor muito menor. Na Figura 5.17 (b), pode-se observar como a construção das estacas gera o efeito de “arqueamento”, além, de evitar a ocorrência de pontos de concentração de tensões, reduzindo as zonas de plastificação localizada, portanto, tornando a obra mais estável.

- **Teste 11:** Colocação de 17 estacas, espaçadas 1,5 m e com um comprimento de 13,5 m, com capitel.

A Figura 5.18 mostra a distribuição de deslocamentos totais para o Teste 11. Os deslocamentos máximos encontram-se no meio, diminuindo em direção às bordas.

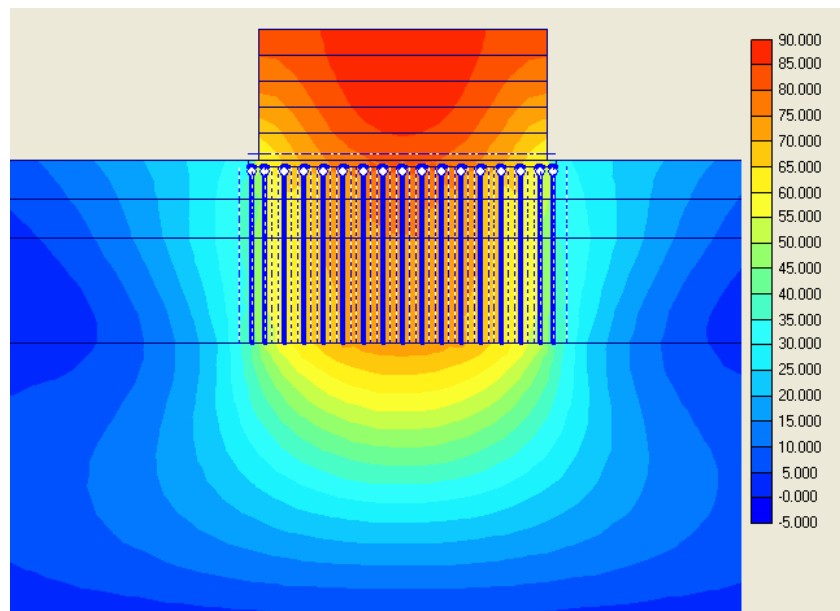
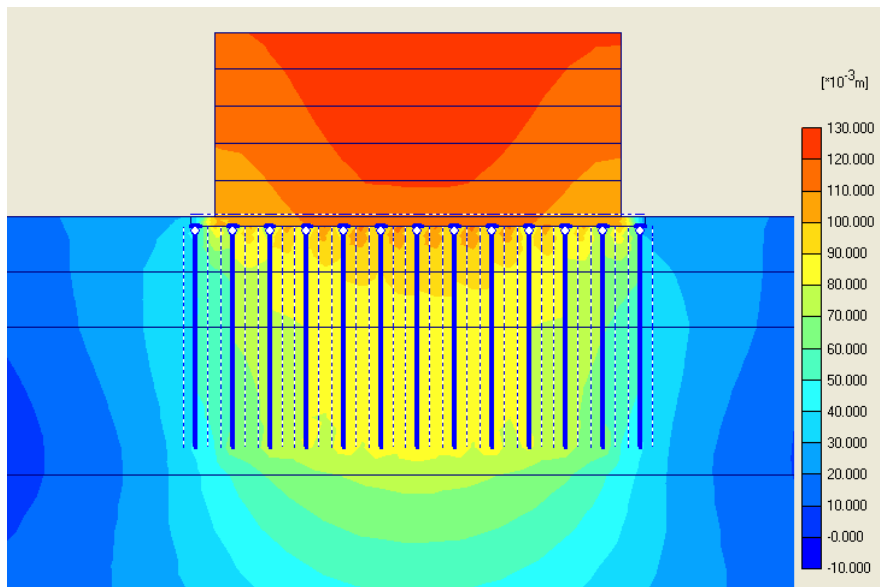


Figura 5.18 Teste 11 -Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro e colocação das estacas

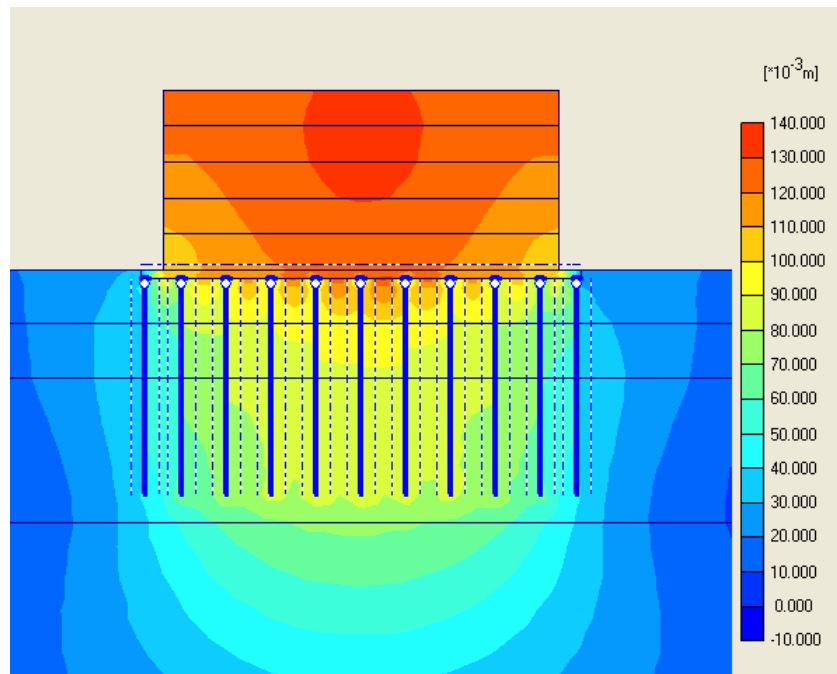
Observa-se claramente que como as estacas chegam até o solo mais firme (Rocha alterada), os deslocamentos são baixos (desl. máx.: 0,089 m). Os maiores deslocamentos se apresentam no topo do aterro, mas na base deste pode chegar até valores de 0,079 m.

- **Teste 12:** Colocação de 13 estacas, espaçadas 2,0 m e com um comprimento de 12,0 m, com capitel.
- **Teste 13:** Colocação de 11 estacas, espaçadas 2,5 m e com um comprimento de 12,0 m, com capitel.

A Figura 5.19 mostra a distribuição de deslocamentos totais para os testes 12 e 13. Os deslocamentos máximos foram de 0,125 m e 0,139 m, respectivamente, principalmente no topo do aterro e na sua base de 0,1 m. Estes deslocamentos são maiores entre as estacas que em cima delas, porém este espaçamento não permite uma diminuição contínua dos deslocamentos, sendo mais notório para o Teste 13 (11 estacas).



(a)

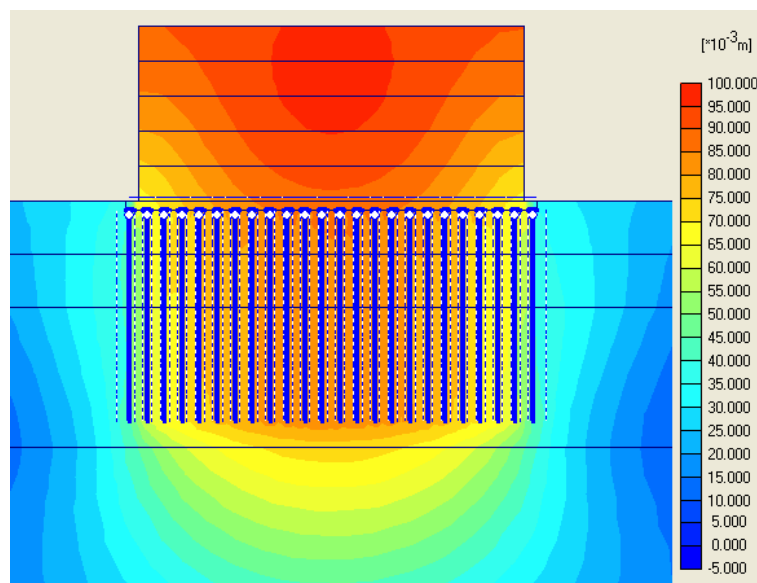


(b)

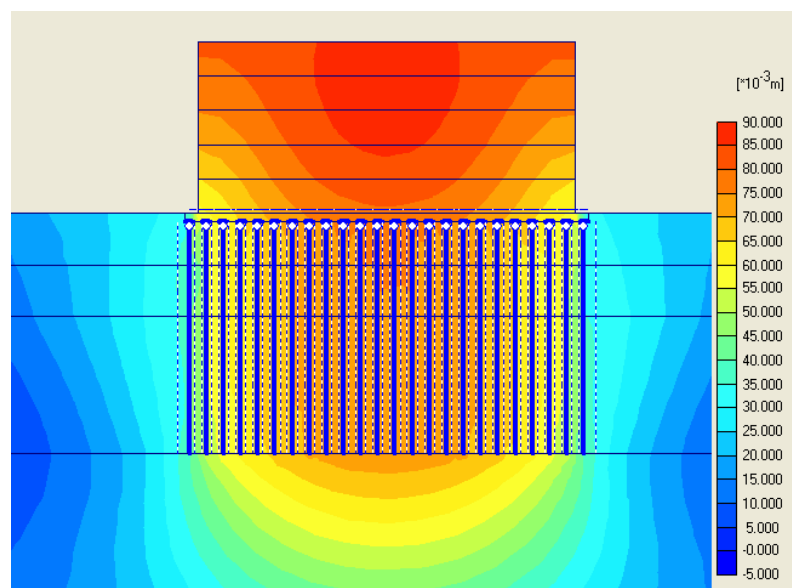
Figura 5.19 (a) Distribuição de deslocamentos totais para o teste 12; (b) Distribuição de deslocamentos totais para o teste 13, depois da construção do aterro e colocação das estacas.

- **Teste 14:** Colocação de 24 estacas, espaçadas 1,0 m e com um comprimento de 12,0 m, com capitel.
- **Teste 15:** Colocação de 24 estacas, espaçadas 1,0 m e com um comprimento de 13,5 m, com capitel.

A Figura 5.20 mostra a distribuição de deslocamentos totais para os teste 14 e 15. Os deslocamentos são da ordem de 0,13 m na parte superior do aterro e na sua base foram menores de 0,1 m. A diferença entre estes dois teste não é muito notória.



(a)



(b)

Figura 5.20 (a) Distribuição de deslocamentos totais para o teste 14; (b) Distribuição de deslocamentos totais para o teste 15, depois da construção do aterro e colocação das estacas.

- **Teste 16:** Colocação de 24 estacas, espaçadas 1,0 m e com um comprimento de 12,0 m, com Placa maciça de concreto.

Na Figura 5.21 são apresentados os gráficos de tensões médias efetivas e os pontos de plastificação.

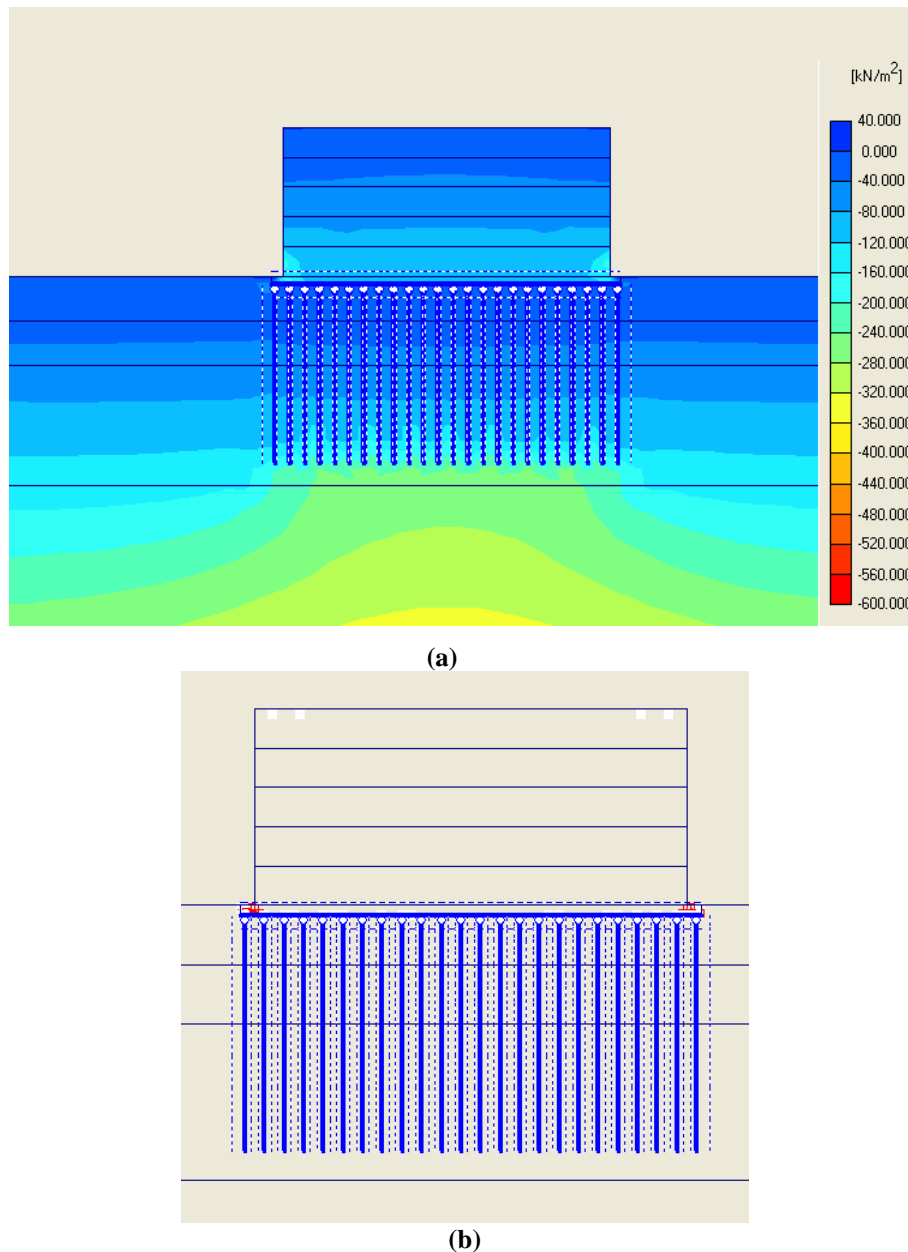


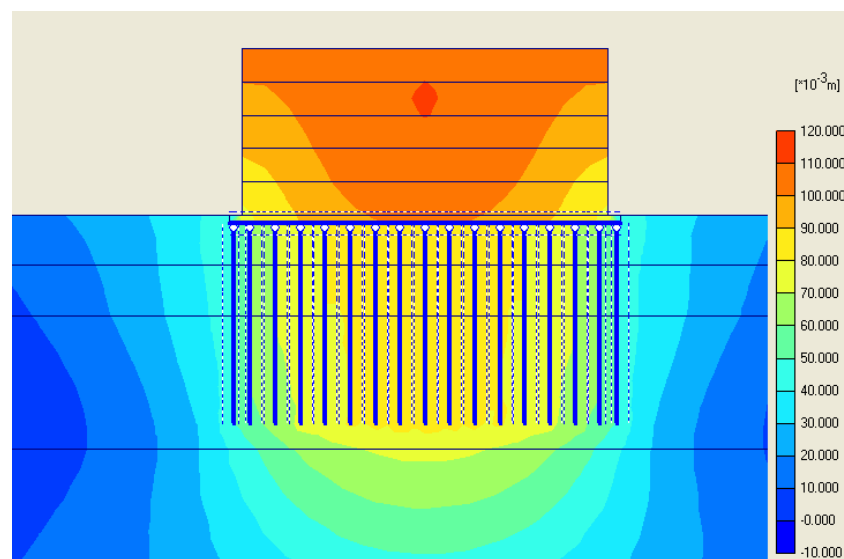
Figura 5.21 Teste 16 – (a) Distribuição das tensões médias efetivas depois da construção do aterro e colocação das estacas, (b) Pontos de plastificação depois da construção do aterro e colocação das estacas.

Nos testes 14, 15 e 16, os deslocamentos foram pequenos (0,096 m, 0,087 m e 0,094 m, respectivamente). A localização destes é principalmente no topo do aterro, apresentando deslocamentos muito menores (da ordem de 0,079 m) na base do aterro. Observa-se ainda que não houve muita diferença entre a utilização de capitéis ou placa maciça de concreto, porém o

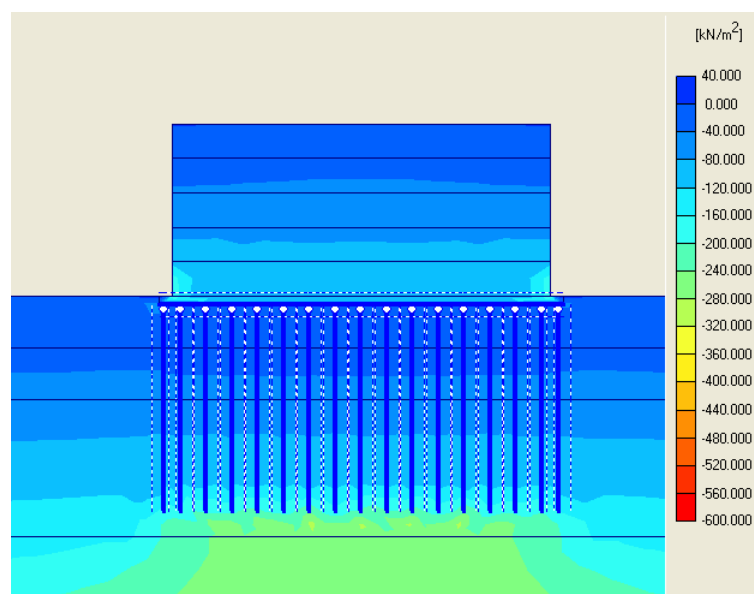
efeito de “arqueamento” obviamente desaparece completamente com a colocação da placa de concreto.

- **Teste 17:** Colocação de 17 estacas, espaçadas 1,5 m e com um comprimento de 12,0 m, com placa maciça de concreto.

A Figura 5.22 mostra os deslocamentos totais e as tensões médias efetivas depois da construção do aterro. Pode-se observar que os deslocamentos na zona onde se encontram as estacas são de aproximadamente 0,05 m e sua distribuição é contínua desde a base do aterro até a ponta da estacas.



(a)



(b)

Figura 5.22 Teste 17 – (a) Distribuição de deslocamentos totais depois da construção do aterro e colocação das estacas, (b) Distribuição das tensões médias depois da construção do aterro e colocação das estacas

Realizando uma comparação do Teste 10 com o Teste 17, observa-se que ambos apresentam comportamento similar, já que quase em toda a extensão superior do aterro o deslocamento é da ordem de 0,11 m. Observa-se também que nas Figuras 5.21 (a) e 5.22 (b), para os testes 16 e 17, apresenta concentração de tensões médias nos cantos inferiores do aterro, mas isso não implica pontos de plastificação significativos, nem problemas de estabilidade na obra.

A relação entre a rigidez da estaca e do solo de fundação acarreta o fenômeno de “arqueamento”, maximizando as tensões sobre os capitéis e minimizando as tensões geradas no solo. Para reduzir parte da carga sobre as estacas, há duas possibilidades: reduzir a rigidez das estacas, ou aumentar a rigidez do solo de fundação. Nos testes realizados anteriormente que envolviam capitéis e não placa maciça de concreto, observa-se este fenômeno, porém a solução a seguir considera a troca de solo em conjunto com o estaqueamento da fundação, com a finalidade de minimizar este efeito.

A seguir mostram-se alguns gráficos comparativos para se determinar a melhor solução no Caso B. Deve-se ter presente que as estacas vão desde $x = 88$ m até $x = 112$ m e o aterro desde $x = 89$ m até $x = 111$ m.

A Figura 5.23 apresenta todos os testes do Caso B. Cabe ressaltar que estes testes apresentam melhor comportamento que os apresentados no Caso A, e a redução do deslocamento em porcentagem é bastante considerável.

A Figura 5.24 mostra os deslocamentos totais, na base do aterro, para diferentes números de estacas, mas com o mesmo comprimento (12,0 m) e com a característica de que todas têm capitéis. Pode-se ver claramente que à medida que se têm mais estacas os deslocamentos são menores.

Note-se uma redução significativa nos recalques quando se aumenta o número de estacas de 11 no Teste 13 (desl. máx. 0,13 m) para 17 no Teste 10 (desl. máx. 0,10 m). Entretanto, não há nenhuma vantagem em se aumentar o número de estacas além deste limite, como mostram os resultados do Teste 14 com 24 estacas, os quais apresentam recalques muito próximos aos obtidos com o Teste 10 (com 17 estacas).

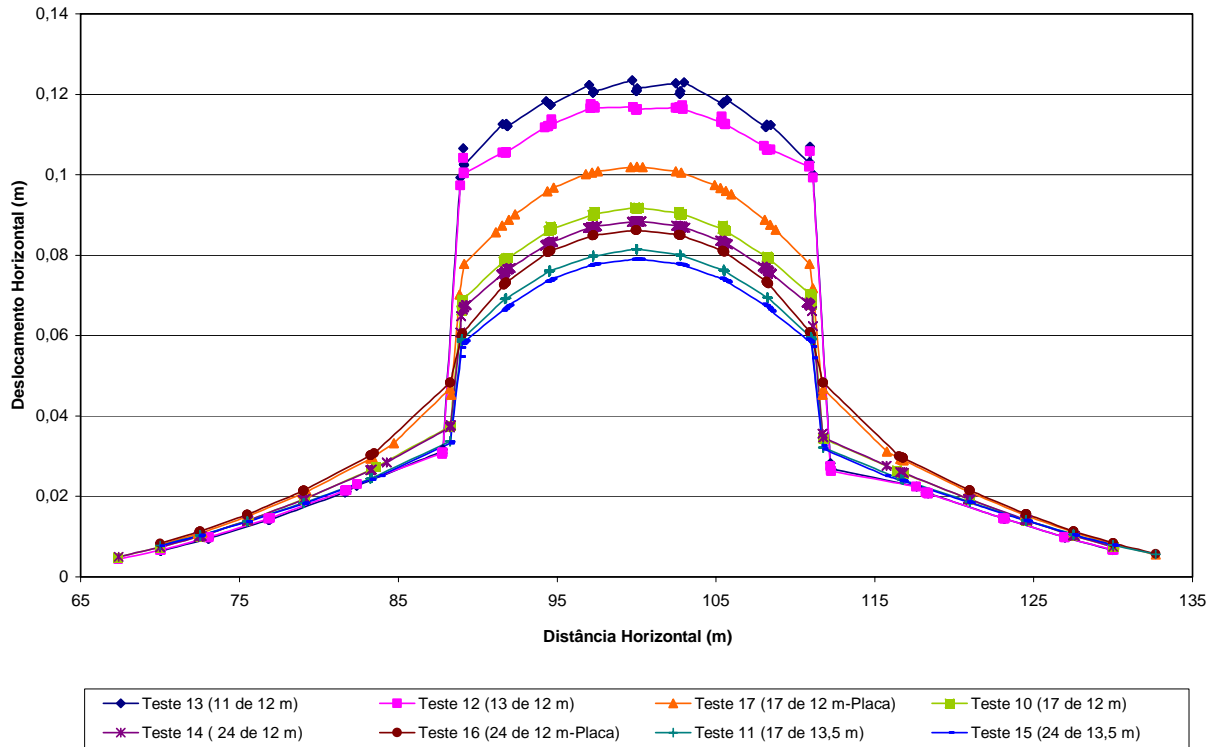


Figura 5.23 Deslocamentos totais na base do aterro

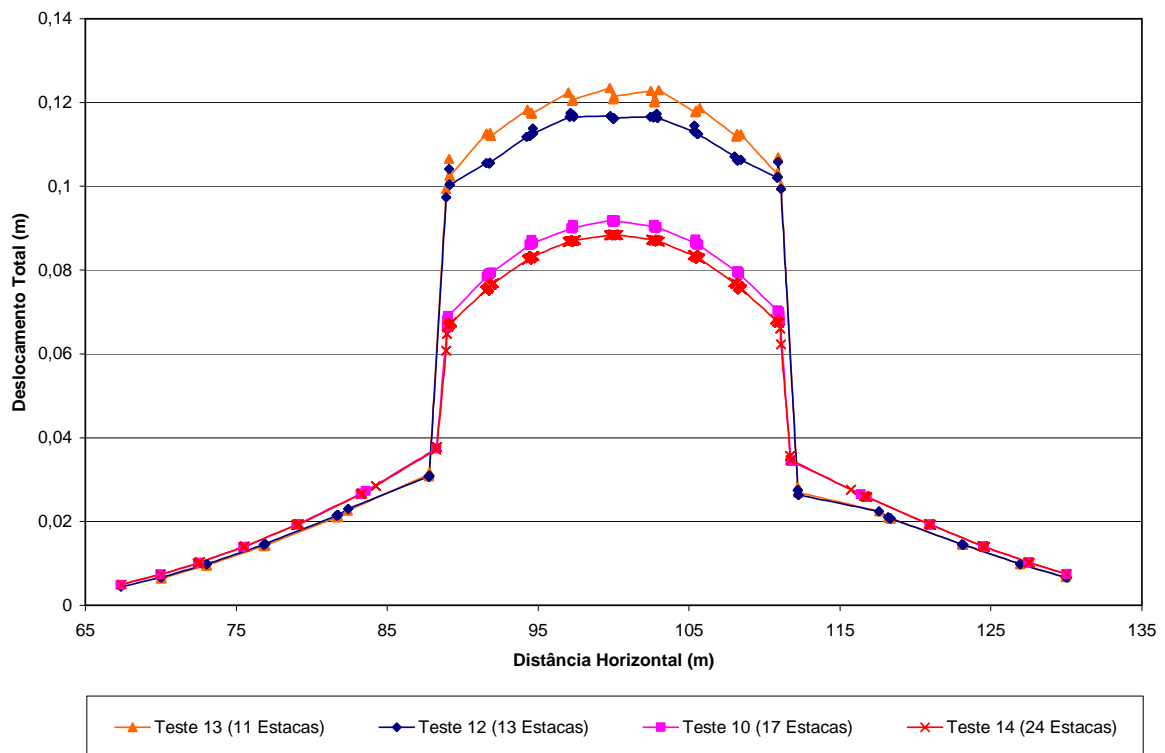


Figura 5.24 Deslocamentos totais na base do aterro, para o Caso B

A Figura 5.25 mostra os deslocamentos totais, na base do aterro, para os testes que têm o mesmo numero de estacas (17), mas, variando o comprimento, e a colocação de capitéis ou placa maciça de concreto.

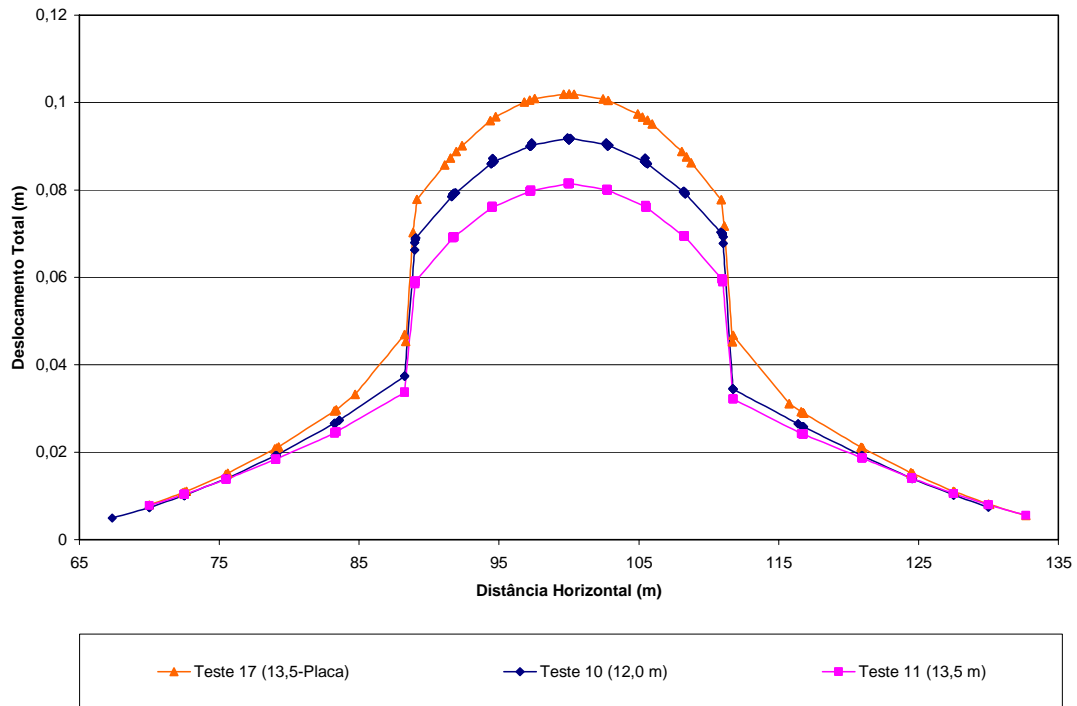


Figura 5.25 Deslocamentos totais para estacas com comprimento de 17,0 m, para o Caso B

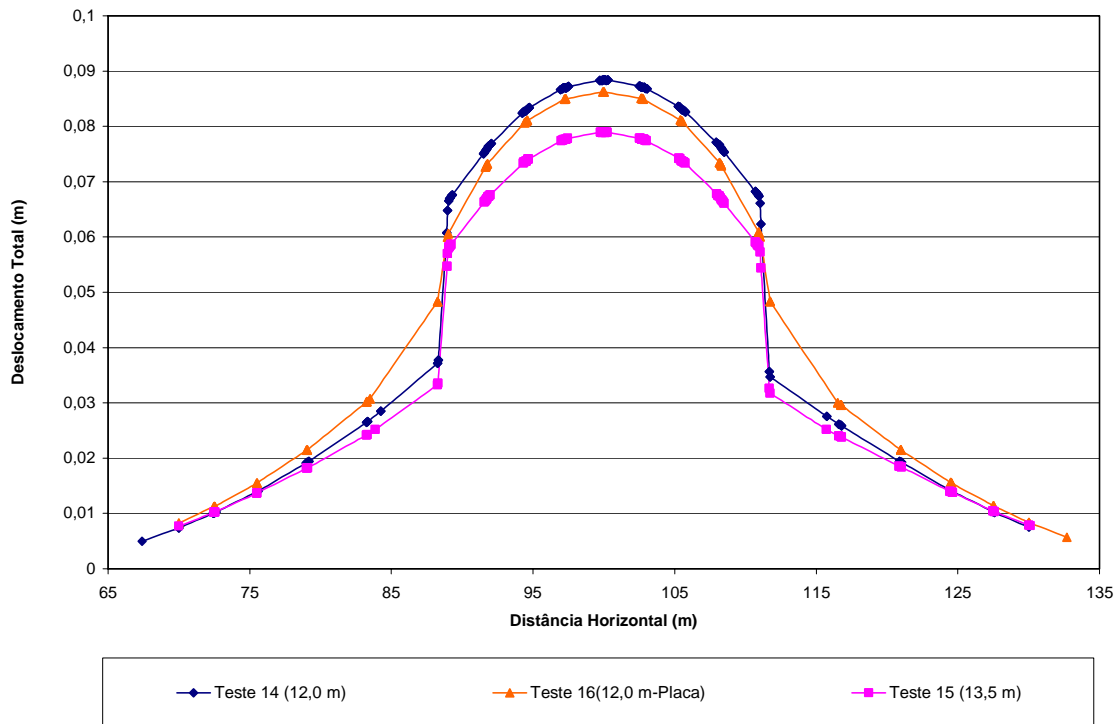


Figura 5.26 Deslocamentos totais para estacas com diferentes comprimentos, para o Caso B

A Figura 5.26 mostra os deslocamentos totais na base do aterro para os testes que tem o mesmo numero de estacas (24), mas, variando o comprimento, e a colocação de capitéis ou placa maciça de concreto.

Depois de analisar os gráficos anteriores, se observa que a Figura 5.24 mostra uma comparação entre o aterro estaqueado variando o espaçamento das estacas e portanto sua quantidade, mas mantendo constante seu comprimento (12,0 metros). A figura mostra que quanto menor o espaçamento entre as estacas, menor é o deslocamento total no solo de fundação, embora a diferença do deslocamento entre a colocação de 24 estacas, espaçadas 1,0 m e 17 estacas, espaçadas 1,5 metros seja de apenas 0,00322 m, mas em termos de custo a diferença é considerável.

A norma de aterros estaqueados para as especificações do problema não permite que o espaçamento seja maior de 1,5 m. Entretanto foram realizadas simulações para observar o comportamento com maiores espaçamentos.

Na Figura 5.26 se observam duas coisas: primeiro, que têm menor deslocamento as estacas com comprimento de 13,5 metros, uma vez que chegam até um solo mais resistente, embora não representa uma redução muito significativa. Também se observa na mesma figura, que para o caso da construção do aterro utilizando somente capitéis, tem-se um melhor comportamento na simulação onde as estacas estão unidas por uma placa maciça de concreto e não naquelas com capitéis. Mas a diferença de deslocamento entre os testes 14 e 16 (capitel e placa respectivamente) é apenas de 0,00279 metros, porém em termos de custo a diferença é significativa e não compensa usar uma placa inteira unindo as estacas.

5.1.3. CASO C: SOLUÇÃO POR ESTAQUEAMENTO E TROCA DE SOLO

A necessidade de minimizar os esforços nas estacas, devido à dificuldade em se obter a resistência necessária, mostrou a viabilidade de se estudar a troca de solo de fundação em conjunto com a execução de estacas. Dessa forma, parte da carga oriunda do aterro reforçado deveria ser absorvida por essa camada de solo mais rígida, minimizando as cargas nas estacas. Duas configurações podem ser avaliadas: a camada rígida sobre as estacas, ou com parte dessa camada rígida abaixo das estacas.

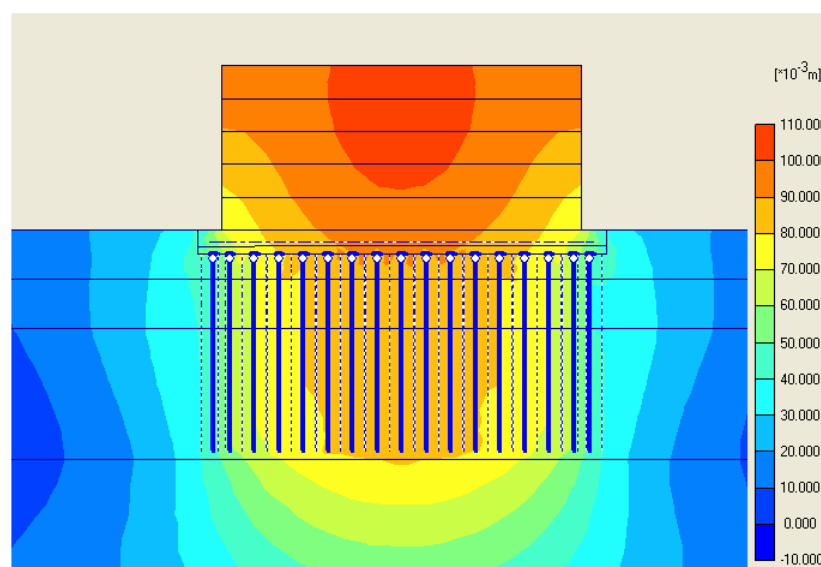
As reduções das cargas previstas com a inclusão da camada rígida sobre as estacas só começaram a ser representativas para maiores espessuras de camadas. Dessa forma, as estacas deveriam suportar, além da carga do aterro reforçado, a carga imposta pela camada rígida. Tal sobrecarga acabou inviabilizando essa solução, já que o ponto crítico está na capacidade de carga das estacas. Outro fator a ser destacado seria a possibilidade de as estacas sofrerem um acréscimo de carga devido ao atrito negativo. Esse fenômeno poderia vir a acontecer caso a camada rígida, assente sobre um solo com baixa capacidade de carga, experimentando-se algum tipo de recalque.

A execução das estacas sobre uma camada rígida uniformiza a distribuição de tensões verticais, melhorando a distribuição das cargas nas estacas. Essa configuração considerou a retirada de diferentes espessuras de solo natural, desde 0,50 metros até 6,0 metros, a execução de uma camada de solo compactado com espessura igual, e em seguida executando as estacas com os respectivos capitéis ou sua respectiva placa maciça de concreto.

A seguir mostram-se os resultados de cada um dos testes que combinam as soluções de troca de solo com construção de estacas.

- **Teste 18:** execução de 17 estacas de 0,40 m de diâmetro, espaçadas 1,5 m, com comprimento de 12,0 m, com a utilização de capitel, e com retirada de 1,50 m de solo natural, substituído por 0,50 de material granular e 1,0 de argila compactada.

A Figura 5.27 apresenta a distribuição de deslocamentos totais, de tensões médias efetivas e os pontos de plastificação depois da construção do aterro para o Teste 18.



(a)

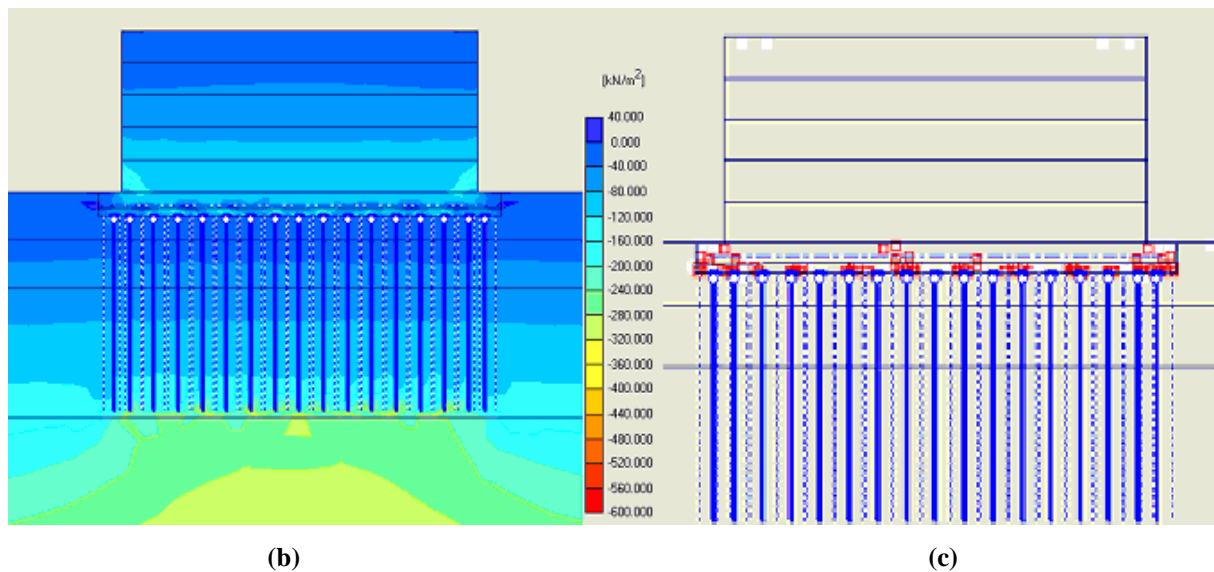
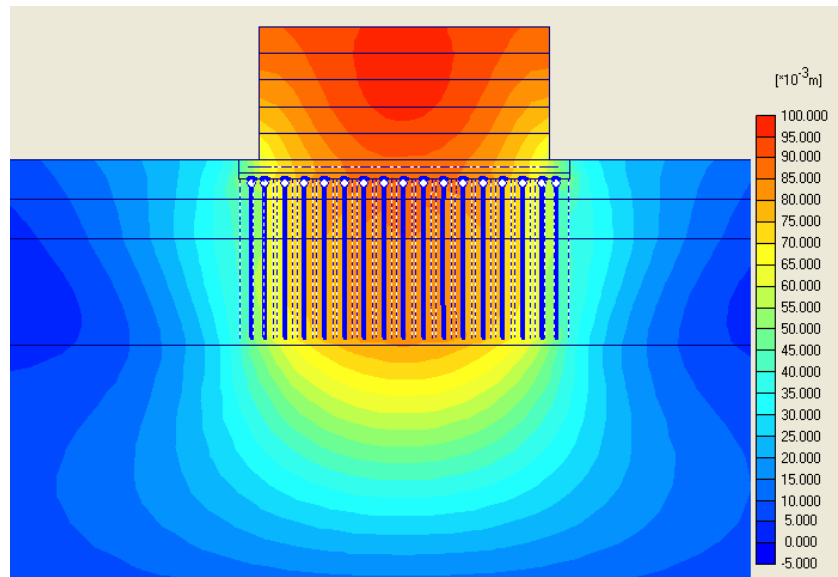


Figura 5.27 Teste 18 - (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro, (c) Pontos de plastificação

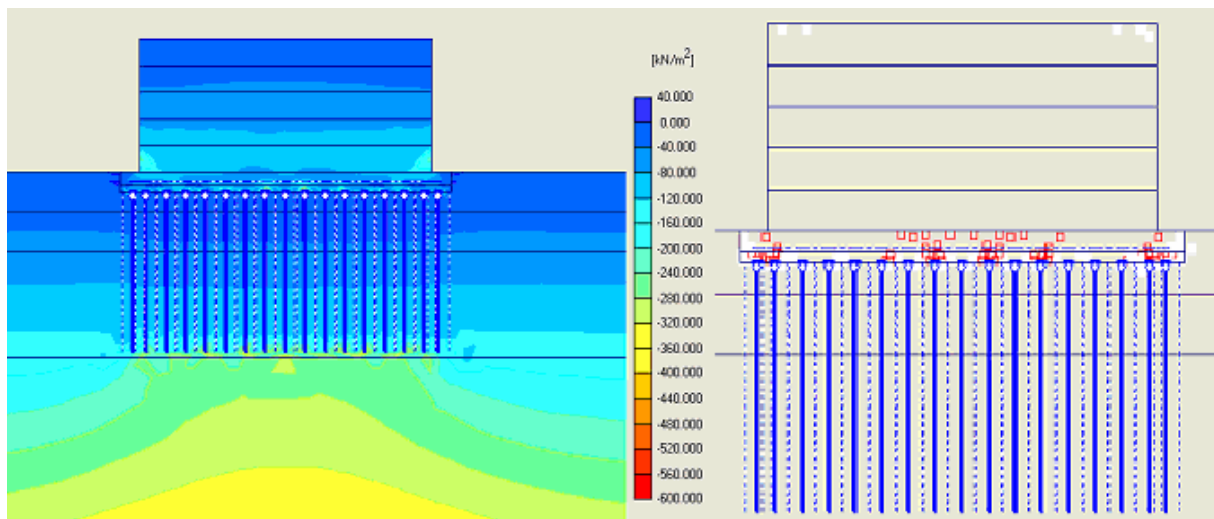
Esta solução apresenta um bom desempenho, com um deslocamento relativamente baixo (Desl. Máx: 0,103 m), os quais são principalmente no topo do aterro, mas na base deste, se encontraram deslocamentos de 0,08 m. Quanto às tensões, observa-se uma boa distribuição não sendo o efeito de arqueamento muito pronunciado. Observa-se também alguns pontos de plastificação na cabeça dos capitéis, mas sem chegar a apresentar um problema de colapso na estrutura.

- **Teste 19:** execução de 17 estacas de 0,40 m de diâmetro, espaçadas 1,5 m, com comprimento de 12,0 m, com a utilização de capitel, e com retirada de 1,50 m de solo natural, substituído por 1,50 de argila compactada.

A Figura 5.28 apresenta a distribuição de deslocamentos totais, de tensões médias efetivas e os pontos de plastificação depois da construção do aterro para o Teste 19.



(a)



(b)

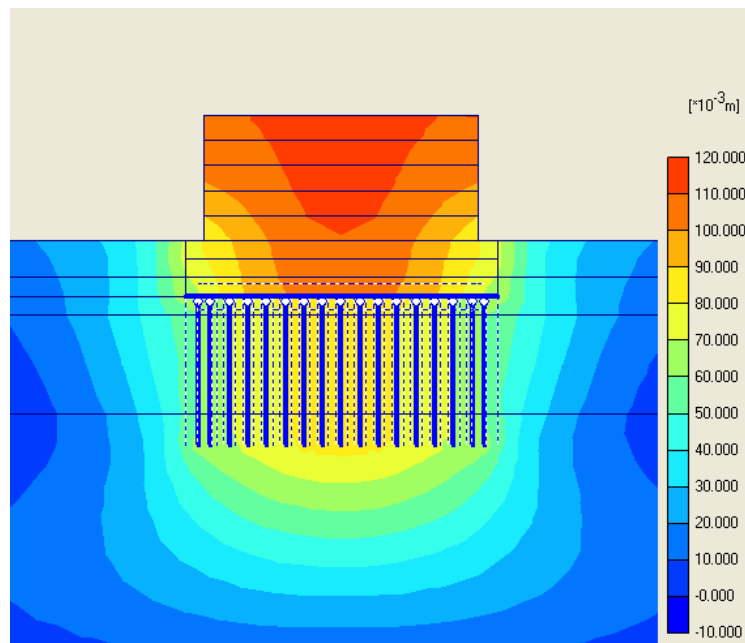
(c)

Figura 5.28 Teste 19 - (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro, (c) Pontos de plastificação

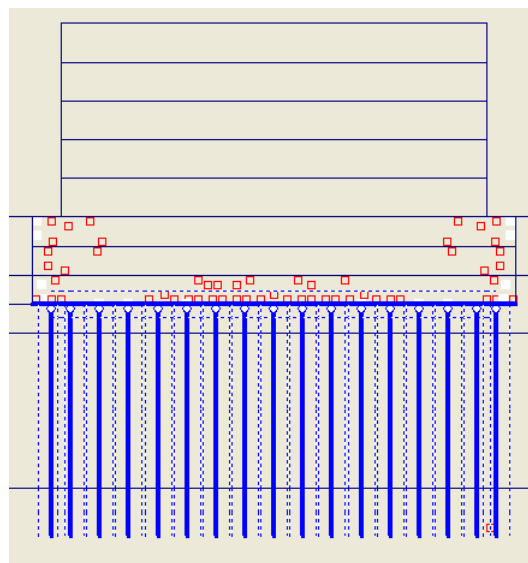
O Teste 19 também apresenta uma boa solução para a obra, já que seus deslocamentos são baixos (desl. máx.: 0,097 m), e na base do aterro podem se observar deslocamentos da ordem de 0,065 m nas bordas e 0,085 m no centro. Além disso, se observa que o efeito arqueamento é um pouco mais pronunciado que no teste anterior.

- **Teste 20:** execução de 17 estacas de 0,40 m de diâmetro, espaçadas 1,5 m, com comprimento de 12,0 m, com a utilização de capitel, e com retirada de 4,50 m de solo natural, substituído por 4,50 de argila compactada.

A Figura 5.29 apresenta a distribuição de deslocamentos totais e os pontos de plastificação depois da construção do aterro para o Teste 20.



(a)



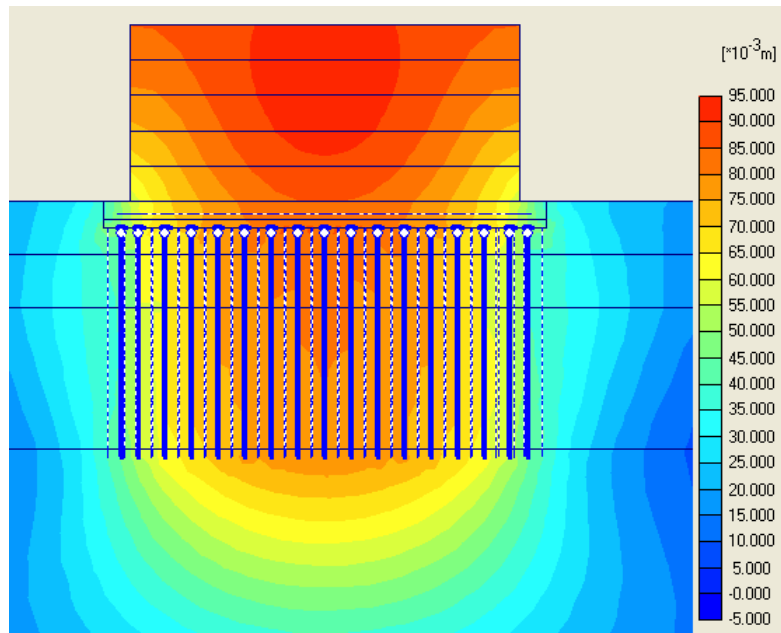
(b)

Figura 5.29 Teste 20 - (a) Distribuição dos deslocamentos totais, (b) Pontos de plastificação

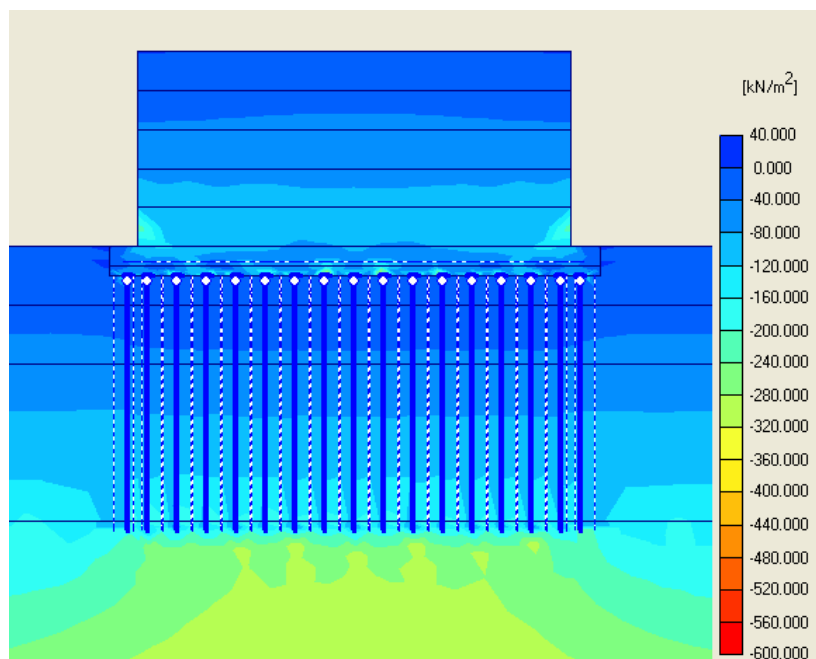
Quanto aos deslocamentos, o Teste 20 apresenta bom desempenho, com deslocamento máximo de 0,113 m para parte superior do aterro, e na sua base de 0,100 m. A diferença do Teste 20 com o anterior é que neste aparecem mais pontos de plastificação, pois o solo substituído é solo-cimento e este material é um pouco mais rígido que o material granular ou a argila compactada. A camada de solo-cimento com 4,50 m de espessura pode apresentar problemas de estabilidade. Observa-se também o efeito de “arqueamento”.

- **Teste 21:** execução de 17 estacas de 0,40 m de diâmetro, espaçadas 1,5 m, com comprimento de 13,0 m, com a utilização de capitel, e com retirada de 1,50 m de solo natural, substituído por 1,50 de argila compactada.

A Figura 5.30 apresenta a distribuição de deslocamentos totais e de tensões médias efetivas depois da construção do aterro para o Teste 21.



(a)



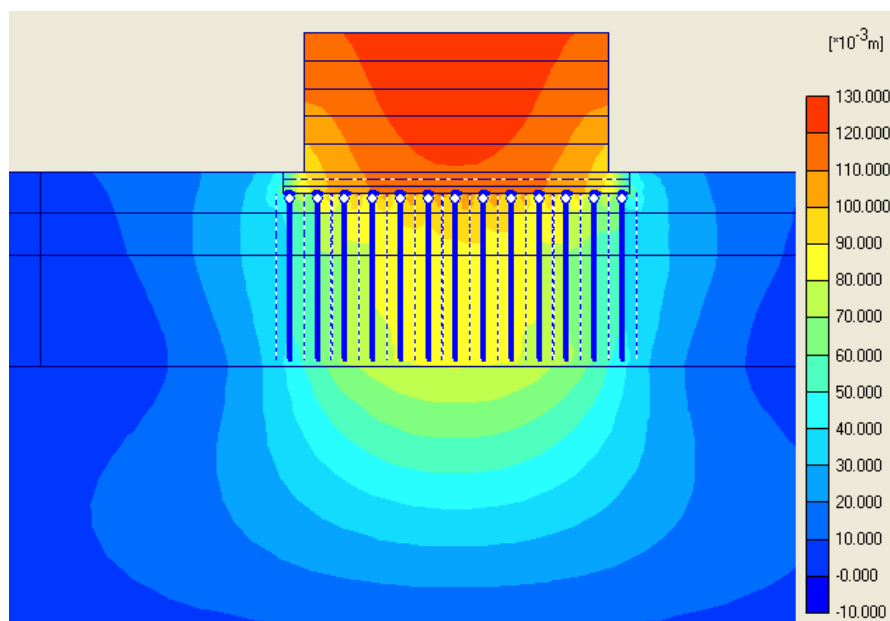
(b)

Figura 5.30 Teste 21 - (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias depois da construção do aterro

O Teste 21 apresenta bom resultados em quanto aos deslocamentos (desl. máx.: 0,093 m). Quanto às tensões só apresenta alguns pontos de concentração de tensões nos cantos inferiores do aterro.

- **Teste 22:** execução de 13 estacas de 0,40 m de diâmetro, espaçadas 2,0 m, com comprimento de 12,0 m, com a utilização de capitel, e com retirada de 1,50 m de solo natural, substituído por 1,50 de argila compactada.
- **Teste 23:** execução de 11 estacas de 0,40 m de diâmetro, espaçadas 2,5 m, com comprimento de 12,0 m, com a utilização de capitel, e com retirada de 1,50 m de solo natural, substituído por 1,50 de argila compactada.

As Figuras 5.31 e 5.32 apresentam a distribuição de deslocamentos totais, de tensões médias efetivas e os pontos de plastificação depois da construção do aterro para os testes 22 e 23, respectivamente. Ambos apresentam quase os mesmos resultados dos Testes 12 e 13, sendo que o aumento da camada substituída de 0,5 m a 1,5 m de espessura não é muito significativa.



(a)

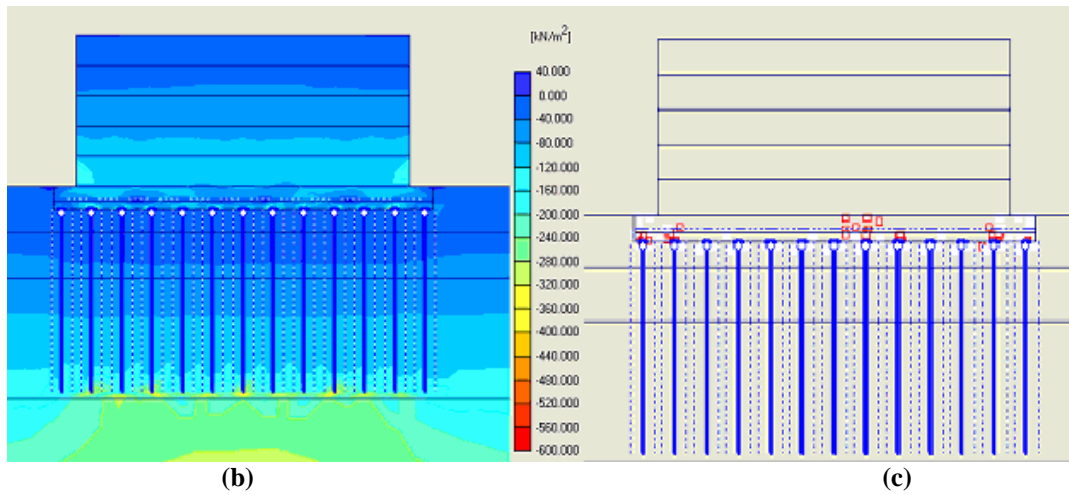


Figura 5.31 Teste 22 - (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões totais depois da construção do aterro, (c) Pontos de plastificação.

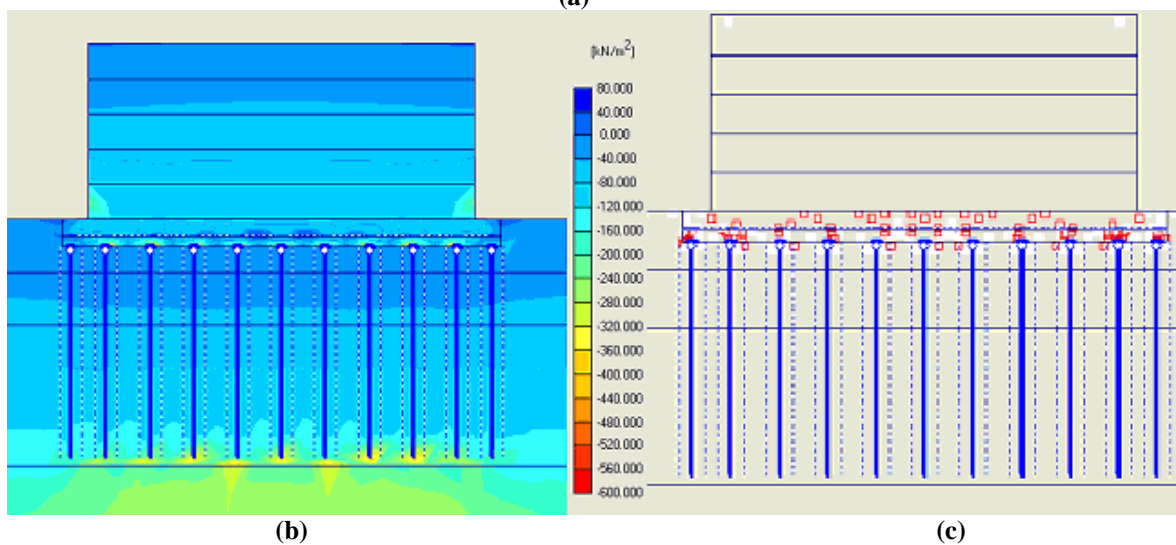
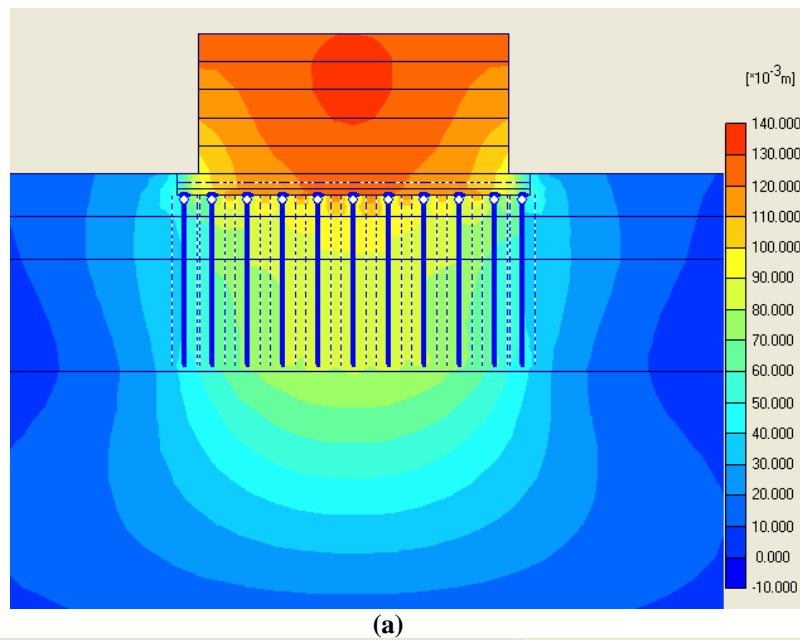
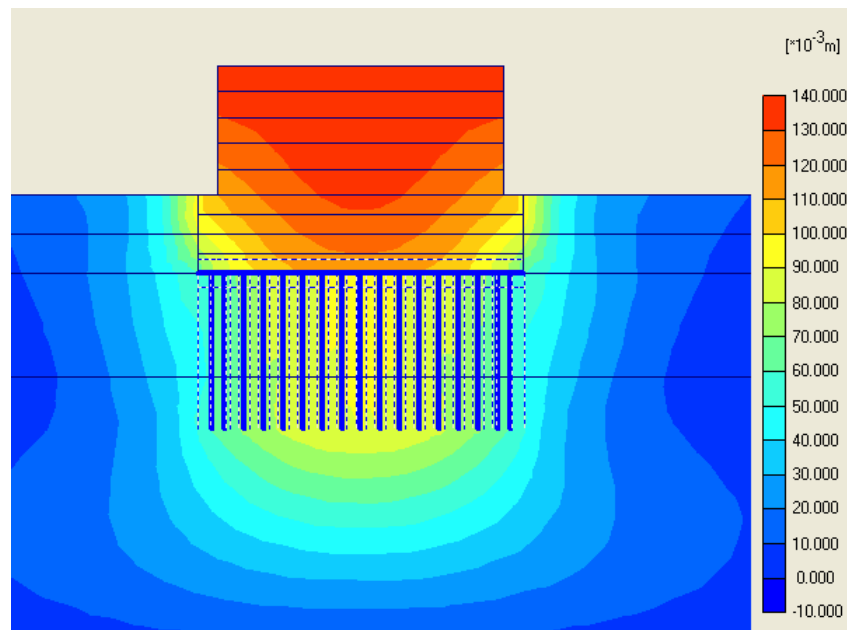


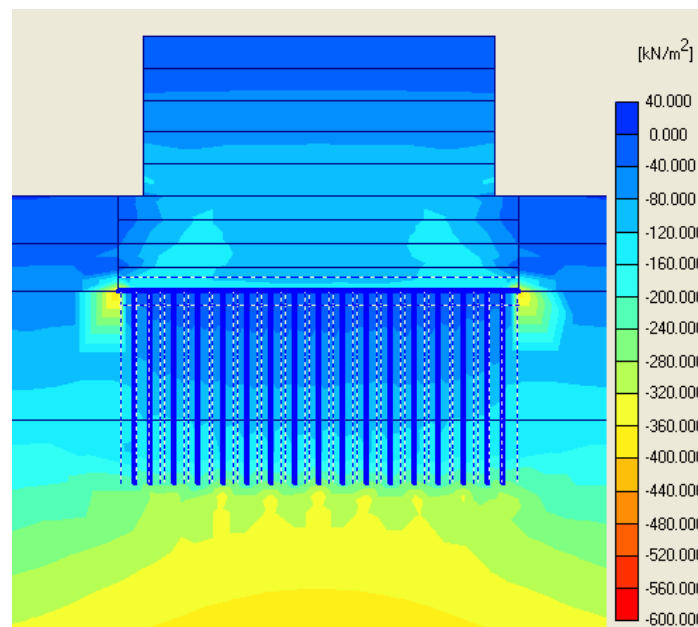
Figura 5.32 Teste 23 - (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro, (c) Pontos de plastificação.

- **Teste 24:** execução de 17 estacas de 0,40 m de diâmetro, espaçadas 1,5 m, com comprimento de 12,0 m, com a utilização de placa maciça de concreto, e com retirada de 6,0 m de solo natural, substituído por 6,0 m de material granular.

A Figura 5.33 apresenta a distribuição de deslocamentos totais e de tensões médias efetivas depois da construção do aterro para o Teste 24.



(a)

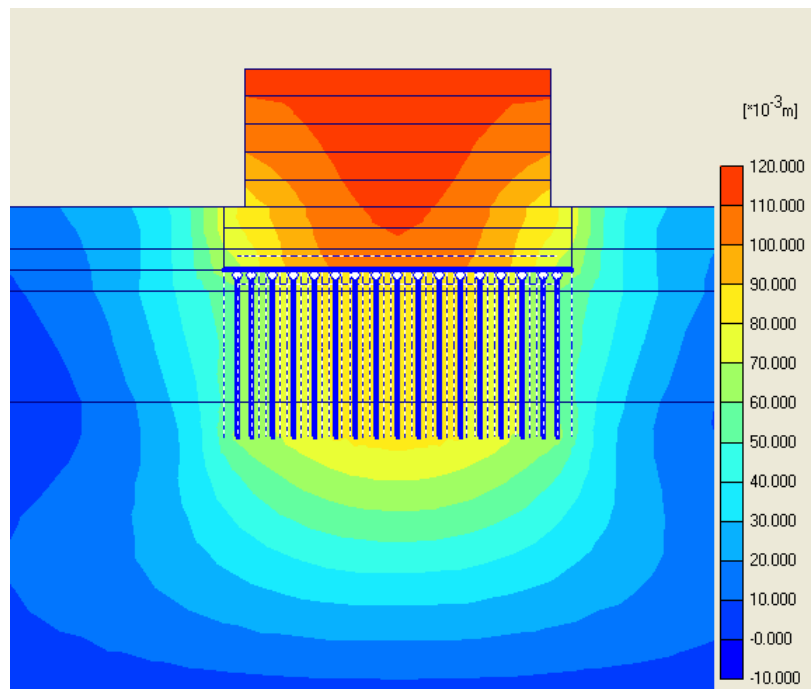


(b)

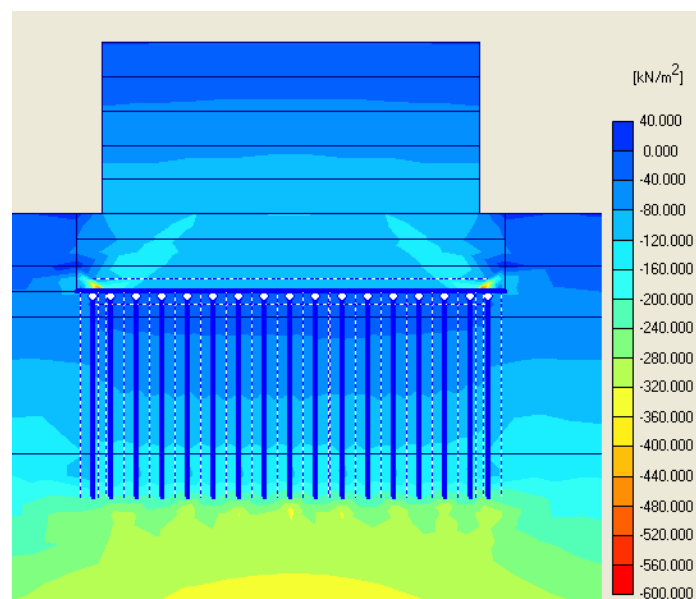
Figura 5.33 Teste 24 - (a) Distribuição dos deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro

- **Teste 25:** execução de 17 estacas de 0,40 m de diâmetro, espaçadas 1,5 m, com comprimento de 12,0 m, com a utilização de placa maciça de concreto, e com retirada de 4,50 m de solo natural, substituído por 4,5 de solo-cimento.

A Figura 5.34 apresenta a distribuição de deslocamentos totais, de tensões médias efetivas e os pontos de plastificação depois da construção do aterro para o Teste 25.



(a)



(b)

Figura 5.34 Teste 25 - (a) Distribuição dos deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias efetivas depois da construção do aterro

- **Teste 26:** execução de 17 estacas de 0,40 m de diâmetro, espaçadas 1,5 m, com comprimento de 12,0 m, com a utilização de placa maciça de concreto, e com retirada de 6,0 m de solo natural, substituído por solo-cimento.

A Figura 5.35 apresenta a distribuição de deslocamentos totais, de tensões médias e os pontos de plastificação depois da construção do aterro para o Teste 26.

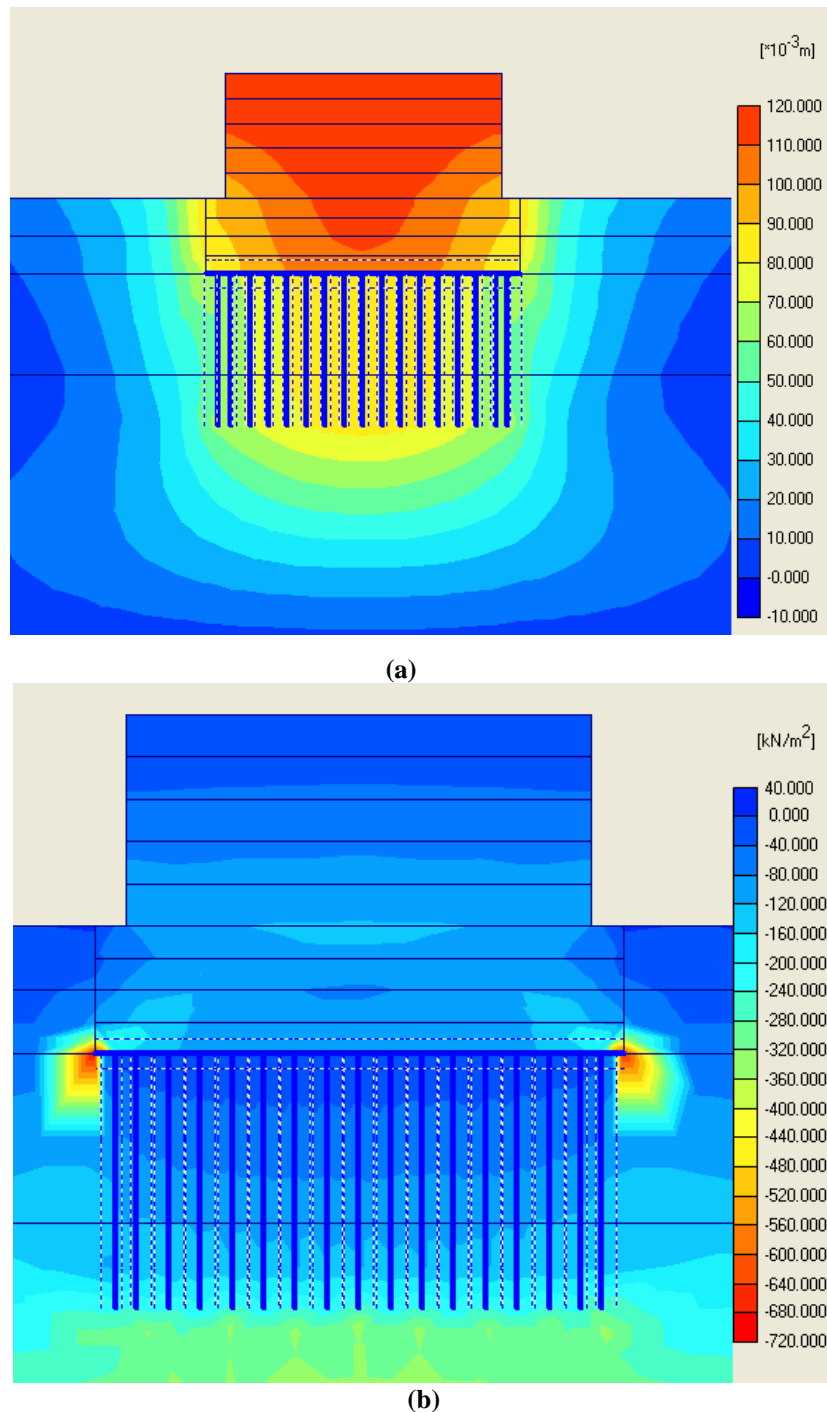


Figura 5.35 Teste 26 - (a) Distribuição dos deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias depois da construção do aterro

Os deslocamentos para os testes 24, 25 e 26 não são muito elevados (desl. máx.: 0,138 m, 0,115 m, e 0,119 m respectivamente), mas todos apresentam concentração de tensões tanto na substituição de solo, quanto nas zonas onde começa e termina a placa maciça de concreto, havendo uma zona significativa de pontos de plastificação.

A seguir apresentam-se alguns gráficos comparativos entre os testes anteriores:

A Figura 5.36 mostra um comparativo dos deslocamentos na base do aterro de todos os testes realizados no Caso C.

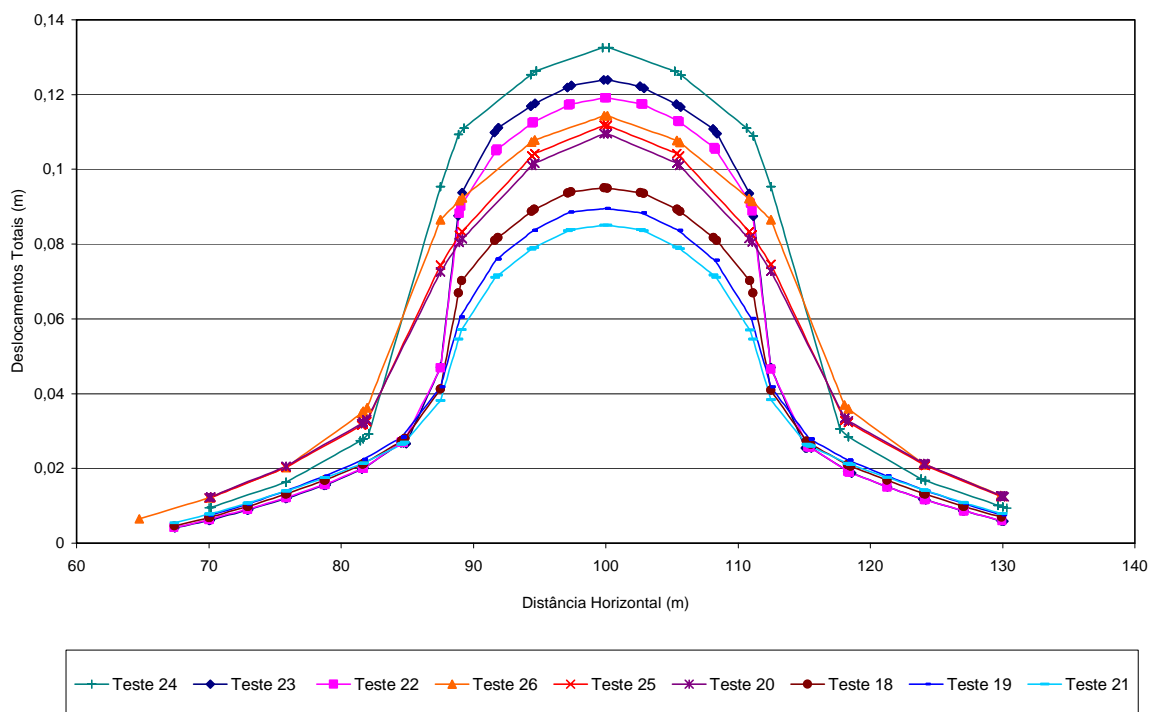


Figura 5.36 Comparativo de deslocamentos totais para todos os testes do Caso C

O comportamento dos deslocamentos totais não apresentam diferença muito alta, os testes apresentam comportamentos bastante similar, como é observado na Figura 5.36, só é observado um pequeno distanciamento entre os testes 20 e 18.

A Figura 5.37 mostra os testes 19, 22, 23 os quais tem diferentes números de estacas, mas conservam o mesmo comprimento e todos possuem capitéis.

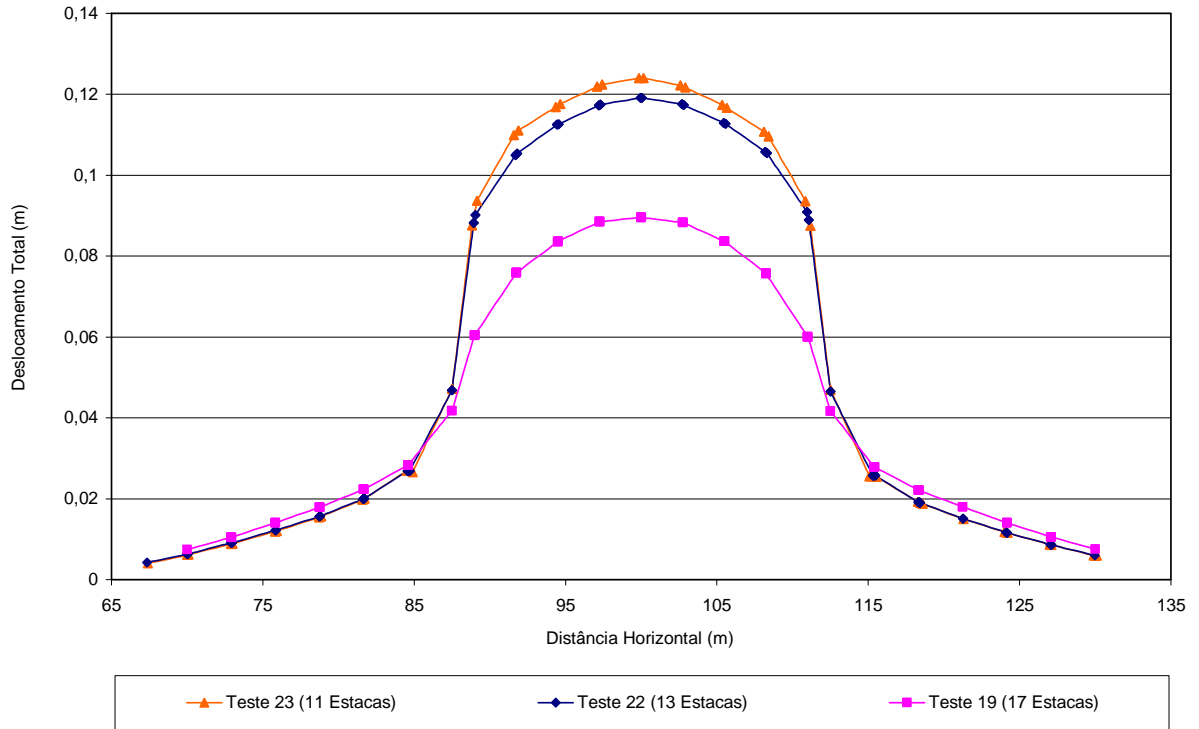


Figura 5.37 Comparativa de deslocamentos totais entre os testes 19, 22 e 23, no Caso C

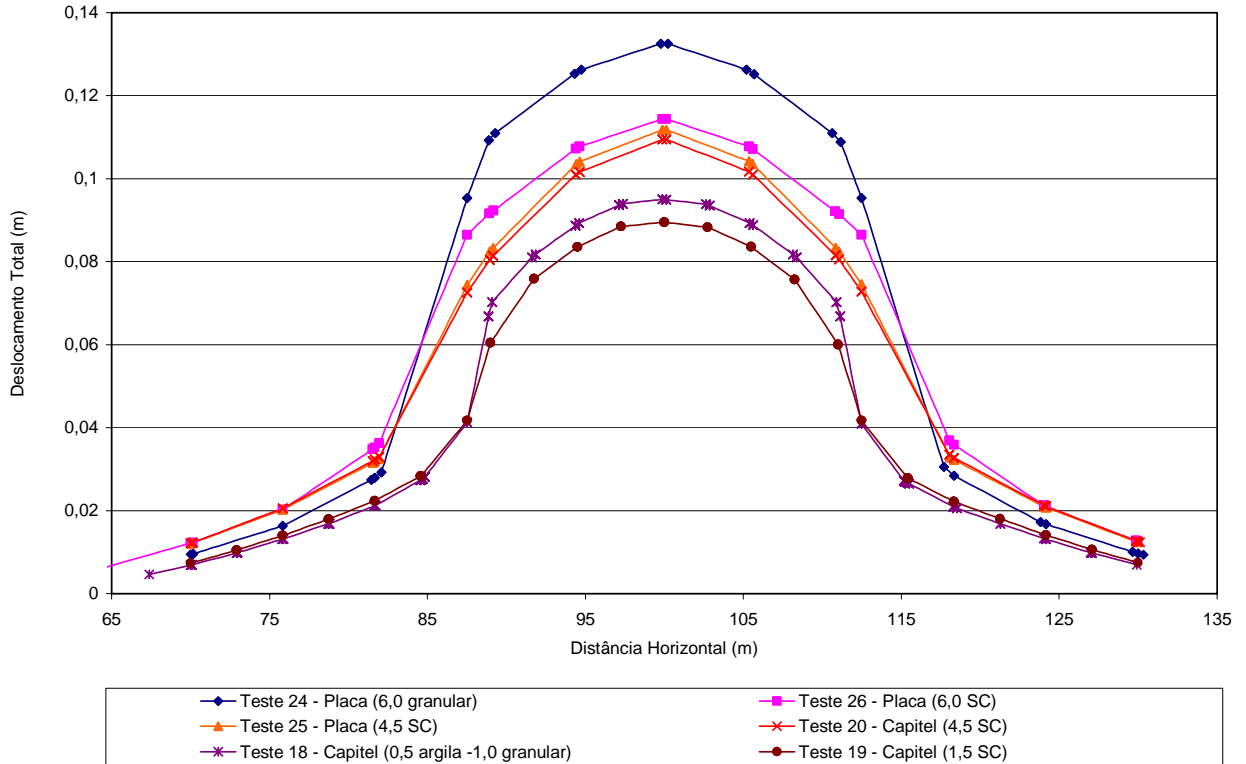


Figura 5.38 Comparativa de teste com capitel vs teste com placa, no Caso C

Na Figura 5.38 pode-se observar um comparativo dos deslocamentos dos testes com igual número de estacas (17), para mostrar a diferença entre a influência de capitel e placa maciça de concreto.

Ao analisar os Casos A e B observa-se que quanto maior a espessura do solo trocado ou o número de estacas menor o deslocamento.

Porém ao misturar as duas soluções (A e B), como analisado no Caso C, algumas das observações anteriores para os casos A e B isoladas não se verificam.

Por exemplo, a uma espessura da troca de solo de 4,5 metros as estacas com capitéis apresenta melhor comportamento que as estacas unidas com placa contínua.

No caso do Teste 18 (estaca com capitel e troca de solo de 0,5 m de material granular e 1,0 m de argila compactada) e o Teste 19 (estaca com capitel e troca de solo de 1,5 m de Solo-Cimento), o comportamento é melhor para este último, embora a diferença de deslocamento seja tão somente de 0,00572 m, mas a diferença de custos para o local da obra poderia ser considerável.

Alternativa escolhida

Antes de avaliar a alternativa escolhida, devem ser levados em consideração os seguintes aspectos:

- A Execução do aterro reforçado não apresentou deslocamentos diferenciais durante a construção;
- A estrutura não experimentará recalques importantes futuros;
- Não se avaliou as transições entre o muro reforçado e os aterros convencionais para que não ocorrem recalques diferenciais.
- A concepção do projeto tendo em conta as considerações anteriores e depois de estudar cada caso, pode-se falar que uma boa solução é o teste 10 (17 estacas de 12,0 metros de comprimento com substituição de 0,5 m por argila compactada), o qual apresenta deslocamento máximo de 0,1 m, embora o teste 18 (estaca com capitel e troca de solo de 0,5 m de material granular e 0,1 m de argila compactada), apresenta um bom desempenho com deslocamento de 0,103 m, e tem como vantagem que ao ter uma camada granular

diminui o efeito arqueamento, porque esta camada granular tem como objetivo melhorar o efeito de arqueamento das tensões minimizando os esforços na fundação, e a camada argilosa têm a finalidade de impedir a entrada de água no solo de fundação, pelo risco existente de colapso pela quebra da cimentação dos grãos devido ao aumento de saturação.

5.2. CASO 2

Nas simulações numéricas em 2D se observa que a relação entre a rigidez da estaca e do solo de fundação acarreta o fenômeno de “arqueamento”. Este fenômeno aumenta as tensões sobre os capitéis e reduz as tensões geradas no solo. A Figura 5.39, é um bom exemplo do comportamento da transferência de carga do aterro para o solo de fundação, no qual se observa claramente como se apresentam concentrações de tensões no meio das estacas e nos capitéis, além da transferência de carga dos capitéis para a camada de solo que está sob eles.

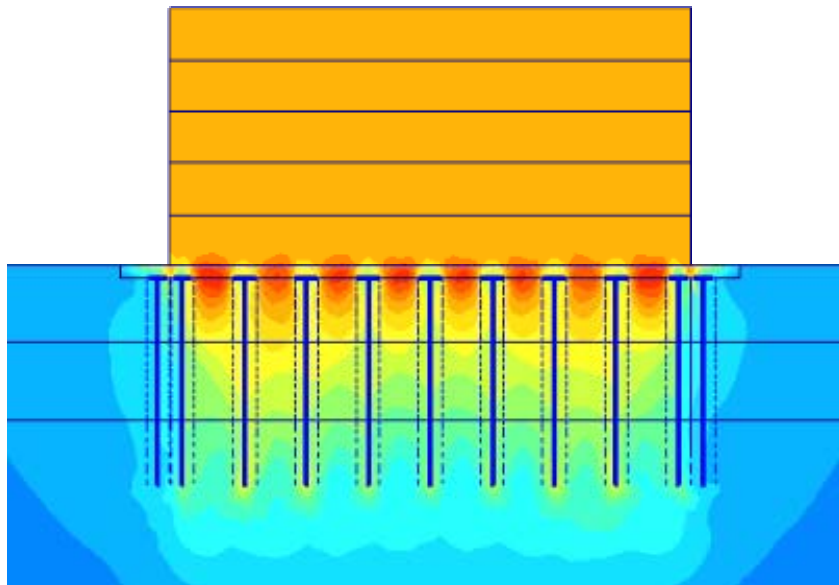


Figura 5.39 Exemplo do "efeito de arqueamento"

A análise em duas dimensões não pode capturar todos os aspectos uma vez que a linha de estacas tem um espaçamento ao longo do eixo longitudinal (z). Portanto, não há um “muro equivalente”, como se subentende da análise em 2D sob condições de deformação plana. O fenômeno de arqueamento, observado em 2D, deve ocorrer também na direção longitudinal. Isto pode aumentar ainda mais as cargas sobre as estacas.

Portanto, este trabalho pretende comparar alguns resultados de análise em duas e três dimensões com ajuda do método dos elementos finitos num aterro com problemas de fundação. Neste caso adotou-se um aterro hipotético, porém com parâmetros reais obtidos no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília, apresentados no capítulo 4. O fato de ter utilizado um aterro hipotético deve-se à necessidade de se reduzir as dimensões do problema para possibilitar a análise em 3D.

Para um bom desenvolvimento da pesquisa se dividiu o trabalho em três partes da seguinte maneira:

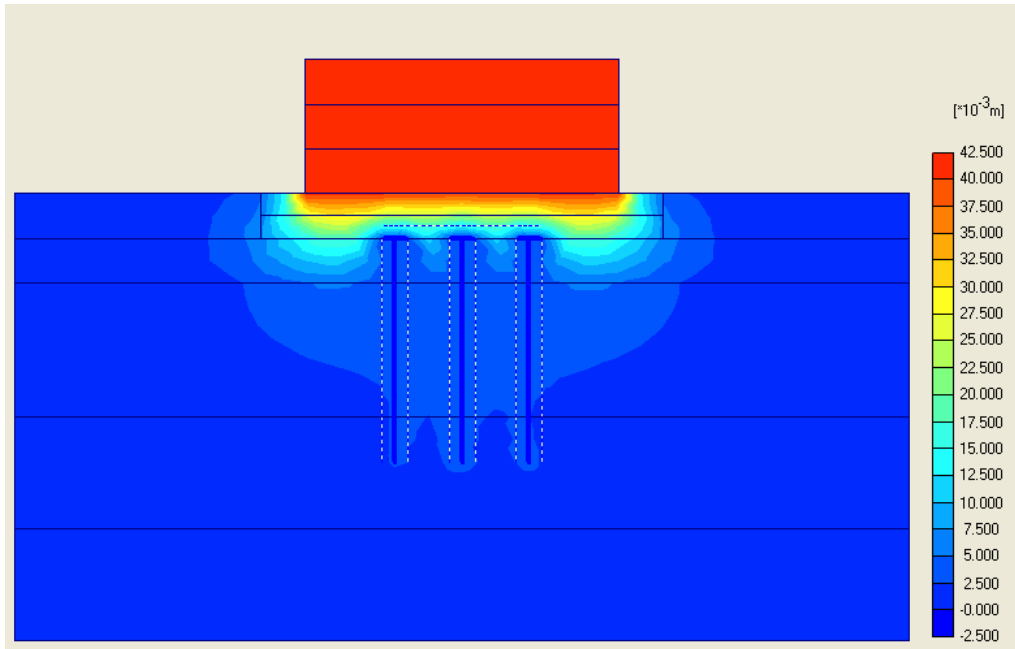
- **Caso A:** Modelagem numérica em 2D, com a utilização do programa “PLAXIS 2D versão 7.2”;
- **Caso B:** Modelagem numérica em 3D em estado plano de deformação, com a utilização do programa “PLAXIS 3D Tunnel”;
- **Caso C:** Modelagem numérica em 3D, com a utilização do programa “PLAXIS 3D Tunnel”.

Foram realizadas análises 2D e 3D, considerando-se ou não elementos de interface entre o solo e as estacas.

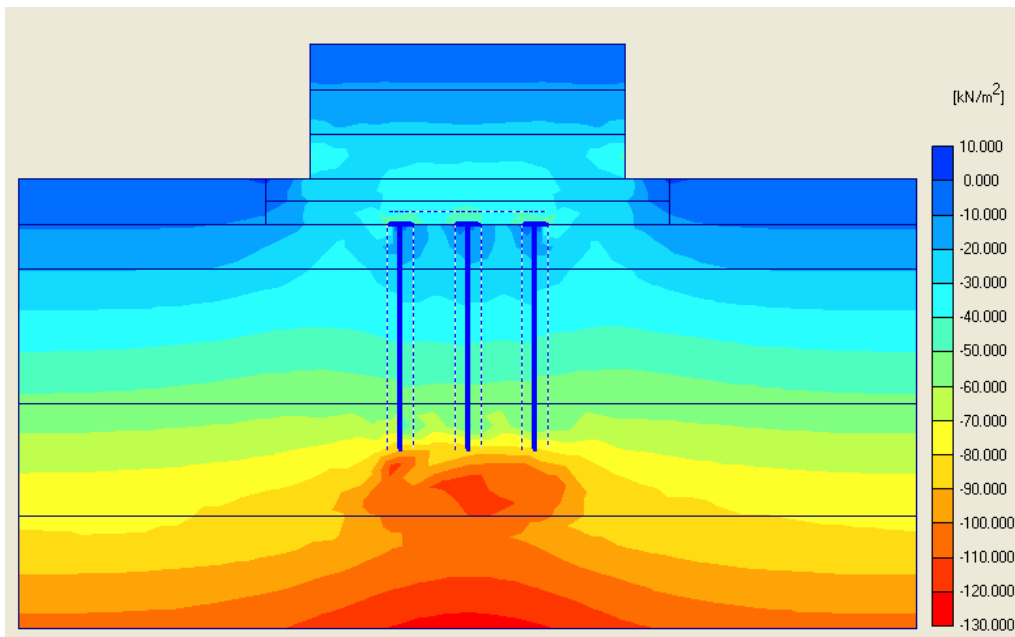
Com os resultados das análises numéricas em 3D foram feitos cortes longitudinais, tanto na superfície do solo de fundação (Base do aterro, $x = 10$ m), quanto na altura dos capitéis, para assim, observar os diferentes deslocamentos e tensões geradas e poder fazer uma comparação entre as duas dimensões.

5.2.1. CASO A: MODELAGEM NUMÉRICA EM 2D, COM A UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA “PLAXIS 2D VERSÃO 7.2”.

As Figuras 5.40, e 5.41, mostram os gráficos de distribuição de deslocamentos e tensões médias, para os casos de uma análise com e sem interface, o que tem como finalidade estudar a importância da interface nas análises, no Caso A.

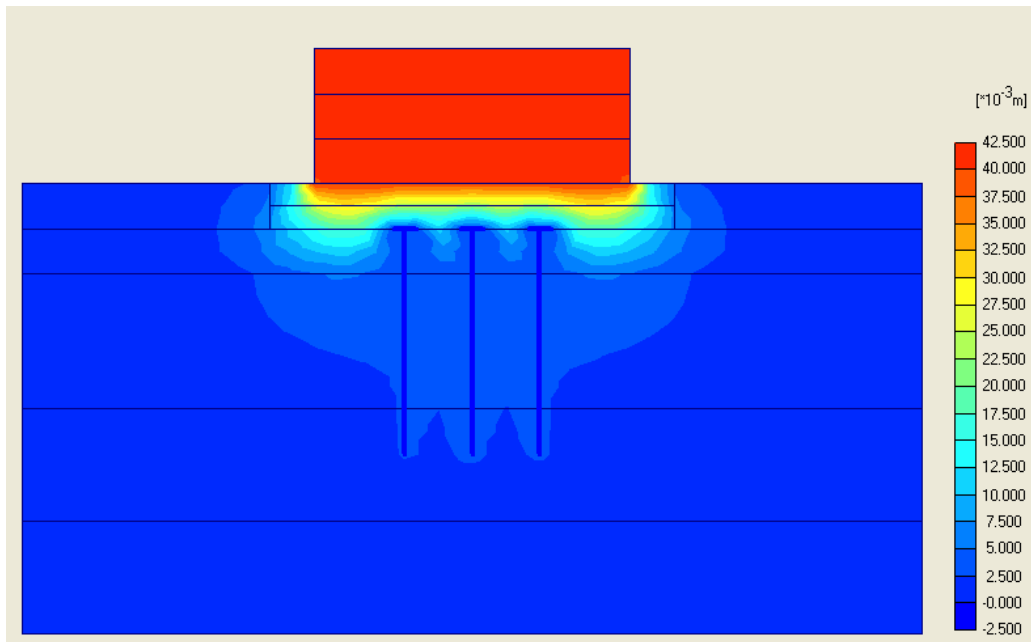


(a)

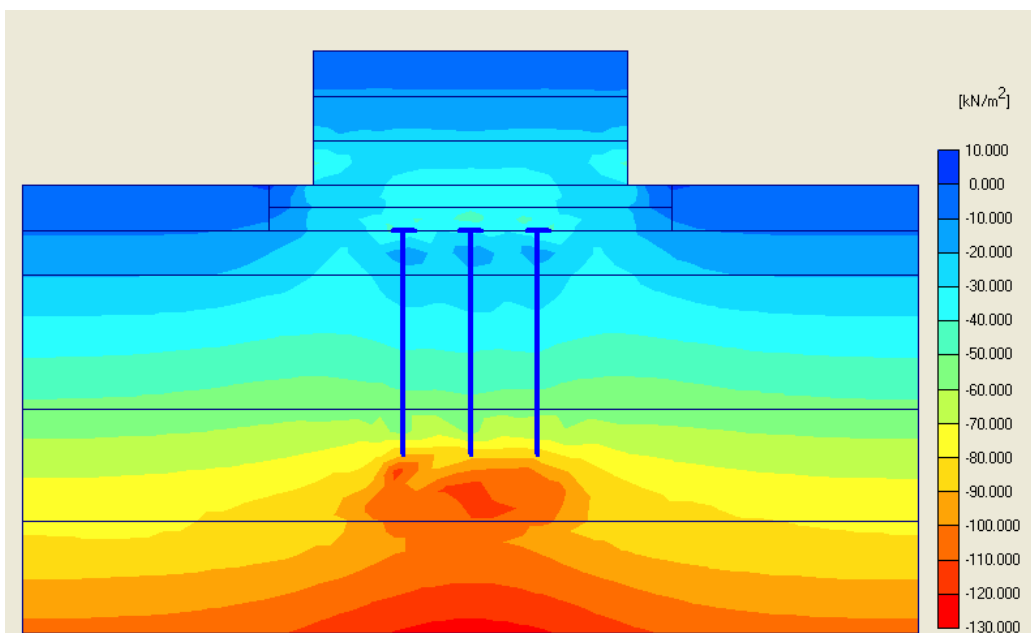


(b)

Figura 5.40 (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise completa em 2D para o Caso 2



(a)



(b)

Figura 5.41 (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise sem interface em 2D para o Caso 2

Nos gráficos anteriores se observa que não existe uma grande diferença em trabalhar com o sem interface.

A seguir apresenta-se para a análise com interface, diferentes cortes longitudinais, tanto na superfície do solo de fundação que coincide com a base do aterro neste caso, quanto ao

nível das estacas, com a finalidade de entender um pouco melhor o efeito arqueamento, sabendo para cada análise como se comporta o solo de fundação.

5.2.1.1. Deslocamentos

O corte da Figura 5.42 mostra como os deslocamentos na superfície do solo os quais são relativamente uniformes. Em maiores profundidades, na cota da cabeça das estacas (Figura 5.43), se começa a perceber o efeito das estacas.

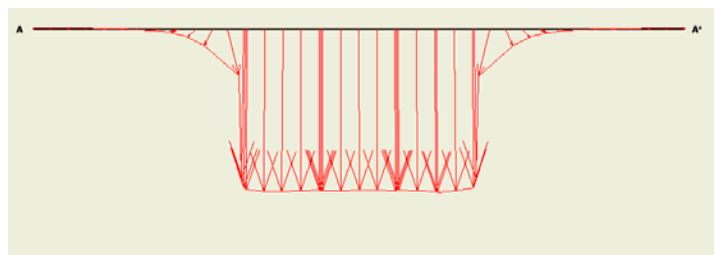


Figura 5.42 (a) Distribuição de deslocamentos totais na superfície de fundação em 2D para o Caso 2

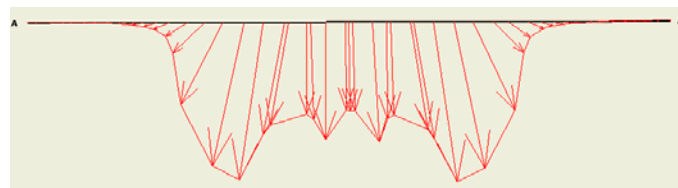


Figura 5.43 Distribuição de deslocamentos totais ao nível das estacas em 2D para o Caso 2

Na Figura 5.44, mostram-se os deslocamentos na superfície e ao nível das estacas. Neste gráfico também se observa que onde estão as estacas ($x = 8.5, 10$ e 11.5), os deslocamentos são menores.

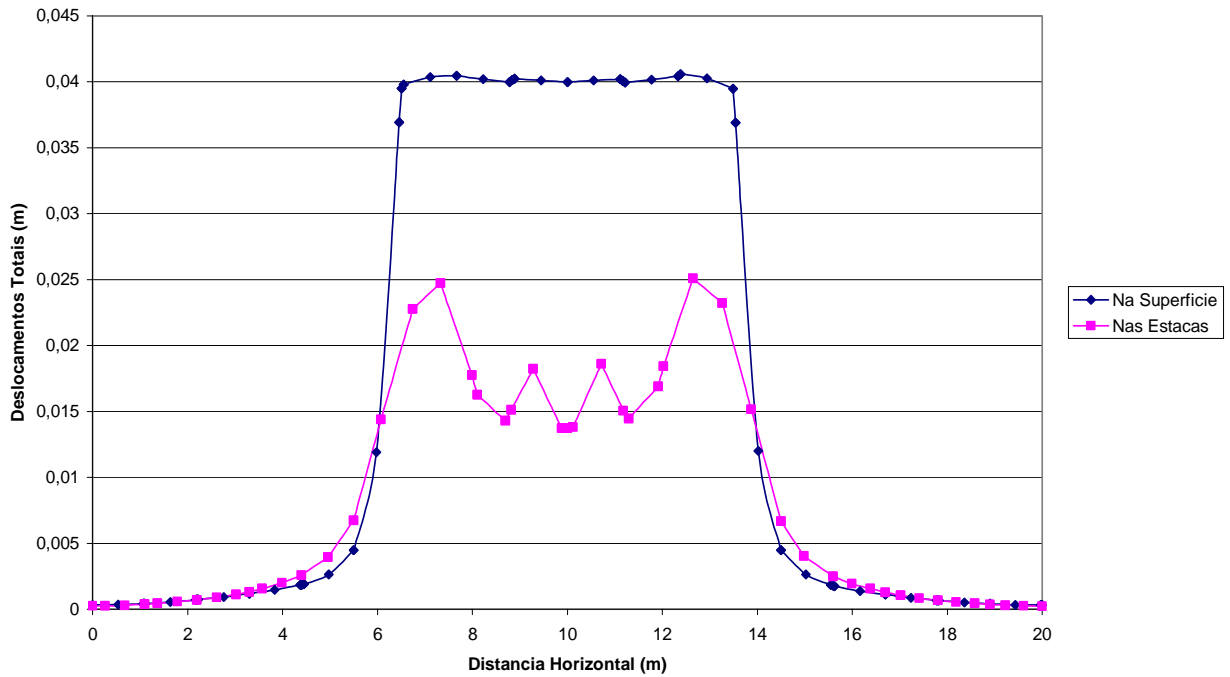


Figura 5.44 Comparação de distribuição de deslocamentos totais na superfície do solo de fundação e ao nível das estacas, para o Caso 2, em 2D.

5.2.1.2. Tensões

Nas Figuras 5.45 e 5.46, mostram-se os cortes realizados na análise em duas dimensões, para observar as distribuições de tensões médias, na superfície da fundação e acima das estacas.

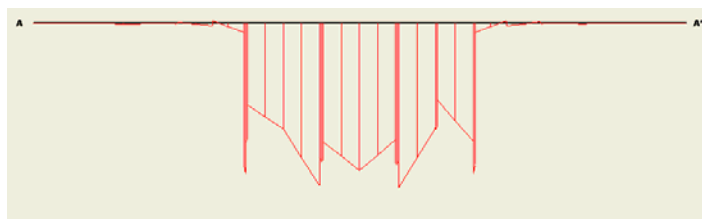


Figura 5.45 Distribuição de tensões médias na superfície de fundação em 2D para o Caso 2

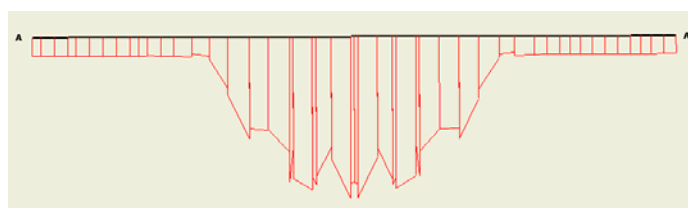


Figura 5.46 Distribuição de tensões médias ao nível das estacas em 2D para o Caso 2.

Na Figura 5.47 mostra-se a distribuição de tensões médias em duas profundidades diferentes no solo de fundação. Pode-se observar que na superfície os pontos de maior tensão são onde se encontram as duas estacas laterais, embora ao nível das estacas, os pontos de maior tensão são aqueles locais em cima dos capitéis, isso concorda com a teoria do arqueamento.

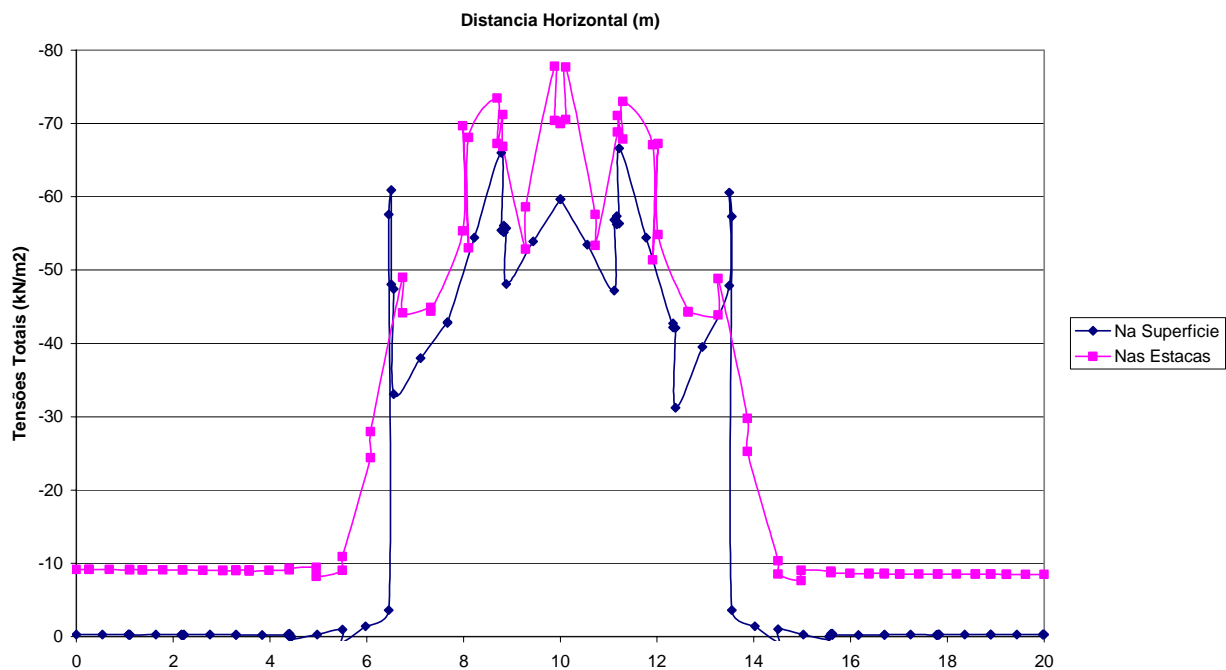
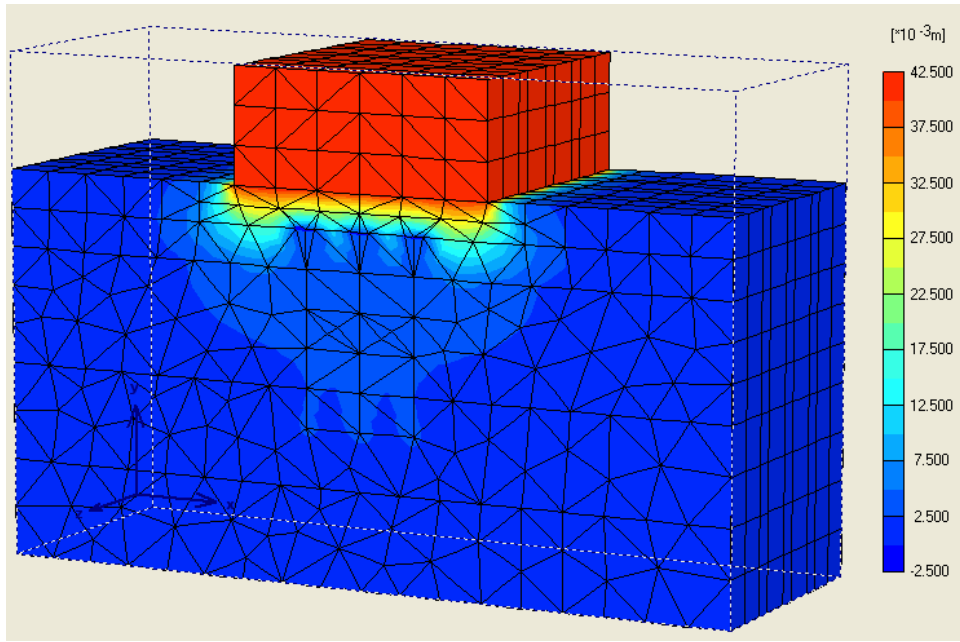


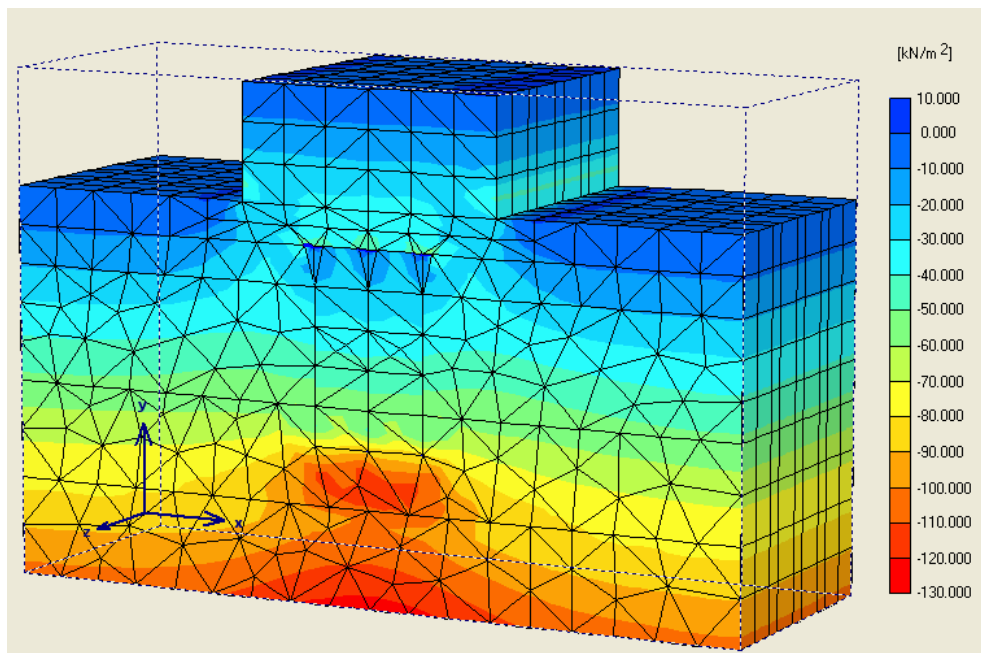
Figura 5.47 Comparação de distribuição de tensões médias, entre as profundidades da superfície do solo de fundação e ao nível das estacas, para o Caso 2, em 2D

5.2.2. CASO B: MODELAGEM NUMÉRICA EM 3D EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO, COM A UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA “PLAXIS 3D TUNNEL”.

As Figuras 5.48, e 5.49 mostram os gráficos de distribuição de deslocamentos totais e tensões médias nas análises realizadas, para os casos de análises com e sem interface. Pode-se observar que seu comportamento não varia consideravelmente entre uma e a outra.

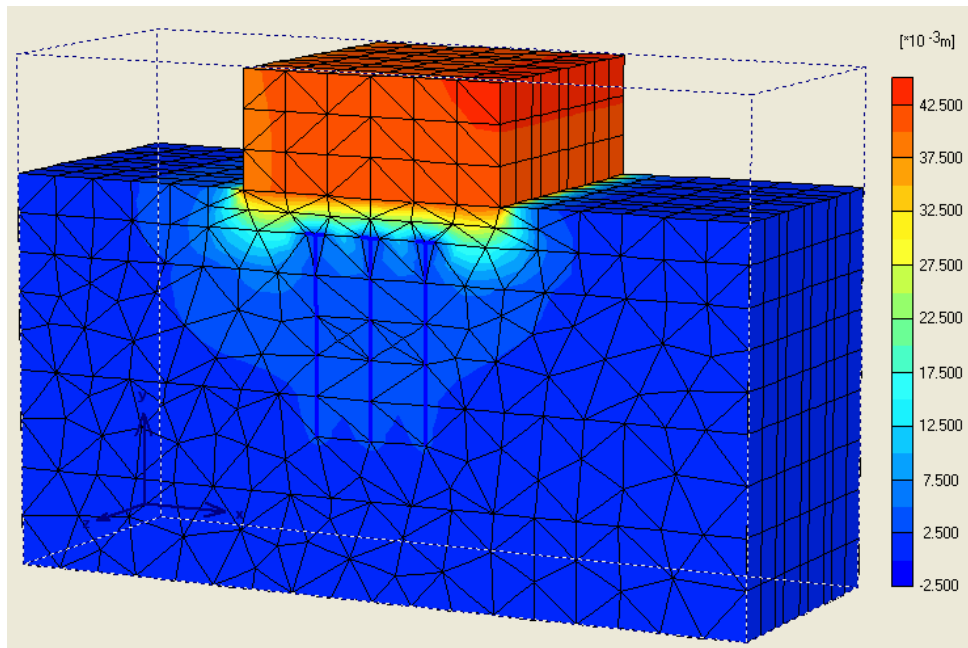


(a)

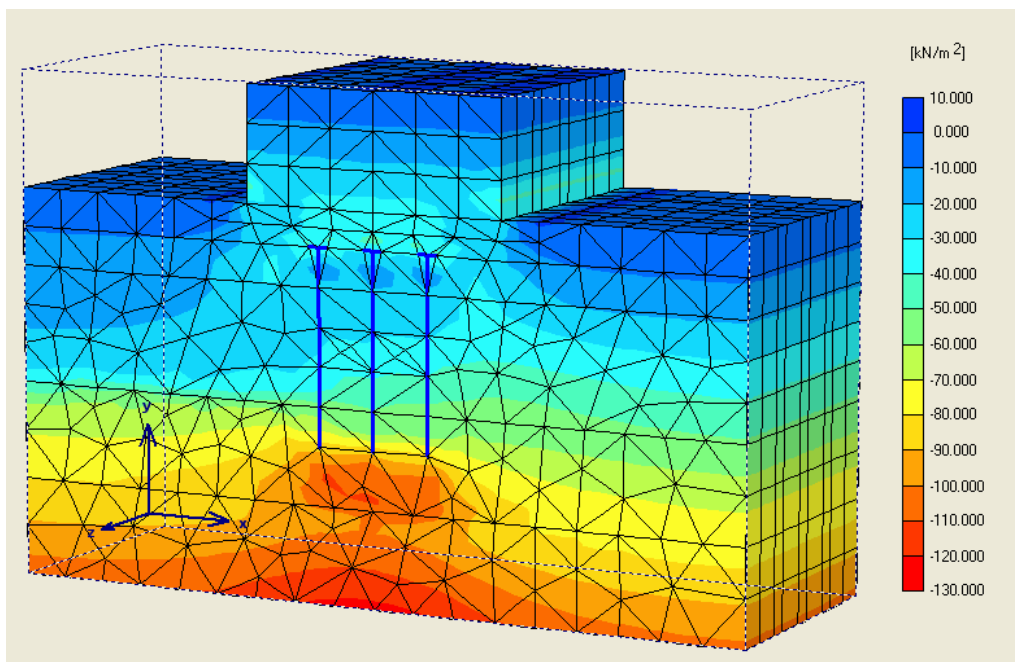


(b)

Figura 5.48 (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise com interface em 3D em estado plano de deformações para o Caso 2



(a)



(b)

Figura 5.49 (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise sem interface em 3D em estado plano de deformações para o Caso 2

A seguir apresentam-se os cortes longitudinais realizados na superfície do solo de fundação que é a mesma base do aterro neste caso, e ao nível das estacas:

5.2.2.1. Deslocamentos

A Figura 5.50 mostra em diferentes vistas, a distribuição de deslocamentos em três dimensões para o caso de estado plano de deformações, onde se pode observar, que no local onde se encontram as estacas, existe uma diminuição de deslocamentos.

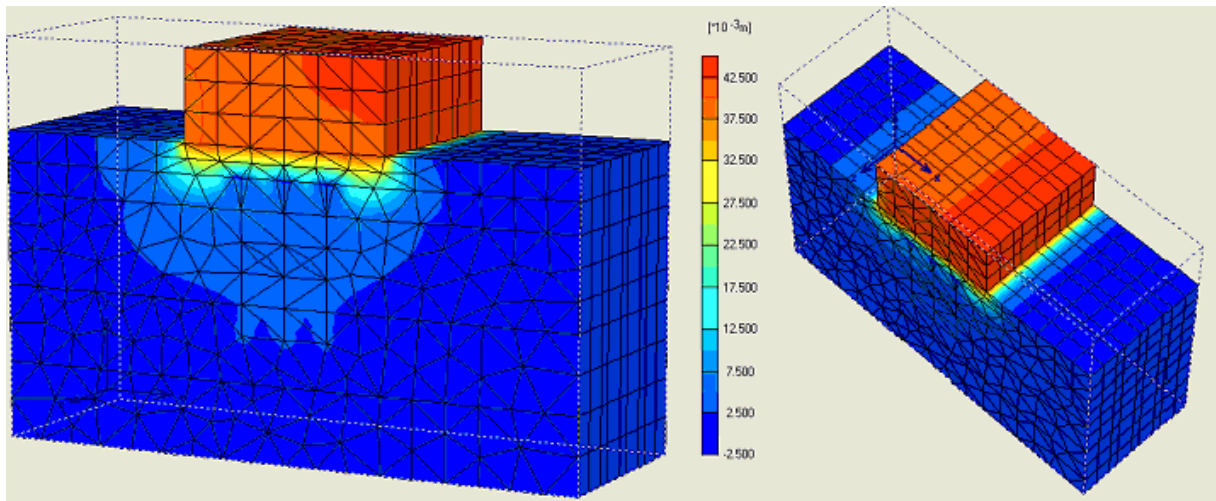


Figura 5.50 Distribuição de deslocamentos totais em 3D em estado plano de deformações para o Caso 2

A Figura 5.51 mostra a distribuição de deslocamentos totais na superfície do solo de fundação, onde se observa a uniformidade dos deslocamentos imediatamente sob o aterro na superfície.

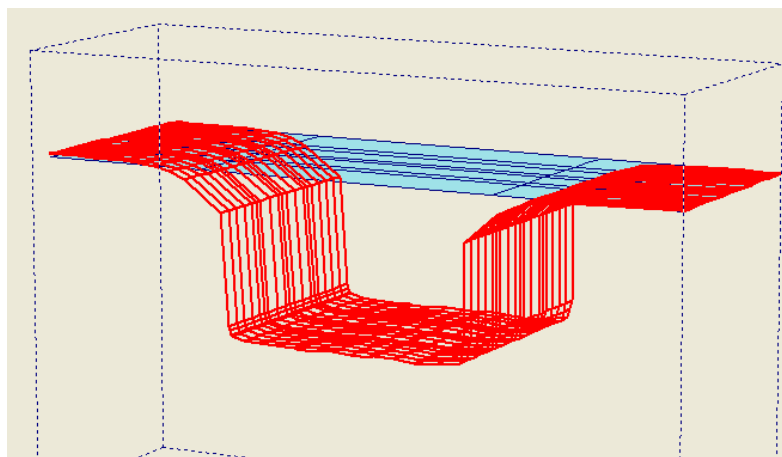


Figura 5.51 Distribuição de deslocamentos totais, na análise completa em 3D em estado plano de tensões para o Caso 2

A Figura 5.52 mostra um comparativo da distribuição de deslocamentos totais na base do aterro, em diferentes valores de Z. Esta figura serve para verificar o programa Plaxis 3D, mostrando que os resultados sob condições de deformação plana coincidem com os calculados no Plaxis 2D.

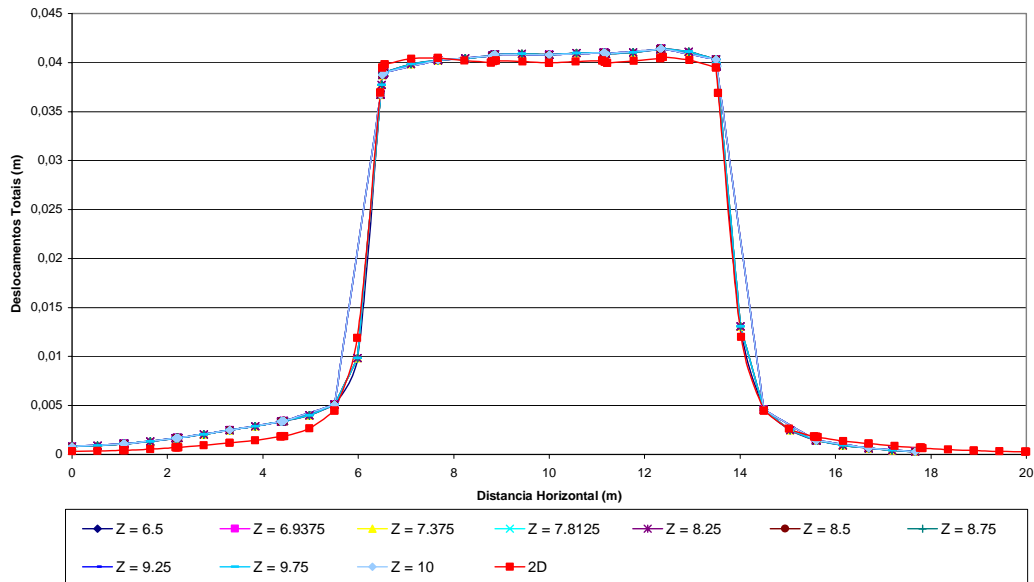


Figura 5.52 Distribuição de deslocamentos totais na superfície da fundação, ao longo do eixo z, em estado plano de deformações para o Caso 2

À medida em que se aumenta a profundidade, o efeito das estacas interfere com a distribuição de deslocamentos no solo de fundação. Na Figura 5.53 se observa como sobre as estacas o deslocamento é menor, enquanto que no solo adjacente entre as estacas, há um aumento de deslocamento. É justamente isto que causa o arqueamento do solo na abóbada entre as estacas, transferindo cargas para a cabeça das estacas.

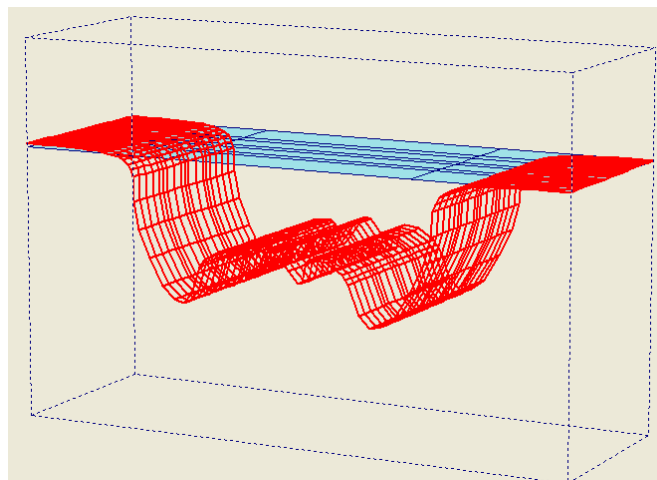


Figura 5.53 Distribuição de deslocamentos totais no nível das estacas, para o Caso 2 em 3D em estado plano de deformações.

A Figura 5.54 confirma a situação de deformação para qualquer profundidade, tendo-se os mesmos deslocamentos em qualquer corte (z) e em 2D. Pode-se ainda observar que nas estacas os deslocamentos são menores que no solo adjacente a elas. Os deslocamentos máximos ocorrem na região menos confinada nas bordas do aterro.

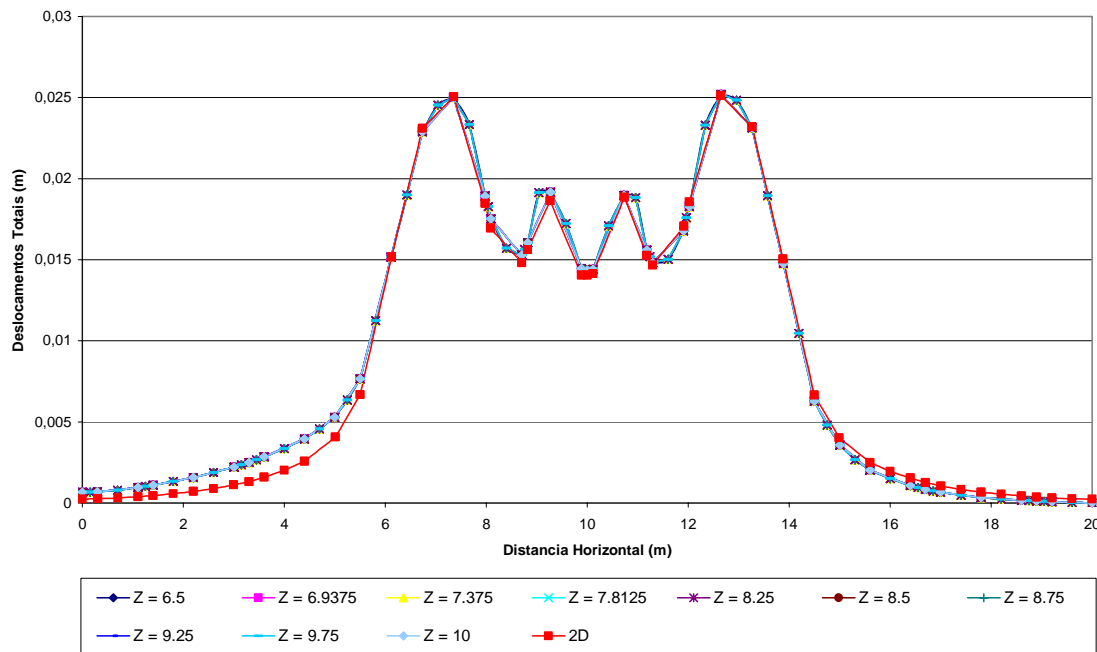


Figura 5.54 Distribuição de deslocamentos totais ao nível da estacas, ao longo do eixo z, para o Caso 2 em 3D, em estado plano de deformações.

5.2.2.2. Tensões

A Figura 5.55 mostra a distribuição de tensões em 3D, em estado plano de deformações. Neste gráfico observa-se a concentração de tensões ao redor das estacas.

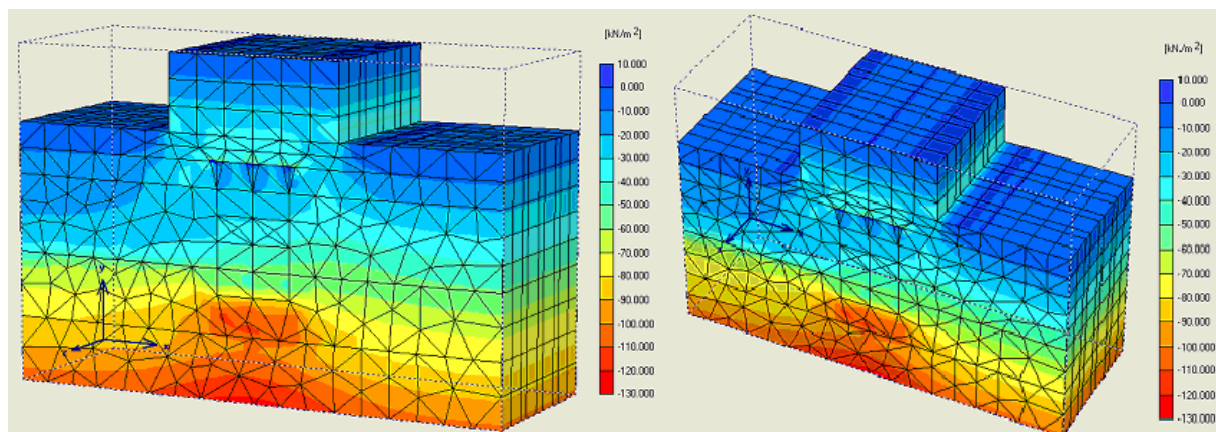


Figura 5.55 Distribuição de tensões médias em 3D, em estado plano de deformações, para o Caso 2

A Figura 5.56 mostra como a distribuição de tensões ao longo do eixo z, é constante para o caso de 3D em estado plano de deformações.

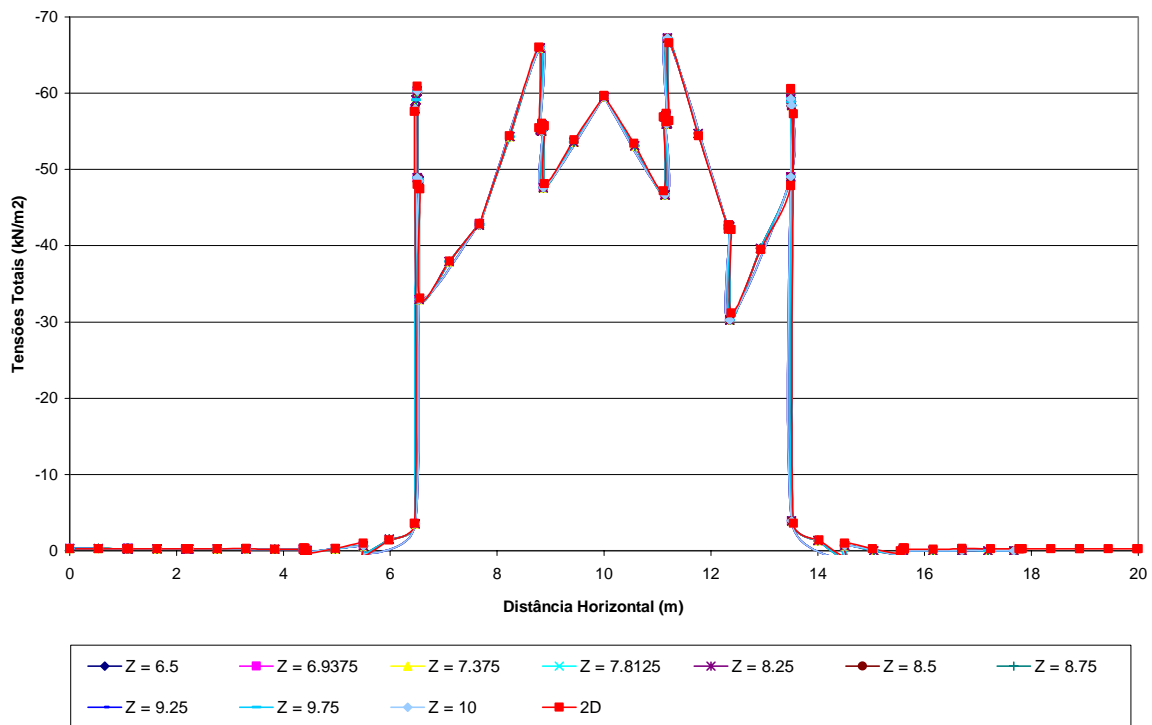


Figura 5.56 Distribuição de tensões médias, na superfície da fundação, ao longo do eixo z, para o Caso 2 em 3D, em estado plano de deformações

As Figuras 5.57 e 5.58 apresentam a distribuição de tensões num corte horizontal na profundidade das estacas. Observa-se que para diferentes valores de z, as tensões apresentam uma distribuição constante, com valores máximos ou mínimos iguais aos calculados para o Caso A (2D).

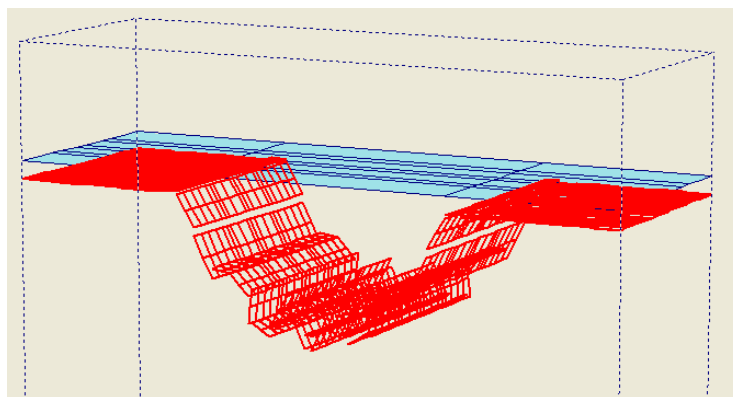


Figura 5.57 Distribuição de tensões médias, no nível das estacas, para o Caso 2 em 3D, em estado plano de deformações.

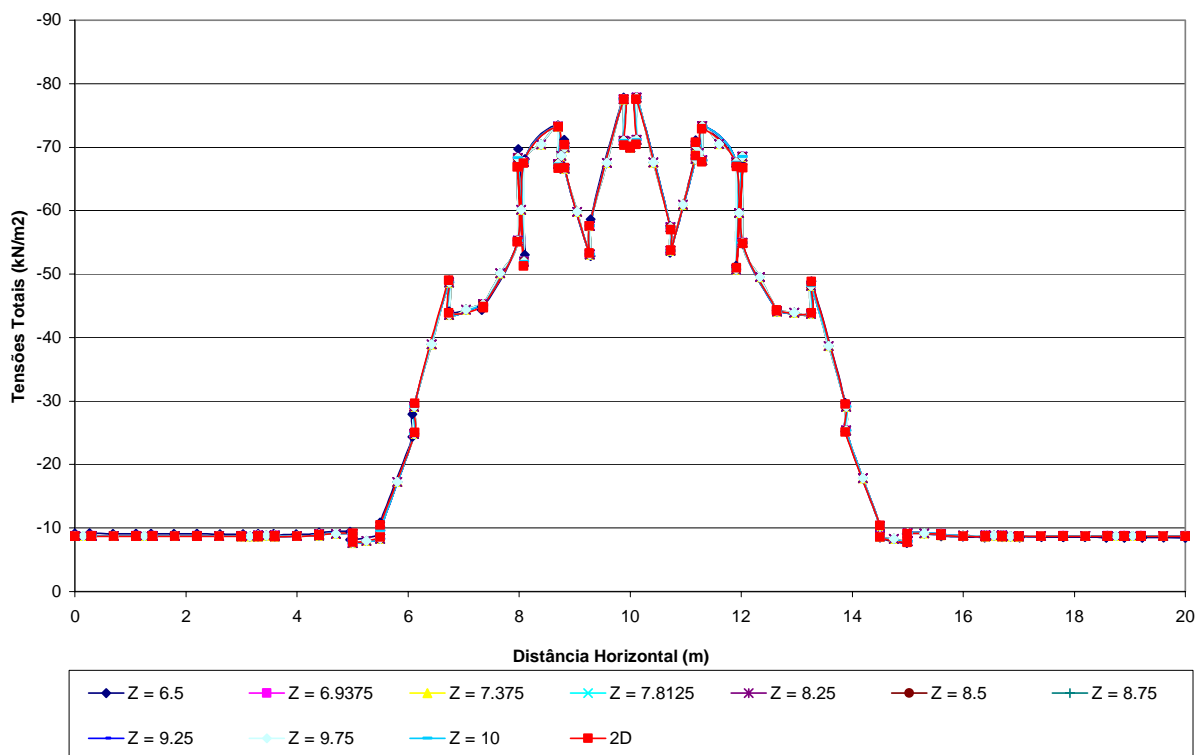
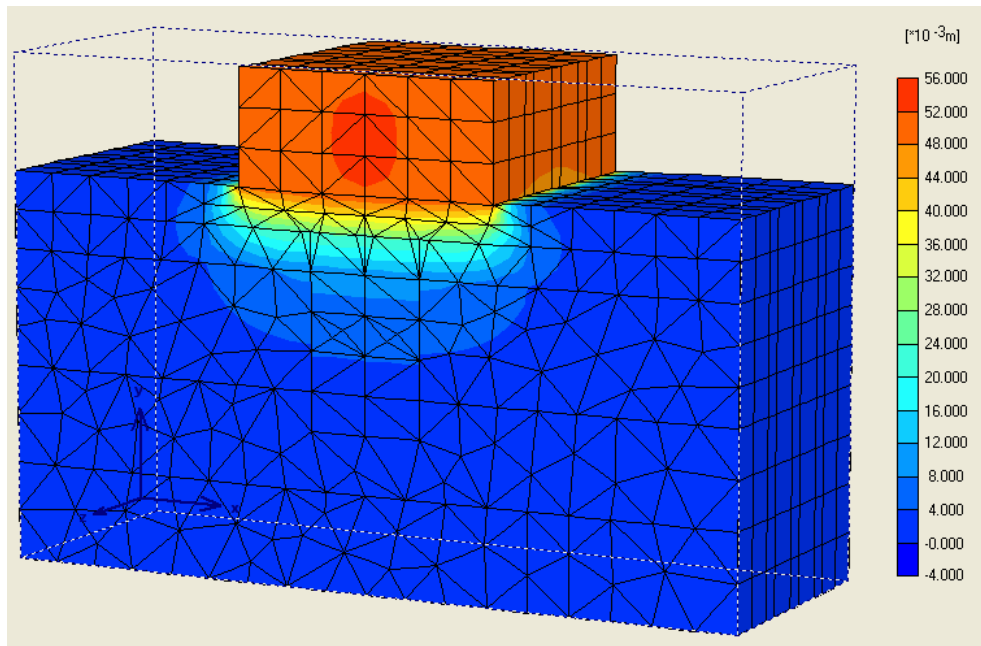


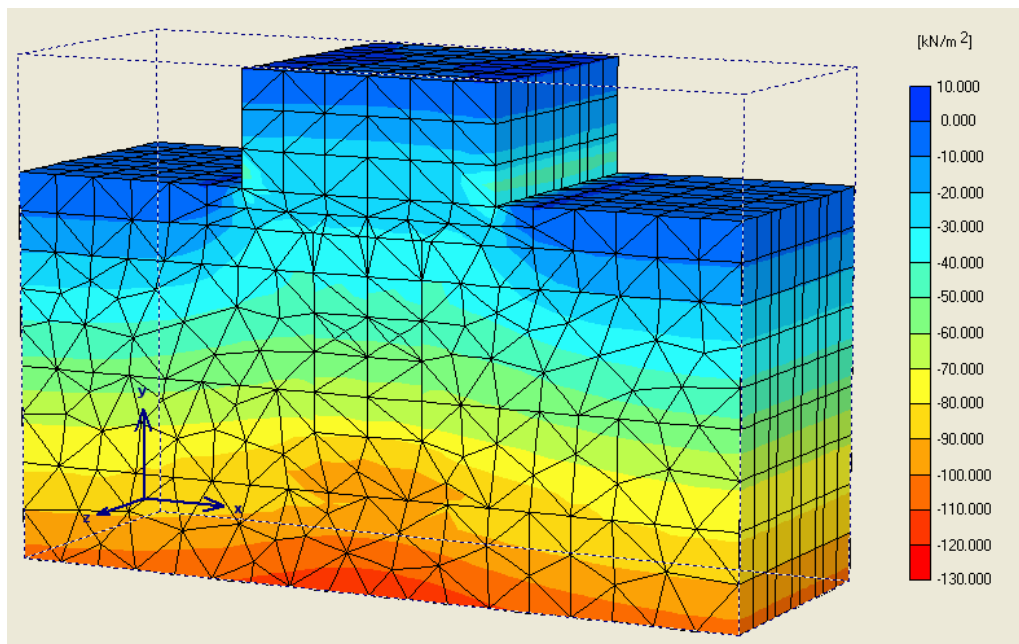
Figura 5.58 Distribuição de tensões médias, ao nível da estacas, ao longo do eixo z, para o Caso 2 em 3D, em estado plano de deformações.

5.2.3. CASO C: MODELAGEM NUMÉRICA EM 3D COM A UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA “PLAXIS 3D TUNNEL”.

As Figuras 5.59 e 5.60 mostram os gráficos de distribuição de deslocamentos e tensões médias nas análises realizadas, para os casos de uma análise com ou sem interface, no Caso C. Pode-se observar como neste caso a colocação da interface interfere nas distribuições tanto dos deslocamentos totais, quanto das tensões médias. No caso dos deslocamentos, estes são maiores no aterro que apresenta interface; caso contrário ocorre com as tensões. Observa-se também como a distribuição de deslocamentos no aterro para a análise com interface apresenta uma concentração no seu interior, mas a análise sem interface é contínua no aterro.

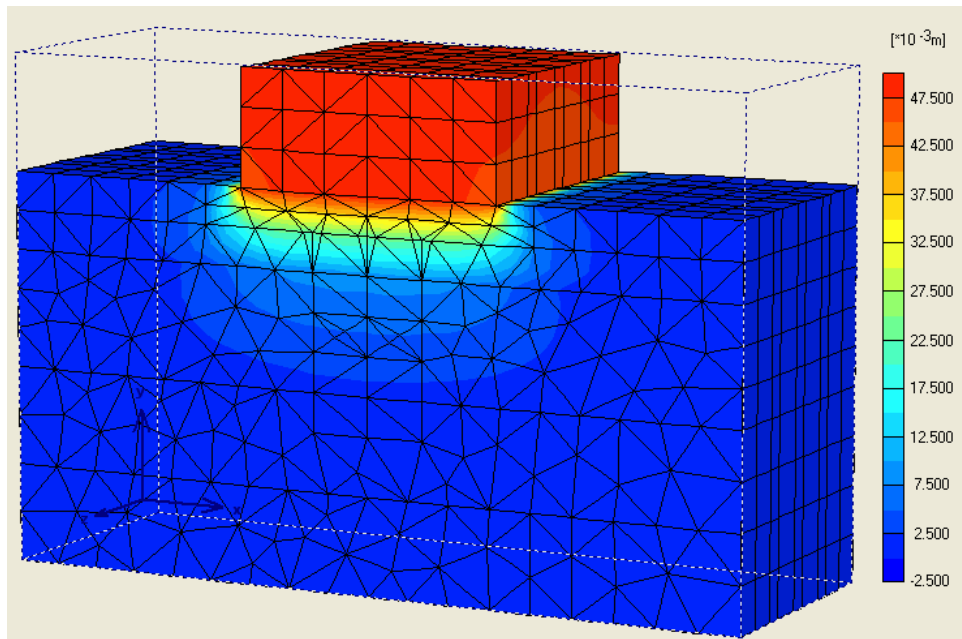


(a)

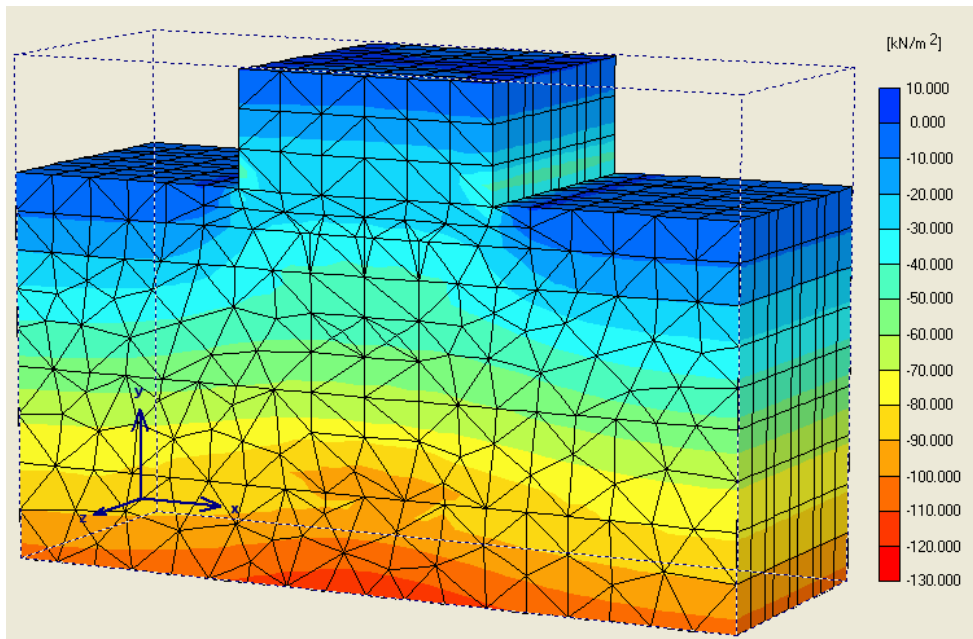


(b)

Figura 5.59 (a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise com interface em 3D para o Caso 2



(a)



(b)

Figura 5.60(a) Distribuição de deslocamentos totais, (b) Distribuição de tensões médias, na análise sem interface em 3D para o Caso 2

Na análise com interface realizaram-se cortes horizontais tanto na superfície do solo de fundação quanto ao nível das estacas, para melhor visualizar o fenômeno de arqueamento.

A seguir se apresentam os resultados obtidos.

5.2.3.1. Deslocamentos

Pode-se observar na Figura 5.61, que para este caso (3D) os deslocamentos se minimizam consideravelmente ao chegar nas estacas, e que o valor de deslocamento na superfície da fundação é de aproximadamente 0,035 m, mas nas laterais da base do aterro este valor varia na direção z.

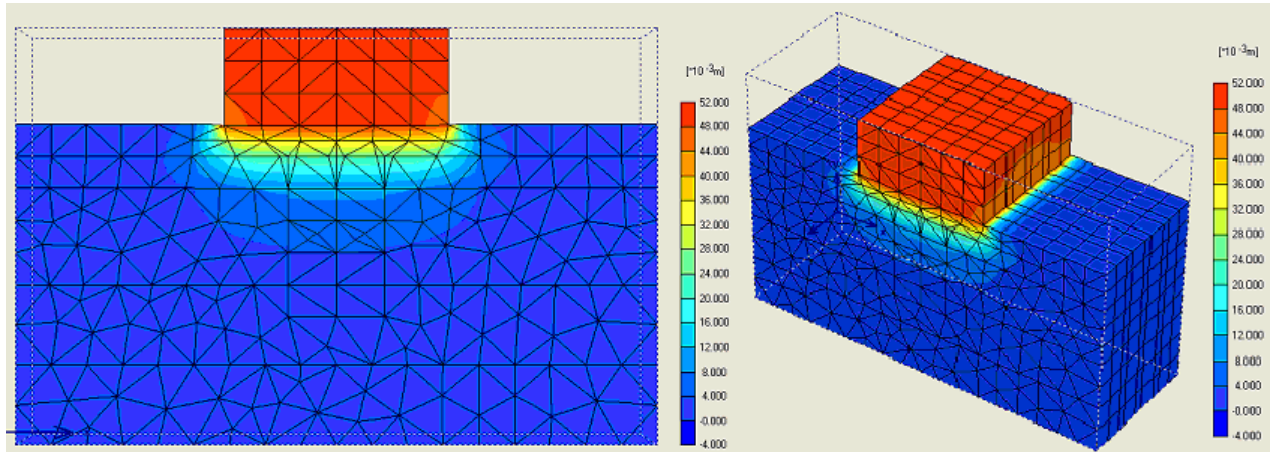


Figura 5.61 Distribuição de deslocamentos totais em 3D, para o Caso 2

Na Figura 5.62 mostra-se como na superfície da fundação, já se apresentam embaixo do aterro os primeiros efeitos de arqueamento do solo o que não era observado nas análises em 2D.

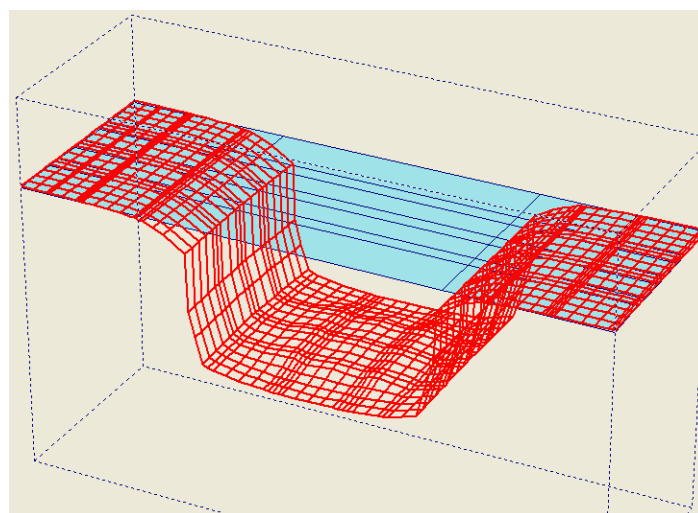


Figura 5.62 Distribuição de deslocamentos totais na superfície da fundação, para o Caso 2 em 3D

Ao se plotar os gráficos de deslocamentos superficiais para diversas seções transversais ao longo de z percebe-se os sucessivos aumentos e decréscimos de deslocamentos em função de a seção coincidir com a linha de estacas ou no solo entre estas (Figura 5.63).

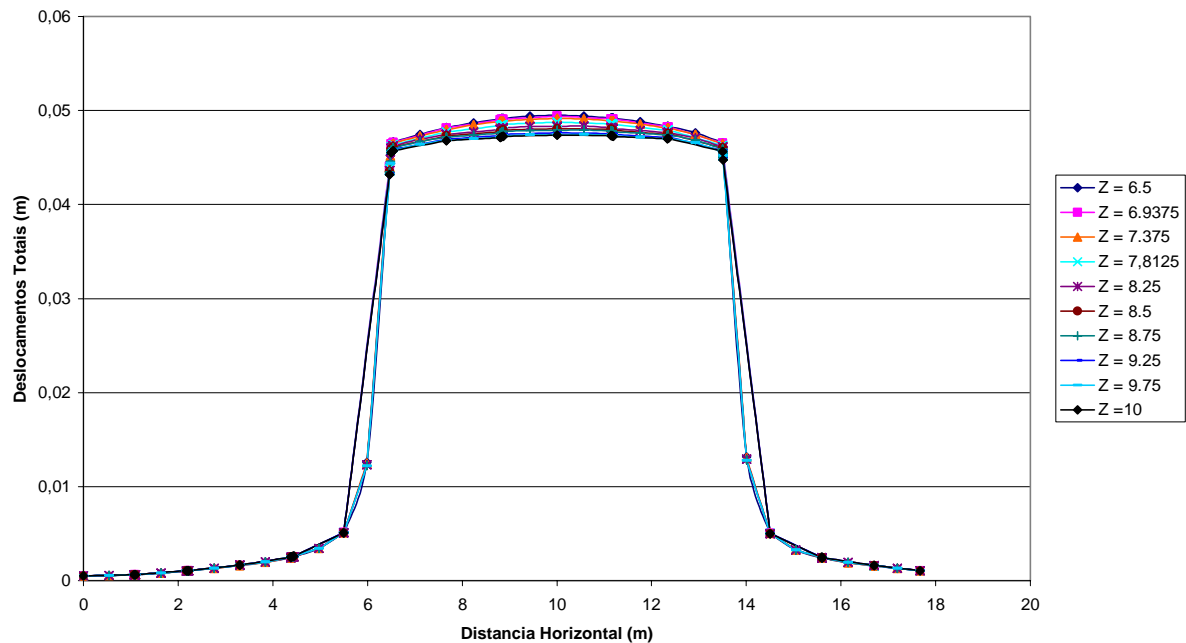


Figura 5.63 Distribuição de deslocamentos totais na superfície da fundação, ao longo do eixo z , para o Caso 2 em 3D

Ao nível das estacas, observa-se na Figura 5.64, como o fenômeno de arqueamento de solos se desenvolve em 3D com transferência de cargas de tanto no sentido transversal (x) quanto longitudinal (z). A distribuição de deslocamentos num dado plano horizontal se assemelha a uma “caixa de ovos” com valores menores (depressões) sobre as estacas e picos no solo entre estas estacas.

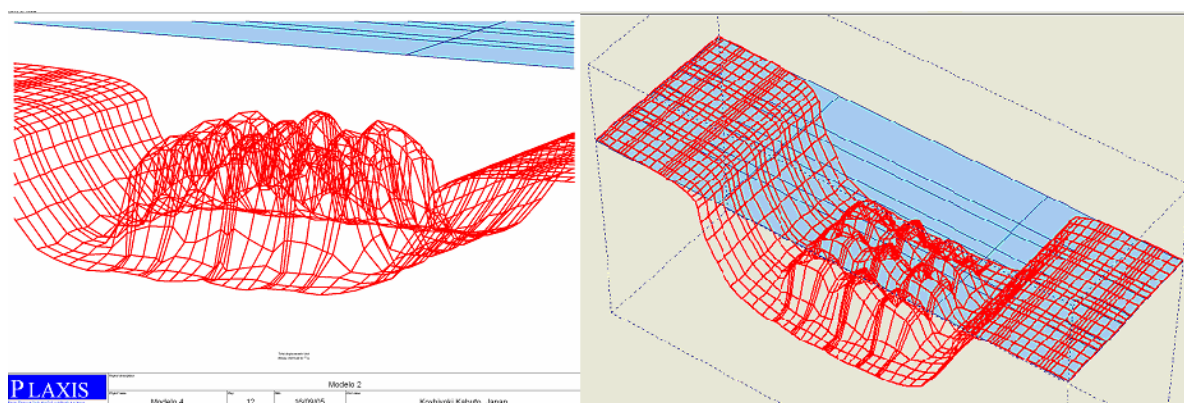


Figura 5.64 Distribuição de deslocamentos totais no nível das estacas, para o Caso 2 em 3D.

Na Figura 5.65, mostra-se a distribuição de deslocamentos totais ao longo do eixo z, onde se observa que, por exemplo para $z = 8.5$, $z = 10$ e $z = 11.5$ (onde ficam as estacas), o nível de deslocamentos é menor.

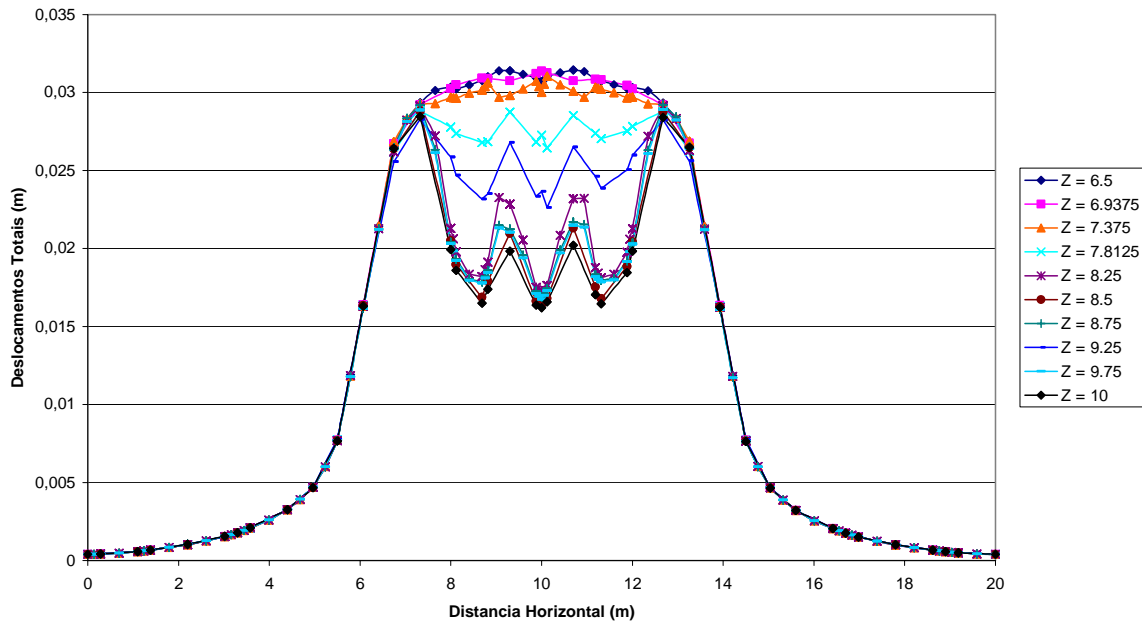


Figura 5.65 Distribuição de deslocamentos totais ao nível da estacas, ao longo do eixo z, para o Caso 2 em 3D.

5.2.3.2. Tensões

Na Figura 5.66 mostra a distribuição de tensões médias. Pode-se observar como na parte superior do aterro existe uma maior concentração de tensões na região das estacas.

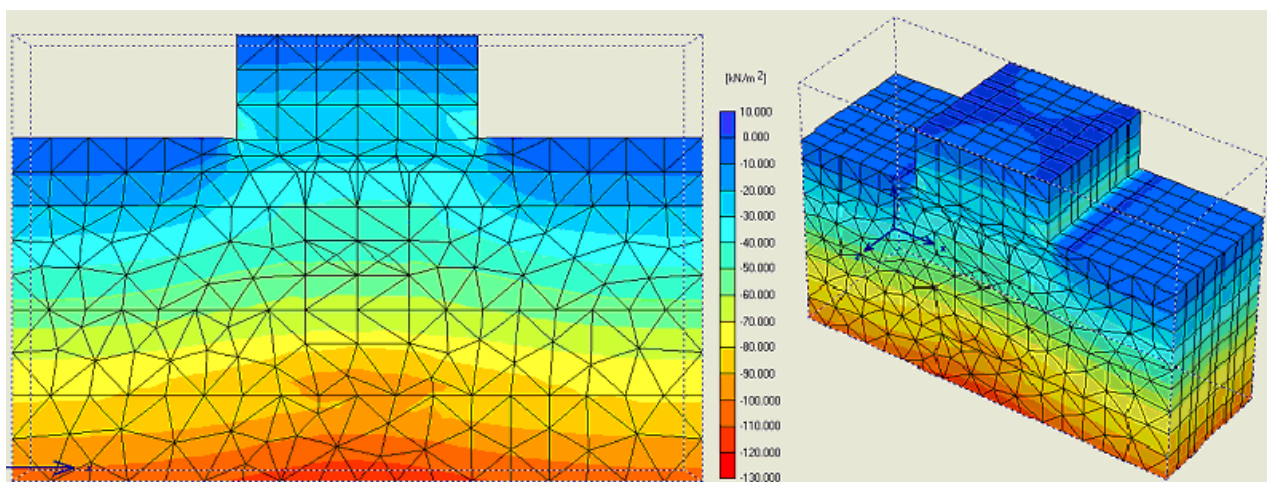


Figura 5.66 Distribuição de tensões médias em 3D, para o Caso 2

Na Figura 5.67, também se observam como as tensões médias também variam na direção z. Isto pode-se melhor visualizado na Figura 5.68, para os valores de z. Note que nas estacas ($z = 8.5$, $z = 10$ e $z = 11.5$) as tensões são as maiores e no solo de fundação as tensões são as menores. O padrão de tensões médias num plano horizontal qualquer, devido ao arqueamento do solo entre as estacas, também se assemelha a uma “caixa de ovos”. Entretanto as elevações e depressões são opostas às observadas na distribuição de deslocamentos, ou seja, onde os deslocamentos são menores (sobre as estacas) as tensões são maiores e vice-versa, como pode ser visto na Figura 5.69.

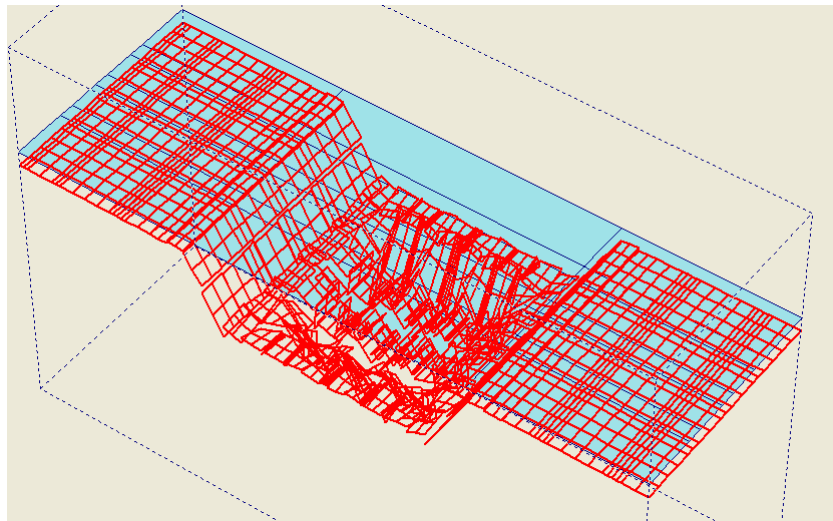


Figura 5.67 Distribuição de tensões totais, no nível das estacas, para o Caso 2 em 3D

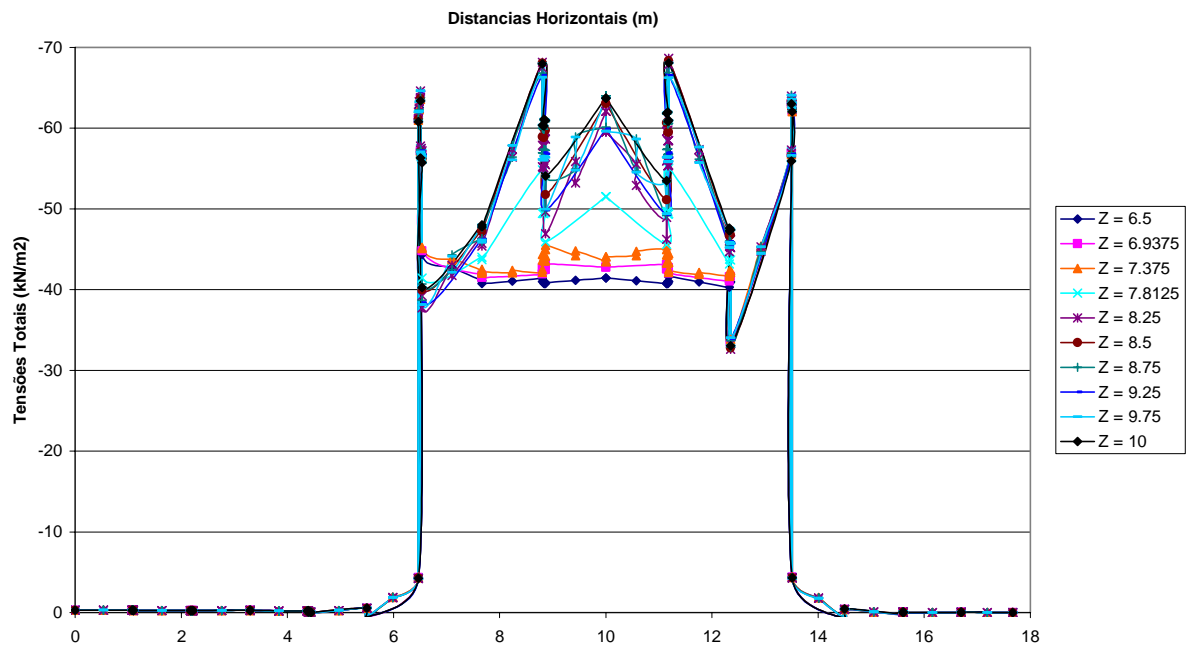


Figura 5.68 Distribuição de tensões médias, na superfície da fundação, ao longo do eixo z, para o Caso 2 em 3D

Nas Figuras 5.69 (a) e (b), apresentam-se os gráficos em 3D, onde se observa a distribuição de deslocamentos e tensões médias, as quais não são homogênea nos eixos x e z.

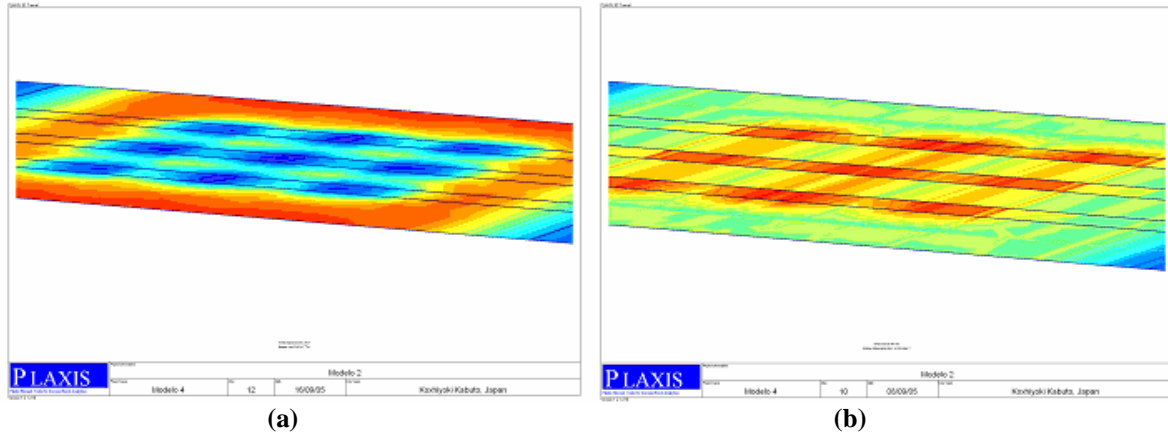


Figura 5.69 (a) Deslocamentos totais em 3D, (b) Tensões médias em 3D - Caso 2.

5.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS PARA O CASO 2

A seguir mostra-se uma comparação entre os Casos A (2D), B(3D, estado plano de deformações) e C (3D), para determinar qual é a diferença que existe no “efeito de arqueamento”.

As Figuras 5.70 e 5.71 mostram, respectivamente, deslocamentos e tensões próximas à superfície do terreno para a análise 2D e 3D sem estacas. Nesta situação a condição 3D torna-se um estado plano de deformações e os resultados tanto de deslocamentos quanto de tensões praticamente coincidem. As pequenas diferenças devem-se à discretização em 3D e eventuais extrapolação que o programa realiza para cálculo de tensões em outros pontos que não sejam os pontos de integração.

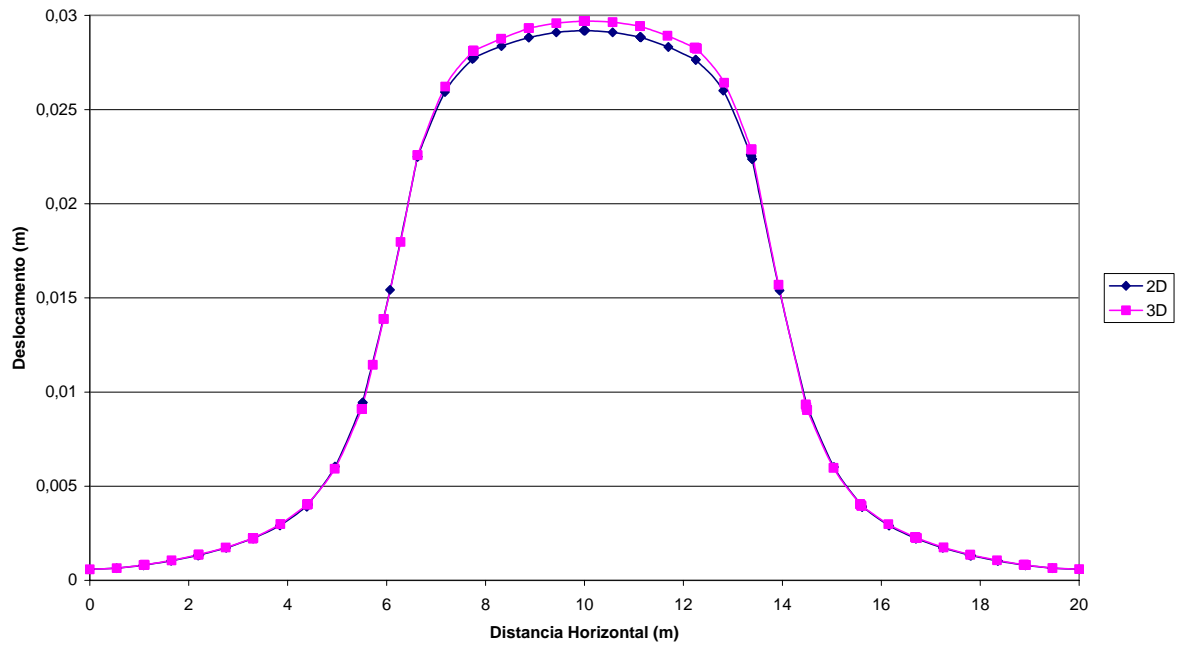


Figura 5.70 Comparativa de deslocamentos totais entre 2D e 3D, para o aterro sem estacas

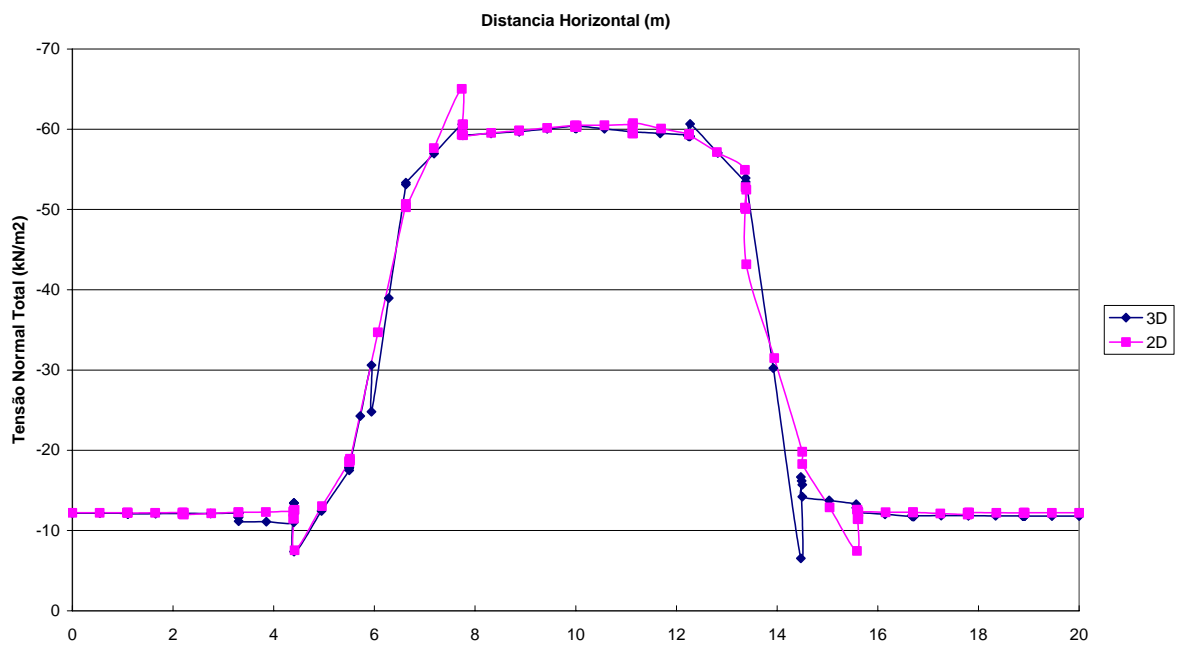


Figura 5.71 Comparativa de tensões médias entre 2D e 3D, para o aterro sem estacas

Nas Figuras 5.72 e 5.73 mostram-se as comparações entre os deslocamentos na base do aterro e ao nível das estacas, respectivamente, para os três casos analisados (2D, 3D em estado plano de deformações e em 3D). Note-se a boa concordância dos resultados 2D e 3D sob condições de deformação plana. Para a condição totalmente tridimensional, com a linha de estacas realmente discretizada na direção longitudinal, os deslocamentos em 3D são

maiores que os obtidos em 2D. Isto porque as estacas de fato são encaradas como um “muro equivalente” em condições bidimensionais, o que aumenta a rigidez global do sistema.

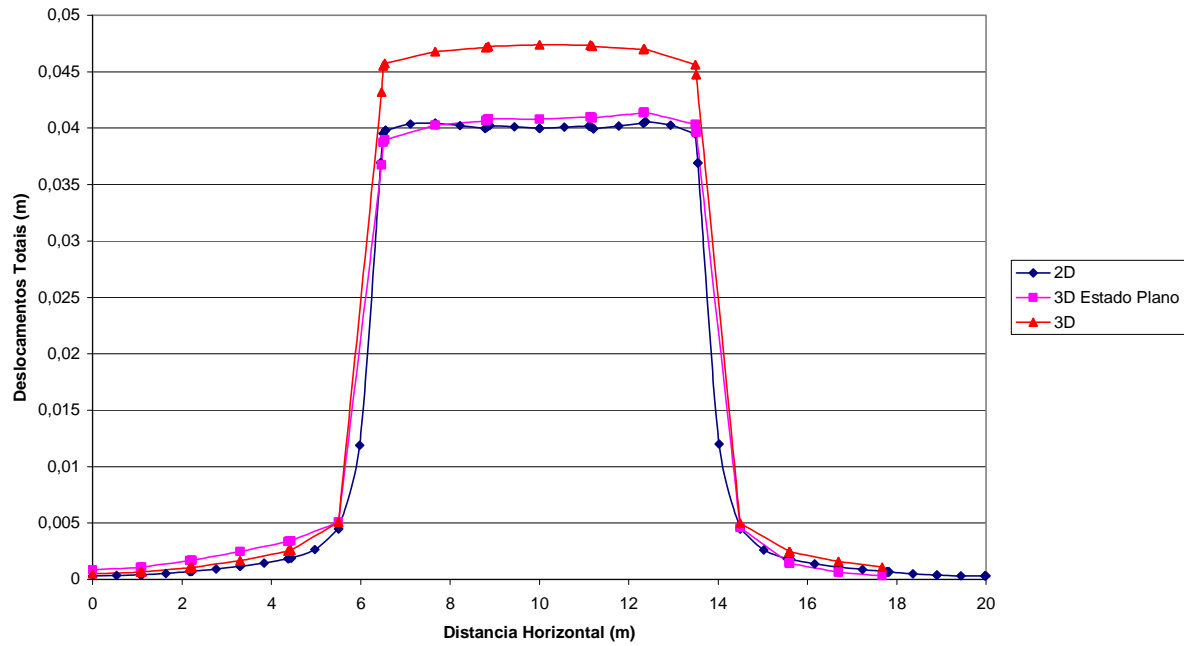


Figura 5.72 Comparativo dos deslocamentos totais na base do aterro, para o Caso 2

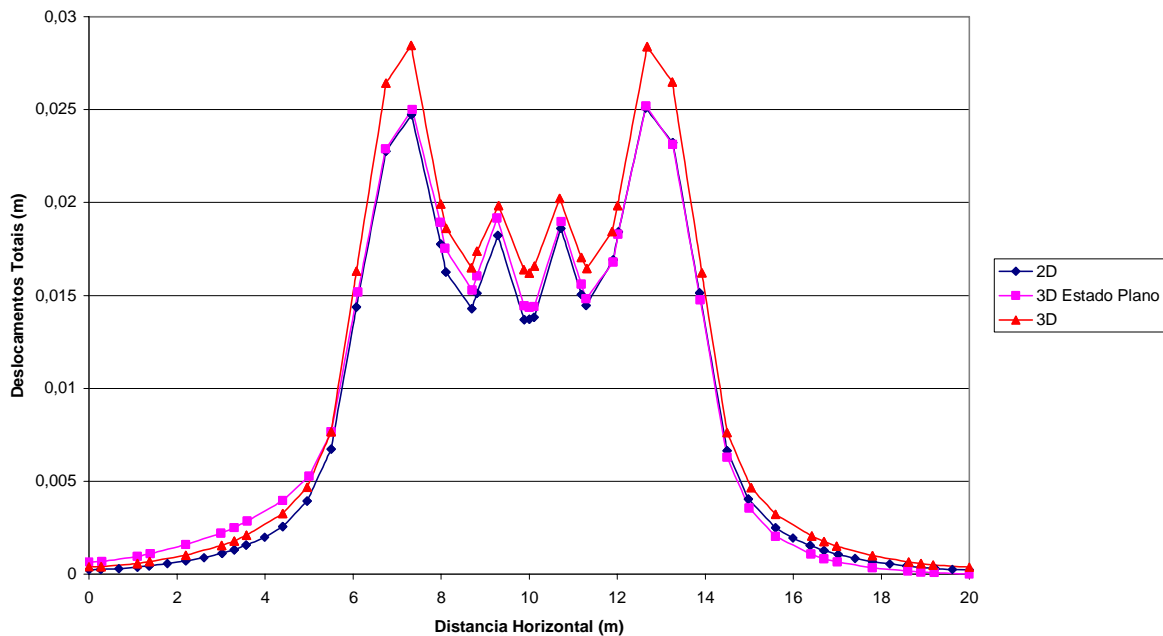


Figura 5.73 Comparativo de deslocamentos totais ao nível das estacas, para o Caso 2

A Figura 5.74 mostra a distribuição de tensões médias para pontos passando pelo nível das estacas. Note-se que a concentração de tensões sobre a cabeça das estacas é maior na

situação tridimensional. Isto se deve ao fato de que a transferência de cargas ocorre tanto na direção transversal (x) quanto na longitudinal (z). O arqueamento em 2D é visualizado como um arco quando na realidade tem-se uma abóbada em condições 3D. Isto é um fato muito relevante do ponto de vista de projeto, uma vez que a carga real sobre as estacas é maior que a calculada em condições de deformação plana.

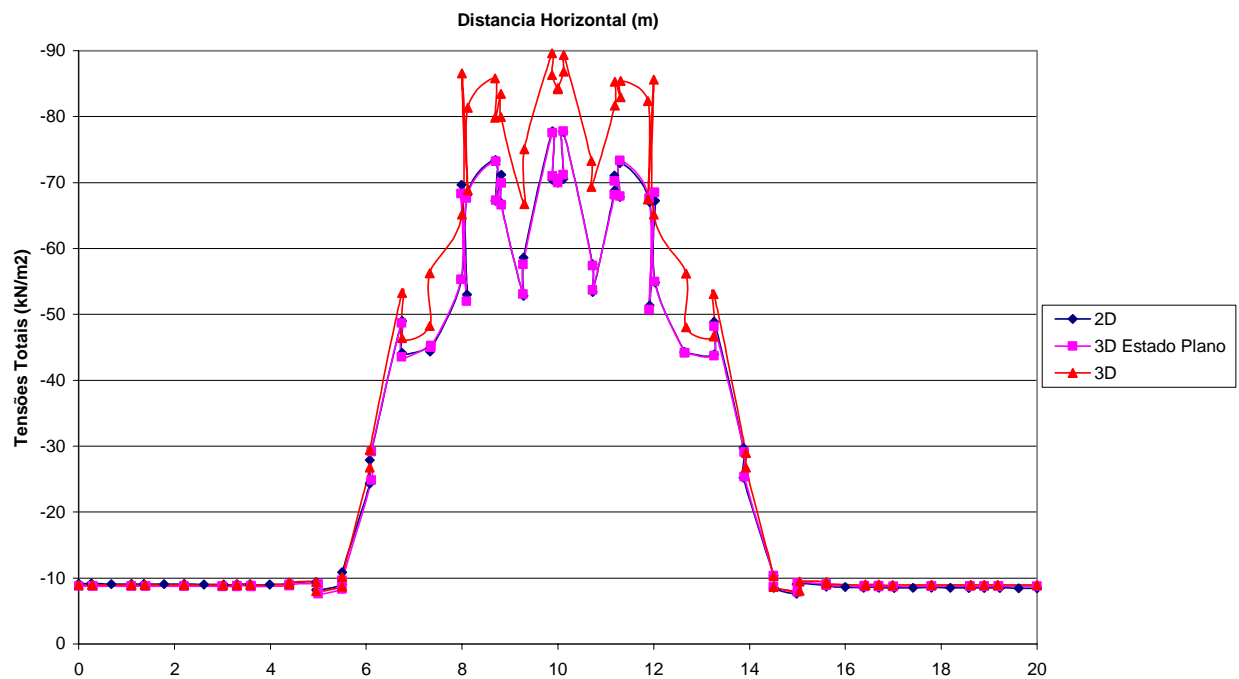


Figura 5.74 Comparativa de tensões médias, ao nível das estacas, para o Caso 2

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSÕES

Nesta dissertação investigou-se o comportamento de um aterro com taludes verticais, típicos de aterro em terra armada, construídos sobre o solo poroso colapsível típico do Distrito Federal. Diferentes soluções de melhoria da fundação foram investigadas de modo a reduzir os recalques e/ou diminuir as cargas sobre elementos estruturais. Foram analisadas as soluções de troca de solo e estaqueamento. As análises foram realizadas utilizando-se o método dos elementos finitos com o auxílio dos programas Plaxis 2D e 3D. Ênfase especial foi dada à análise do fenômeno de arqueamento do solo e conseqüente transferência de cargas, principalmente à influencia das condições de análise (2D ou 3D) sobre este fenômeno. As principais conclusões são descritas a seguir:

- A solução com troca de solo só é viável para pequenas profundidades, em torno no máximo de 4,0 m para o caso estudado. Escavações verticais com mais de 7,0 metros de profundidade no solo estudado podem apresentar problemas de ruptura. Apesar de reduzir significativamente os recalques, os valores finais com este tipo de solução ainda são elevados para um aterro em terra armada.
- A eficiência da solução com troca de solo depende, além da espessura da camada substituída, da rigidez da camada de reposição. Para o caso estudado e valores típicos locais, a solução com solo compactado pode ser tão efetiva quanto a substituição por solo-cimento, além daquela ser uma solução mais barata.
- O uso de estaqueamento é bastante eficiente na redução de recalques, embora resulte em arqueamento do solo e transferência de carga para as estacas.
- A solução ótima quanto ao estaqueamento depende de diversos fatores, tais como, comprimento e diâmetro das estacas e número de estacas empregadas.
- Para um diâmetro de estacas fixo ($\phi = 0,40$ m) há um número mínimo de estacas ou espaçamento ótimo a partir do qual a redução de deslocamentos não é significativa e o

custo se torna proibitivo. No caso deste estudo, o número máximo de estacas com 12 metros de comprimento foi de 17 estacas.

- A redução de deslocamentos com estaqueamentos é mais eficaz caso as estacas possam ter um comprimento suficiente para atingir uma camada rígida. Para o caso em estudo as estacas deveriam chegar a mais de 13,0 metros de comprimento. Desta forma as estacas menores devem trabalhar conseqüentemente apenas por atrito lateral.
- O uso de capitéis sobre as estacas se mostrou mais efetivo que o uso de uma laje contínua unindo as estacas. Apesar de a laje praticamente anular o efeito de arqueamento, os capitéis foram mais eficientes quanto as deslocamentos e tensões, além de serem mais econômicos.
- A solução ideal para o caso em estudo seria uma solução com troca de solo até uma certa profundidade e estaqueamento. Para o projeto em foco a profundidade de substituição do solo seria em torno de 1,5 m e o número total de estacas ($\phi = 0,40$ m e $L = 12$ m) seria em torno de 17. Entretanto a adoção desta solução na prática pode implicar em custos consideráveis.
- As análises numéricas usando os programas Plaxis 2D e 3D fornecem resultados idênticos quando se força uma condição de deformação no programa tridimensional. Isto é obvio e serve apenas para calibrar o programa e os procedimentos de análise em 3D. Entretanto, a situação real de uma fundação estaqueada é tridimensional, uma vez que uma linha de estacas na direção longitudinal não constitui um elemento contínuo como pressupõe uma análise em 2D.
- Os deslocamentos calculados numa análise de aterro sobre solo estaqueado são maiores sob condições tridimensionais do que sob condições bidimensionais. Isto ocorre porque em uma análise 2D uma linha de estacas se transforma num elemento contínuo ou “parede equivalente”, aumentando a rigidez global do sistema.
- As tensões calculadas sobre a cabeça da estacas em condições tridimensionais é maior do que as obtidas em condições bidimensionais. Isto ocorre porque o fenômeno de

arqueamento do solo entre as estacas se dá em forma de uma abóbada tridimensional e não de arco bidimensional. Portanto, há uma transferência de carga para as estacas tanto na direção horizontal transversal quanto na direção horizontal longitudinal.

- Do exposto acima conclui-se que uma análise bidimensional para o problema em foco é contra a segurança no que diz respeito às previsões de deslocamento e cargas sobre as estacas.

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Ainda há muito a se pesquisar nesta área de conhecimento, especificamente na área de fundações para se otimizar a capacidade de suporte e minimizar os recalques. Como sugestões para pesquisas futuras destacam-se as seguintes:

- Estudo do aterro em terra armada com a simulação das tiras metálicas utilizadas nesta técnica, visando a sua modelagem dentro da análise numérica, com a finalidade de determinar os verdadeiros recalques que se produzem dentro do aterro.
- Realizar a mesma análise atual, mas, introduzindo condições de drenagem específicas e utilizando modelos que sejam capazes de prever o colapso progressivo do solo de fundação com a variação das condições de umidade.
- Determinação das diferenças entre 2D e 3D para outros tipos de obras de geotecnia, como por exemplo Barragens, Túneis, Estabilidade de Taludes, entre outras.
- Alguns problemas reais de engenharia são tipicamente tridimensionais e somente podem ser investigados com análises numéricas complexas. Estas análises devem ser calibradas por medições de grandezas, como deslocamentos e distribuição de tensões. Idealmente estas medições seriam obtidas em escala real, porém isto resulta em um custo proibitivo, além de implicar em interferências na obra que não seriam aceitas pelos construtores. Porém, se propõe representar qualitativamente a obra com modelos reduzidos em escala de laboratório, com condições próximas às observadas *in situ*. Simulando os parâmetros adotados com materiais com rigidez equivalente de acordo com a teoria da similitude. Tudo isso, de modo a possibilitar a comparação dos resultados obtidos, com os modelos numéricos em 3 dimensões.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BS8006 (1195) Code of practice for Strengthened / Reinforced Soils and Other Fills – British Standard Institutions (BSI), London, 162 p.
- CAMAPUM DE CARVALHO J., FARIAS, M.M., PALMEIRA, E.M., MELLO, L.G.R. (2004). Apresentação da Análise de Alternativas e Definição Projeto de Fundações do Aterro de Acesso ao Viaduto Situado na Interseção do Eixo Monumental com a DF-003. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília - Finatec, Brasília, DF.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.C. (1996). Relatório Técnico de apresentação de Resultados de Provas de Carga Realizadas sobre Estacas de Solo-Cimento, Escavadas Mecanicamente. Publicação G.R.E – 062A/96, Universidade de Brasília, Brasília, D.F., 20 p.
- CINTRA J. C. A. (2004). Aplicação da mecânica dos solos não-saturados – fundações em solos colapsíveis. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não-Saturados. São Carlos, SP.
- DECHICHI, M. A. (1984) Estudo do Comportamento de Lastros de Materiais Granulares Sobre Estacas com Capitéis Através de Modelos Reduzidos. Tese de Mestrado da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 158 p.
- DESAI, C.S. & ABEL, J.F (1979). Introduction to the Finite Element Method. Van Nostrand Reinhold Company, New York, 476 p.
- DESAI, C.S.(1984). Constitutive Laws for Engineering Materials, with Emphasis on Geologic materials. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 468 p.
- DUNCAM, J.M. & CHANG, C.Y. (1970). Nonlinear Analyses of Stress and Strain in Soil. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation, Vol. 96 (4), pp. 1629-1653.
- EHRlich, M. (1993). Método de Dimensionamento de Lastros de Brita sobre Estacas com Capitéis. Solos e Rochas, 16, (4): p.p. 229-234
- EHRlich, M. e MITCHELL, J. K. (1994). Working stress design method for reinforced soil walls, Journal of geotechnical Engineering, 112,n 1, pp 1-22
- ERGUN G. (2002). Finite – Element Modeling and Dynamic Analysis of Reinforced Earth Retaining Wall using PLAXIS 7.2 - with emphasis on high – speed train induced vibrations, Master Thesis Seminar. Chalmers University of Technology. Goterborg, Sweden. <http://www.sm.chalmers.se/nyheter/exjinbjGunesE.pdf>.
- GOMES, C.A.B (1996). Uma Aplicação de análise Elástica a Elastoplástica a Aterros Reforçados de Baixa Altura sobre Solos Moles. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-037^a/96, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 114 p.
- HEWLETT, W. J.; RANDOLPH, M. F. (1988)- Analysis of Piled Embankments. Ground Engineering, Thomas Telford, London, vol 21, nº 3, p.p.12-18.
- KAKUTA, F.M. (2005). Estudo Numérico de Ensaios de Arrancamento de Geogrelha com Utilização de um Equipamento Reduzido. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 145 p.

- KEMPFERT, H.-G., GOBEL, C., ALEXIEW, D., HEITZ, C.(2004). German recommendations for reinforced embankments on pile-similar-elements. EuroGeo 3, DGGT, Munich, Alemanha, A-9: 279 – 284.
- KEMPTON, G, RUSSELL, D, PIERPOINT, N.D, JONES, C.J.F.P. (1998). Two and Three-Dimensional Numerical Analysis of the Performance of Piled Embankments. Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta, Georgia.
- LOW B. K.; TANG S. K.; CHOA V. (1994)- Arching in Piled Embankment. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, 120 (11) – p.p. 1917-1938.
- MACEDO, I. L. (2002). Análise Numérica da Construção de Aterros Sobre Solos Moles Próximas a Estruturas Existentes – Influência da Presencia de Reforço Geossintético. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 192 p.
- NAYLOR, D.J., PANDE, G.N., SIMPSON, B. & TABB, R. (1981).Finite Elements in Geotechnical Engineering. Pineridge Press.
- NBR 6122. Projeto e execução de Fundações.(1994). ABNT, Rio de Janeiro, RJ, p 75.
- NEVES, M. (1993). Análise Tridimensional em interface Sol-Cimento de Barragens. Dissertação de Mestrado, FT/DEC Universidade de Brasília, Brasília, DF. 116 p.
- QUEZADO, L. (1993). Proposição de um Modelo Físico para Estudo da Interação Solo-Estrutura em Fundações Profundas Dissertação de Mestrado, FT/DEC Universidade de Brasília, Brasília, D.F., 79 p.
- RANGEL, A.B. (1997). Análise Numérica de um Modelo Físico para Fundações em Solo-Cimento. Dissertação de Mestrado, FT/DEC Universidade de Brasília, Brasília, D.F., 101 p.
- ROSMAN, P.C. (2002). Um Sistema Computacional de Hidrodinâmica Ambiental. Departamento de Recursos Hídricos e Meio Ambiente, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ. 161 p.
- SÁ, C.T. (2000). Análise Numérica de Aterros Estaqueados Sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 134 p.
- SALES, I. (2002). Análise Numérica e Analítica de Aterros Estaqueados Reforçados. Dissertação de Mestrado da Univeridade Federal do Rio de Janeiro COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 106 p.
- SMITH, I.M. & GRIFFITH, D.V. (1982). Programming the Finite Element Method. Second Edition. John Wiley & Sons, Chisester, UK, 351 p.
- SUAREZ J. (1998). Deslizamientos y Estabilidad de Taludes em Zonas Tropicales. Universidade Industrial de Santander. Bucaramanga, Colômbia, 561 p.
- TERRA ARMADA (2004). <http://www.terraarmada.com.br>.
- TERZAGHI, K. (1943) Theoretical Soil Mechanics. Wiley and Sons, New York NY, 425 p.
- TERZAGHI, K., PECK, R.B. (1962). Mecânica dos Solos na Prática de Engenharia. Editora ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, Brasil, pp 231-232.