

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JANCER RENAN ZANIN

**ANÁLISE NUMÉRICA DOS DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES EM
UMA SAPATA CORRIDA APOIADA EM SOLO ARENOSO DEVIDO A
ESCAVAÇÃO DE UM SUBSOLO CONTIDO POR UMA PAREDE-
DIAFRAGMA**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO
2016

JANCER RENAN ZANIN

**ANÁLISE NUMÉRICA DOS DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES EM
UMA SAPATA CORRIDA APOIADA EM SOLO ARENOSO, DEVIDO A
ESCAVAÇÃO DE UM SUBSOLO CONTIDO POR UMA PAREDE-
DIAFRAGMA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Sérgio Antônio Brum Junior

TOLEDO

2016



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 043

ANÁLISE NUMÉRICA DOS DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES EM UMA SAPATA CORRIDA APOIADA EM SOLO ARENOSO, DEVIDO A ESCAVAÇÃO DE UM SUBSOLO CONTIDO POR UMA PAREDE- DIAFRAGMA

por

Jancer Renan Zanin

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 10:20 h do dia **08 de Novembro de 2016** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof^a MSc. Patricia Casarotto de Oliveira
(UTFPR – TD)

Prof Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)

Prof Dr. Sérgio Antônio Brum Junior
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. MSc. Silvana Da Silva Ramme
Coordenadora da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

“Aqueles que se enamoram somente da prática, sem cuidar da teoria, ou melhor dizendo, da ciência, são como o piloto que embarca sem timão nem bússola. A prática deve alicerçar-se sobre uma boa teoria, à qual serve de guia a perspectiva; e em não entrando por esta porta, nunca se poderá fazer coisa perfeita nem na pintura, nem em nenhuma outra profissão”

Leonardo da Vinci – Vida e Pensamentos, Editora Martin Claret, 1998.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Universidade Tecnológica Federal do Paraná, campus Toledo, a qual tenho orgulho de fazer parte de sua história.

A todos os professores que de alguma forma contribuíram para o aprendizado e conhecimento durante todo o curso, em particular aos professores: Prof. Ma Lucia Bressiani, Prof. Dr. Gustavo Savaris, Prof. Ma Patricia Casarotto de Oliveira, Prof. Me Edson Tavares de Camargo Prof. Me Marcello Antônio Alves Talarico e ao Dr. Fulvio Natercio Feiber.

Ao Prof. Me Guilherme Alan Souza Costa pelas sugestões e auxílio prestados no caminhar deste estudo.

Ao meu orientador Prof. Dr. Sérgio Antônio Brum Junior pela dedicação na orientação e pela oportunidade de realizar esta pesquisa.

A toda a minha família em especial a minha mãe Ivone Aparecida da Silva Zanin, o meu pai Jessé Jemuel Zanin, a minha irmã Mariane Tairine Zanin e a minha tia Maria de Lurdes Zanin pelo amor, apoio e incentivo incondicional durante esta etapa importantíssima da minha vida.

A minha namorada Aline Giombelli da Silva, por compartilhar comigo esse momento, compreendendo, encorajando e incentivando todas as minhas decisões mesmo nos momentos mais difíceis.

A meus amigos Ronaldo Mohr Rodrigues, Diego Biasotto, Elton Bruno Batista, Matheus Possatti, Maico Gallas, Marcos Henrique Falvo, Eduardo Mesquita, Lucas Blainski, Gustavo Cândido Cecato e Vilmar Wogles Júnior, por serem minha família em Toledo-PR.

RESUMO

ZANIN, Jancer Renan. **Análise numérica dos deslocamentos e rotações em uma sapata corrida apoiada em solo arenoso, devido a escavação de um subsolo contido por uma parede-diafragma**. 2016. 121 f. Trabalho de conclusão de curso. Coordenação do curso de engenharia civil, Universidade tecnológica federal do Paraná. Toledo, 2016.

Por meio de uma simulação hipotética em Método dos Elementos Finitos (MEF) realizada no programa Abaqus, esta pesquisa apresenta uma análise qualitativa dos deslocamentos e rotações ocorridos em uma sapata corrida apoiada em solo arenoso, devido a escavação de um subsolo contido por uma parede diafragma. Utilizou-se correlações com o índice de resistência a compressão disponíveis na literatura para designação dos solos arenosos e determinação dos seus parâmetros. Para o início das modelagens foi necessário a determinação da capacidade de carga do solo e da altura da parede-diafragma. O modelo constitutivo adotado na pesquisa foi o de Drucker-Prager e para efeitos de análise, fez-se necessário a simulação em dois modelos: um desconsiderando-se o elemento de contenção, analisando os recalques sem sua interferência, e outro levando em consideração a parede-diafragma para que possibilite verificar os deslocamentos e rotações da sapata corrida. Na modelagem sem a parede-diafragma, comparou-se os recalques obtidos na simulação sem a parede-diafragma com os recalques estimados pelos métodos semi-empíricos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978), constatando que apesar de serem considerados métodos conservativos, estes métodos previram recalques menores em areias menos resistentes e intermediários em areias mais resistentes. Já na modelagem com a parede-diafragma verificou-se que as rotações que a sapata corrida sofreu aumentam durante as etapas de escavação do subsolo, ocorrendo no sentido anti-horário nas areias mais resistentes, enquanto que nas simulações em areias menos resistentes sentido horário. A principal justificativa para o comportamento tanto dos deslocamentos como das rotações no modelo com a parede-diafragma é a movimentação do solo, constando-se que quanto mais resistente a areia menor o rearranjo das partículas de solo. Ressalta-se que a expectativa era que a parede-diafragma e a sapata corrida fossem as responsáveis pelo rearranjo do solo e não o contrário.

Palavras-chave: Método dos Elementos Finitos (MEF). Sapata corrida. Solo arenoso. Parede-diafragma.

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Rotação da sapata corrida na simulação em areia muito fofa	90
Gráfico 2 - Rotação da sapata corrida na simulação em areia fofa	90
Gráfico 3 - Rotação da sapata corrida na simulação em areia medianamente compacta.....	91
Gráfico 4 - Rotação da sapata corrida na simulação em areia compacta	92
Gráfico 5 - Rotação da sapata corrida na simulação em areia muito compacta	92
Gráfico 6 – Comparação de rotação ocorrida na sapata corrida no passo que representa o 1º nível de escavação de cada simulação.....	100
Gráfico 7 - Comparação de rotação ocorrida na sapata corrida no passo que representa o 2º nível de escavação de cada simulação.....	101
Gráfico 8 - Comparação de rotação ocorrida na sapata corrida no passo que representa o 3º nível de escavação de cada simulação.....	102

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de fundações superficiais	17
Figura 2 - Tipos de ruptura e suas curvas tensão-recalque: (a) generalizada, (b) localizada, (c) por punção.....	19
Figura 3 - Recalque sofridos por uma fundação superficial	27
Figura 4 - Fator de influência na deformação vertical do método de Schmertmann (1970).....	30
Figura 5 - Fator de influência na deformação vertical do método de Schmertmann, (1978).....	33
Figura 6 – Exemplo de uma contenção atirantada.....	36
Figura 7 – Estruturas de contenção: a) de gravidade b) de flexão c) reforços de solo d) cortinas ou paredes.....	38
Figura 8 - Principais tipos de paredes de contenção.....	39
Figura 9 - Definições das pressões: a) em repouso b) ativa e c) passiva	42
Figura 10 - Variação da magnitude da pressão lateral de solo com a inclinação do muro	43
Figura 11 – Pressão ativa de Rankine	45
Figura 12 - Distribuição da Pressão ativa de Rankine.....	46
Figura 13 - Pressão passiva de Rankine.....	47
Figura 14 - Distribuição do Empuxo Passivo de Rankine.....	48
Figura 15 - Empuxo ativo de Coulomb: (a) cunha tentativa de ruptura; (b) polígono de forças.....	49
Figura 16 - Empuxo passivo de Coulomb: (a) cunha tentativa de ruptura; (b) polígono de forças.....	51
Figura 17 – a) deformação da parede, que tende a girar devido aos esforços de empuxo ativo e passivo b) distribuição das pressões c) diagrama triangular.....	53
Figura 18 - Contra empuxo no Método de Blum.....	54
Figura 19 – Diagrama simplificado do empuxo ativo (Pa) e passivo (Pp) proposto por Padfield e Mair	55
Figura 20 - Fases de escavação, colocação da armadura e concretagem da parede-diafragma	58
Figura 21 – Modos de ruptura para solos.....	63
Figura 22 - Diagrama utilizado para o cálculo do recalque pelo método de Schmertmann de 1970.	65
Figura 23 - Diagrama traçado para o cálculo do recalque pelo método do Schmertmann et al. de 1978.	66
Figura 24 - Representação esquemática para aplicação do Método de Blum à parede em balanço com ficha mínima.....	68
Figura 25 - Esquema com as dimensões propostas para a modelagem numérica. ...	69
Figura 26 – Criação da parte que representa o solo.	70
Figura 27 - Exemplo da interação das superfícies de contato.....	71
Figura 28 – Em destaque as áreas correspondentes a sapata corrida e a parede-diafragma na geração da malha de elementos finitos	74
Figura 29 - Condições de contorno adotadas	75
Figura 30 – Aplicação das tensões (Pa) <i>in situ</i> pelo passo Geostático	76
Figura 31 - Aplicação do Carregamento no 3º passo	76
Figura 32 – Caminho de nós criado para a retirada de dados.....	77
Figura 33 - Modelo sem a parede-diafragma	78

Figura 34 - Resultante dos deslocamentos ocorridos no modelo sem a parede-diafragma na simulação em areia muito fofa.....	82
Figura 35 - Resultante dos deslocamentos ocorridos no modelo sem a parede-diafragma na simulação em areia fofa	82
Figura 36 - Resultante dos deslocamentos ocorridos no modelo sem a parede-diafragma na simulação em areia medianamente compacta	83
Figura 37 - Resultante dos deslocamentos ocorridos no modelo sem a parede-diafragma na simulação em areia compacta	83
Figura 38 - Resultante dos deslocamentos ocorridos no modelo sem a parede-diafragma na simulação em areia muito compacta	84
Figura 39 – Deslocamento do solo ao final do passo de aplicação do carregamento	86
Figura 40 – Deslocamento do solo no primeiro passo de simulação da escavação .	86
Figura 41 – Passo em que ocorre a mudança de direção no deslocamento do solo	87
Figura 42 – Passo final do processo de escavação	88
Figura 43 – Deslocamento horizontal do solo ao final da simulação.....	89
Figura 44 - Movimentação de solo na simulação em areia muito fofa nas etapas: a) Carregamento b) 1º Nível de escavação c) 2º Nível de escavação d) 3º Nível de escavação	94
Figura 45 - Movimentação de solo na simulação em areia fofa nas etapas: a) Carregamento b) 1º Nível de escavação c) 2º Nível de escavação d) 3º Nível de escavação	95
Figura 46 - Movimentação de solo na simulação em areia medianamente compacta nas etapas: a) Carregamento b) 1º Nível de escavação c) 2º Nível de escavação d) 3º Nível de escavação.....	96
Figura 47 - Movimentação de solo na simulação em areia compacta nas etapas: a) Carregamento b) 1º Nível de escavação c) 2º Nível de escavação d) 3º Nível de escavação	97
Figura 48 - Movimentação de solo na simulação em areia muito compacta nas etapas: a) Carregamento b) 1º Nível de escavação c) 2º Nível de escavação d) 3º Nível de escavação	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Estados de compactidade e consistência	12
Tabela 2 - Classificação de solos e rochas	13
Tabela 3 - Pesos específicos de solos granulares	13
Tabela 4 - Ângulo de atrito ϕ' em função de $(N_{SPT,1})_{60}$	15
Tabela 5 - Correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível de solos granulares	16
Tabela 6 - Fatores de capacidade de carga de Terzaghi	21
Tabela 7 - Fatores de forma	22
Tabela 8 - Fatores de forma, profundidade e inclinação para capacidade de carga de Meyerhof	23
Tabela 9 - Fatores de forma de De Beer	24
Tabela 10 - Fator de influência I_p	29
Tabela 11 - Coeficiente de Poisson	29
Tabela 12 - Coeficiente α para estimativa de E_s	32
Tabela 13 - Coeficiente K para estimativa de E_s	32
Tabela 14 - Valores típicos de $(\Delta H/H)_a$ e $(\Delta H/H)_p$	43
Tabela 15 - Parâmetros de solo que foram utilizados nas simulações	62
Tabela 16 - Capacidade de carga última e líquida, conforme a compactidade e o modo de ruptura do solo	64
Tabela 17 - Estimativa do comprimento da ficha, conforme a altura (H) da escavação	67
Tabela 18 - Comprimento de ficha e alturas calculada e adotada para as paredes-diafragma	68
Tabela 19 - Dimensões da geometria calculadas em função da altura H da parede-diafragma	70
Tabela 20 - Parâmetros de concreto utilizados para representar a parede-diafragma e a sapata corrida	72
Tabela 21 - Ângulos de atrito do modelo de Mohr-Coulomb corrigidos para ângulos de atrito de Drucker-Prager	73
Tabela 22 - Recalques obtidos pelas simulações e pelos métodos semi-empíricos	80
Tabela 23 - Recalques ou levantamentos ocorridos por etapa em cada tipo de solo simulado	85
Tabela 24 - Ângulos de rotação da sapata corrida nos passos de simulação da escavação em cada solo analisado	99

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

SPT	Ensaio de sondagem à percussão;
NBR	Norma Brasileira
CPT	Ensaio de Cone
DER	Departamento de Estradas e Rodagem,
MEF	Método dos Elementos Finitos
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas

LISTA DE SÍMBOLOS

N_{SPT}	índice de resistência a penetração;
γ_n	o peso específico do solo;
ϕ'	ângulo de atrito;
E_s	módulo de deformabilidade;
$N_{SPT,60}$	valor de N_{SPT} corrigido para 60% da energia teórica de queda livre
$(\sigma'_{oct})_1$	tensão octaédrica ao nível onde o SPT está sendo executado
$(\sigma'_{oct})_1$	tensão octaédrica para uma areia normalmente adensada sob pressão vertical efetiva de 100 kPa;
$N_{SPT,1}$	valor de N_{SPT} corrigido para uma tensão de referência de 100 kPa.
$(N_{SPT,1})_{60}$	valor de N_{SPT} corrigido para energia e nível de tensões
D_r	densidade relativa
σ'_{v0}	tensão vertical efetiva
p'	tensão efetiva média
L	maior dimensão da sapata corrida
B	menor dimensão da sapata corrida;
D	profundidade de assentamento da base sapata;
c'	coesão do solo;
K_p	coeficiente de empuxo passivo;
q_{ult}	capacidade de carga última do solo;
q_{adm}	capacidade de carga bruta admissível;
$F.S$	fator de segurança
q_{ult} (líquida)	capacidade de carga última menos a sobrecarga
q	sobrecarga devido ao solo;
q_{adm} (líquida)	capacidade de carga líquida admissível.
ρ_i	recalque instantâneo,
ρ_t	recalque no tempo
ρ_f	recalque total
ρ_a	parcela de recalque devida ao adensamento;
ρ_v	parcela de recalque devida a fenômenos viscosos.
C_1	fator de correção devido ao embutimento da sapata,
C_2	fator de correção devido ao efeito no tempo
I_p	fator de influência, que depende da forma e da rigidez da sapata
q	pressão média aplicada;
B	menor dimensão da sapata;
ν	coeficiente de Poisson do solo;
E_s	módulo de deformabilidade do solo
I_z	fator de influência na deformação vertical
σ^*	tensão líquida aplicada pela sapata ($\sigma^* = \sigma - q$)
t	tempo, expresso em anos
I_z	fator de influência na deformação à meia altura da i-ésima camada;
E_s	módulo de deformabilidade da i-ésima camada;
Δz	espessura da i-ésima camada;
n	número de subcamadas
q_c	resistência de ponta do ensaio de cone.
σ_v	tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_{z \max}$.
σ^*	tensão líquida aplicada pela sapata ($\sigma^* = \sigma - q$).
σ_{vd}	tensão de pré-consolidação da areia;

I_c	índice de compressibilidade
σ'_v	tensão efetiva vertical e a uma t
σ'_h	tensão efetiva horizontal
K_o	coeficiente de empuxo no repouso.
K_a	o coeficiente de empuxo ativo
γ_d	peso específico seco compactado real da areia atrás do muro;
γ_d^{min}	peso específico seco no estado mais fofo.
E_c	contra-empuxo
f	comprimento da ficha
β	ângulo de atrito corrigido para o modelo de Drucker-Prager

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	6
1.1 JUSTIFICATIVA	7
1.2 OBJETIVO.....	8
1.2.1 Objetivo geral	8
1.2.2 Objetivo Específico.....	8
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1 PARÂMETROS DE SOLOS ARENOSOS E CORRELAÇÕES COM O N_{SPT}	9
2.1.1 Condições básicas para correlações em solos arenosos	10
2.1.2 Compacidade das areias	12
2.1.3 Peso específico	13
2.1.4 Densidade relativa	14
2.1.5 Ângulo de atrito	14
2.1.6 Tensão admissível.....	15
2.2 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	16
2.2.1 Tipos de fundações superficiais	17
2.2.2 Capacidade de carga última	18
2.2.3 Mecanismos de ruptura	18
2.2.4 Teoria de Terzaghi (1943).....	19
2.2.5 Teoria de Meyerhof	22
2.2.6 Proposição de Vesic.....	24
2.2.6.1 Ruptura local e puncionamento	24
2.2.7 Capacidade de carga admissível	25
2.3 MÉTODOS DE ESTIMATIVAS DOS RECALQUES EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	26
2.3.1 Método da Teoria da Elasticidade	28
2.3.2 Método de Schmertmann (1970).....	29
2.3.3 Método de Schmertmann <i>et al.</i> (1978).....	32
2.3.4 Método Burland e Burbidge (1985).....	34
2.4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	36
2.4.1 Tipos de cortinas ou paredes de contenção	38
2.4.2 Paredes-diafragma	39
2.5 MÉTODOS E TEORIAS PARA O DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO.....	40
2.5.1 Empuxos de solos	40

2.5.1.2 Coeficiente de empuxo em repouso, ativo e passivo	41
2.5.2 Teoria de Rankine	44
2.5.2.1 Teoria de Rankine da pressão ativa.....	45
2.5.2.2 Teoria de Rankine da pressão passiva.....	47
2.5.3 Teoria de Coulomb	48
2.5.3.1 Empuxo ativo de Coulomb	49
2.5.3.2 Empuxo passivo de Coulomb.....	51
2.5.4 Dimensionamento da estrutura de contenção em balanço.....	52
2.5.4.1 Método de Blum.....	52
2.5.4.2 Metodo de Padfield e Mair	54
2.6 PROCESSO DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE-DIAFRAGMA	56
2.7 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	58
3 METODOLOGIA.....	61
3.1 CARACTERIZAÇÕES DA PESQUISA E DO OBJETO DE ESTUDO	61
3.2 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS	61
3.2.1 Determinação dos parâmetros do solo	62
3.2.2 Capacidade de carga e recalques estimados pelos métodos semi-empíricos..	63
3.2.3 Estimativa de recalque da sapata corrida.....	64
3.2.4 Dimensionamento da parede-diafragma.....	67
3.3 MODELAGEM NUMÉRICA	69
3.3.1 Modelagem com parede-diafragma	69
3.3.1.2 Delimitação da geometria	69
3.3.1.3 Condições de contato	70
3.3.1.4 Propriedades dos materiais	72
3.3.1.5 Geração da malha e condições de contorno	74
3.3.1.6 Etapas da simulação.....	75
3.3.2 Modelo sem a parede-diafragma	78
3.3.3 Validação do modelo.....	78
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	80
4.1 MODELO SEM PAREDE-DIAFRAGMA.....	80
4.1.1 Comparação de recalques entre simulações e métodos semi-empíricos.....	80
4.1.2 Movimentação do solo no modelo sem a parede-diafragma.....	81
4.2 MODELO COM PAREDE-DIAFRAGMA	84
4.2.1 Recalques ou levantamentos encontrados em cada etapa.....	84
4.2.2 Deslocamentos verticais na sapata corrida encontrados em cada etapa	89

4.2.3 Movimentação do solo no modelo com a parede-diafragma.....	93
4.3 COMPARAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS E ROTAÇÕES NA SAPATA CORRIDA ENTRE OS SOLOS	99
5. CONCLUSÃO	103
5.1 SUGESTÃO PARA FUTURAS PESQUISAS	105
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	106

1 INTRODUÇÃO

Atualmente a concentração urbana tem aumentado acentuadamente, implicando diretamente no aumento de construções, as quais buscam cada vez mais um maior aproveitamento dos terrenos.

Devido a este aumento de concentração urbana, torna-se necessário em muitos casos, realizar uma escavação de subsolo para a execução do projeto. Entretanto, este aproveitamento pode gerar impactos em construções vizinhas já existentes, que vão além de danos a estética como fissuras e trincas, interferindo diretamente na funcionalidade da edificação.

Visando a segurança e a viabilidade de execução da futura obra, é fundamental a construção de uma estrutura de contenção, a qual deve estar sob responsabilidade de um engenheiro civil, capaz de encontrar soluções técnicas, criativas e seguras.

Para isso, deve-se avaliar se a estrutura de contenção, resiste aos esforços a que será submetida, e também, quais serão as influências da construção em obras vizinhas, durante e depois de sua execução.

Uma das grandes preocupações da engenharia geotécnica quando o assunto se trata de fundações, sejam elas superficiais ou profundas, são os recalques que o elemento de fundação irá sofrer, tanto inicialmente quanto ao decorrer do tempo. Em situações extremas, a escavação de um subsolo pode gerar grandes interferências, como problemas de recalque e também rotações em fundações superficiais.

Nesta concepção, realizou-se uma simulação hipotética, para determinar numericamente os recalques e rotações de uma sapata corrida. Para o presente estudo, foi considerado uma sapata corrida situada próxima à divisa de um terreno, onde foi construída uma contenção do tipo parede-diafragma, permitindo a escavação de um subsolo.

1.1 JUSTIFICATIVA

O cálculo da capacidade de carga última de um solo, assim como, a estimativa de recalques do mesmo podem ser realizados por diferentes métodos, porém nenhum é exatamente preciso, devido à dificuldade que se tem em representar todos os parâmetros que influenciam no comportamento solo-estrutura.

Para determinar o quanto de carga um solo pode receber sem que haja a sua ruptura por cisalhamento e também deformações excessivas que possam comprometer toda a estrutura, é aplicado um coeficiente de segurança, determinando-se assim, a capacidade de carga admissível de um solo.

Tal coeficiente quando comparado com outros coeficientes de segurança de diversas áreas da engenharia civil é relativamente alto. Uma das explicações para este motivo, se deve ao fato de que os dados básicos necessários para o projeto e execução de uma fundação provém de fontes distintas, além da heterogeneidade de matérias geotécnicas.

Outro fator preponderante é a frequente execução de escavações profundas nas proximidades de uma estrutura civil, as quais podem ocasionar em recalques elevados podendo comprometer toda a funcionalidade e estabilidade da construção vizinha.

Um incremento para estas análises é a simplificação por meio de modelos que permitam um maior entendimento e compreensão da realidade. Neste sentido, realizou-se análises utilizando-se o Método dos Elementos Finitos para interpretar o comportamento de uma sapata corrida sujeita a uma escavação contida por uma parede-diafragma.

1.2 OBJETIVO

1.2.1 Objetivo geral

Verificar por meio de uma simulação hipotética, os recalques e rotações de uma sapata corrida, devido à escavação de um subsolo em terreno vizinho contido por uma parede-diafragma.

1.2.2 Objetivos específicos

De caráter específico, pretende-se:

- Comparar o recalque estimado pelo método semi-empírico de Schmertmann (1970), devido à aplicação da carga admissível, com o recalque determinado pela simulação;
- Comparar o recalque obtido pelo método semi-empírico de Schmertmann *et al.* (1978), para a carga admissível, com o recalque estimado pela simulação numérica.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste tópico será apresentado uma revisão dos itens fundamentais para a análise e simulação a serem realizados. Desta forma, são vistas correlações com o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) para solos arenosos, métodos para estimativas de capacidade de carga e recalques para fundações superficiais, tipos de estruturas de contenção, métodos de dimensionamento e processo executivo de uma parede-diafragma, e uma breve introdução sobre o método dos elementos finitos.

2.1 PARÂMETROS DE SOLOS ARENOSOS E CORRELAÇÕES COM O N_{SPT}

Os solos granulares são definidos como areias ou pedregulhos, sendo que as areias se distinguem pelo formato dos grãos, com dimensões semelhantes (ao contrário do que ocorre com as argilas) e com rugosidade superficial bem distintas (PINTO, 2006).

O autor descreve ainda, que o estado em que se encontra uma areia pode ser expresso pelo seu índice de vazios. Mas este dado, isoladamente, pouca informação fornece sobre seu comportamento, pois uma areia com o mesmo índice de vazios pode estar compacta e outra fofa. Bowles (1996), comenta que a densidade relativa, a qual é determinada em função dos índices de vazios mínimo, máximo e natural, pode ser usada para descrever a condição de estado em solos não-coesivos.

Segundo Craig (2011), este estado de compactação do solo *in situ*, pode ser avaliado de forma intermediária, utilizando-se ensaios em campo. Na prática, os parâmetros geomecânicos são obtidos predominantemente por correlações com os resultados dos ensaios de campo (GUIMARÃES *et al.*, 2006).

Um dos ensaios de campo mais difundidos no Brasil é o ensaio de sondagem à percussão (SPT). Este ensaio é aplicado em várias situações, desde a previsão da tensão admissível de fundações diretas em solos granulares, até correlações com outras propriedades geotécnicas, como, o peso específico do solo

(γ_n), o ângulo de atrito (ϕ') e o módulo de deformabilidade (E_s) (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Schnaid e Odebrecht (2012) consideram ainda que, as interpretações de resultados obtidos neste ensaio podem ser obtidas distintamente, por meio das seguintes abordagens:

- a) **Métodos indiretos:** sabendo-se que o N_{SPT} fornece uma medida de resistência, comumente utilizam-se os resultados obtidos no ensaio estabelecendo-se correlações para a previsão de parâmetros que representam o comportamento do solo. Desta maneira, permite-se comparar os valores de parâmetros estimados empiricamente com aqueles obtidos por meio de outros ensaios (laboratório ou de campo);
- b) **Métodos diretos:** tem como grande vantagem a simplicidade na aplicação dos resultados de SPT para a previsão de capacidade de carga ou recalque de um elemento de fundação, sem a necessidade de determinação de parâmetros intermediários. Porém, esta abordagem não permite a avaliação qualitativa dos resultados, deixando sua confiabilidade em função do número de casos históricos avaliados para o desenvolvimento do método.

2.1.1 Condições básicas para correlações em solos arenosos

Ao estabelecer correlações, a resistência (N_{SPT}) do solo à cravação do amostrador padrão deve ter seu valor corrigido, devido ao efeito da energia de cravação e do nível de tensões (PEZO, 2013).

Conforme Décourt (1989), principalmente para solos granulares, a correção é feita para que se permita comparações entre os valores de resistência e penetração, determinados em várias profundidades.

Schnaid e Odebrecht (2012) trazem que, a correção é baseada no padrão internacional ($N_{SPT,60}$), sendo calculada a partir da relação linear entre a energia empregada e a energia de referência, conforme apresenta a equação (1).

$$N_{SPT,60} = (N_{SPT} \times \text{Energia aplicada})/0,60 \quad (1)$$

onde:

Energia aplicada = Energia fornecida pelo golpe do martelo sobre a composição de haste;

N_{SPT} = número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 30 cm após uma cravação inicial de 15 cm;

$N_{SPT,60}$ = valor de N_{SPT} corrigido para 60% da energia teórica de queda livre.

A representação da correção decorrente da tensão efetiva de sobrecarga é obtida pela equação (2). Já o coeficiente de correção de N_{SPT} é dado pela equação (3).

$$C_N = \left[\frac{(\sigma'_{oct})_1}{(\sigma'_{oct})} \right]^{0,5} \quad (2)$$

em que:

$(\sigma'_{oct})_1$ = tensão octaédrica para uma areia normalmente adensada sob pressão vertical efetiva (σ'_{vo}) de 100 kPa;

σ'_{oct} = tensão octaédrica ao nível onde o SPT está sendo executado;

C_N = correção devido a tensão efetiva de sobrecarga.

$$N_{SPT,1} = C_N N_{SPT} \quad (3)$$

em que:

$N_{SPT,1}$ = valor de N_{SPT} corrigido para uma tensão de referência de 100 kPa.

Conforme Décourt *et al.* (1989), caso o ensaio SPT seja realizado rigorosamente de acordo com a Norma Brasileira NBR 6484 (ABNT, 2001), a eficiência média do N_{SPT} é de 72%. Desta forma o N_{SPT} brasileiro pode ser convertido para $N_{SPT,60}$, multiplicando-se o número de golpes por 1,2.

2.1.2 Compacidade das areias

A mecânica dos solos define a compacidade de uma areia pela relação entre os valores de índices de vazios, com os valores extremos (índices de vazios máximo e mínimo). Quanto maior este valor, mais compacta é a areia (PINTO, 2006).

Porém, sob a perspectiva de fundações, Velloso e Lopes (2010) afirmam que a primeira utilidade do ensaio SPT é a indicação da compacidade de solos arenosos e da consistência de solos argilosos. De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) esta indicação do material é feita normalmente com base na combinação da descrição do testemunho de sondagem com as médias de resistência à penetração.

Deste modo, tem-se a classificação recomendada pela NBR 6484 (ABNT, 2001) amplamente utilizada no Brasil (Tabela 1), a qual se baseia em medidas de resistência à penetração sem correção quanto à energia de cravação e ao nível de tensões. Uma proposta alternativa foi apresentada por Clayton (1993), conforme apresenta a Tabela 2.

Tabela 1 - Estados de compacidade e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N_{SPT}	Designação ¹
Areias e siltes arenosos	≤4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	>40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 9	Dura(o)

¹ As expressões empregadas para a classificação da compacidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2001).

Tabela 2 - Classificação de solos e rochas

Solo	Índice de resistência à penetração N_{SPT}	Designação ²
Areias ($N_{SPT,1})_{60}$	0 a 3	Muito fofa
	3 a 8	Fofa
	8 a 25	Média
	25 a 42	Densa
	42 a 58	Muito densa
Argila $N_{SPT,60}$	0 a 4	Muito mole
	4 a 8	Mole
	8 a 15	Firme
	15 a 30	Rija
	30 a 60	Muito rija

² ($N_{SPT,1})_{60}$ = valor de N_{SPT} corrigido para energia e nível de tensões

Fonte: Clayton (1993).

2.1.3 Peso específico

Define-se como peso específico de um solo, a relação entre o peso total do solo e seu volume total (PINTO, 2006).

Cintra *et al.* (2003), destacam que caso não haja ensaios de laboratório, pode-se adotar o peso específico efetivo do solo a partir de valores aproximados (Tabela 3). Esse por sua vez, são função da compactação da areia, o qual é determinado através do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) do SPT.

Tabela 3 - Pesos específicos de solos granulares

N (golpes)	Compactação	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia Seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa			
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta			
> 40	Muito compacta	18	20	21

Fonte: Cintra *et al.* (2003 *apud* Godoy 1972).

2.1.4 Densidade relativa

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), utilizando os métodos indiretos, estabelecem-se algumas correlações entre os valores de N_{SPT} e a densidade relativa (D_r) ou ângulo de atrito do solo (ϕ'). Na prática de engenharia, disponibiliza-se algumas proposições usuais, como as de Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986) utilizadas para a estimativa de D_r , conforme as equações (4) e (5), respectivamente:

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,23\sigma'_{v0} + 16} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,28\sigma'_{v0} + 27} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

em que:

σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva expressa em kN/m² e D_r em decimais.

2.1.5 Ângulo de atrito

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), para a determinação do ângulo de atrito pode-se utilizar as proposições estabelecidas por De Mello (1971) e Bolton (1986), fornecidas pelas equações (6) e (7), respectivamente. Porém os autores comentam que tais propostas não aplicam diretamente o valor de N_{SPT} , usadas então, para converter as estimativas de D_r em ϕ' :

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0,712 \quad (6)$$

$$\phi' = 33 + \{ 3 [D_r (10 - \ln(\rho') - 1)] \} \quad (7)$$

onde:

p' é a tensão efetiva média expressa em kN/m².

Conforme Cintra *et al.* (2003), ainda para a estimativa de ϕ' , tem-se as correlações empíricas propostas por Godoy (1983) e Teixeira (1996), apresentadas nas equações (8) e (9), respectivamente:

$$\phi' = 28^\circ + 0,4N_{SPT} \quad (8)$$

$$\phi' = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ \quad (9)$$

Segundo Quaresma *et al.* (1998), pode-se utilizar o trabalho de Décourt (1991) para estimar o ângulo de atrito interno de areias (Tabela 4), corrigindo-se o valor de N_{SPT} para $(N_{SPT,1})_{60}$.

Tabela 4 - Ângulo de atrito ϕ' em função de $(N_{SPT,1})_{60}$

$(N_{SPT,1})_{60}$	$\phi' (^\circ)$	$(N_{SPT,1})_{60}$	$\phi' (^\circ)$
6,41	30	19,4	37
7,63	31	22,48	38
9,02	32	26,04	39
10,59	33	30,17	40
12,37	34	34,99	41
14,41	35	40,64	42
16,73	36	47,27	43

Fonte: Décourt (1991).

2.1.6 Tensão admissível

Uma das abordagens presentes em um projeto de fundações é a estimativa das tensões admissíveis do solo (Tabela 5), fornecendo um indicativo da magnitude das tensões admissíveis na forma de valores de referência para o nível de anteprojeto (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Tabela 5 - Correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível de solos granulares

Descrição (compacidade)	N_{SPT}	Provável tensão admissível (kN/m ²)		
		$B = 0,75 \text{ m}^*$	$B = 1,5 \text{ m}^*$	$B = 3,0 \text{ m}^*$
Muito Compacto	> 50	>600	> 500	> 450
Compacto	30 - 50	300 - 600	250 - 500	200 - 450
Med. Compacto	10 - 30	100 - 300	50 - 250	50 - 200
Pouco Compacto	05 - 10	50 - 100	< 50	< 50
Fofo	< 5		a estudar	

*Menor dimensão da fundação

Fonte: Milititsky e Schnaid (1995).

2.2 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Entre as inúmeras maneiras de classificar os tipos de fundações, a mais comumente utilizada é a que leva em consideração a profundidade de ponta ou de base do elemento estrutural de fundação (CINTRA *et al.*, 2011). Neste âmbito, a NBR 6122 (ABNT, 2010) define os tipos de fundações em dois grandes grupos:

- **fundações superficiais** (diretas ou rasas): elementos de fundação em que a transmissão de carga para o terreno, ocorre predominantemente pelas pressões distribuídas abaixo de sua base, cuja profundidade de assentamento em relação ao terreno é inferior a duas vezes sua menor dimensão;
- **fundações profundas**: elemento de fundação que transmite carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou combinação das duas, cujas bases estão assentes em profundidade superior a duas vezes a sua menor dimensão e no mínimo a 3 metros de profundidade.

Velloso e Lopes (2010) comentam que essa distinção se faz mediante o critério de que uma fundação profunda é aquela em que o mecanismo de ruptura de base não acontece na superfície do terreno.

2.2.1 Tipos de fundações superficiais

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) os tipos de fundações superficiais são:

- **Bloco** (Figura 1.a): constituído em um elemento de fundação de concreto simples. Seu dimensionamento é realizado considerando que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem a necessidade de armadura;
- **Sapata** (Figura 1.b): elemento de fundação superficial de concreto armado. Sua altura é menor que o bloco e seu dimensionamento considera que a armadura resista aos esforços de tração nele resultantes;
- **Sapata corrida** (Figura 1.c): sapata sujeita à ação de carga distribuída linearmente;
- **Radier** (Figura 1.d): é um elemento de fundação superficial que envolve todos os pilares da obra ou carregamentos distribuídos;
- **Sapata associada**: sapata que recebe mais de um pilar, cujos centros não são alinhados.

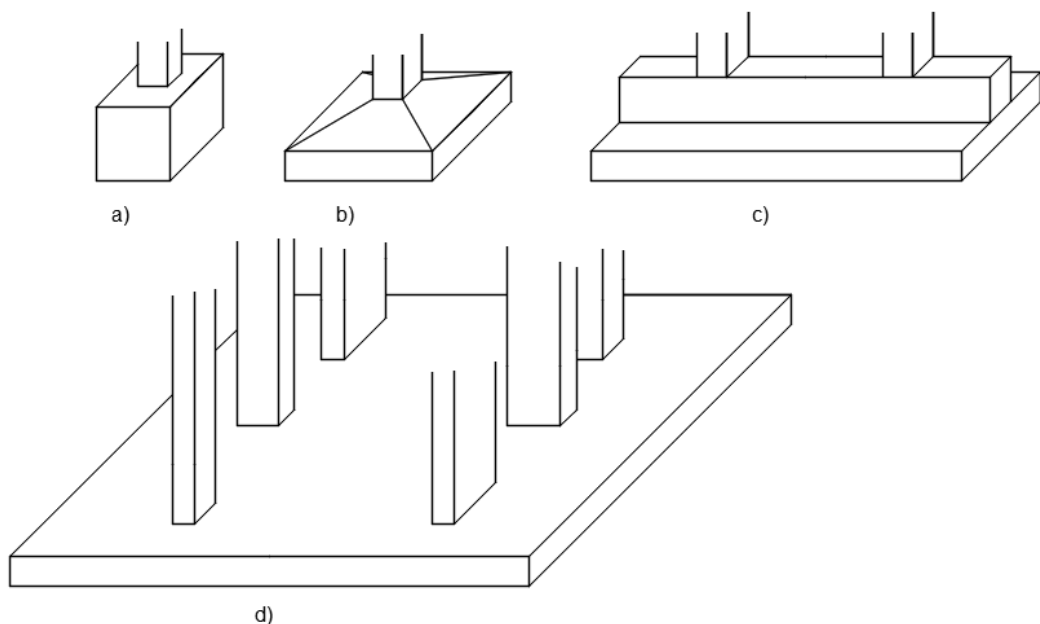


Figura 1 - Tipos de fundações superficiais
Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

2.2.2 Capacidade de carga última

A capacidade de carga em uma fundação superficial é definida, como a tensão que irá gerar a ruptura do maciço geotécnico (CINTRA *et al.*, 2011).

Conforme Craig (2011), há dois métodos possíveis para estimativa de capacidade de carga para o projeto de fundações superficiais:

- a) **Método das tensões admissíveis:** método em que um coeficiente de segurança global relativamente alto é aplicado, de modo que assegure que a pressão aplicada na fundação seja menor que o valor que causaria ruptura por cisalhamento do solo. A capacidade permissível de carga é a pressão máxima que pode ser aplicada ao solo de forma que não ocorra a ruptura por cisalhamento, e que, o recalque não gere danos excessivos nem influencie o comportamento da estrutura.
- b) **Método dos estados limites:** consideram os estados limites últimos (colapso parcial ou total da estrutura) e os estados limites de utilização ou de serviço (recalque inaceitáveis que possam causar deficiência do comportamento estrutural), de modo a assegurar que as exigências de comportamento estrutural sejam atendidas para todas condições concebíveis.

2.2.3 Mecanismos de ruptura

Conforme Cintra *et al.* (2011) a capacidade de carga está associada a um mecanismo de ruptura de diferentes características que, para um extremo é considerado ruptura frágil, (neste caso, a sapata pode inclinar levantando uma porção de solo para cima da superfície do terreno) e para outro extremo, a ruptura é do tipo dúctil (se caracterizando por deslocamentos significativos da sapata para baixo, sem desaprumar).

Vesic (1975), denomina o primeiro mecanismo como ruptura geral (Figura 2.a) e o segundo como ruptura por punção (Figura 2.c), considerando além desses, um caso intermediário (Figura 2.b), denominado ruptura local.

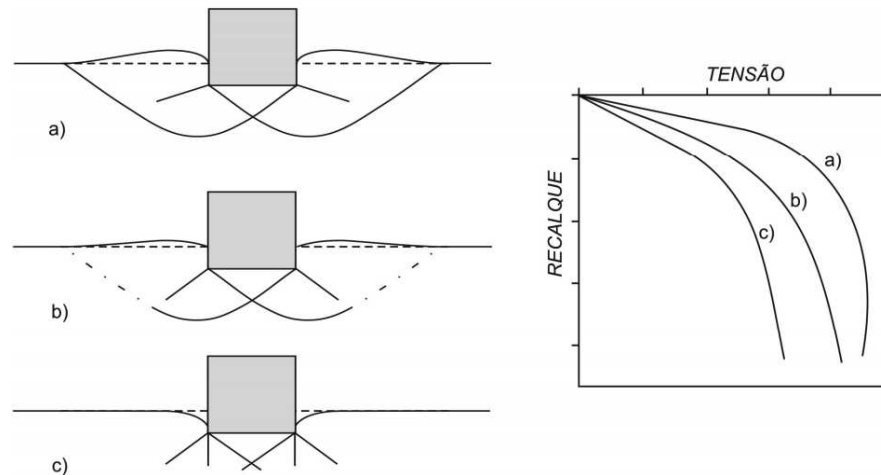


Figura 2 - Tipos de ruptura e suas curvas tensão-recalque: (a) generalizada, (b) localizada, (c) por punção
Fonte: Pereira et al. (2013).

Terzaghi (1943 *apud* Velloso e Lopes 2010), diferencia em dois os tipos de ruptura, denominados de ruptura *generalizada* e ruptura *localizada*, desconsiderando o caso intermediário. A ruptura generalizada ocorre em solos mais rígidos como areias compactas, muito compactas e argilas rijas e duras. Já a ruptura localizada ocorre em solos mais deformáveis, como areias fofas e argilas médias e moles.

O cálculo da capacidade de carga para carregamentos centrados e verticais de uma fundação superficial pode ser estimado através de teorias clássicas desenvolvidas por Terzaghi (1943), Meyerhoff (1951, 1963) e Vesic (1973, 1975), entre outros.

2.2.4 Teoria de Terzaghi (1943)

No desenvolvimento de sua teoria, Terzaghi (1943), considerou as seguintes hipóteses para cálculo da capacidade de carga última do solo:

- i. Trata-se de uma sapata corrida, aquela que o comprimento (L) é muito maior que a sua largura (B);

- ii. A profundidade de assentamento (D) da sapata é menor que a sua largura (B), permitindo-se desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima do nível da base da fundação e desta forma, o substitui por uma sobrecarga ($q = \gamma D$);
- iii. O maciço de solo abaixo da base da sapata é rígido, se tratando portanto, de um caso de ruptura generalizada.

A equação de Terzaghi (1943) para o cálculo da capacidade de carga vertical última, é dada pela equação (10).

$$q_{ult} = c'N_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (10)$$

onde:

c' = coesão do solo;

γ = peso específico do solo;

B = largura da fundação;

N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga;

q_{ult} = capacidade de carga última do solo;

D = profundidade de assentamento da base da sapata

Conforme Velloso e Lopes (2010), os fatores de capacidade de carga são função de ϕ' , em que, N_c e N_q foram desenvolvidos em trabalhos de Prandtl (1920) e Reissner (1924), obtidos pelas equações (11) e (12), respectivamente, e N_γ , por Terzaghi (1943), estimado pela equação (14).

$$N_q = \frac{a_\theta^2}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)}, \quad (11)$$

$$N_c = \cot \phi' (N_q - 1), \quad (12)$$

onde o valor de a_θ pode ser calculado como:

$$a_\theta = e^{\left(\frac{3\pi}{4} \frac{\phi'}{2} \right) \tan \phi'} \quad (13)$$

$$N_v = \frac{1}{2} \tan \left(\frac{K_{pv}}{\cos^2 \phi'} - 1 \right) \quad (14)$$

em que:

K_{pv} = coeficiente de empuxo passivo de Terzaghi.

Bowles (1996) comenta que, Terzaghi nunca explicou muito bem como determinar o valor K_{pv} , usada para o cálculo do N_v . No entanto o autor ressalta que, Terzaghi propôs uma curva de pequena escala com três valores específicos de ângulo de atrito (0, 34 e 48°) e seus respectivos valores de N_v . A partir destes valores obteve-se uma tabela (produzida por um programa de computador) de valores de melhor ajuste (Tabela 6) e de rápida utilização.

Tabela 6 - Fatores de capacidade de carga de Terzaghi

ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_v
0	5,7*	1	0
5	7,3	1,6	0,5
10	9,6	2,7	1,2
15	12,9	4,4	2,5
20	17,7	7,4	5
25	25,1	12,7	9,7
30	37,2	22,5	19,7
34	52,6	36,5	36
35	57,8	41,4	42,4
40	95,7	81,3	100,4
45	172,3	173,3	297,5
48	258,3	287,9	780,1
50	347,5	415,1	1153,2

* $N_c = 1,5\pi + 1$ (Terzaghi, 1943).

Fonte: Bowles (1996).

Existem inúmeras propostas para a determinação dos fatores de carga, no entanto, os fatores N_c e N_q , não apresentam grandes diferenças entre os valores, já os valores para N_v encontram-se variações significativas (PEREIRA *et al.*, 2013).

Para o caso de sapatas circulares de raio R e quadradas de lado B , Terzaghi e Peck (1967), propuseram a utilização de fatores de forma (Tabela 7), utilizando a seguinte equação (16) para o cálculo da capacidade de carga.

$$q_{ult} = c'N_c S_c + \gamma D N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (15)$$

Tabela 7 - Fatores de forma

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida (lado B)	1	1	1
Quadrada ($B = L$)	1,3	1	0,8
Circular ($B = \text{diâmetro}$)	1,3	1	0,6

Fonte: Terzaghi e Peck (1967).

Bowles (1996) comenta que o método de Terzaghi é bastante utilizado em solos muito coesivos, onde a relação entre a profundidade e a base é menor ou igual a 1, podendo também, ser utilizado para comparar com os resultados obtidos por outros métodos.

Para capacidade de carga de solos fofos ou moles, Terzaghi (1943) indica o emprego da mesma equação da ruptura geral. No entanto, efetua uma redução empírica para os parâmetros de coesão (c') e ângulo de atrito do solo (ϕ'), conforme as seguintes equações (16) e (17), respectivamente:

$$c^* = \frac{2}{3} c' \quad (16)$$

$$\tan \phi^* = \frac{2}{3} \tan \phi' \quad (17)$$

Desta forma, substituindo-se o ângulo de atrito ϕ' por ϕ^* , tem-se os fatores de capacidade de carga, N'_c , N'_q e N'_γ (CINTRA *et al.*, 2011). A capacidade de carga por punção (chamada de ruptura local por Terzaghi) é determinada conforme a equação (18).

$$q_{ult} = c^* N'_c S_c + \gamma D N'_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma S_\gamma \quad (18)$$

2.2.5 Teoria de Meyerhof

Meyerhof (1951, 1963) propôs uma equação semelhante à de Terzaghi (1943). Porém, sem desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima da base da fundação. Desta forma, incluiu-se na equação original o fator de forma S_q , os fatores de profundidade e os fatores de inclinação (para os casos em que a carga aplicada é inclinada em relação a vertical).

Os fatores são determinados a partir da Tabela 8 e a capacidade de carga é calculada conforme a equação (19).

$$q_{ult} = c'N_c S_c d_c i_c + \gamma D N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (19)$$

Tabela 8 - Fatores de forma, profundidade e inclinação para capacidade de carga de Meyerhof		
Fatores	Valores	Para
Forma (s):	$S_c = 1 + 0,2 K_p \frac{B}{L}$	Qualquer ϕ'
	$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi' > 10^\circ$
	$S_q = S_\gamma = 1$	$\phi' = 0$
Profundidade (d):	$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p \frac{D}{B}}$	Qualquer ϕ'
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_p \frac{D}{B}}$	$\phi' > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi' = 0$
Inclinação (i):	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Qualquer ϕ'
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$\phi' > 10^\circ$
	$i_\gamma = 0$ para $\theta > 0$	$\phi' = 0$

Fonte: Bowles (1996).

Os fatores N_q , N_c e N_γ são calculados pelas equações (20), (21) e (22), respectivamente.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (20)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (21)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4 \phi') \quad (22)$$

Bowles (1996) afirma que o método de Meyerhof, assim como alguns outros métodos, se aplica a qualquer situação, dependendo da preferência ou familiaridade com um método particular.

2.2.6 Proposição de Vesic

Vesic (1975), propôs para o caso de ruptura geral, duas modificações nos fatores da equação geral de capacidade de carga de Terzaghi. Segundo Cintra *et al.* (2011), a primeira alteração, é que seja utilizado o fator de capacidade de carga N_γ de Caquot e Kérisel, de 1953, conforme a equação (23).

$$N_\gamma \cong 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad (23)$$

Os fatores N_c e N_q são determinados através das equações (21) e (22), apresentadas na teoria de Meyerhof.

A segunda alteração é a utilização dos fatores de forma de De Beer de 1967 (Tabela 9), os quais não dependem somente da geometria da sapata, mas também do ângulo de atrito interno do solo (CINTRA *et al.*, 2011).

Tabela 9 - Fatores de forma de De Beer

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1 + (B/L) (N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \tan \phi'$	$1 - 0,4(B/L)$
Circular ou Quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi'$	0,60

Fonte: Cintra *et al.* (2011).

2.2.6.1 Ruptura local e puncionamento

Vesic (1975 *apud* CINTRA *et al.*, 2011) apresentou uma proposta para solos compressíveis. Entretanto, suas fórmulas apresentam certo grau de complexidade, inibindo sua aplicação frequente para o cálculo de capacidade de carga.

Portanto, a favor da simplicidade desse procedimento, para o cálculo da capacidade de carga em ruptura por punção, utilizam-se as equações (16) e (17) para redução nos valores de coesão e ângulo de atrito, proposta por Terzaghi, mas com os fatores de capacidade de carga sugeridos por Vesic. No caso de ruptura local, devido à ausência de literatura específica, a capacidade de carga pode ser calculada utilizando-se o valor médio obtido para as condições de ruptura geral e de punção (CINTRA *et al.*, 2011).

2.2.7 Capacidade de carga admissível

Para estimativa do valor admissível de capacidade de carga em fundações superficiais, geralmente aplica-se à capacidade de carga última do solo um fator de segurança (*F.S*) igual a 3, conforme recomenda a NBR 6122 (ABNT, 2010).

Segundo Das (2011), existem duas definições básicas de capacidade de carga admissível para fundações superficiais, que são os valores bruto e líquido. A capacidade de carga bruta admissível pode é expressa pela equação (24) e a capacidade de carga líquida admissível pela equação (25).

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S} \quad (24)$$

onde:

q_{ult} = capacidade de carga última do solo (kPa);

q_{adm} = capacidade de carga bruta admissível;

F.S = fator de segurança.

$$q_{adm (liquida)} = \frac{q_{ult (liquida)}}{F.S} = \frac{q_{ult} - q}{F.S} \quad (25)$$

onde:

q_{ult} (líquida) = capacidade de carga última menos a sobrecarga

q = sobrecarga devido ao solo;

q_{adm} (líquida) = capacidade de carga líquida admissível.

2.3 MÉTODOS DE ESTIMATIVAS DOS RECALQUES EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

O recalque de uma sapata é definido como o deslocamento vertical para baixo, da base da sapata em relação a uma referência fixa, oriundos de deformações com ou sem mudança de forma do maciço de solo (CINTRA *et al.*, 2003).

Os recalques sofridos por uma fundação sujeita a um carregamento (Figura 3), podem ser divididos em duas partes, logo após o carregamento, denominado de recalque instantâneo (ρ_i ou w_i) e em parte, com o decorrer do tempo, chamado de recalque no tempo (ρ_t ou w_t) (VELLOSO e LOPES, 2010).

O recalque total (ρ_f ou w_f) é, portanto, a soma das duas parcelas conforme a equação (26), enquanto que o recalque que decorre com o tempo é fornecido pela equação (27).

$$\rho_f = \rho_i + \rho_t \quad (26)$$

$$\rho_t = \rho_a + \rho_v \quad (27)$$

em que:

ρ_a = parcela devida ao adensamento;

ρ_v = parcela devida a fenômenos viscosos.

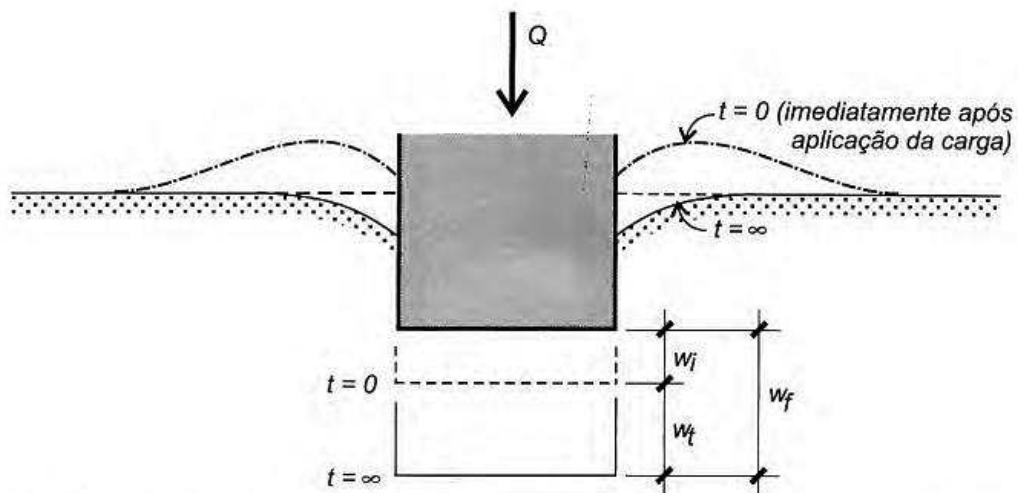


Figura 3 - Recalque sofridos por uma fundação superficial
Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Conforme Simons e Menzies (1977 *apud* RIVER, 2005), recalques instantâneos resultam da deformação do maciço de solo, no momento em que este é carregado. Já os recalques ocorridos por adensamento se processam pela dissipação da poro-pressão de água podendo levar anos até que isso aconteça. Por sua vez, o recalque por adensamento secundário ocorre devido a tensões efetivas constante.

Velloso e Lopes (2010) mencionam que, para solos arenosos ou solos argilosos parcialmente saturados, a drenagem é rápida e o recalque total se processa de forma rápida. Praticamente não se tem geração de excessos de poro-pressão com o carregamento.

Ainda segundo os mesmos autores, os métodos de estimativa de recalque podem ser classificados em três formulações:

- **Métodos racionais:** utilizam parâmetros de deformabilidade e resistência, alcançados por ensaio de laboratório ou *in situ*, combinados a modelos para previsão de recalques teoricamente exatos;
- **Métodos semi-empíricos:** utilizam parâmetros de deformabilidade e resistência obtidos por correlações de resultados obtidos por ensaios de campo de penetração (estática, ensaio de cone (CPT), dinâmica ou SPT), aplicados a modelos teóricos ou adaptações para a previsão de recalques;

- **Métodos empíricos:** são aqueles onde se consegue valores típicos das tensões admissíveis através da utilização de tabelas que correlacionam o tipo de solo com valores típicos de tensões. Tais valores são estimados com base em valores admissíveis de recalques para estruturas convencionais.

Segundo Bungenstab *et al.* (2010) existem inúmeros modelos para estimativas de recalque de fundações superficiais apoiados em solos arenosos, em especial os que utilizam dados provenientes dos ensaios de campo.

Desta forma, o presente trabalho apresentará algumas destas propostas de estimativas de recalque para solos arenosos.

2.3.1 Método da Teoria da Elasticidade

De acordo com Das (2011) considerando-se fundações assentes em material elástico, o recalque (ρ) pode ser previsto utilizando-se a Teoria da Elasticidade representada pela equação (28).

$$\rho = qB \frac{1-\nu^2}{E_s} I_\rho \quad (28)$$

onde:

I_ρ = fator de influência, que depende da forma e da rigidez da sapata (Tabela 10);

q = pressão média aplicada;

B = menor dimensão da sapata;

ν = coeficiente de Poisson do solo (Tabela 11);

E_s = módulo de deformabilidade do solo, considerado constante com a profundidade.

Tabela 10 - Fator de influência I_p

Forma	Sapata flexível			
	Centro	Canto ou Borda	Médio	Rígida
Circular	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	

Fonte: Perloff e Baron (1976 *apud* Cintra *et al.* 2011).

Tabela 11- Coeficiente de Poisson

Tipos de solo	Coeficiente de Poisson (μ)
Areia fofa	0,20 - 0,40
Areia média	0,25 - 0,40
Areia compacta	0,30 - 0,45
Areia com silte	0,20 - 0,40
Argila mole	0,15 - 0,25
Argila média	0,20 - 0,50

Fonte: Das (2011).

2.3.2 Método de Schmertmann (1970)

Conforme Bungenstab *et al.* (2010), o método de Schmertmann (1970) é baseado na teoria da elasticidade, subdividindo o solo de fundação em semi-espacos elásticos, homogêneos e isotrópicos, com módulo de deformabilidade (E_s) constante.

Cintra *et al.* (2003), indicam que as deformações do solo abaixo da sapata foram determinadas através de análises teóricas e de simulações pelo método dos elementos finitos, definindo sua distribuição com a profundidade. Desta forma, para o cálculo de sapatas rígidas em areia, Schmertmann (1970), propôs um fator de influência na deformação vertical (I_z), conforme apresenta a Figura 4.

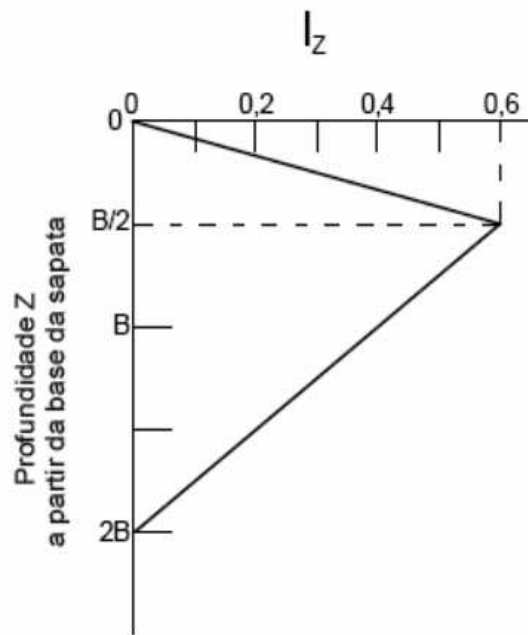


Figura 4 - Fator de influência na deformação vertical do método de Schmertmann (1970)

Fonte: Schmertmann (1970 *apud* CINTRA *et al.*, 2011).

O gráfico da Figura 4 demonstra que a deformação máxima ocorre a uma profundidade $B/2$ da cota de assentamento da sapata e que as deformações diminuem até a profundidade $2B$ podendo ser consideradas desprezíveis, sendo B é a menor dimensão da sapata (BUNGENSTAB *et al.*, 2010).

Para a estimativa do recalque, é proposto um fator de correção devido ao embutimento da sapata (C_1), conforme a equação (29), e outro fator devido ao efeito no tempo (C_2), obtido pela equação (30), sendo o recalque de sapatas rígidas em areia estimado conforme equação (31).

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (29)$$

onde:

q = tensão vertical à cota de apoio da fundação (sobrecarga);

σ^* = tensão líquida aplicada pela sapata ($\sigma^* = \sigma - q$).

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (30)$$

em que:

t = tempo, expresso em anos.

$$\rho_i = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \left(\frac{l_z}{E_s} \Delta z \right) \quad (31)$$

onde:

l_z = fator de influência na deformação à meia altura da i -ésima camada;

E_s = módulo de deformabilidade da i -ésima camada;

Δz = espessura da i -ésima camada;

n = número de subcamadas.

Para o valor médio de l_z , pode-se aplicar semelhança de triângulos como apresenta a Figura 4. Desta forma, determina-se l_z para cada camada conforme mostra as equações (32) e (33). O módulo de deformabilidade de cada camada é obtido pela correlação apresentada na equação (34).

$$l_z = \frac{1,2z}{B}, \text{ para } z \leq B/2 \quad (32)$$

$$l_z = 0,4 \left(2 - \frac{z}{B} \right), \text{ para } \frac{B}{2} \leq z \leq 2B \quad (33)$$

em que:

z = profundidade contada a partir da base da sapata.

$$E_s = 2q_c \quad (34)$$

onde:

q_c = resistência de ponta do ensaio de cone.

Caso não seja possível realizar ensaios de laboratório nem de prova de carga sobre placa, a determinação da deformabilidade do solo (E_s), pode ser estimada por meio de correlações com a resistência de ponta do cone ou índice de resistência à penetração da sondagem SPT (CINTRA *et al.*, 2011).

Para o caso de uso de correlação com o SPT, pode-se utilizar a proposta por Teixeira e Godoy (1998) dada pela equação 35:

$$E_s = \alpha K N_{SPT} \quad (35)$$

onde:

N_{SPT} (número de golpes/30 cm);

os coeficientes empíricos α (Tabela 12) e K (Tabela 13) são função do tipo de solo.

Tabela 12 - Coeficiente α para estimativa de E_s

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1998).

Tabela 13 - Coeficiente K para estimativa de E_s

Solo	K (Mpa)
Areia com Pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte arenoso	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Teixeira (1993 *apud* CINTRA *et al.*, 2011).

2.3.3 Método de Schmertmann *et al.* (1978)

Segundo Bungenstab *et al.* (2010), foram inseridas modificações para os cálculos de recalques, no qual Schmertmann *et al.* (1978), aperfeiçoaram o método de 1970, com a finalidade de diferenciar sapatas corridas de sapatas quadradas.

Modificou-se o gráfico de fator de influência (I_z), adaptando-o para cada caso (Figura 5).

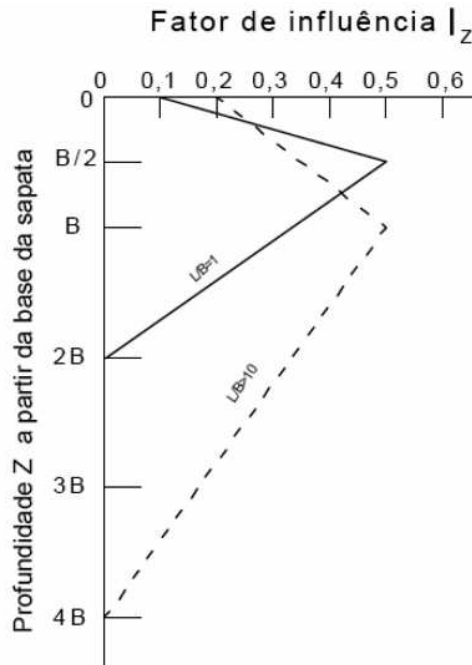


Figura 5 - Fator de influência na deformação vertical do método de Schmertmann, (1978)

Fonte: Schmertmann *et al.* (1978 *apud* CINTRA *et al.*, 2011).

O valor máximo de I_z , acontece em profundidades diferentes, ocorrendo em $B/2$ para sapata quadrada e B para sapata corrida, sendo calculado por meio da equação (36).

$$I_{z \max} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (36)$$

em que:

σ_v = tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_{z \max}$.

σ^* = tensão líquida aplicada pela sapata ($\sigma^* = \sigma - q$).

O valor médio de I_z em cada camada pode ser obtido através de semelhança de triângulo ou por equações, as quais dependem da profundidade z da camada em análise.

Para o caso de sapata quadrada o valor médio de I_z é determinado conforme as equações (37) e (38). Já para sapatas corridas o valor médio de I_z é calculado pelas equações (39) e (40).

$$I_z = 0,1 + \frac{2(I_{z \max} - 0,1)z}{B}, \text{ para } z \leq B/2 \quad (37)$$

$$I_z = \frac{2}{3} I_{z \max} \left(2 - \frac{z}{B}\right), \text{ para } \frac{B}{2} \leq z \leq 2B \quad (38)$$

$$I_z = 0,2 + (I_{z \max} - 0,2) \frac{z}{B}, \text{ para } z \leq B \quad (39)$$

$$I_z = \frac{1}{3} I_{z \max} (4 - z/B), \text{ para } B \leq z \leq 4B \quad (40)$$

onde:

z = profundidade contada a partir da base da sapata;

B = menor dimensão da sapata.

Conforme Bungenstab *et al.* (2010), também se recomendou novas correlações para E_s . Para sapatas quadradas é calculado pela equação (41) e para sapatas corridas pela equação (42).

$$E_s = 2,5 q_c \quad (41)$$

$$E_s = 3,5 q_c \quad (42)$$

2.3.4 Método Burland e Burbidge (1985)

Burland e Burbidge (1985 *apud* BUNGENSTAB *et al.*, 2010) desenvolveram uma equação empírica para previsão dos recalques baseada em uma retro-análise, utilizando dados de mais de 200 observações de recalques em estruturas apoiadas em solos arenosos, a qual é estimada pela equação (43).

$$\rho = C_1 C_2 C_3 \left(\sigma^* - \frac{2}{3} \sigma_{vd} \right) B^{0,7} I_c \quad (43)$$

em que:

σ_{vd} = tensão de pré-consolidação da areia;

σ^* = tensão líquida aplicada pela sapata ($\sigma^* = \sigma - q$).

B = menor dimensão da sapata;

I_c = índice de compressibilidade, obtido pela equação (44) (N_{60} é o resultado do ensaio SPT para uma eficiência de 60% avaliado a uma profundidade igual a $B^{0,7}$ da base da sapata);

C_1 , C_2 , C_3 , = fatores adimensionais determinados pelas equações (45), (46) e (47), respectivamente.

$$I_c = \frac{1,71}{N_{60}^{1,4}} \quad (44)$$

$$C_1 = \frac{1,25 \left(\frac{L}{B} \right)}{0,25 + \frac{L}{B}} \quad (45)$$

$$C_2 = \frac{H}{z} \left(2 - \frac{H}{z} \right) \quad (46)$$

$$C_3 = 1 + R_3 + R_1 \log \left(\frac{t}{3} \right) \quad (47)$$

onde:

t (> 3anos) = tempo após a construção;

R_3 = representa o efeito do tempo no recalque durante os três primeiros anos após a construção (após o recalque imediato);

R_1 = representa o recalque secundário, que ocorre após os três primeiros anos.

No caso de carregamentos estáticos e variáveis, os valores sugeridos pelos autores são de R_3 (0,3 e 0,7) e R_1 (0,2 e 0,8), respectivamente.

2.4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Ranzini *et al.* (1998) define uma estrutura de contenção como qualquer elemento ou estrutura destinada a resistir aos esforços como empuxos ou tensões geradas em um maciço, cuja condição de equilíbrio foi alterada por alguma escavação, corte ou aterro.

As contenções utilizadas em edificações com subsolos despertam interesse especial, devido à necessidade de se aproveitar o maior espaço possível do terreno, pois, são limitados em sua grande maioria por subsolos encostados na divisa (MEDEIROS *et al.*, 2010).

De acordo com Gurgel *et al.* (2010) para escavações de subsolo único, ou seja, com altura até 5 m, se torna viável a utilização de cortinas de contenção em balanço. Já para escavações com alturas maiores, é indicado a opção pela cortina atirantada (Figura 6). Estruturas de contenção em balanço podem ser utilizadas como estruturas permanentes em caso de solo arenoso (CRAIG, 2011).

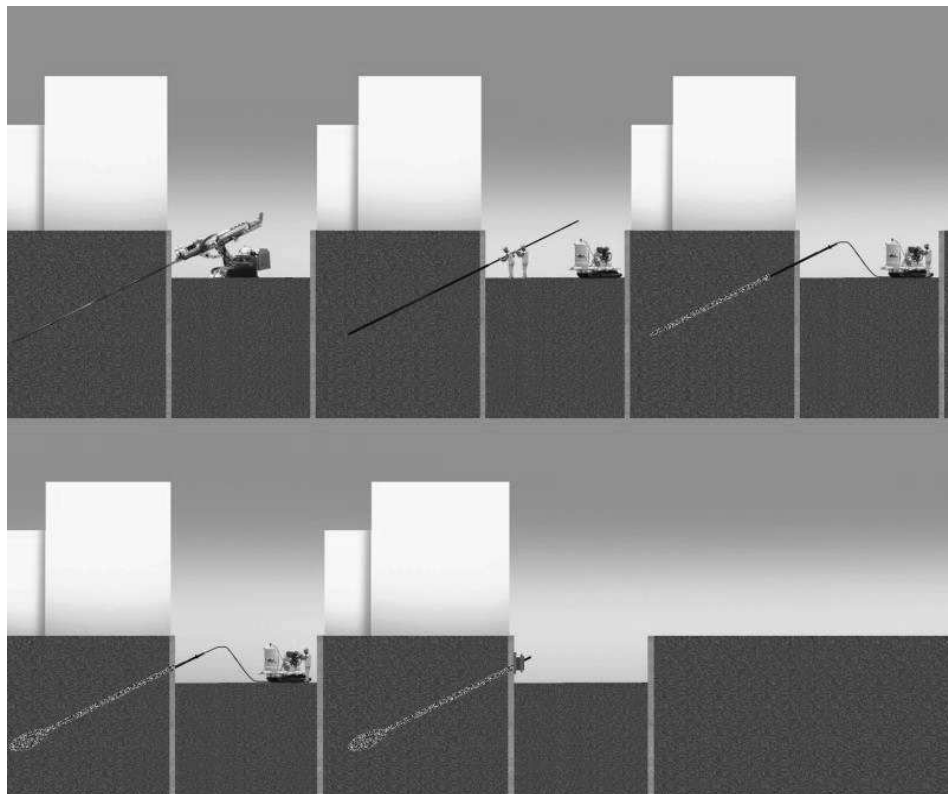


Figura 6 – Exemplo de uma contenção atirantada.
Fonte – Geofund (2015).

Segundo Tacitano (2006) a escolha do tipo de contenção é influenciada pelos seguintes fatores:

- as dimensões da escavação;
- as propriedades do solo;
- a sequência do método construtivo;
- sobrecargas devido ao trânsito local e aos equipamentos utilizados na obra;
- o regime de nível de água, caso presente durante a escavação;
- presença de edificações vizinhas;
- tempo de instalação e de escoramento;
- técnicas construtivas e equipamentos disponíveis;
- disponibilidade financeira;
- o clima;
- experiência profissional e prática local.

O autor descreve ainda que, existem diversos tipos de estruturas que podem ser utilizadas em contenções para escavação de solos, classificando-as em:

- estruturas de gravidade (Figura 7.a):
 - muros de gravidade;
 - *crib walls*;
 - gabiões.
- muros de flexão (Figura 7.b):
 - muros de flexão simples;
 - muros de flexão com contrafortes.
- reforços de solo (Figura 7.c):
 - terra armada;
 - solo grampeado ou pregado;
 - solo-cimento (*jet grouting*).
- paredes ou cortinas (Figura 7.d).

Dentre as estruturas civis, as cortinas ou paredes de contenção serão abordadas exclusivamente com ênfase em paredes-diafragma, objeto de estudo deste trabalho.

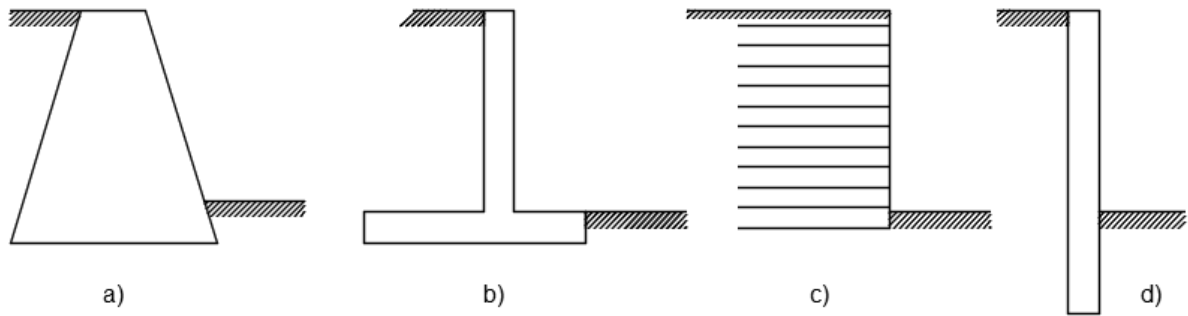


Figura 7 – Estruturas de contenção: a) de gravidade b) de flexão c) reforços de solo d) cortinas ou paredes

2.4.1 Tipos de cortinas ou paredes de contenção

A norma de segurança de escavação a céu aberto NBR 9061(ABNT, 1985)³, define cortinas (Figura 8) como elementos estruturais que tem por finalidade resistir a esforços laterais devido à terra e água, podendo ser dos seguintes tipos:

- **Cortinas de concreto armado executadas com a utilização de lamas (parede-diafragma):** são executadas dentro de valas perfuradas no solo, através de equipamento e ferramentas especiais adequadas e utilizando-se de circulação de uma suspensão estabilizadora (lama bentonítica);
- **Cortinas de estacas-prancha:** são formadas por peças cravadas no solo que se encaixam uma na outra antes da escavação, de maneira que forme uma superfície de proteção contínua;
- **Cortinas de estacas justapostas:** são formadas através de estacas de concreto moldadas no solo ou pré-moldadas, sendo executadas uma ao lado da outra sem encaixes e antes do período de escavação;
- **Cortinas escoradas:** são elementos estruturais que utilizam “escoras” como apoio dentro da área escavada, podendo ser horizontais ou inclinados;
- **Cortinas ancoradas:** são elementos estruturais de concreto armado podendo ser pré-moldadas ou não, que utilizam como apoio elementos estruturais horizontais ou inclinados, ancoradas no terreno através de injeções e protensão-ancoragens.

³Nota: A NBR 9061-1985 foi cancelada em 06/11/2013, não sendo substituída até o momento.

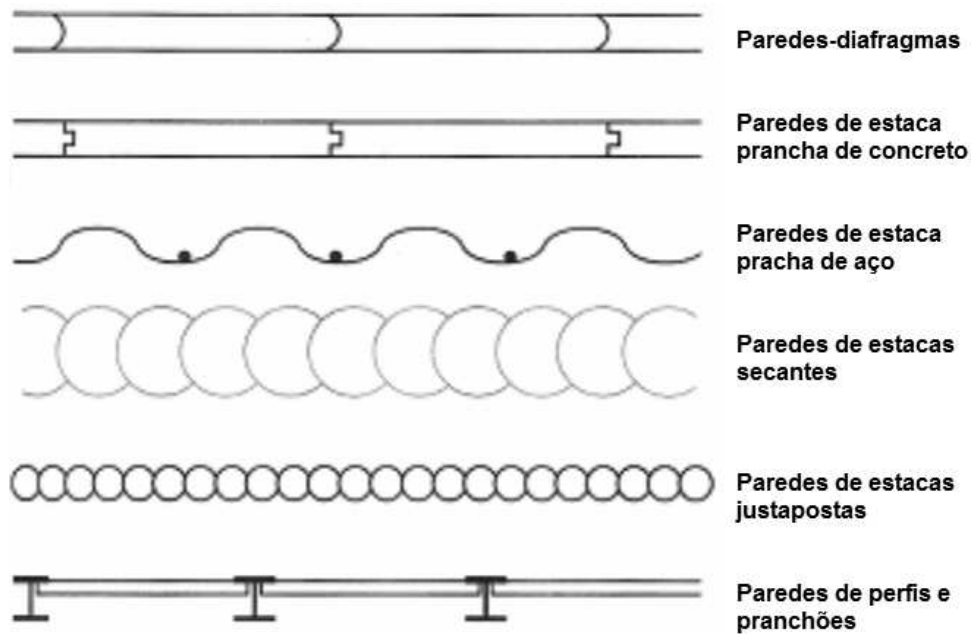


Figura 8 - Principais tipos de paredes de contenção
 Fonte: Adaptado de Massad (2005).

2.4.2 Paredes-diafragma

As paredes-diafragma devem ser utilizadas quando as escavações são realizadas nas proximidades de construções que não podem sofrer recalques diferenciais excessivos, podendo constituir as paredes da estrutura definitiva (MOTA, 2008).

De acordo com Mota (2008), para execução desse tipo de contenção, necessita-se preencher com lama bentonítica o local escavado para construção dos painéis, enquanto o concreto não for despejado. O autor indica que, a lama tem como finalidade equilibrar a pressão exercida pelo solo e pela água, de forma a evitar o desmoronamento do local escavado.

Segundo Saes *et al.* (1998) as paredes-diafragma tem desempenho superior em relação aos outros tipos de estruturas de contenção, tendo como principais vantagens:

- poderem ser implantadas em qualquer tipo de terreno, sem que haja rebaixamento do lençol freático;
- não provocarem vibrações durante sua implantação;

- evitarem o fluxo de água para o interior da escavação, formando um paramento “estanque”;
- terem espessuras de execução que usualmente variam de 30 cm até 120 cm, podendo ser utilizadas tanto em contenções de pequena como de grande altura;
- se adequarem ao perímetro da contenção podendo utilizar qualquer tipo de escoramento:
 - em caso de tirantes, dispensam a execução das vigas, para distribuição das cargas;
 - em caso de utilizar a própria estrutura definitiva, podem ser executadas incorporando os ferros de espera das vigas e lajes.

O autor ainda ressalta que devido à necessidade da utilização de equipamentos pesados e de grande porte em seu processo executivo, não é possível que se execute paredes-diafragma em locais onde estes não conseguem ter acesso.

2.5 MÉTODOS E TEORIAS PARA O DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

2.5.1 Empuxos de solos

Segundo Moliterno (1994), chama-se empuxo de terra o esforço exercido pela terra contra o muro. O autor comenta que, atuando do muro contra a terra, será considerado empuxo passivo, enquanto que, o empuxo ativo, caracteriza-se pela resultante de pressão da terra contra o muro. O estado de equilíbrio estático dessa massa de solo caracteriza-se pelo empuxo em repouso (GURGEL, 2012).

Para um projeto e execução correta dessas estruturas é necessário um conhecimento amplo das forças laterais que atuam entre as estruturas de contenção e massas de solos que estão contidas (DAS, 2011).

2.5.1.2 Coeficiente de empuxo em repouso, ativo e passivo

Das (2011), ilustra as forças laterais provocadas pela pressão lateral de terra, considerando uma massa de solo limitada por um muro sem atrito e de altura AB (Figura 9). Para isso, submete-se um elemento de solo localizado a uma profundidade z a uma tensão efetiva vertical (σ'_v) e a uma tensão efetiva horizontal (σ'_h). Sendo nulas tensões de cisalhamento nos planos vertical e horizontal do elemento de solo, define-se a relação entre σ'_h e σ'_v como coeficiente de empuxo K , conforme a equação (48).

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (48)$$

Nesse caso, conforme o autor, três situações podem ocorrer com relação ao muro de arrimo:

- a) Se o muro sem atrito AB permanece em equilíbrio estático (Figura 9.a), ou seja, não se movimenta em nenhuma direção em relação a sua posição inicial, este está submetido a pressão de terra em repouso, sendo o coeficiente de empuxo no repouso definido pela equação (49).

$$K=K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (49)$$

em que:

K_o = coeficiente de empuxo no repouso.

- b) Se o muro sem atrito AB rotacionar o suficiente com relação a sua base para uma posição $A'B$ (Figura 9.b), uma massa de solo ABC' atingirá um estado de equilíbrio plástico e romperá deslizando para baixo sobre o plano BC' . Quando isso ocorre, a tensão efetiva horizontal será chamada de pressão ativa, sendo o coeficiente de empuxo ativo (K_a) definido pela equação (50).

$$K=K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_v} \quad (50)$$

onde:

K_a = coeficiente de empuxo ativo.

c) Se o muro sem atrito rotacionar em relação a sua base para uma posição $A'B'$ (Figura 9.c), uma massa de solo triangular ABC'' atingirá um estado de equilíbrio plástico e romperá deslizando para cima ao longo do plano BC'' . Quando isso ocorre a tensão horizontal será chamada de pressão passiva e o coeficiente de empuxo passivo determinado pela equação (51).

$$K = K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \quad (51)$$

onde:

K_p é o coeficiente de empuxo passivo.

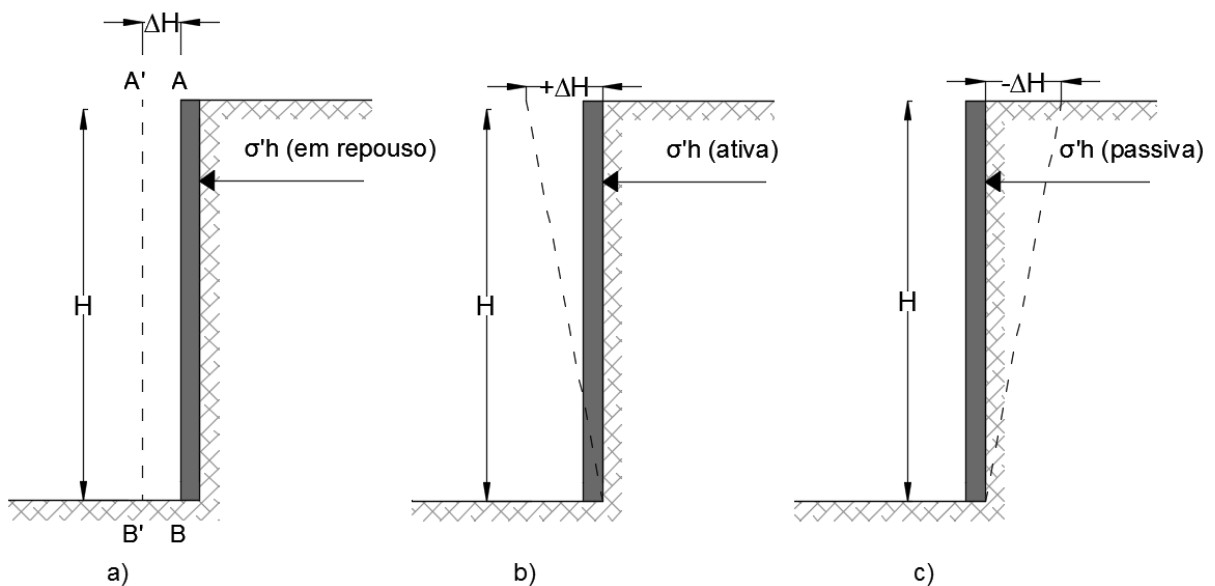


Figura 9 - Definições das pressões: a) em repouso b) ativa e c) passiva
 Fonte: Adaptado de Das (2011).

A natureza da pressão lateral de solo varia de acordo com a inclinação do muro (Figura 10), tendo valores típicos (Tabela 14) de $(\Delta H/H)_a$ e $(\Delta H/H)_p$ para determinação dos estados ativo e passivo (DAS, 2011).

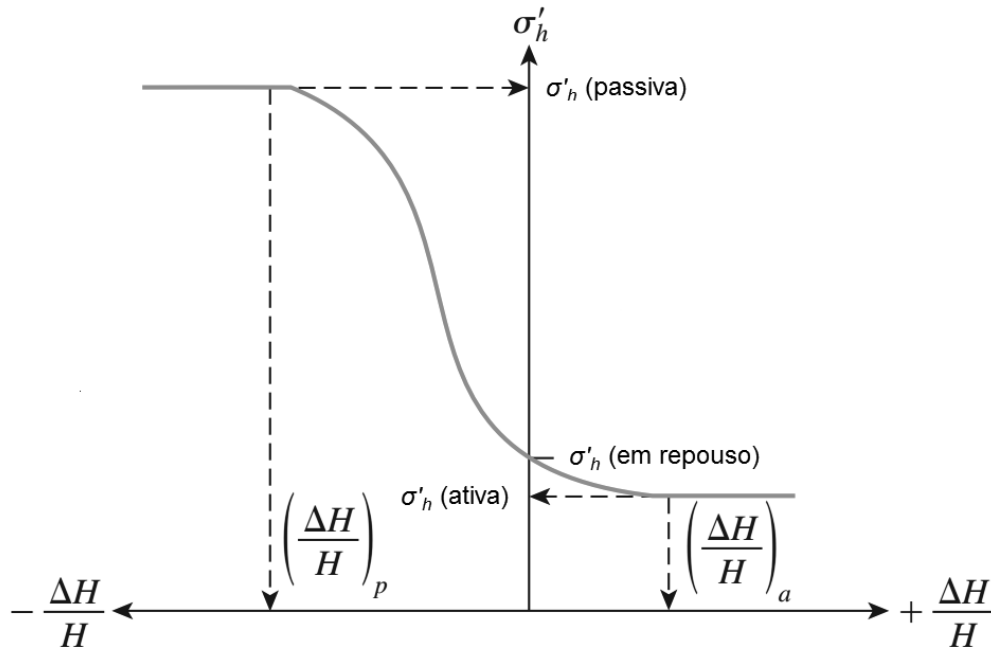


Figura 10 - Variação da magnitude da pressão lateral de solo com a inclinação do muro
Fonte: Adaptado de Das (2011).

Tabela 14 - Valores típicos de $(\Delta H/H)_a$ e $(\Delta H/H)_p$

Tipo de Solo	$(\Delta H/H)_a$	$(\Delta H/H)_p$
Areia fofa	0,001-0,002	0,01
Areia compacta	0,0005-0,001	0,005
Argila mole	0,02	0,04
Argila rija	0,01	0,02

Fonte: Das (2011).

Conforme Bowles (1996) para solos granulares tem-se uma simplificação apresentada pela equação (52) denominada “equação de Jaky” para estimar o coeficiente de empuxo no repouso

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (52)$$

em que:

ϕ' = o ângulo de atrito do solo drenado.

Com base em ensaios de laboratório Sherif *et al.* (1984 *apud* Das, 2011) demonstraram que, a equação de Jaky para K_o proporciona bons resultados quando

se trata de aterro em areia fofa. Porém, para areia compacta e compactada a pressão lateral pode ser subestimada devido ao processo de compactação do aterro recomendando-se para este caso a equação (53).

$$K_o = (1 - \sin \phi') + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d \min}} - 1 \right) 5,5 \quad (53)$$

onde:

γ_d = peso específico seco compactado real da areia atrás do muro;

$\gamma_{d \min}$ = peso específico seco no estado mais fofo.

2.5.2 Teoria de Rankine (1856)

A teoria de Rankine considera o estado de tensão para um maciço granular e não coesivo, sendo sua análise fundamentada na hipótese de que uma rápida deformação do solo é suficiente para gerar uma total mobilização da resistência de atrito e produzindo um “estado ativo” caso o solo sofra expansão e um “estado passivo” caso o solo sofra uma compressão (MOTA, 2008).

Gerscovich (2010) comenta que na teoria de Rankine o deslocamento de uma estrutura de contenção irá se desenvolver em estados limites plásticos, ocorrendo no momento da ruptura, levando a plastificação do maciço. Segundo a autora, o método considera o solo em estado de equilíbrio plástico, utilizando as seguintes hipóteses:

- Solo isotrópico;
- Solo homogêneo;
- Superfície do terreno plana;
- A ruptura ocorre em todos os pontos do maciço simultaneamente;
- A ruptura ocorre sob o estado plano de deformação;
- A parede da estrutura em contato com o solo é vertical.

2.5.2.1 Teoria de Rankine da pressão ativa

Em uma determinada profundidade (z) atuam tensões principais efetivas vertical (σ'_v) e horizontal (σ'_h) em um elemento de solo (Figura 11.a). Se a estrutura se afastar do elemento de solo tendendo a posição $A'B'$, ocorrerá um alívio na tensão efetiva horizontal. Conforme este deslocamento se desenvolve, a tensão principal vai diminuindo até que seja atingindo o estado de equilíbrio plástico, ocorrendo à ruptura do solo (Figura 11.b). Este estado representa o *estado ativo de Rankine* (DAS, 2011).

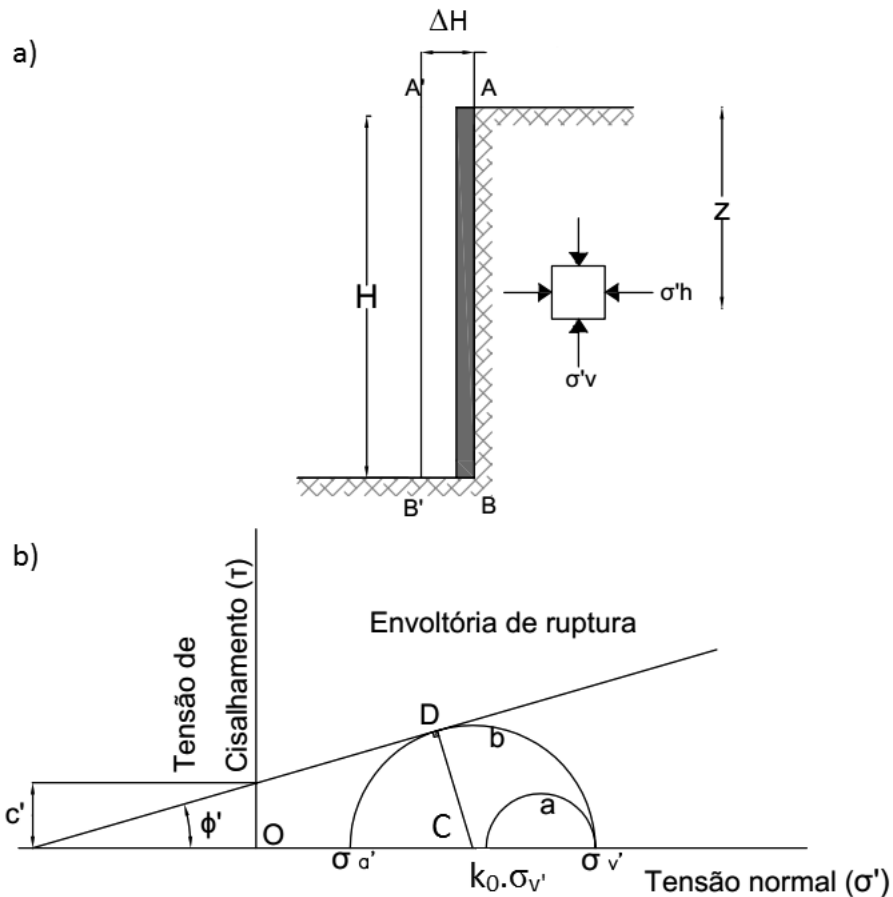


Figura 11 – Pressão ativa de Rankine
 Fonte: Adaptado de Das (2011).

A pressão ativa da terra (Figura 12) é determinada pela equação (54). Para solos não-coesivos ($c' = 0$), tem-se a equação (55). O coeficiente de empuxo ativo de Rankine (K_a), é dado pela equação (56), sendo a expressão para o empuxo ativo total definida pela equação (57).

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (54)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_v \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (55)$$

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_v} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (56)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad (57)$$

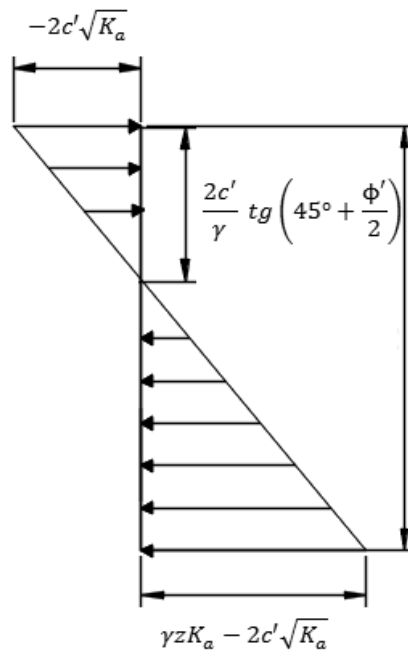


Figura 12 - Distribuição da Pressão ativa de Rankine
Fonte: Adaptado de Das (2011).

2.5.2.2 Teoria de Rankine da pressão passiva

Ocorrendo um deslocamento da estrutura em direção ao maciço de solo para a posição AB' (Figura 11.a), haverá um acréscimo de tensão horizontal efetiva. Conforme este deslocamento vai se desenvolvendo, a tensão principal irá aumentando até que seja atingindo o estado de equilíbrio plástico, ocorrendo à ruptura do solo. Esta situação (Figura 13) representa o *estado passivo de Rankine* (DAS, 2011).

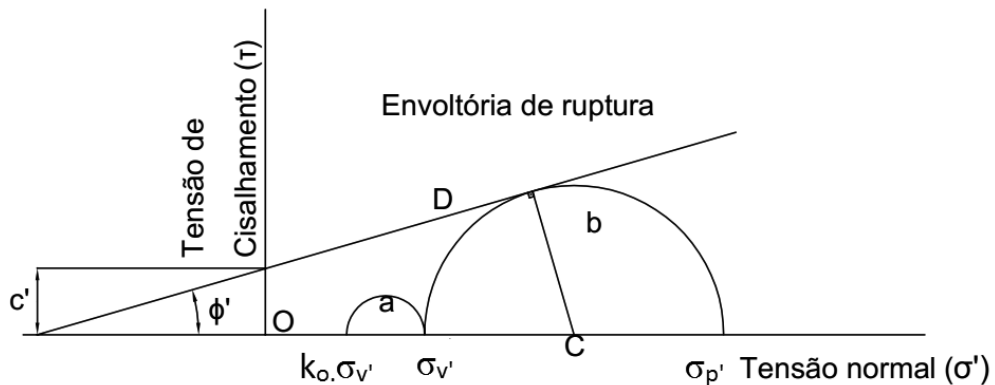


Figura 13 - Pressão passiva de Rankine
 Fonte: Adaptado de Das (2011).

A pressão passiva de terra (Figura 14), é definida pela seguinte equação (58), sendo para solos não-coesivos ($c' = 0$), tem-se a equação (59). O coeficiente de empuxo passivo de Rankine é dado pela equação (60) e: de maneira semelhante ao empuxo ativo, a expressão para o empuxo passivo total é determinada conforme a equação (61).

$$\sigma'_p = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (58)$$

$$\sigma'_p = \sigma'_v \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (59)$$

$$K_p = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (60)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \quad (61)$$

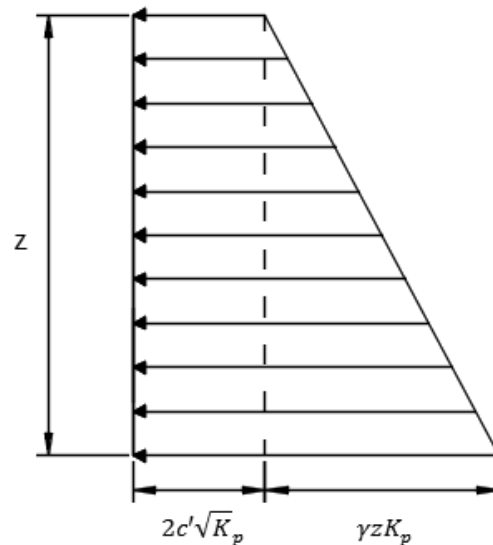


Figura 14 - Distribuição do Empuxo Passivo de Rankine
 Fonte: Adaptado de Das (2011).

2.5.3 Teoria de Coulomb (1776)

A teoria de Coulomb para empuxos ativo e passivo de terra contra uma estrutura, considera o atrito da estrutura (δ) de contenção com solo, diferente do que considera a teoria de Rankine. Por outro lado, também se baseia na teoria de equilíbrio limite, ou seja, na existência de uma superfície de ruptura (GERSCOVICH, 2010). As principais hipóteses dessa teoria são:

- Solo homogêneo e isotrópico;
- A ruptura ocorre sob o estado plano de deformação;
- Uma pequena deformação na parede é suficiente para mobilizar estado limite;
- Adota condição de equilíbrio limite:

- A resistência ao cisalhamento é mobilizada instantaneamente;
- Estado plástico desenvolve-se numa cunha (como um bloco rígido).

2.5.3.1 Empuxo ativo de Coulomb

Considerando que um muro de arrimo com face posterior AB (Figura 15.a), suporte um solo granular com superfície que forma um ângulo (α) constante com a horizontal, BC é uma superfície de tentativa de ruptura. Considerando a estabilidade da cunha provável de ruptura ABC , têm-se as seguintes forças envolvidas por unidade de comprimento do muro (DAS, 2011):

- Peso da cunha de solo (W);
- Resultante das forças de cisalhamento e normal na superfície de ruptura BC (F);
- Empuxo ativo por unidade de comprimento do muro (P_a).

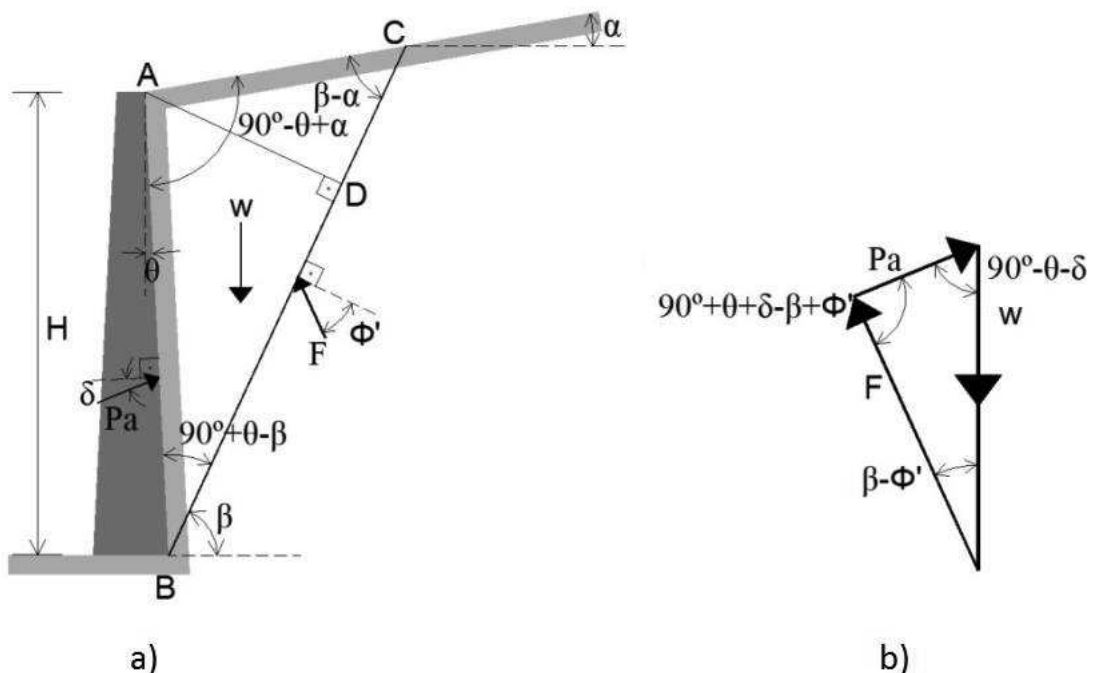


Figura 15 - Empuxo ativo de Coulomb: (a) cunha tentativa de ruptura; (b) polígono de forças

Fonte: Gurgel (2012 apud DAS, 2011).

Aplicando a lei dos senos no triângulo de forças para cunha (Figura 15.b), tem-se as equações (62) e (63):

$$P_a = \frac{\text{sen}(\beta - \phi')}{\text{sen}(90^\circ + \theta + \delta' - \beta + \phi')} W \quad (62)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(\frac{\cos(\theta - \beta) \cos(\theta - \alpha) \cos(\beta - \phi')}{\cos^2 \theta \text{sen}(\beta - \alpha) \text{sen}(90^\circ + \theta + \delta' - \beta + \phi')} \right) \quad (63)$$

onde:

γ = peso específico do aterro.

Na equação (63), β (única variável) e os demais parâmetros (constantes) são obtidos em função da geometria. Derivando P_a com relação a β e igualando a zero, obtém-se o valor crítico de β para P_a máximo, conforme a equação (64):

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (64)$$

sendo K_a , obtido por:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta' + \phi') \text{sen}(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' - \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2} \quad (65)$$

Quando os parâmetros α , θ e δ' forem nulos, o coeficiente de empuxo ativo de Coulomb é o mesmo coeficiente de empuxo de Rankine (DAS, 2011)

2.5.3.2 Empuxo passivo de Coulomb

Das (2011) ilustra o empuxo passivo utilizando um muro de arrimo (Figura 16.a) com o polígono de forças para o equilíbrio da cunha ABC para o estado passivo (Figura 16.b).

Em um procedimento similar ao do empuxo ativo, tem se a equação (66) para a pressão passiva, sendo K_p determinado conforme a equação (67).

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (66)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta' - \theta) \left(1 - \frac{\sin(\delta' + \phi') \sin(\phi' + \alpha)}{\cos(\delta' - \theta) \cos(\alpha - \theta)} \right)^2} \quad (67)$$

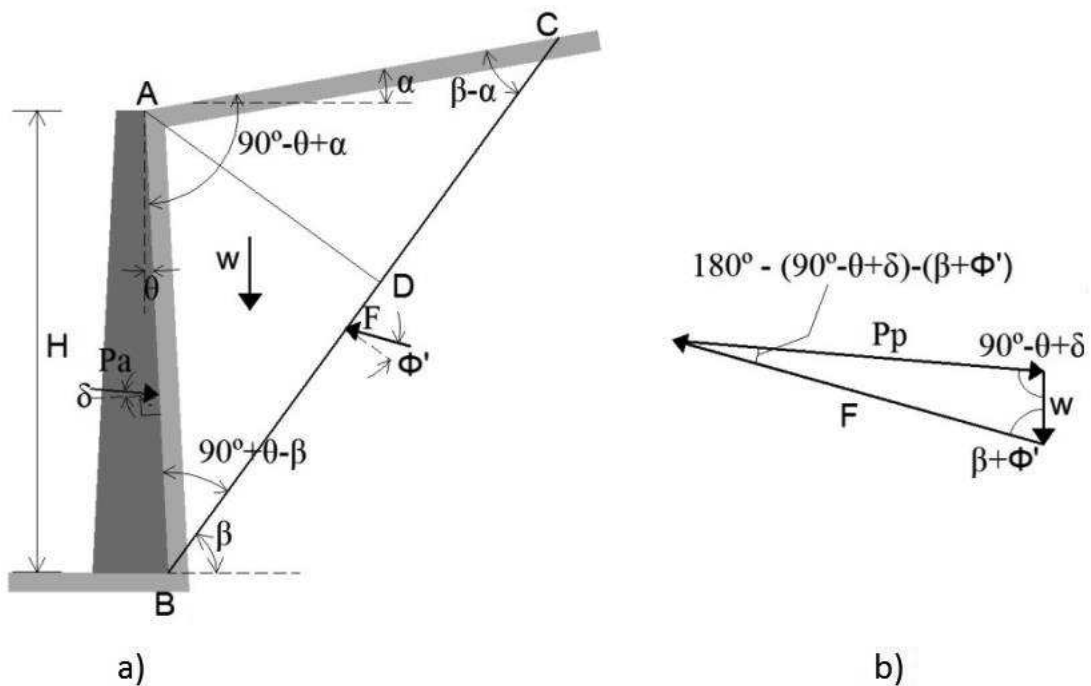


Figura 16 - Empuxo passivo de Coulomb: (a) cunha tentativa de ruptura; (b) polígono de forças

Fonte: Gurgel (2012 apud DAS, 2011).

Da mesma forma que ocorre no empuxo ativo, caso os parâmetros α , θ e δ' forem nulos, o coeficiente de empuxo passivo de Coulomb será o mesmo coeficiente de empuxo de Rankine (Das, 2011).

2.5.4 Dimensionamento da estrutura de contenção em balanço

De acordo com a NBR 9061 (ABNT, 1985) a estabilidade de uma contenção em balanço é garantida pelo trecho que fica enterrado no solo abaixo da cota máxima de escavação, ou seja, pela ficha da cortina. Segundo esta norma, o comprimento da ficha deve ser determinado através do cálculo dos esforços que a contenção está sujeita, e, seu comprimento abaixo da cota de escavação deve ser no mínimo 1,50 m.

2.5.4.1 Método de Blum (1931)

O método de Blum possui um diagrama de tensões em toda a altura da parede, em que o trecho escavado, corresponde ao empuxo ativo, independentemente do tipo da parede. Admite-se neste caso, que haverá deslocamentos suficientes para mobilizá-lo. Considerando um maciço homogêneo e isotrópico, em que o movimento em torno de um ponto localizado abaixo da cota de escavação é de rotação, a distribuição das tensões será triangular, sendo ideal para este caso (MOTA, 2008).

Segundo Mota (2008), para que se obtenha a menor ficha possível, considera-se abaixo do fundo de escavação além do empuxo ativo, a existência do empuxo passivo, que deverá ser totalmente mobilizado (Figura 17).

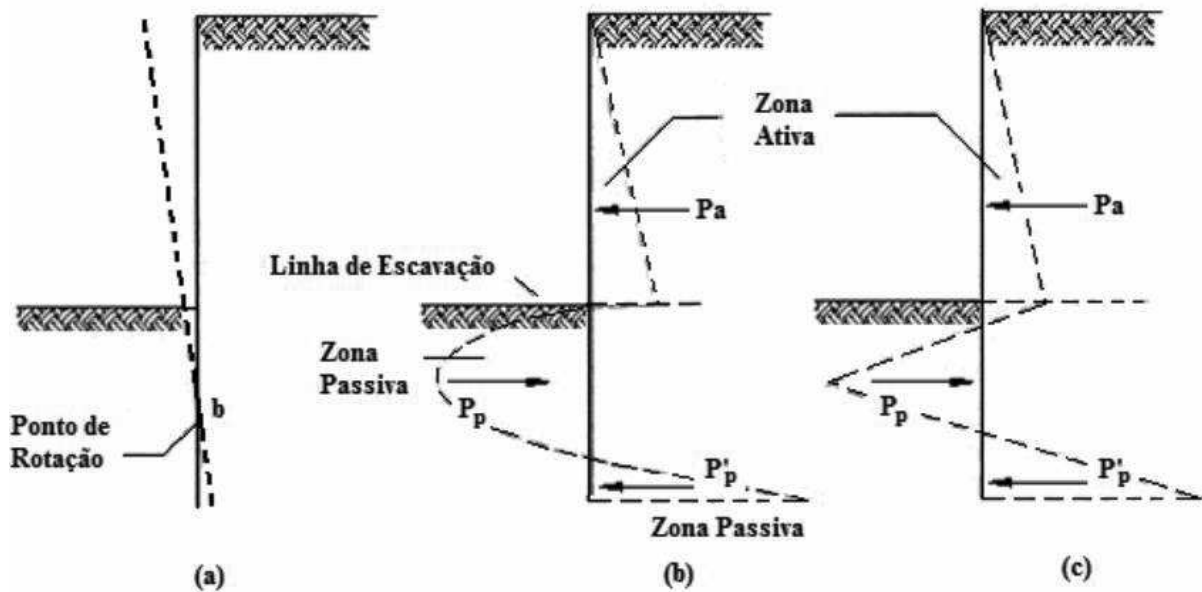


Figura 17 – a) deformação da parede, que tende a girar devido aos esforços de empuxo ativo e passivo b) distribuição das pressões c) diagrama triangular
 Fonte: Mota (2008).

Conforme Marzionna *et al.* (1998) a ficha mínima para estabilidade da contenção pode ser obtida de maneira suficiente através deste método, para isso, é necessário a aplicação das equações de equilíbrio devido a um carregamento. De acordo com os autores, para o equilíbrio das forças horizontais, considera-se a existência de um contra-empuxo (E_c), de maneira que equilibre o sistema (Figura 19).

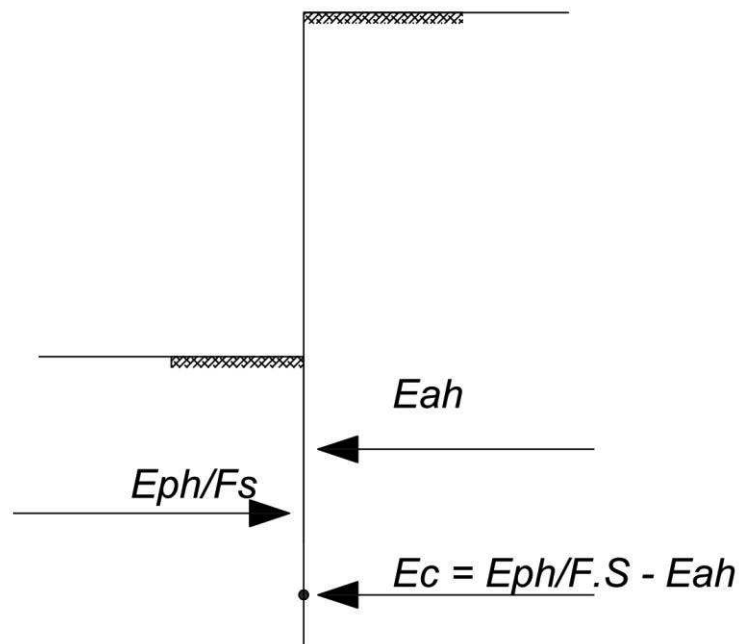


Figura 18 - Contra empuxo no Método de Blum

Fonte: Adaptado de Marzionna *et al.* (1998).

Em caso de obras provisórias utiliza-se normalmente um coeficiente de segurança maior ou igual a 1,5, enquanto que, para obras definitivas é igual a 2,0. O comprimento da ficha f será obtido quando a somatória dos momentos for nula, sendo acrescido 20% de seu valor para que se garanta a existência de E_c (MARZIONNA *et al.*, 1998).

2.5.4.2 Metodo de Padfield e Mair

Esse método que é bastante utilizado no Reino Unido, considera o ponto O (Figura 20) como ponto de rotação da cortina ficando próximo ao seu final. Sendo inicialmente ignorado o comprimento da estaca abaixo deste ponto, substituem-se as pressões nessa seção pela força concentrada R (MOTA, 2008).

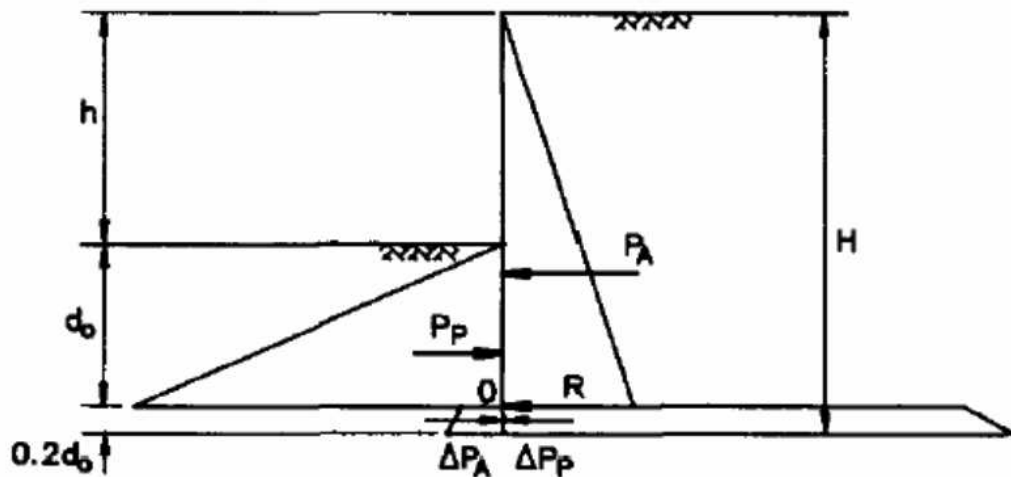


Figura 19 – Diagrama simplificado do empuxo ativo (P_a) e passivo (P_p) proposto por Padfield e Mair
Fonte: MOTA (2008).

Do momento de equilíbrio atuante no ponto O da Figura 19, tem-se a equação (68).

$$d_0 = \frac{h}{\sqrt[3]{\frac{K_p}{K_a} - 1}} \quad (68)$$

em que:

d_0 e h são representados pela Figura 19, e, K_a e K_p são os coeficientes de empuxo ativo e passivo, respectivamente.

O comprimento da ficha d é obtido pela equação (69), verificando-se a condição dada pela equação (70).

$$d = 1,2d_0 \quad (69)$$

$$\Delta P_P - \Delta P_A > R \quad (70)$$

A profundidade d_m abaixo da linha de escavação onde se tem o momento máximo e força cisalhante nula é obtida por meio da equação (71). Para uma profundidade qualquer z abaixo da linha de escavação ($z \leq d_0$), o momento é determinado conforme a equação (72).

$$d_m = \frac{h}{\sqrt{K_p - K_a - 1}} \quad (71)$$

$$M = \frac{[K_a(h+z)^3 - K_p z^3] \gamma}{6} \quad (72)$$

em que:

γ = peso específico do solo.

O comprimento total da cortina é calculado pela equação (73) e o limite de altura da escavação é fornecido pela equação (74).

$$H = h + 1,2d_0 \quad (73)$$

$$h = \frac{H \left(\sqrt[3]{\frac{K_p}{K_a} - 1} \right)}{\sqrt[3]{K_p - K_a} + 0,2} \quad (74)$$

Conforme Mota (2008), as equações para o comprimento total e d_0 são válidas somente para perfis de solos homogêneos.

2.6 PROCESSO DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE-DIAFRAGMA

Segundo Marzionna *et al.* (1998), dependendo do processo de execução, as paredes-diafragma podem ser do tipo:

- moldada *in loco*, sendo de concreto armado ou não;
- de concreto armado em placas pré-moldadas;
- de uma mistura de cimento, bentonita e água em proporções convenientes, conhecida como “coulis”, formando um diafragma plástico;
- mista.

Podendo atingir grandes profundidades as paredes-diafragma tem espessuras variando entre 0,30 a 1,20 m, porém, apenas as pré-moldadas tem limitações de profundidade e de espessura devido a razões construtivas (MARZIONNA *et al.*, 1998).

Um dos detalhes fundamentais na execução de paredes de contenção, é o dever do escoramento de suprir tanto quanto possível, o confinamento dado pelo próprio solo antes da escavação, ou seja, ser capaz de impedir deslocamentos laterais (além dos que ocorrem inevitavelmente), no intervalo de tempo entre a escavação e a instalação do escoramento (TACITANO, 2006).

Conforme Marzionna *et al.* (1998), esta lama forma ao longo das paredes da escavação uma película impermeabilizante, devendo-se garantir que seu nível esteja acima do nível do lençol frático (cerca de 1,50 m), de modo a garantir sua estabilidade.

Ainda segundo o autor, a execução de uma parede-diafragma moldada *in loco* (Figura 21), consiste na seguinte sequência:

- Execução da mureta-guia, que além de definir o perímetro da obra e servirá como guia para a ferramenta de escavação, o *clam-shell*;
- Escavação com simultâneo preenchimento com lama bentonítica até a profundidade do projeto;
- Troca ou tratamento da lama bentonítica para garantir as características comentadas acima;
- Colocação da chapa-junta antes da concretagem. As juntas entre painéis são “juntas secas” do tipo “macho/fêmea”;
- Colocação da armadura;
- Cocreteagem submersa;
- Retirada da chapa-junta, que deverá ocorrer logo que inicie o processo de pega do concreto.

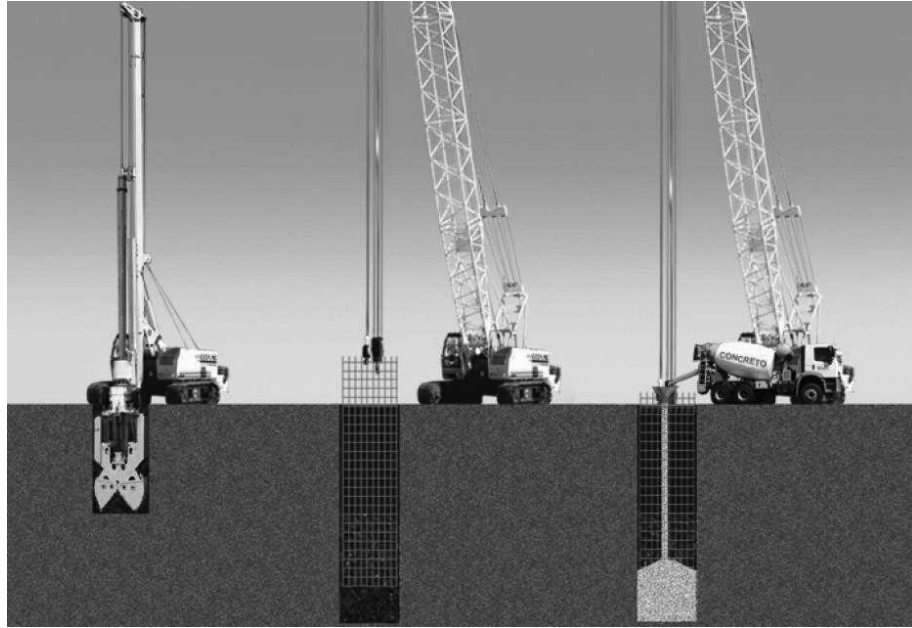


Figura 20 - Fases de escavação, colocação da armadura e concretagem da parede-diafragma
Fonte: Geofund (2015).

Conforme o Departamento de Estradas e Rodagem, DER (2006), o concreto deve ter resistência característica maior ou igual a 20 MPa, e, a lama bentonítica deve ter as seguintes características:

- peso específico entre 1,025 e 1,10 gf/cm³;
- pH entre 7 e 11;
- teor de areia \leq 3%.

2.7 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Atualmente o Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma das ferramentas numéricas mais utilizadas na prática, devido a sua capacidade de simulação de inúmeras condições de contorno, incorporando etapas construtivas e modelos constitutivos diversos (SANTOS, 2007).

O crescimento da utilização de métodos numéricos para solução de problemas de engenharia se deve ao desenvolvimento de computadores capazes de resolver sistemas de equações diferenciais que representam problemas complexos (VENDRUSCOLO, 1996).

González (2014) destaca que dos métodos numéricos existentes o MEF é o mais utilizado, permitindo comparação entre estes, além de proporcionar um instrumento amplo e versátil para modelar quase todo tipo de problemas.

O maior desafio para a engenharia está em analisar e prever o comportamento dos materiais e das estruturas, frente aos carregamentos e as solicitações impostas pela sua utilização (MENDONÇA, 2005). O autor ressalta ainda que, dificilmente o conjunto completo das características e peculiaridades presentes na realidade seja plenamente representado, mesmo que o conhecimento dos materiais e das estruturas seja cada vez maior.

A mecânica dos solos até pouco tempo atrás, era uma disciplina essencialmente empírica, contudo, alguns fatores impostos pelas características geológicas, como as complexidades com o meio homogêneo, a não linearidade do material, as condições *in situ*, as variações espaciais e temporais das propriedades do solo, entre outros, não eram considerados (VENDRUSCOLO, 1996).

As análises de modelos simplificados dos objetos reais, contribuem com o entendimento e a compreensão da realidade, a medida em que se reduzem as complexidades do mundo concreto (MENDONÇA, 2005). De acordo com o autor, um dos aspectos de maior relevância na engenharia Geotécnica, são as relações entre as tensões e as deformações.

Conforme Santos (2007), na resolução de um problema pelo MEF, utilizam-se aproximações baseadas no método dos deslocamentos (incógnita são os deslocamentos), método de equilíbrio (incógnita são as tensões) e método misto (apresenta como incógnita tanto os deslocamentos como as tensões).

Ainda segundo a autora, quando se tiver como incógnitas os deslocamentos, a resolução de um problema utilizando-se o Método dos Elementos Finitos, envolve os seguintes procedimentos:

- 1. Discretização do meio contínuo:** é o procedimento no qual subdivide-se o meio a ser analisado em linhas e superfícies imaginárias, resultando em um número finito de elementos. Os elementos podem ser triângulos, grupos de triângulos e quadriláteros, para uma análise bidimensional;
- 2. Seleção do modelo de deslocamentos:** os deslocamentos nodais de cada elemento são determinados adotando-se um conjunto de funções que definem de maneira única o campo de deslocamentos;

- 3. Cálculo da matriz de rigidez:** a partir da função de interpolação, é possível relacionar o valor da variável do problema nos nós de cada elemento com a geometria e propriedades, procedendo ao sistema de equações apresentado na forma matricial;
- 4. Cálculo das incógnitas do problema.** Os deslocamentos são calculados a partir da relação de equilíbrio. Para problemas não lineares, as soluções são determinadas por uma sequência de etapas, onde ocorre a modificação da matriz de rigidez e/ou do vetor de forças. A partir do campo de deslocamentos nodais, obtém-se o estado de deformações em cada elemento. Estas deformações juntamente com as deformações iniciais e as leis constitutivas de cada material definem o estado de tensões no elemento e no seu contorno.

3 METODOLOGIA

3.1 CARACTERIZAÇÕES DA PESQUISA E DO OBJETO DE ESTUDO

A metodologia utilizada nesta pesquisa foi de caráter experimental, utilizando-se de uma situação hipotética como base para a modelagem em elementos finitos. O *software* utilizado foi o Abaqus em sua versão estudantil e as modelagens ocorreram em um espaço bidimensional (2D).

Foram analisadas nas simulações os recalques e rotações ocorridos em uma sapata corrida, e também, a movimentação das partículas do maciço de solo.

Para efeitos de análise, fez-se necessário a simulação em dois modelos: um desconsiderando-se o elemento de contenção e outro o considerando. O modelo que desconsidera a parede-diafragma foi idealizado para que fosse possível verificar o recalque inicial que a sapata corrida sofre sem que haja qualquer tipo de influência por parte da parede-diafragma, permitindo assim, uma comparação adequada com o recalque estimado pelos métodos semi-empíricos.

Nas modelagens fixou-se a menor dimensão ($B = 1,5$ m), a cota de assentamento ($D = 1,0$ m) da sapata corrida, a largura da parede-diafragma ($l = 0,3$ m) e os níveis de escavação do subsolo (3 níveis de 1 m cada).

O solo adotado foi um solo arenoso homogêneo, com coesão considerada nula e influência do nível de água desprezada. Como esta pesquisa não retrata uma situação real, ou seja, com dados obtidos por meio de ensaios de campo e de laboratório, optou-se por adotar um solo arenoso pela curiosidade de observar o comportamento de um solo não característico da região.

3.2 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS

Para o início das modelagens foi realizada inicialmente a determinação dos parâmetros de entrada para o modelo, tais como: as propriedades do solo, a estimativa do carregamento a ser aplicado na sapata corrida e também a altura da

parede-diafragma. Além disso, realizou-se previamente a estimativa de recalque da sapata por meio de dois métodos semi-empíricos indicados para solos arenosos.

3.2.1 Determinação dos parâmetros do solo

Os parâmetros utilizados foram baseados na literatura, variando-os de acordo com a designação das areias quanto a sua compactidade correlacionada com seus respectivos índices de resistência a penetração, conforme a classificação dos estados do solo (Tabela 1) presentes na NBR 6484 (ABNT, 2001).

Ressalta-se aqui, que a definição de compactidade empregada na pesquisa se refere ao ponto de vista de Fundações (deformabilidade e resistência destes solos) e não da Mecânica dos Solos (utilizadas para a designação da compactidade relativa das areias), mediante descrição realizada pela NBR 6484 (ABNT, 2001).

Como a designação do solo é delimitada em faixas de índices de resistência a penetração, adotou-se valores médios de N_{SPT} correspondente a cada tipo de solo para a estimativa dos demais parâmetros (Tabela 15): peso específico do solo (γ), ângulo de atrito (ϕ'), módulo de deformabilidade (E_s) e coeficiente de Poisson (ν). Outro parâmetro de entrada na simulação é o ângulo de dilatância, que no caso foi tomado como 2/3 do ângulo de atrito, adotando-se a mesma estimativa utilizada na pesquisa realizada por Zhan *et al.* (2012).

Tabela 15 - Parâmetros de solo que foram utilizados nas simulações

Tipo de Areia	N_{SPT} ^{a*}	γ (kN/m ³) ^{b*}	ϕ' (°) ^{c*}	E_s (MPa) ^{d*}	Coef. Poisson ^{e*}	ψ (°) ^{f*}
Muito Fofa	2,00	16,00	21,32	6,30	0,20	14,22
Fofa	6,00	16,00	25,95	18,90	0,25	17,30
Med. Compacta	17,00	17,00	33,44	53,55	0,30	22,29
Compacta	34,00	18,00	41,08	107,10	0,35	27,38
Muito Compacta	50,00	18,00	46,62	157,0	0,40	31,08

Fonte: ^{a*}NBR 6484 (ABNT, 2001); ^{b*}Cintra *et al.* (2003 *apud* Godoy 1972); ^{c*}Teixeira (1996); ^{d*}Teixeira e Godoy (1998); ^{e*}Das (2011); ^{f*}Zhan *et al.* (2012).

3.2.2 Capacidade de carga e recalques estimados pelos métodos semi-empíricos

Para a estimativa da capacidade de carga de cada solo fez-se necessário definir os modos de ruptura, os quais foram determinados por meio de um diagrama que relaciona coesão e ângulo de atrito (Figura 3), proposto por Cintra *et al.* (2011). Como todos os solos simulados aqui são não coesivos (coesão igual a zero), os intervalos que delimitam as faixas de modos de ruptura foram facilmente identificados: de 0° a 31° caracterizam ruptura por punção; de 31° a 35° representam ruptura local e; maiores que 35° descrevem o modo de ruptura geral.

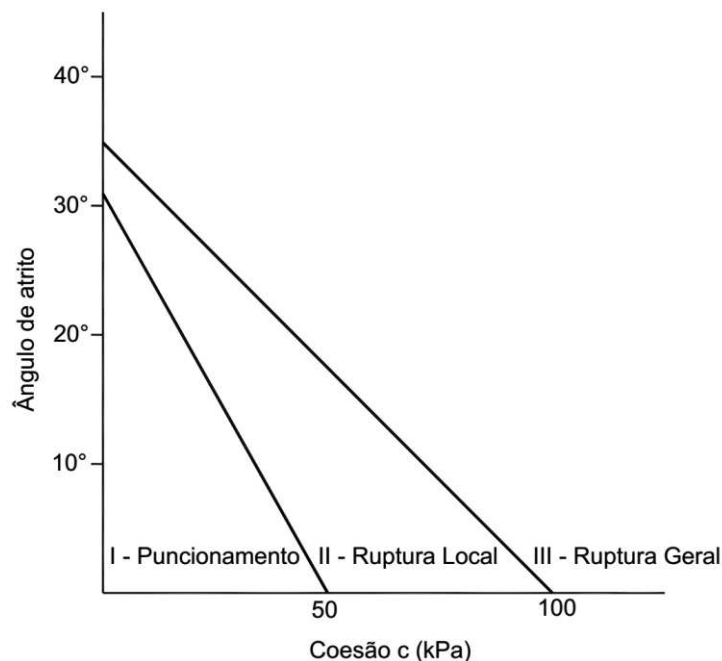


Figura 21 – Modos de ruptura para solos
Fonte: Adaptado de Cintra *et al.* (2011).

Posteriormente determinou-se a capacidade de carga última dos solos seguindo o procedimento simplificado apresentado em Cintra *et al.* (2011):

- Em solos com ruptura por punção foi aplicado à redução do ângulo de atrito utilizando-se a equação (17), sugerida por Terzaghi. Com o ângulo de atrito corrigido, determinaram-se os fatores de capacidade de carga N'_c , N'_q e N'_γ , propostos por Vesic. A capacidade

de carga última do solo foi estimada por meio da equação (18);

- Enquanto que em solos com ruptura geral, aplicou-se a teoria de Meyerhof, por meio da equação (19). Os fatores de capacidade de carga N_q , N_c e N_γ foram obtidos pelas equações (20), (21) e (22), respectivamente;
- Já para solos que se enquadram em ruptura local calculou-se o valor médio entre os valores obtidos para condições de ruptura por punção e geral.

Como não é de interesse da pesquisa verificar o comportamento do solo mediante a um carregamento que possa levá-lo a ruptura, calculou-se a capacidade de carga admissível líquida (Tabela 16) aplicando-se a equação (25). Foi considerado nesta equação um fator de segurança igual 3,0, conforme recomendação da NBR 6122 (ABNT, 2010) para o cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais.

Tabela 16 - Capacidade de carga última e líquida, conforme a compacidade e o modo de ruptura do solo

Compacidade	Tipo de Ruptura	q_{ult} (kN/m ²)	q_{adm} (líquida) (kN/m ²)
Muito fofa	Puncion.	109,73	31,24
Fofa	Puncion.	158,43	47,48
Medianamente compacta	Local	651,47	211,49
Compacta	Geral	3333,29	1105,10
Muito compacta	Geral	9672,46	3218,15

Fonte: Autoria própria.

3.2.3 Estimativa de recalque da sapata corrida

O recalque inicial da sapata corrida foi determinado aplicando-se os métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978), para cada tipo de solo, comparando-os posteriormente. Pode-se dizer que a diferença básica entre os métodos é que o último distingue sapata corrida de quadrada ou circular e primeiro não.

Para o método de Schmertmann (1970), utilizaram-se os parâmetros de capacidade de carga admissível líquida, peso específico do solo e módulo de deformabilidade determinados anteriormente. Os recalques foram obtidos conforme o seguinte procedimento:

- Calculou-se o módulo de deformabilidade do solo aplicando-se a equação (35);
- Calculou-se o parâmetro de embutimento da sapata ($C1$), por meio da equação (29);
- Adotou-se o parâmetro de efeito no tempo ($C2$) igual a 1, com a finalidade de obter-se o recalque imediato;
- A partir da base da sapata traçou-se o triângulo $2B-0,6$ (Figura 22) para determinar o fator de influência (I_z). Como a deformação máxima ocorre sempre na mesma profundidade neste método, para a configuração analisada o valor de I_z foi o mesmo para todos os solos;
- Dividiu-se o intervalo de 0 a $2B$ abaixo da sapata em 4 subcamadas iguais, passando-se pelo vértice ($B/2$), como recomenda o método;
- Calculou-se o somatório da relação $I_z \Delta z / E_s$ para as camadas e estimou-se o recalque através da equação (31).

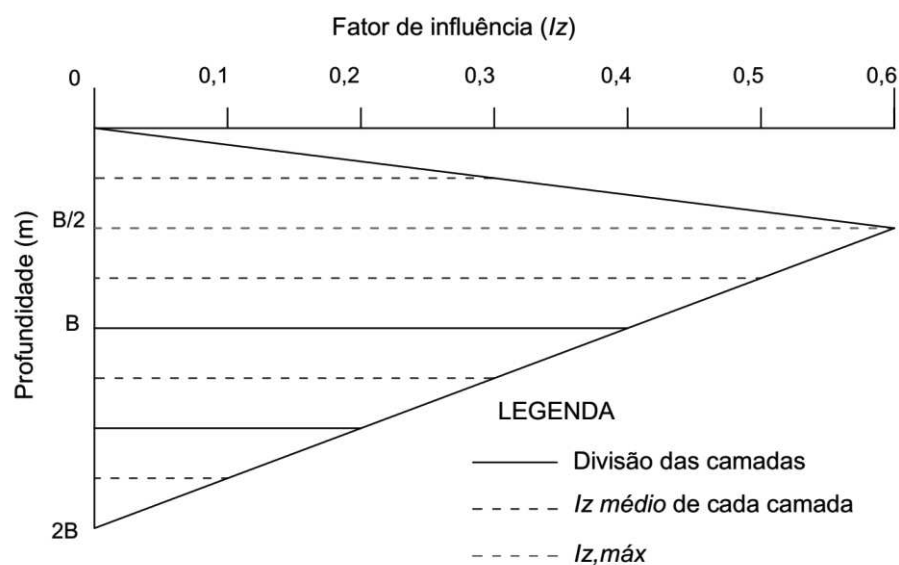


Figura 22 - Diagrama utilizado para o cálculo do recalque pelo método de Schmertmann de 1970.

De maneira semelhante ao anterior, o procedimento de cálculo do recalque pelo método de Schmertmann *et al.* (1978), foi realizado com as seguintes modificações:

- Calculou-se o módulo de deformabilidade do solo recomendado para uma sapata corrida, aplicando-se a equação (42);
- O valor máximo de I_z , foi determinado utilizando-se a equação (36);
- Traçou-se o triângulo $4B-I_{zmax}$, dividindo-o em 5 subcamadas (Figura 23);
- Estimou-se o recalque aplicando-se a equação (31).

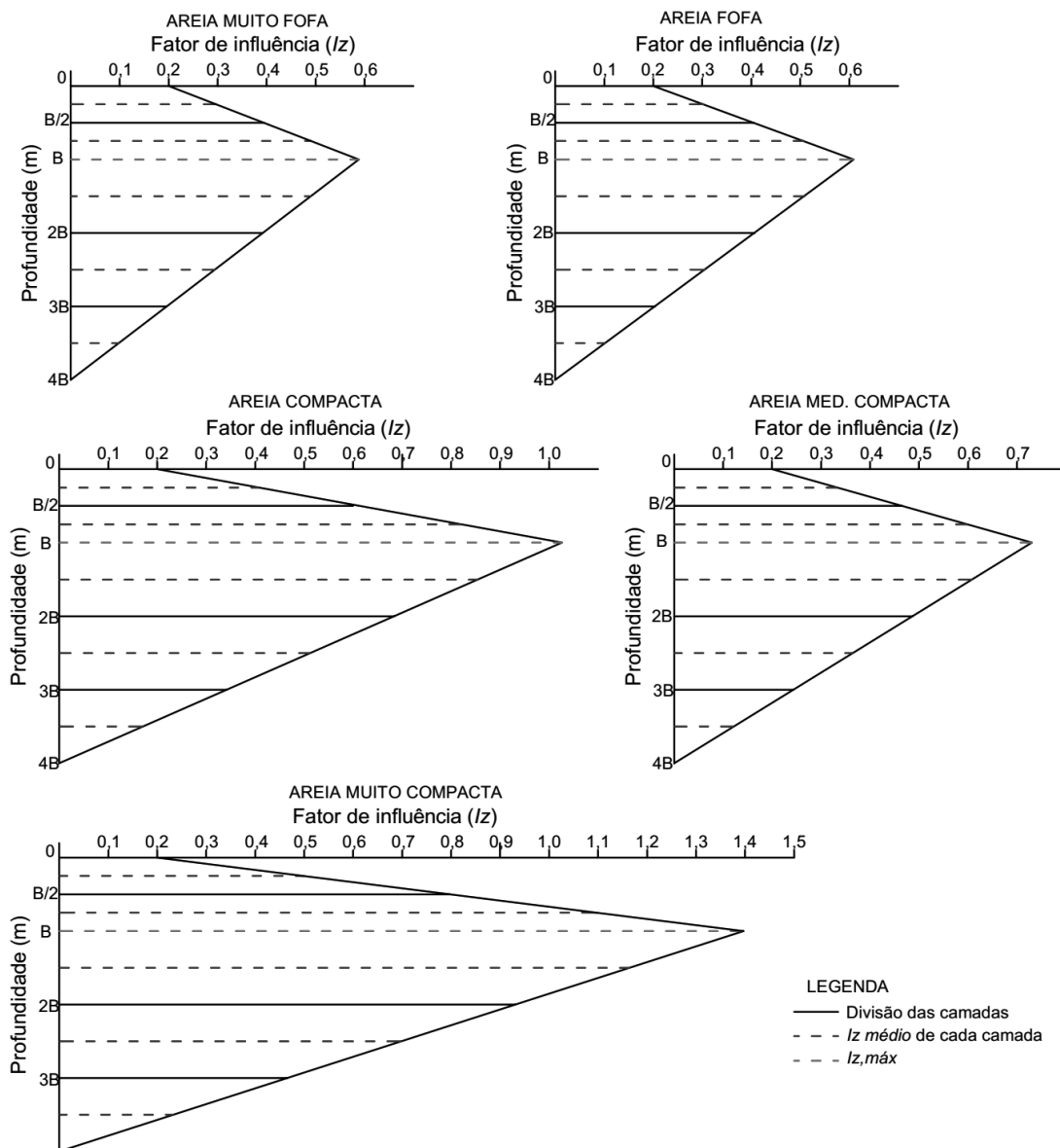


Figura 23 - Diagrama traçado para o cálculo do recalque pelo método do Schmertmann *et al.* de 1978.

3.2.4 Dimensionamento da parede-diafragma

A estimativa de altura da parede-diafragma foi realizada aplicando-se a Teoria de Rankine (item 2.5.2) para a determinação dos empuxos atuantes, aplicando a equação (57) para o empuxo ativo e a equação (61) para o empuxo passivo, juntamente com o método de Blum (item 2.5.4.1) para o cálculo da ficha mínima.

No dimensionamento da altura da parede considerou-se uma sobrecarga de 10 kPa, a qual, segundo Marzionna *et al.* (1998), é comumente utilizada no cálculo das paredes de contenção como sobrecarga acidental devido a edifícios próximos à escavação, depósitos de materiais nas proximidades, equipamentos, entre outros.

A determinação da altura da parede foi realizada com base no roteiro descrito por Tacitano (2006) para o dimensionamento da ficha, apresentado a seguir:

- a) Estimou-se inicialmente o comprimento de ficha (f) para solos granulares conforme a Tabela 17;
- b) Definiu-se a posição de R a partir de $f' = f / 1,20$;
- c) Traçou-se o diagrama total de empuxos (Figura 18);
- d) Calculou-se a soma de momentos em torno de R verificando-se a condição: caso os momentos anti-horários excedessem os horários, o comprimento da ficha seria insuficiente, senão o comprimento de ficha seria excessivo;
- e) Admitiu-se um novo comprimento de ficha e reproduziu-se os passos anteriores até ser verificado o equilíbrio de momentos em R ;

Tabela 17 - Estimativa do comprimento da ficha, conforme a altura (H') da escavação

Designação do solo	Comprimento da ficha f
Compacto	$0,75 H'$
Medianamente Compacto	$1,00 H'$
Fofo	$1,10 H'$
Muito fofo	$2,00 H'$

Fonte: Clayton *et al.* (1993 *apud* TACITANO, 2006).

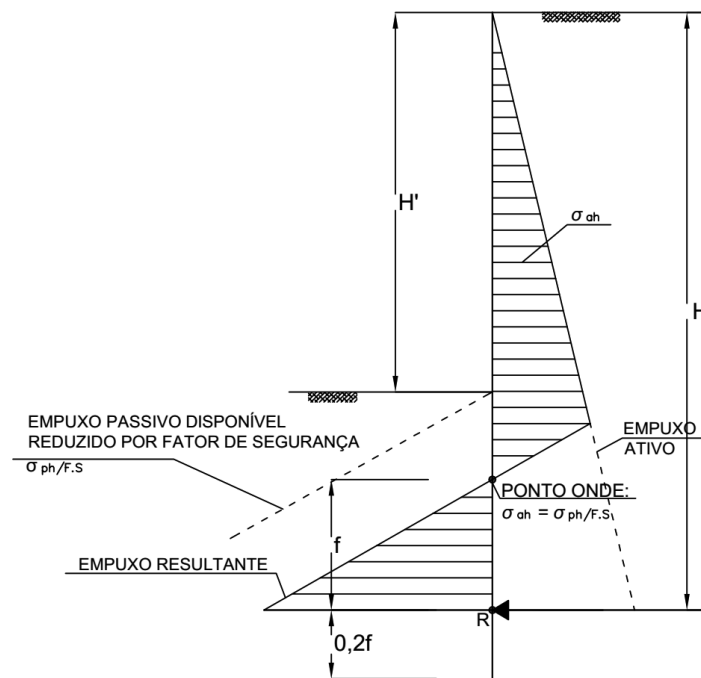


Figura 24 - Representação esquemática para aplicação do Método de Blum à parede em balanço com ficha mínima
 Fonte: Adaptado de Mota (2008).

Os comprimentos verticais das paredes-diafragma foram, então, determinados somando-se o comprimento da ficha à altura de escavação (3 m), como apresenta a Tabela 18.

Tabela 18 – Comprimento de ficha e alturas calculada e adotada para as paredes-diafragma

Tipo de Areia	f (m)	$f \cdot 1,2$ (m)	Altura calculada (m)	Altura adotada (m)
Muito Fofa	11,5	13,50	16,50	16,50
Fofa	7,38	8,86	11,86	12,00
Medianamente Compacta	4,31	5,17	8,17	8,50
Compacta	2,73	3,28	6,28	6,50
Muito Compacta	2,01	2,41	5,41	5,50

3.3 MODELAGEM NUMÉRICA

3.3.1 Modelagem com parede-diafragma

As modelagens com a parede-diafragma têm por finalidade analisar os recalques e rotações sofridos pela sapata corrida que simula uma obra de vizinhança. A sapata corrida foi submetida à aplicação de carregamento admissível líquido, sujeita a influência de deslocamentos devido a uma escavação contida por uma parede-diafragma em uma região nas proximidades.

3.3.1.2 Delimitação da geometria

As condições de geometria da modelagem numérica foram propostas em função da altura H da parede-diafragma, conforme exhibe o esquema da Figura 25, baseado na pesquisa de Reffatti (2002). Fixou-se a espessura da parede-diafragma em 0,3 m e sua distância em relação a sapata corrida em 0,5 m. Na Tabela 19 constam os valores da geometria adotada em cada simulação.

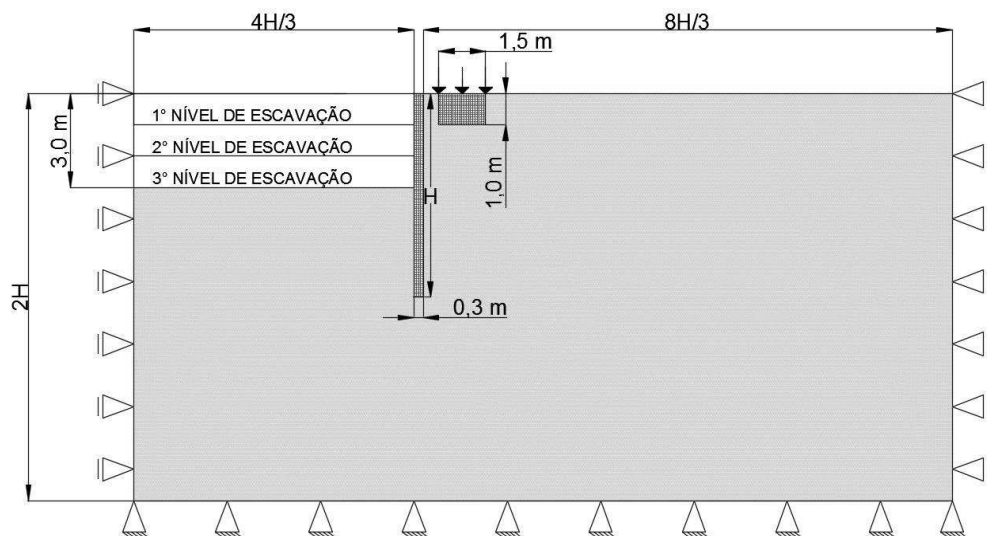


Figura 25 - Esquema com as dimensões propostas para a modelagem numérica.

Tabela 19 – Dimensões da geometria calculadas em função da altura H da parede-diafragma

Tipo de Areia	Altura H (m)	Vertical $2H$ (m)	$4H/3$ (m)	$8H/3$ (m)	Horizontal (m)
Muito Fofa	16,50	33,00	22,00	44,00	66,30
Fofa	12,00	24,00	16,00	32,00	48,30
Med. Compacta	8,50	17,00	11,40	22,60	34,30
Compacta	6,50	13,00	8,70	17,30	26,30
Muito Compacta	5,50	11,00	7,40	14,60	22,30

3.3.1.3 Condições de contato

A primeira etapa para a modelagem foi a criação das *Parts*, as quais são os blocos de elaboração de um modelo no Abaqus. Este modelo foi subdividido de maneira que representasse as delimitações do solo, da parede-diafragma e da sapata corrida, totalizando três *Parts*. Na Figura 26, os espaços vazios (em branco) representam as partes destinadas parede-diafragma (esquerda) e a sapata corrida (direita), a outra parte representa o solo.



Figura 26 – Criação da parte que representa o solo.

Desta forma, pode-se identificar as superfícies de contato entre o solo e a parede-diafragma e entre o solo e a sapata corrida, criando-se uma interação solo-estrutura. No Abaqus existem duas maneiras de realizar a interação de contato entre elementos: *Nó-Superfície* (N-S) e *Superfície-Superfície* (S-S). Independentemente da condição de contato a ser utilizada deve-se adotar uma superfície como *Mestre* e outra como *Escrava* (Figura 27). Em resumo, pode-se dizer que a superfície *Mestre* ditará o comportamento da superfície *Escrava*.

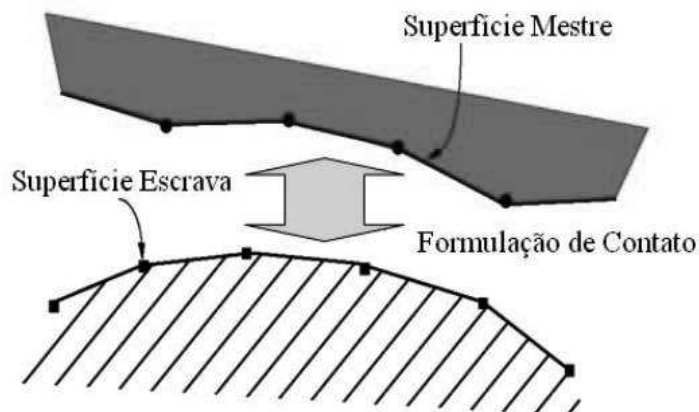


Figura 27 - Exemplo da interação das superfícies de contato
 Fonte: Lautenschläger (2010 *apud* ABAQUS, 2009).

No caso desta pesquisa, adotou-se como superfície *Mestre* a sapata corrida, na interação solo-fundação e como superfície *Escrava* a parede-diafragma, no contato solo-contenção. Por consequência, o solo atuou como superfície *Escrava* no contato com a sapata corrida, sendo governado pelos esforços atuantes na sapata, e como *Mestre* no contato com a parede-diafragma, governando os esforços atuantes no contato com a parede.

O contato entre os elementos foi definido com dois tipos de comportamento: tangencial e normal. Para o comportamento tangencial tomou-se um coeficiente de atrito de 0,4 como penalidade para o contato. Tal coeficiente foi adotado por meio de tentativas de convergência, de modo que todos os modelos convergissem com o mesmo valor. Por sua vez, o comportamento normal de contato foi assumido como

Hard Contact, juntamente com o método da penalidade, o qual foi adotado com uma rigidez de contato padrão do Abaqus.

Lautenschläger (2010) explica em sua pesquisa que este método não emprega uma função suave que determine a penetração de contato, ou seja, a partir do momento em que se constata o contato, a pressão é aplicada em sequência com penetração praticamente nula. Ainda segundo o autor, tal pressão aplicada é a necessária para que a superfície *Escrava* chegue à posição especificada pelo valor de penetração limite estabelecido.

3.3.1.4 Propriedades dos materiais

Foram criados dois tipos de materiais: um com as propriedades do solo e outro com as propriedades do concreto. Para a representação do concreto aplicou-se um modelo linear elástico. Os parâmetros utilizados neste modelo (módulo de Young, coeficiente de Poisson e peso específico do concreto), permaneceram constantes em todas as simulações e foram adotados conforme especificação da NBR 6118 (ABNT, 2014), como apresenta a Tabela 20.

Tabela 20 – Parâmetros de concreto utilizados para representar a parede-diafragma e a sapata corrida

Propriedades do concreto	
Módulo de elasticidade (E)	24 GPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Peso específico do concreto (γ)	25 kN/m ³

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Já para a caracterização do solo adotou-se um modelo elástico perfeitamente plástico, utilizando-se o critério de plastificação de Drucker-Prager, combinado por meio da equação (75), com os parâmetros de Mohr-Coulomb. Os ângulos de atrito do modelo de Mohr-Coulomb e os calculados para o modelo de Drucker-Prager são apresentados na Tabela 21. Os demais parâmetros de entrada

que foram apresentados na Tabela 15 (peso específico, módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson e ângulo de dilatação) não sofreram alterações.

$$\tan \beta = \frac{3\sqrt{3 \tan \phi'}}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi'}} \quad (75)$$

Tabela 21 - Ângulos de atrito do modelo de Mohr-Coulomb corrigidos para ângulos de atrito de Drucker-Prager

Tipo de Areia	ϕ' (°) (Mohr-Coulomb)	β (°) (Drucker-Prager)
Muito Fofa	21,32	31,65
Fofa	25,95	36,31
Medianamente Compacta	33,44	42,29
Compacta	41,08	46,78
Muito Compacta	46,62	49,26

A escolha do modelo constitutivo que representaria o critério de plastificação do solo foi determinada por meio de inúmeros testes, confrontando-os com os obtidos empiricamente. Inicialmente o modelo de plastificação a ser utilizado nesta pesquisa seria o de Mohr-Coulomb, o qual é bastante utilizado pela comunidade geotécnica. Porém, os modelos apresentavam problemas de convergência dos resultados, principalmente em razão do solo ser não coesivo, diferentemente dos resultados alcançados aplicando-se o modelo de Drucker-Prager.

Lautenschläger (2010) em sua pesquisa descreve que o software Abaqus recomenda a utilização da transição dos parâmetros de Mohr-Coulomb para Drucker-Prager para ângulos de atrito inferiores à 22° e caso seja significativamente maior que este ângulo, aconselha-se utilizar o modelo de Mohr-Coulomb, pois a transição já não seria tão eficiente.

Praticamente todos os solos que foram simulados neste estudo tem ângulos de atrito maiores que este limite, contudo, como trata-se de uma pesquisa qualitativa, ou seja, tem-se o intuito de compreender e interpretar o comportamento dos solos mediante a hipótese proposta, adotou-se o critério de plastificação de Drucker-Prager, por não apresentar os problemas de convergência ocorridos no modelo de Mohr-Coulomb.

3.3.1.5 Geração da malha e condições de contorno

Assumindo-se um estado plano de deformações, a geração da malha foi realizada por meio de elementos quadriláteros, ativando-se a opção de minimização de sua transição com o intuito de reduzir a distorção da mesma. Como a versão do Abaqus estudantil limita em 1000 a quantidade de nós, a malha de elementos finitos foi refinada nas proximidades da parede-diafragma e da sapata corrida (Figura 28), permitindo-se uma análise adequada dos resultados nas regiões de maior interesse deste estudo.

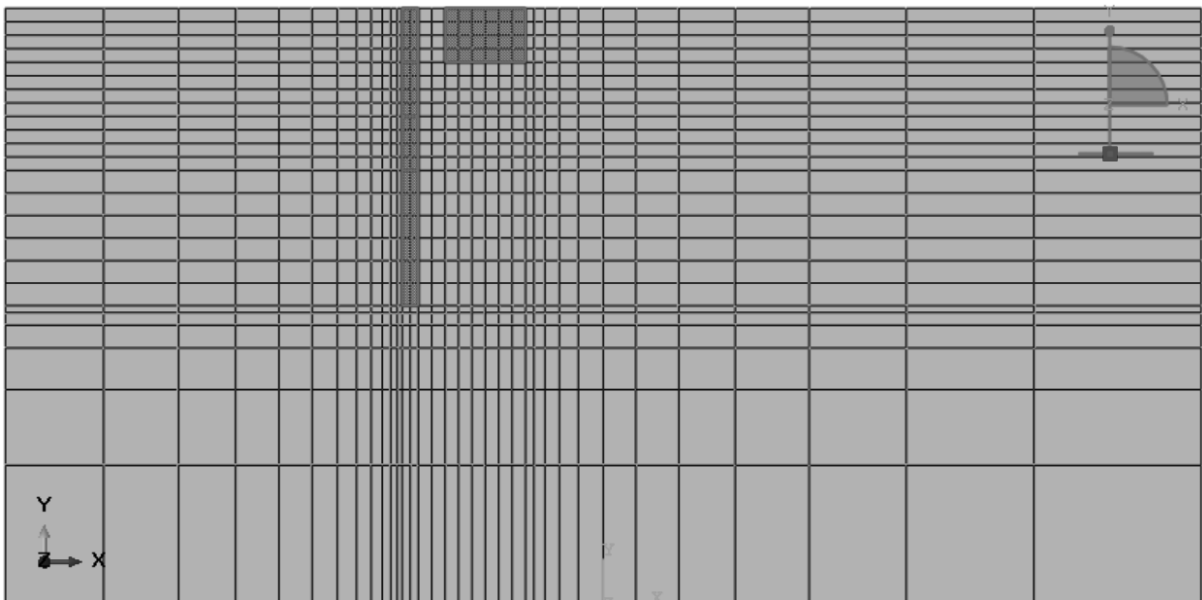


Figura 28 – Em destaque as áreas correspondentes a sapata corrida e a parede-diafragma na geração da malha de elementos finitos

As condições de contorno em todas as simulações foram definidas de maneira que representasse o comportamento de um maciço de solo, permitindo-se o deslocamento na horizontal e restringindo-se de certa forma o deslocamento vertical. Para isso, utilizaram-se apoios de segundo gênero na borda horizontal inferior e apoios de primeiro gênero nas bordas verticais (Figura 29).

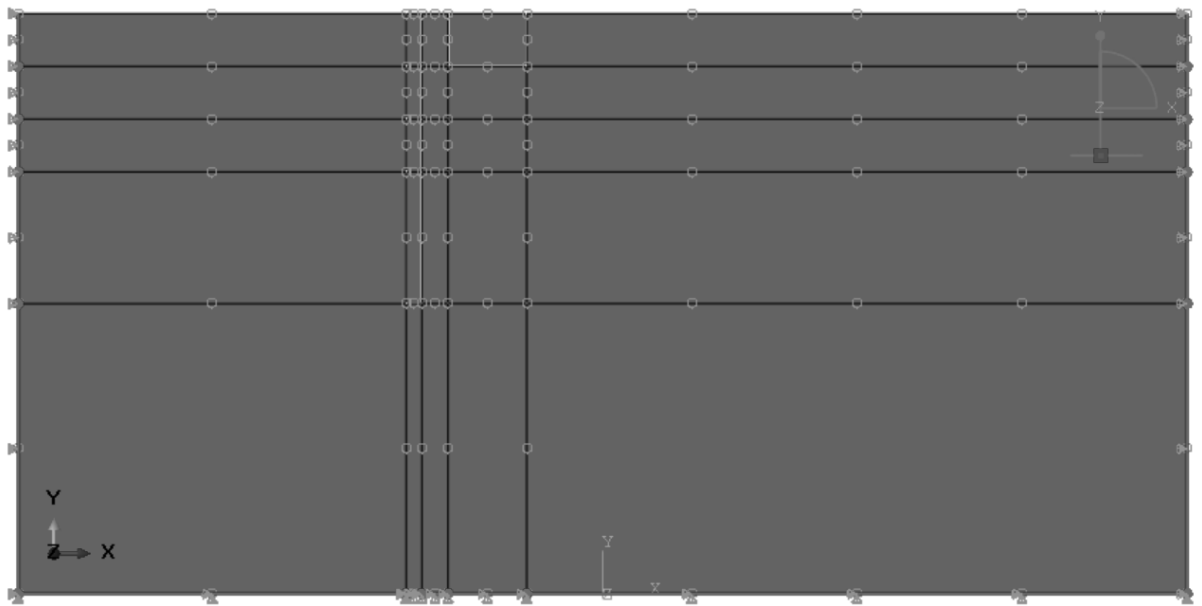


Figura 29 - Condições de contorno adotadas

3.3.1.6 Etapas da simulação

Realizaram-se as análises em etapas partindo-se do passo Geostático (*Geostatic*), que tem por finalidade introduzir as condições iniciais (*in situ*) em que o solo se encontra, assegurando o estado de tensões inicial de acordo com a profundidade. Esta especificação (realizada por meio de pares de coordenadas verticais inicial e final com suas respectivas tensões) é de grande importância para o segundo passo de aplicação da força gravitacional, pois coíbe deslocamentos elevados que poderiam levar a instabilidade do modelo.

No passo Geostático (Figura 30), tem-se como dado de entrada o coeficiente de empuxo no repouso (além das tensões *in situ*), determinado pela Equação 52 denominada como “Equação de Jaky”. Para o passo Gravidade aplicou-se um carregamento com a magnitude da aceleração da gravidade g de $9,81 \text{ m/s}^2$ em todo o modelo.

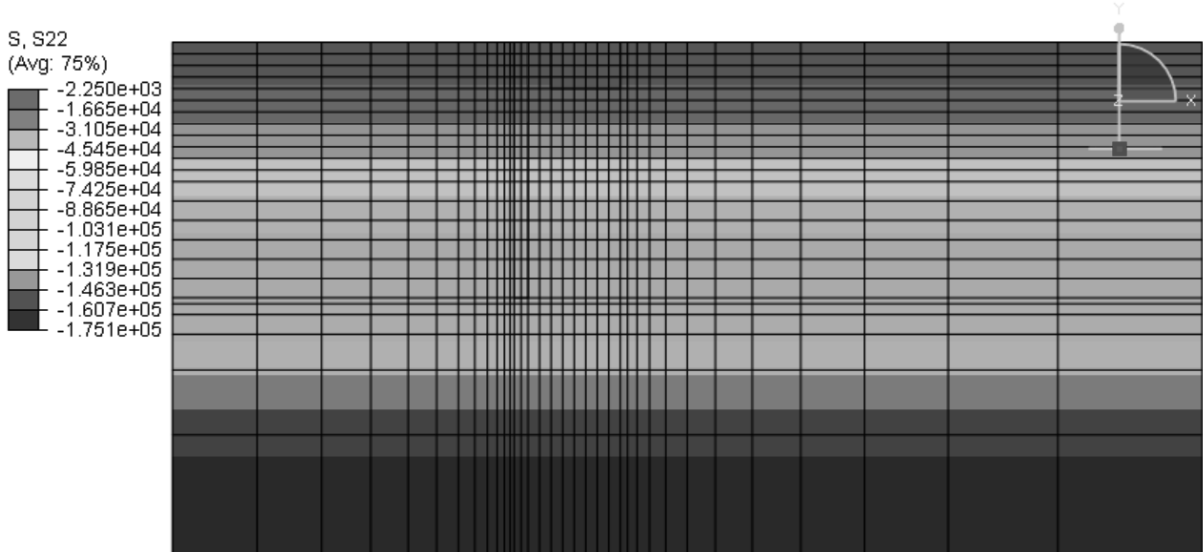


Figura 30 – Aplicação das tensões (Pa) *in situ* pelo passo Geostático

O terceiro passo consiste na aplicação do carregamento admissível líquido na estrutura de fundação. Este carregamento foi aplicado como uma pressão na superfície superior da sapata corrida, como apresentado na Figura 31.

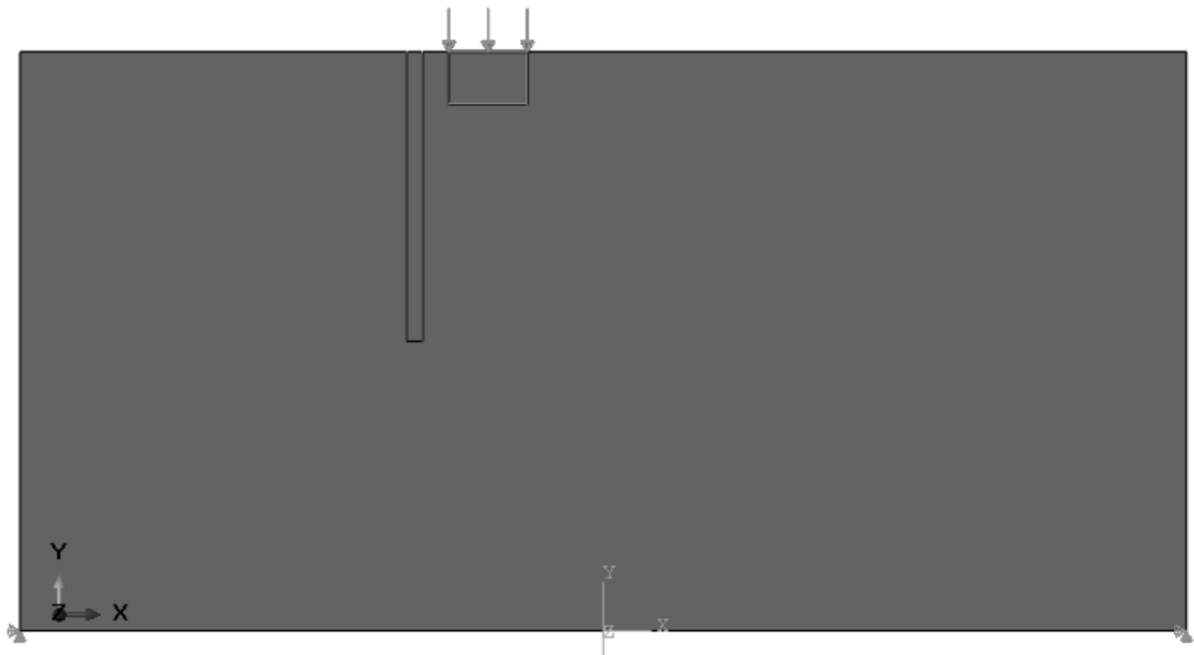


Figura 31 - Aplicação do Carregamento no 3º passo

Nos passos seguintes simulou-se o processo de escavação do subsolo, utilizando-se de interações de desativação de conjuntos de elementos que definiram

as regiões escavadas. A retirada de material foi simulada até 3 m de profundidade. Em alguns modelos dividiu-se os conjuntos de elementos a cada 0,25 m e em outros a cada 0,50 m dependendo da discretização da malha adotada em cada análise. Portanto, alguns modelos tiveram mais e outros menos etapas para simular o processo de escavação, variando entre 6 e 12 passos.

A próxima etapa realizada foi a retirada dos dados de saída do programa. Para a verificação dos resultados de recalque e rotação da sapata, criou-se um caminho (*path*) feito por uma lista de nós na superfície superior da sapata corrida (Figura 32). As unidades de saída do programa para os deslocamentos estão em metros (m) e para as tensões estão Pascal (Pa).

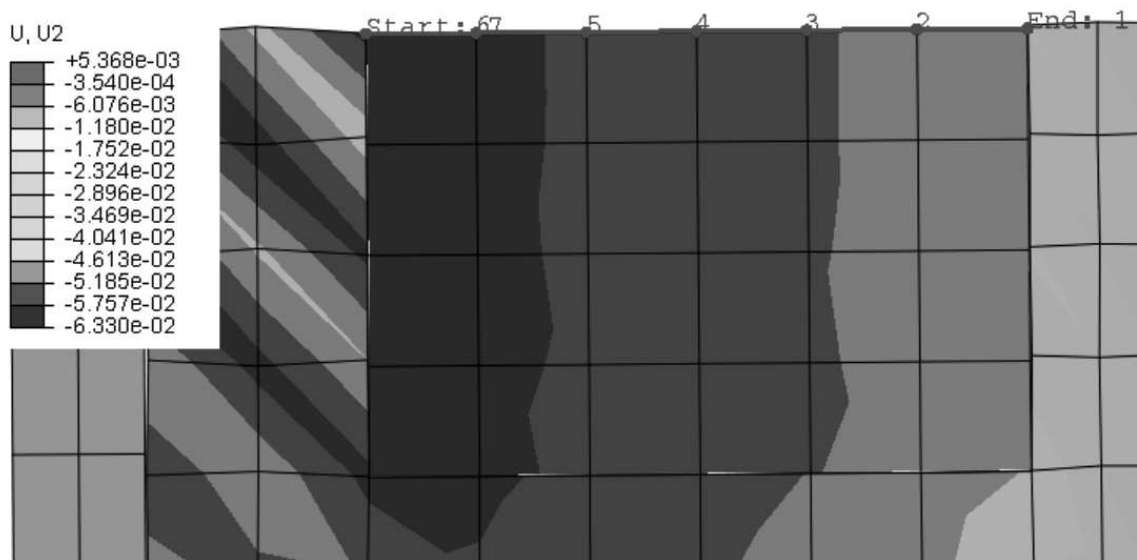


Figura 32 – Caminho de nós criado para a retirada de dados

Os recalques de cada modelo foram verificados apenas no nó que representa a metade da largura da sapata (no caso da Figura 32 seria o nó 4 do caminho), verificando sempre os deslocamentos verticais ao final do processamento de cada passo.

Já os dados deslocamentos para verificar as rotações foram obtidos pelo caminho inteiro de nós criado na superfície da sapata corrida. Assim como para obtenção dos resultados de recalques, verificaram-se os deslocamentos verticais no fim de cada passo.

3.3.2 Modelo sem a parede-diafragma

A modelagem sem a parede-diafragma ocorreu de maneira similar à que considera a parede-diafragma (Figura 33), entretanto, os modelos apresentam as seguintes diferenças:

- Criação de duas *Parts* em vez de três, em que, uma é para o solo e outra é para a sapata corrida. Logo, a interação de contato foi apenas entre as superfícies da sapata corrida (*Mestre*) e do solo (*Escrava*);
- O refinamento da malha ocorreu nas proximidades da sapata corrida.
- As etapas simuladas foram somente do passo Geostático até ao de aplicação do carregamento admissível líquido.

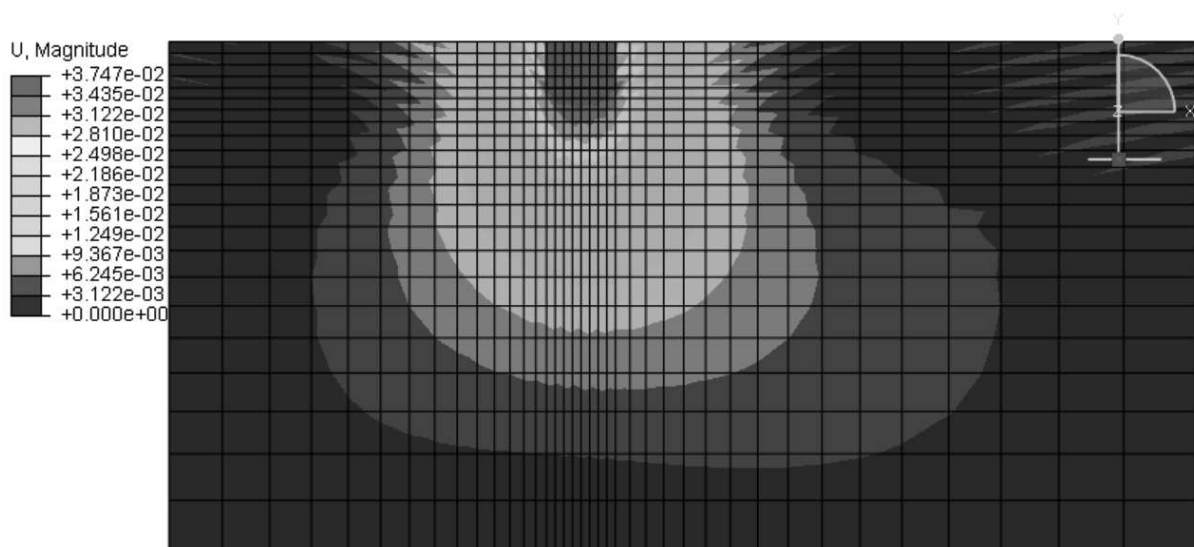


Figura 33 - Modelo sem a parede-diafragma

3.3.3 Validação do modelo

Com o intuito de permitir verificar se os valores obtidos nos modelos numéricos estavam dentro da ordem de grandeza estimada para as condições simuladas, o estudo preliminar realizado para estimar previamente os recalques ocorridos por meio de métodos semi-empíricos foi importante. Os resultados semi-

empíricos foram confrontados diretamente como os obtidos na simulação do modelo sem a parede-diafragma.

Outra observação feita para nortear a calibração das modelagens, foi a verificação da tensão efetiva do solo no modelo sem a parede-diafragma por meio dos passos Geostático e Gravidade.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 MODELO SEM PAREDE-DIAFRAGMA

4.1.1 Comparação de recalques entre simulações e métodos semi-empíricos

De acordo com Cintra *et al.* (2011), o método de Schmertmann (1970) teve como base análises teóricas, estudos em modelos e simulações em elementos finitos, enquanto que o método de Schmertmann *et al.* (1978), foi um aperfeiçoamento do anterior. Como estes métodos são recomendados para estimativa de recalque em solos arenosos e também houve fundamentação em método dos elementos finitos, escolheram-se estes para comparação com os resultados das simulações.

Os recalques encontrados pelas simulações sem a parede-diafragma e pelos métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978) são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 - Recalques obtidos pelas simulações e pelos métodos semi-empíricos.

Tipo de Areia	Recalque (mm)		
	Método de Schmertmann (1970)	Método de Schmertmann <i>et al.</i> (1978)	Método dos Elementos Finitos
Muito Fofa	3,87	7,06	14,84
Fofa	2,19	4,13	8,71
Medianamente Compacta	3,99	8,89	9,97
Compacta	10,76	33,05	22,05
Muito Compacta	21,40	88,48	37,20

Analisando-se somente os recalques estimados pelos métodos semi-empíricos, observa-se que o método de Schmertmann (1970) apresentou valores menores que os encontrados pelo método de Schmertmann *et al.* (1978). Isso pode

ser justificado pelo fato de um método diferenciar sapatas corridas de quadradas. Assim, utilizou-se diferentes correlações para o cálculo de E_s , o qual ocasionou em índices de deformação específica de pico maiores no método de Schmertmann (1978) do que o sugerido pelo método de Schmertmann de (1970).

Entretanto, comparando-se estes resultados com os obtidos nas simulações, verificou-se que as areias muito fofa, fofa e medianamente compacta tiveram recalques maiores que os métodos semi-empíricos. Enquanto que as areias compacta e muito compacta apresentaram valores intermediários entre os dois métodos.

Andrade (1982 *apud* VELLOSO e LOPES, 2010) avaliou em sua pesquisa com provas de carga em placa e sapatas, que os métodos semi-empíricos aqui utilizados são métodos de caráter conservativo. Este era o motivo principal de esperar-se inicialmente que os resultados das simulações fossem menores que os encontrados pelos métodos semi-empíricos.

Bungenstab *et al.* (2010) descrevem que a utilização de correlação entre valores de N_{SPT} podem trazer estimativas grosseiras de E_s para o cálculo de recalques pelos métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978).

Da mesma forma que as correlações podem acarretar erros nas estimativas de E_s , podem gerar imprecisão na estimativa dos demais parâmetros, influenciando diretamente nos resultados.

4.1.2 Movimentação do solo no modelo sem a parede-diafragma

Os deslocamentos resultantes no modelo sem a parede-diafragma em cada simulação são ilustrados nas Figuras 34, 35, 36, 37 e 38 por vetores (indicando o sentido, a direção e a intensidade) distribuídos nos nós da malha de elementos finitos.

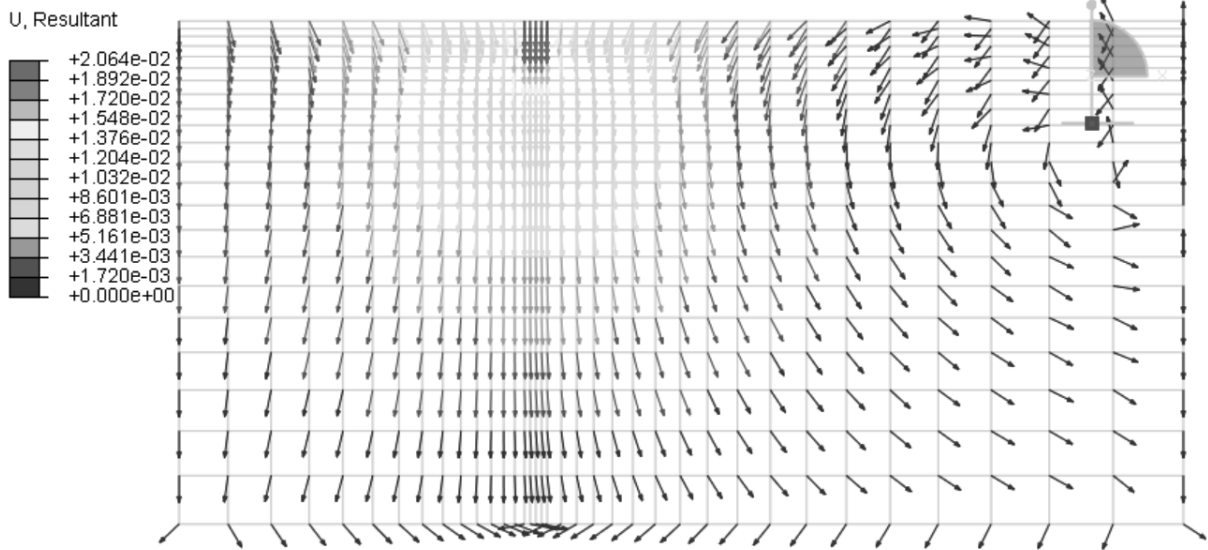


Figura 34 - Resultante dos deslocamentos ocorridos no modelo sem a parede-diafragma na simulação em areia muito fofa

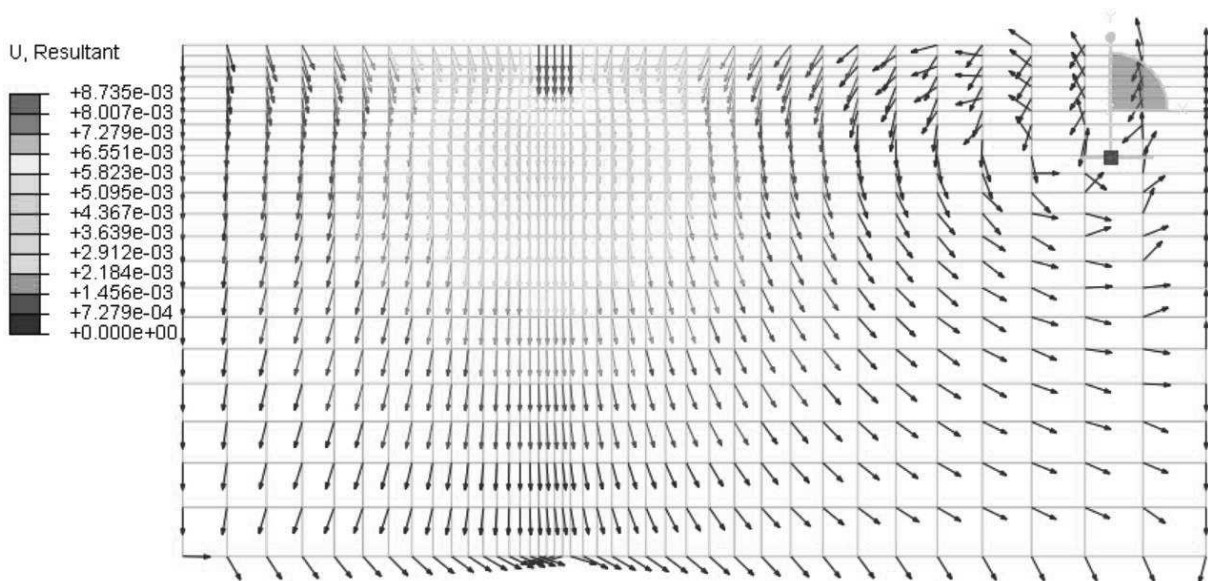


Figura 35 - Resultante dos deslocamentos ocorridos no modelo sem a parede-diafragma na simulação em areia fofa

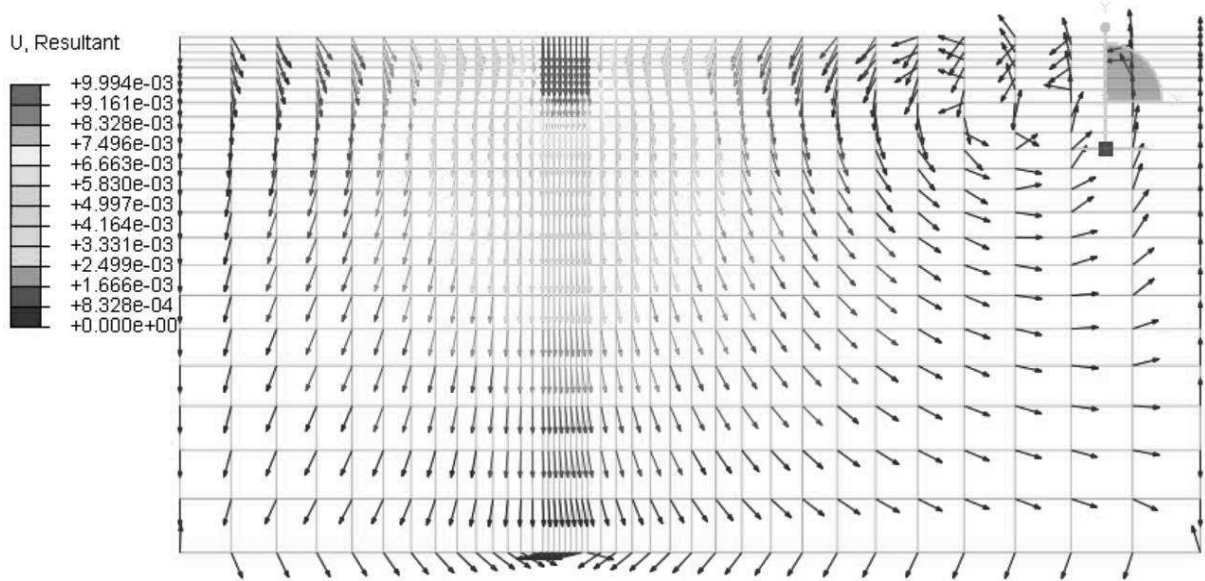


Figura 36 - Resultante dos deslocamentos ocorridos no modelo sem a parede-diafragma na simulação em areia medianamente compacta

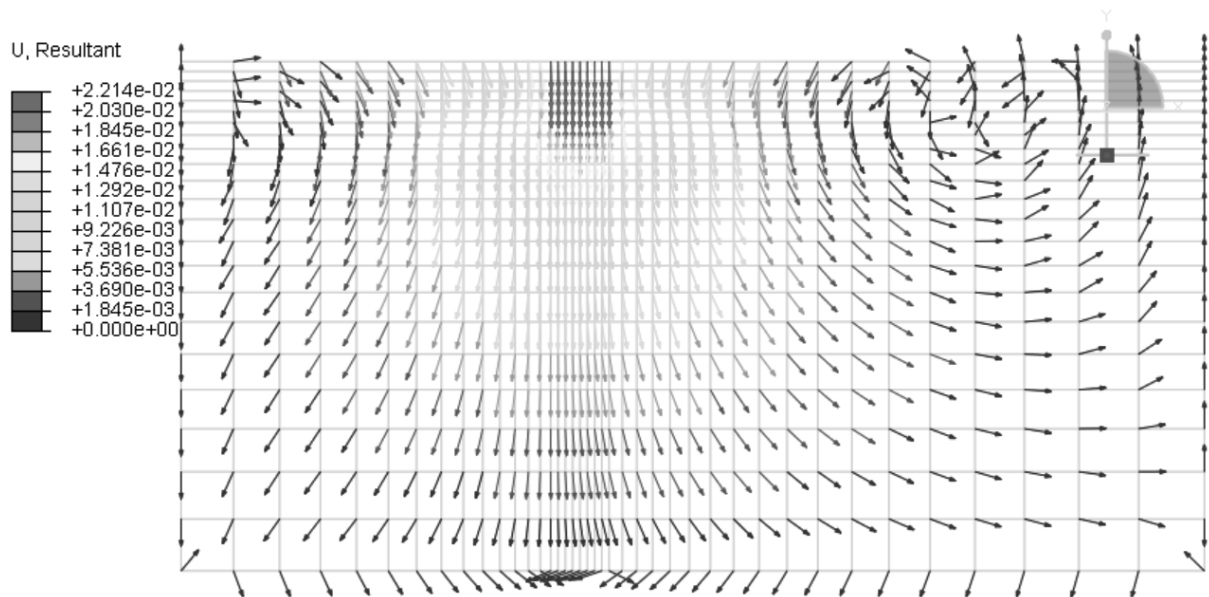


Figura 37 - Resultante dos deslocamentos ocorridos no modelo sem a parede-diafragma na simulação em areia compacta

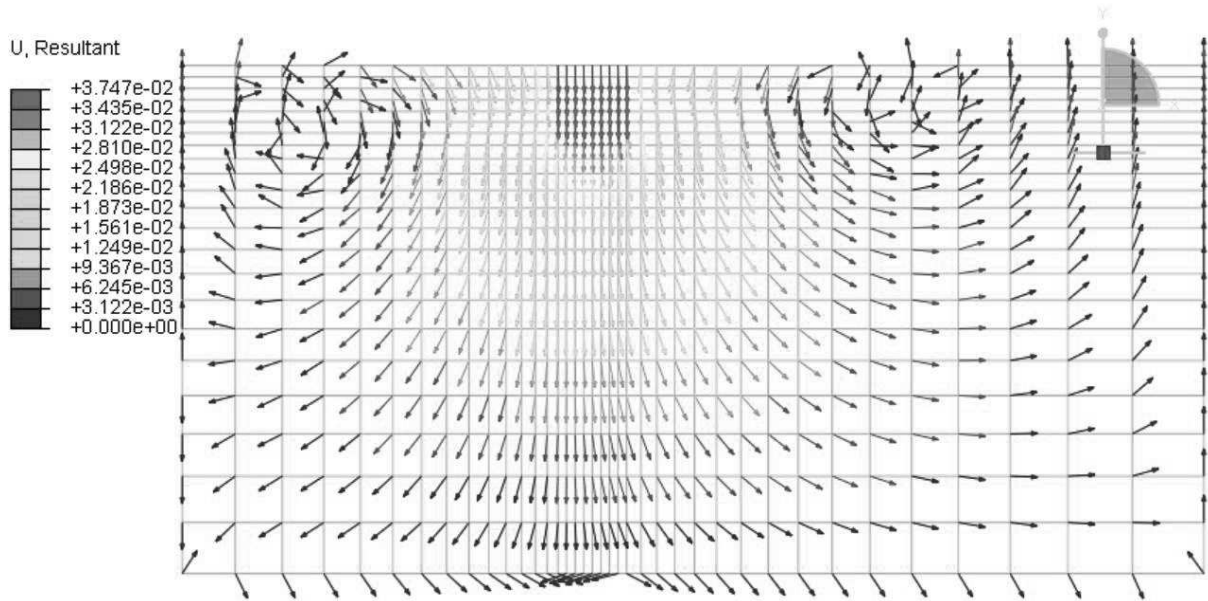


Figura 38 - Resultante dos deslocamentos ocorridos no modelo sem a parede-diafragma na simulação em areia muito compacta

Observa-se que a movimentação de solo ocorreu como se esperava e de maneira semelhante em todos os solos simulados. O solo no entorno da sapata que se encontra acima da cota de assentamento tende a ter um deslocamento descendente com componente horizontal em direção à sapata, enquanto o solo no entorno da sapata que está abaixo da cota de assentamento apresenta um movimento descendente com componente horizontal em direção oposta à sapata.

4.2 MODELO COM PAREDE-DIAFRAGMA

4.2.1 Recalques ou levantamentos encontrados em cada etapa

Os recalques ou levantamentos nos solos foram verificados no fim de cada passo em todas as simulações, porém, como alguns modelos tinham mais passos de escavação que outros, retirou-se então apenas os dados que representam a aplicação do carregamento e os que simulam cada nível de escavação, como apresenta a Tabela 23. Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010), por convenção em

fundações, os deslocamentos positivos são denominados recalques e os negativos levantamento.

Tabela 23 – Recalques ou levantamentos ocorridos por etapa em cada tipo de solo simulado.

Passos	Tipos de areia				
	Muito Fofa (mm)	Fofa (mm)	Med. Compacta (mm)	Compacta (mm)	Muito Compacta (mm)
Carregamento	13,62	7,29	12,45	28,78	47,72
1º Nível de Escavação	-7,45	6,28	12,71	30,02	49,31
2º Nível de Escavação	-27,05	3,25	13,28	31,57	50,39
3º Nível de Escavação	-57,19	-5,87	13,91	33,07	54.,46

Observa-se na Tabela 23 que o comportamento das areias medianamente compacta, compacta e muito compacta ocorreu como se esperava, ou seja, conforme ocorria a escavação os recalques iriam aumentando.

Contudo, o que chama atenção é o comportamento das areias fofas e muito fofas, pois os deslocamentos ocorrem exatamente ao contrário do que nos solos mais resistentes após a aplicação do carregamento, ocasionando em um levantamento da sapata corrida.

Para entender melhor o que acontece parte-se do instante em que o carregamento é aplicado no solo, com deslocamento vertical ocorrendo conforme apresenta a Figura 39.

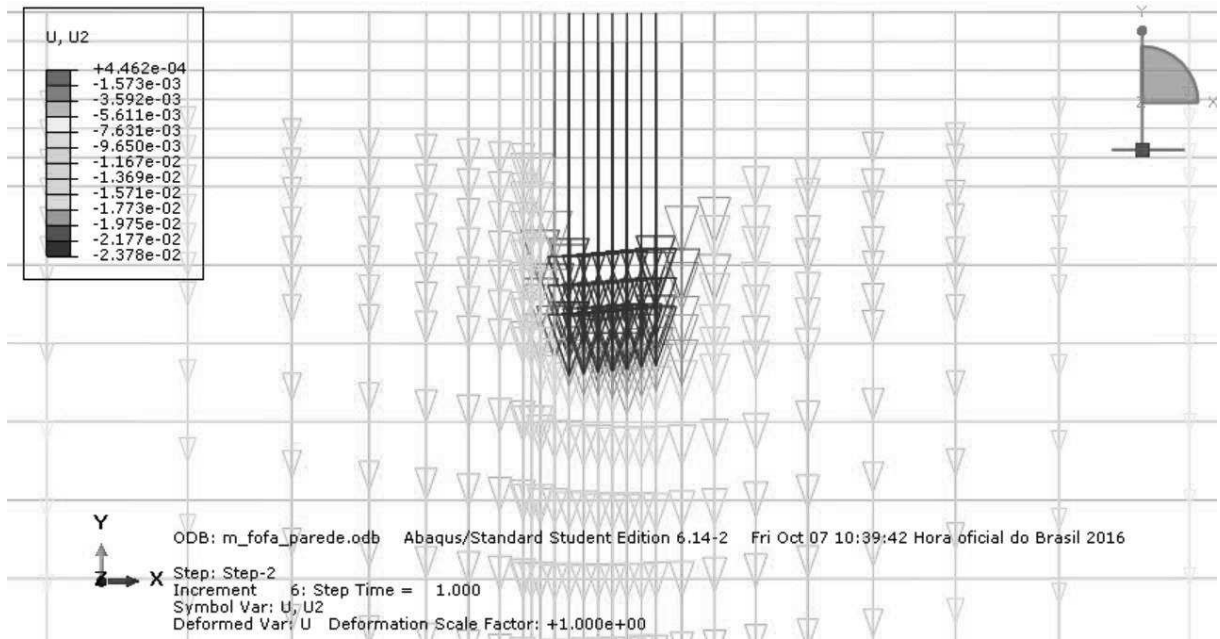


Figura 39 – Deslocamento do solo ao final do passo de aplicação do carregamento

No momento em que se retira uma cada de solo do lado esquerdo da parede-diafragma o comportamento dos deslocamentos no solo muda, ocorrendo uma diminuição de intensidade no deslocamento já ocorrido abaixo da região da sapata corrida e mudando de direção do lado esquerdo da parede-diafragma, conforme ilustra a Figura 40.

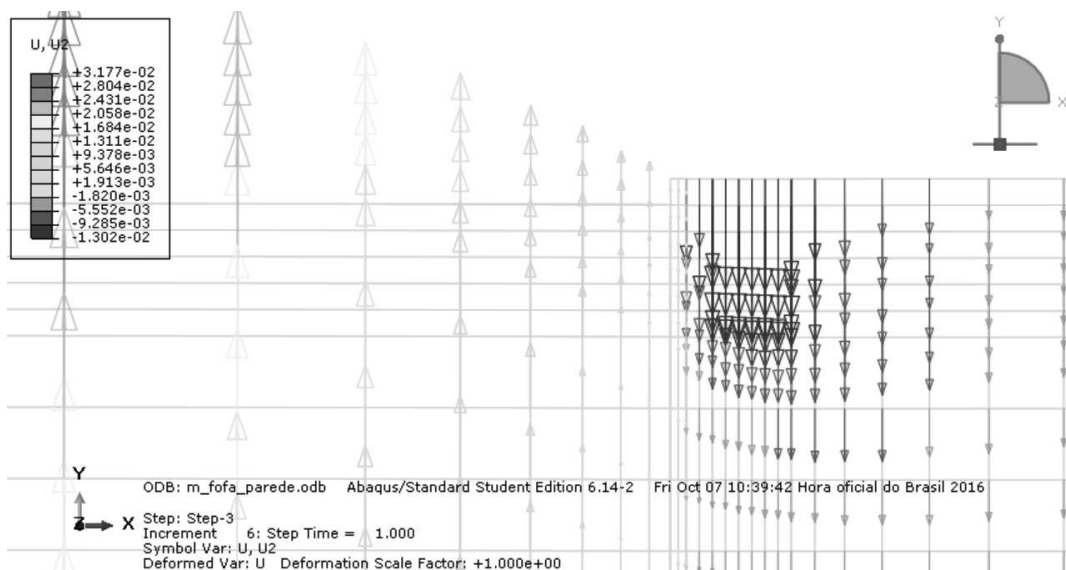


Figura 40 – Deslocamento do solo no primeiro passo de simulação da escavação

Nos próximos passos de simulação da escavação (Figura 41), a intensidade do deslocamento na sapata se reduz até o ponto em que muda de direção, enquanto isso do lado esquerdo da parede-diafragma a intensidade do deslocamento continua aumentando inclusive na região onde está a parede-diafragma

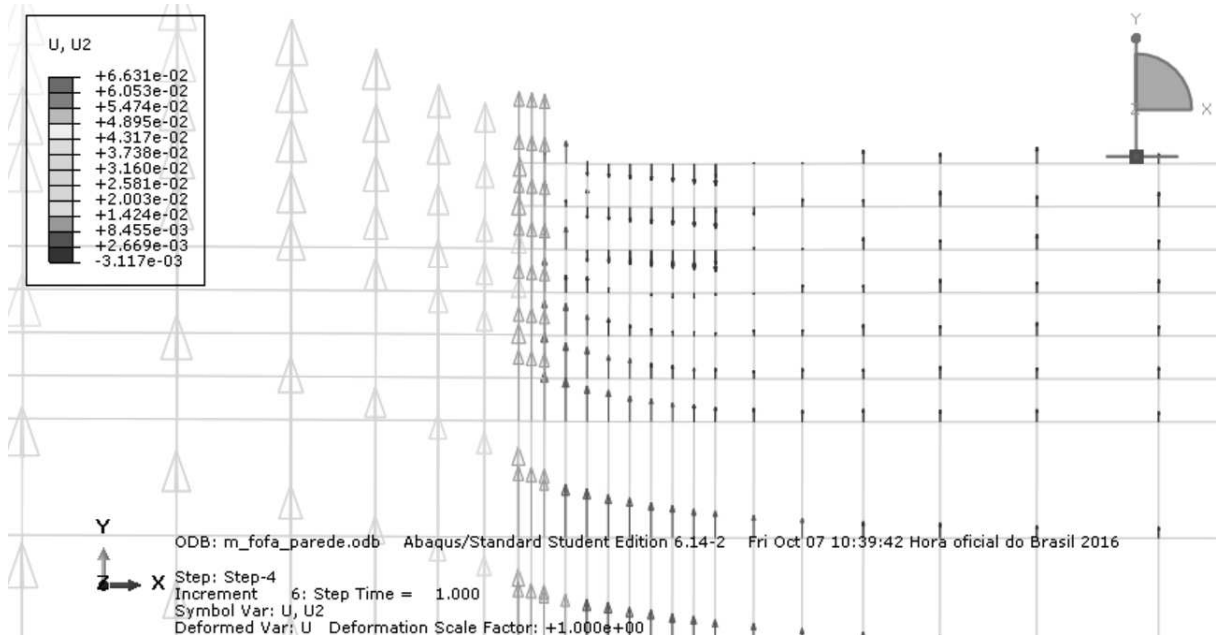


Figura 41 – Passo em que ocorre a mudança de direção no deslocamento do solo

No fim da simulação os deslocamentos do solo apresentam a configuração mostrada pela Figura 42. Observa-se que o deslocamento do solo é todo negativo com intensidade cada vez maior, comportando-se de maneira inesperada.

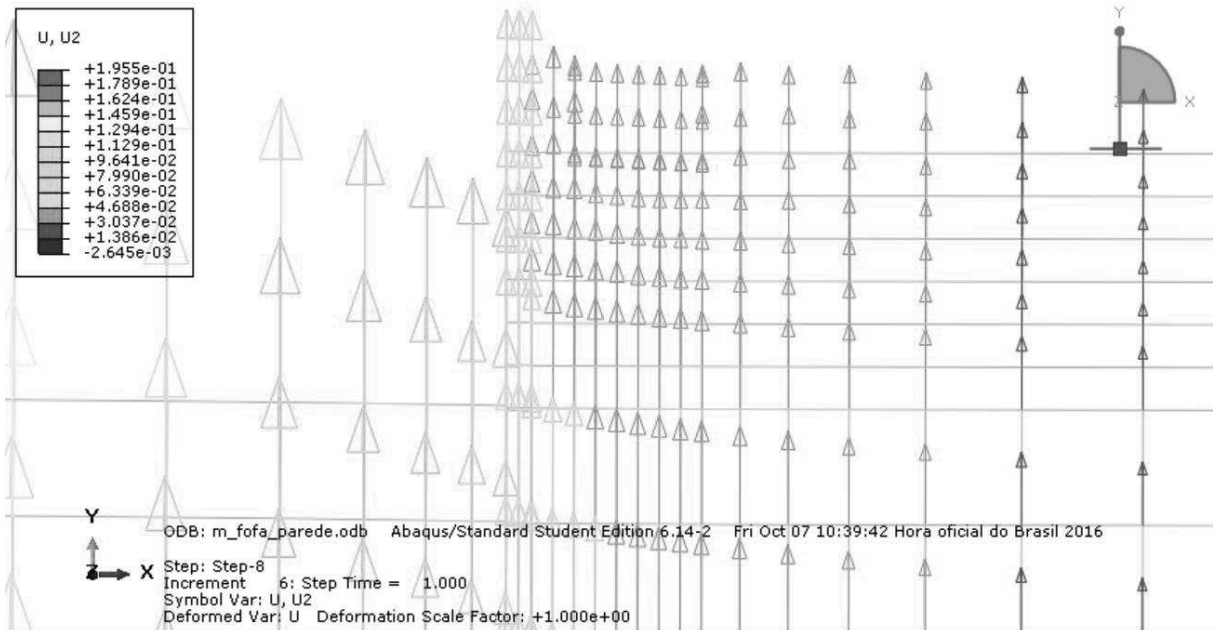


Figura 42 – Passo final do processo de escavação

Como as areias são de baixa resistência e de baixo módulo de deformabilidade este comportamento pode ser explicado imaginando os solos como um fluido (água por exemplo). Quando se retira uma camada, o solo do lado esquerdo da parede-diafragma se expande devido a diminuição do confinamento e principalmente devido aos parâmetros de elasticidade.

Tal expansão do solo no lado esquerdo da parede-diafragma, gera uma movimentação de solo do lado direito, que tenta preencher o espaço deixado pela expansão do lado esquerdo.

No entanto, essa movimentação ocorre com o solo tentando passar abaixo da base da parede-diafragma, ocasionado um deslocamento da base da parede-diafragma para o lado esquerdo, conforme observa-se na Figura 43. Como a parede-diafragma é rígida, e a situação gera um ponto de pivotamento numa altura intermediária, a parte superior da parede-diafragma se desloca para a direita, no sentido da sapata corrida, fazendo com que haja uma compressão do solo entre a parede-diafragma e a sapata corrida. Como o confinamento nessa região é baixo, devido à baixa tensão efetiva, o solo acaba subindo.

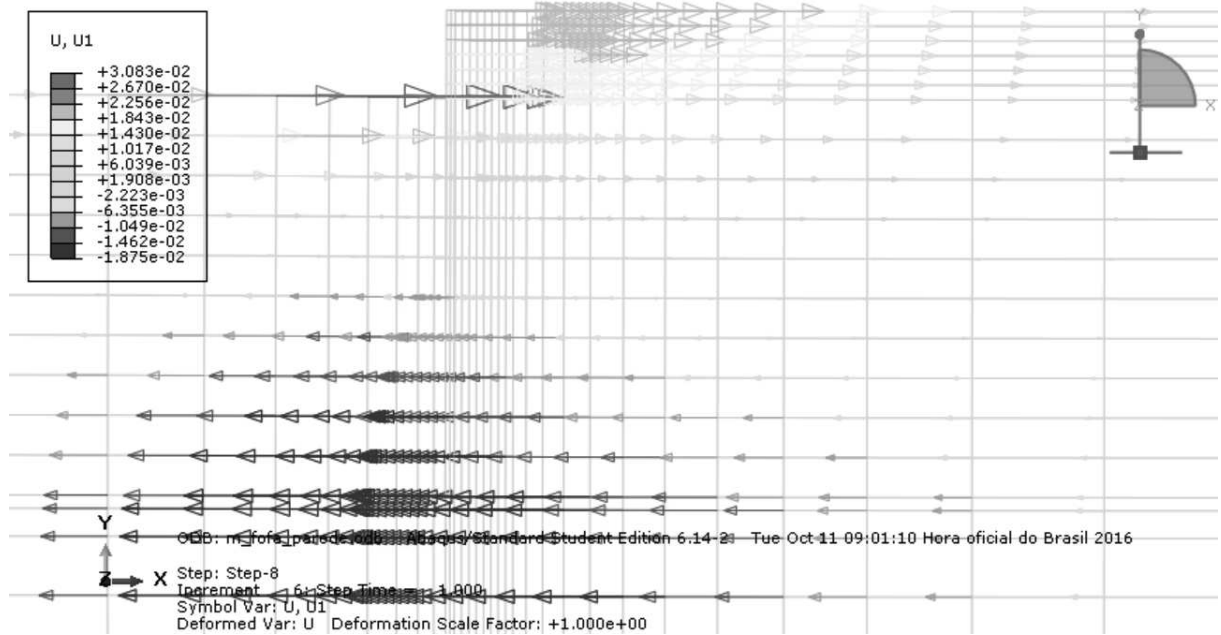


Figura 43 – Deslocamento horizontal do solo ao final da simulação

4.2.2 Deslocamentos verticais na sapata corrida encontrados em cada etapa

Com a hipótese de que a sapata corrida já estaria presente antes da construção da parede-diafragma, as análises de rotações da sapata corrida foram feitas pela variação dos deslocamentos ocorridos nas etapas de simulação da escavação. Para isso considerou-se o recalque gerado pelo carregamento como referência adotando-o como zero.

O Gráfico 1 mostra os deslocamentos ocorridos na simulação da areia muito fofa. Observa-se neste gráfico que a rotação acontece de forma mais intensa no lado esquerdo da base da sapata corrida, com deslocamento negativo em todo o caminho de nós.

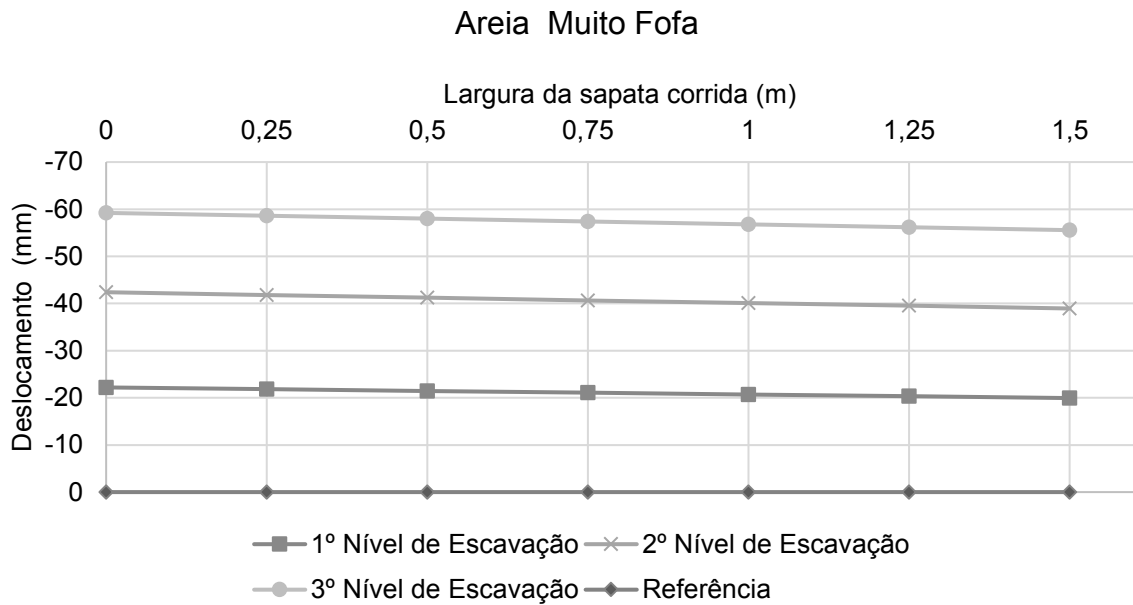


Gráfico 1 - Rotação da sapata corrida na simulação em areia muito fofa

Da mesma forma que ocorreu na simulação com areia muito fofa, a areia fofa apresentou deslocamentos negativos, porém, com intensidade menor, os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo são um pouco maiores, como apresenta o Gráfico 2.

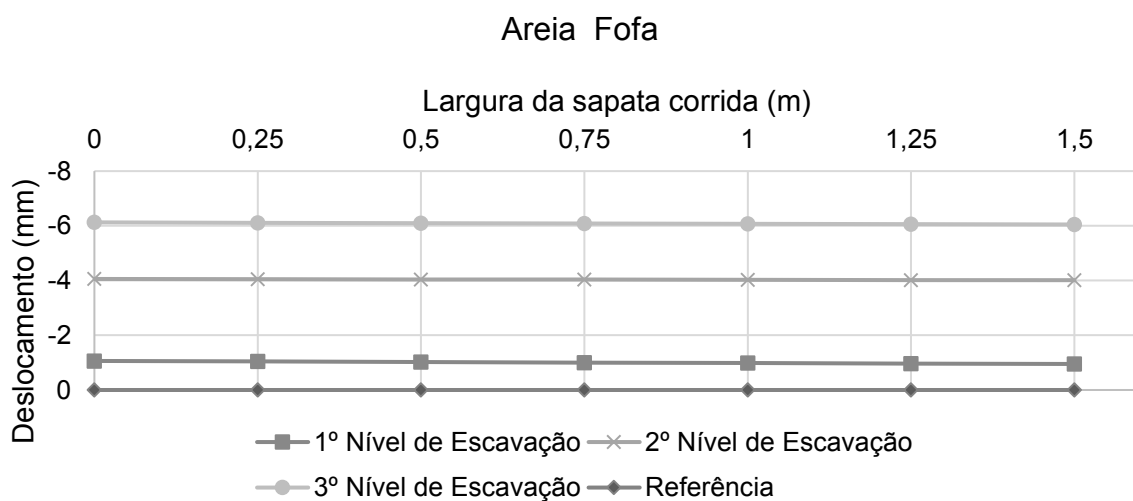


Gráfico 2 - Rotação da sapata corrida na simulação em areia fofa

Já para a areia medianamente compacta o comportamento dos deslocamentos muda de direção assim como o da rotação. Analisando o Gráfico 3 constata-se que conforme ocorre a escavação, o deslocamento vertical e a rotação aumentam.

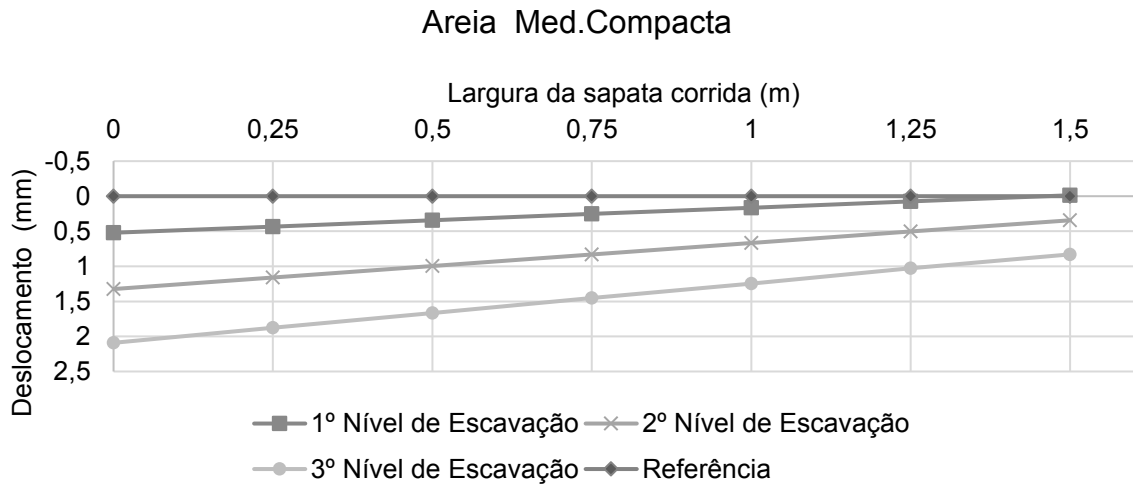


Gráfico 3 - Rotação da sapata corrida na simulação em areia medianamente compacta

Os Gráficos 4 e 5 apresentam a rotação que a sapata corrida sofreu na simulação em areia compacta e muito compacta, respectivamente. Observa-se que da mesma forma que o comportamento da areia medianamente compacta, a rotação e o deslocamento vertical crescem conforme ocorre a escavação.

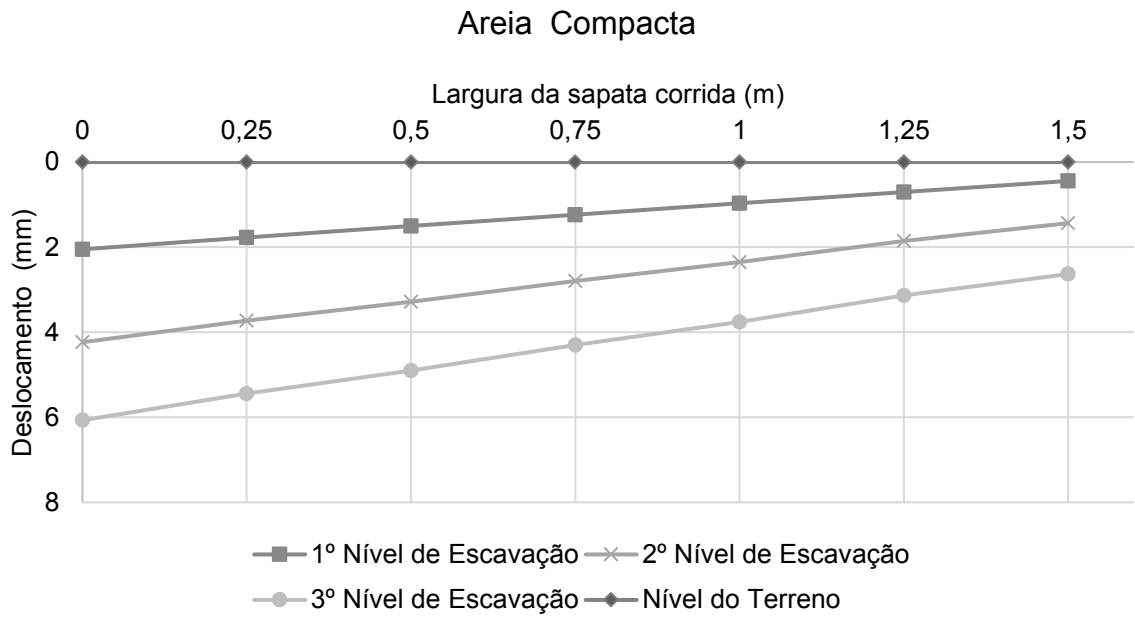


Gráfico 4 - Rotação da sapata corrida na simulação em areia compacta

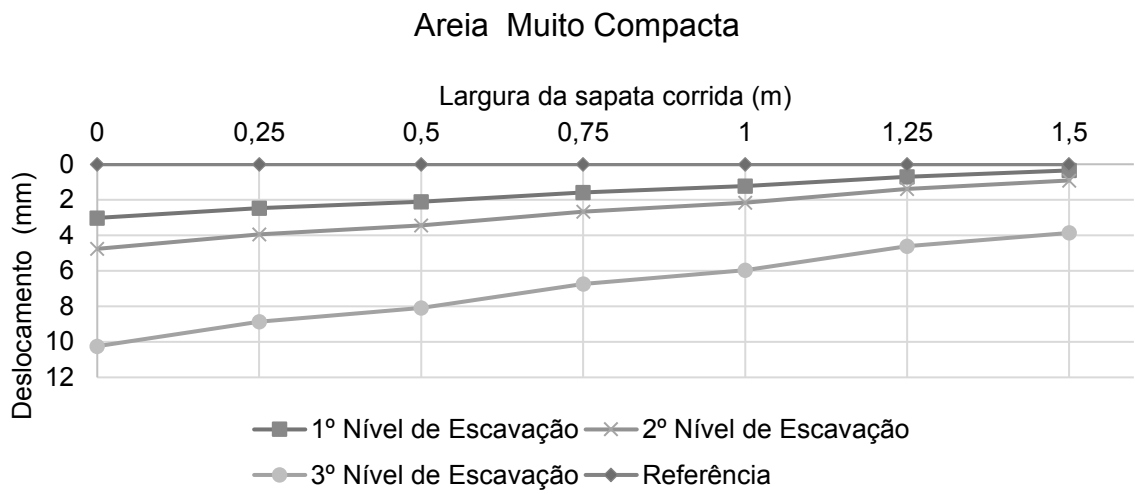


Gráfico 5 - Rotação da sapata corrida na simulação em areia muito compacta

4.2.3 Movimentação do solo no modelo com a parede-diafragma

As movimentações do solo no modelo com a parede-diafragma nas etapas de carregamento e escavação do subsolo em cada simulação são apresentadas nas Figuras 44, 45, 46, 47 e 48.

Por meio das destas figuras, observou-se no passo Carregamento que todos os solos se movimentaram de maneira semelhante ao modelo sem a parede-diafragma.

Porém, quando se inicia a etapa de escavação o comportamento da movimentação do solo muda. Esperava-se, inicialmente, que a sapata se deslocasse por causa da movimentação do solo em seu entorno devido à flexão na parede diafragma causada pela retirada da camada de solo, mas verifica-se que os comportamentos dos deslocamentos e das rotações das sapatas ocorridos nas simulações são devido ao rearranjo do solo.

Nos passos que simulam o 1º, 2º e 3º nível de escavação, nota-se que a mudança de direção da resultante de movimentação do solo ocorre de tal forma na simulação em areia muito fofa que ocasiona o levantamento da sapata corrida. Da mesma forma, só que com intensidade menor, acontece com a simulação em areia fofa. Entretanto, nas simulações em areias medianamente compacta, compacta e muito compacta apresenta-se um comportamento de recalque. Observa-se, também, que quanto mais resistente o solo, menor é o rearranjo, pois o solo consegue suportar mais esforços sem gerar grandes movimentos no interior do maciço, gerando comportamentos de deslocamentos e rotações mais próximos da expectativa inicial.

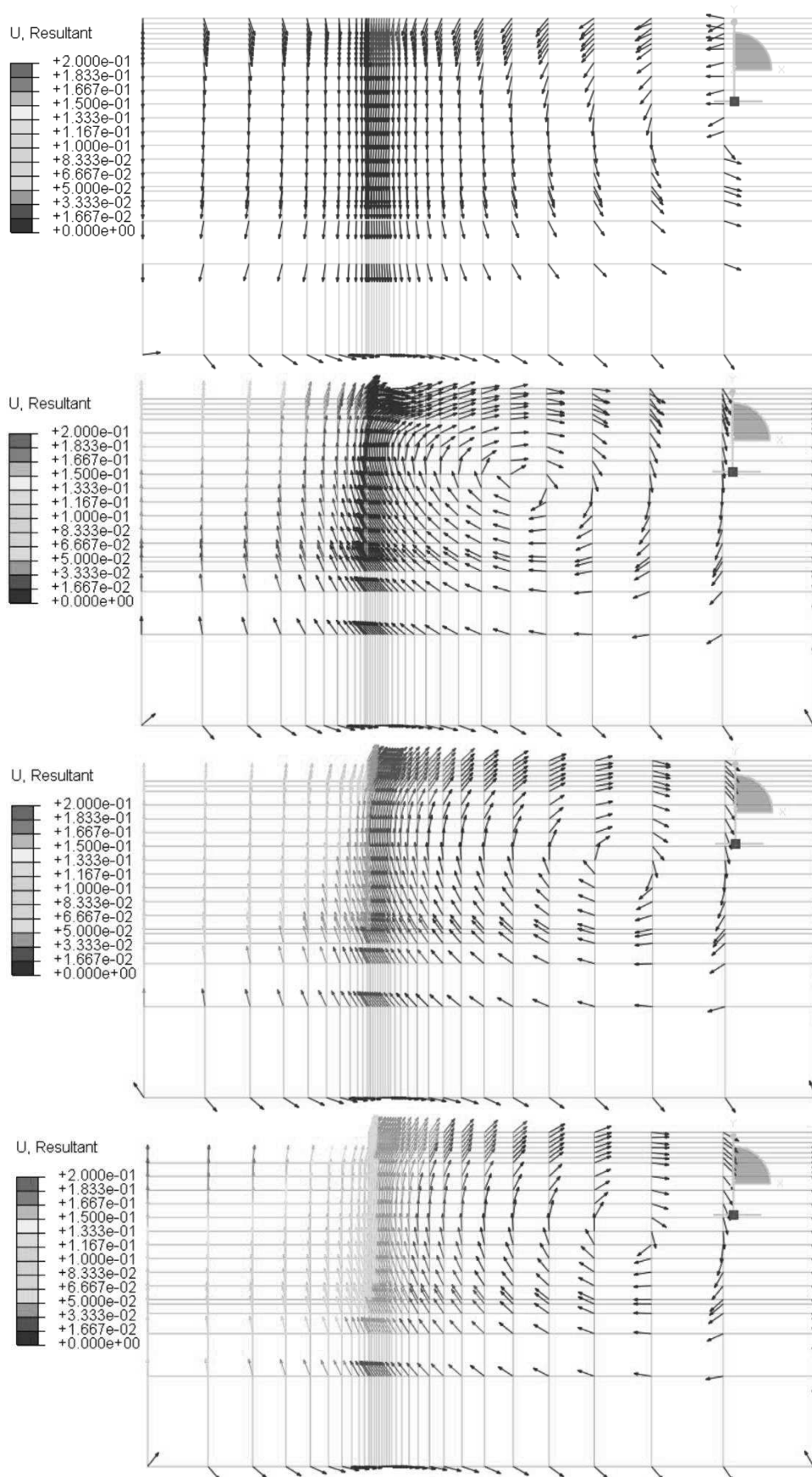


Figura 44 - Movimentação de solo na simulação em areia muito fofa nas etapas: a) Carregamento b) 1º Nível de escavação c) 2º Nível de escavação d) 3º Nível de escavação

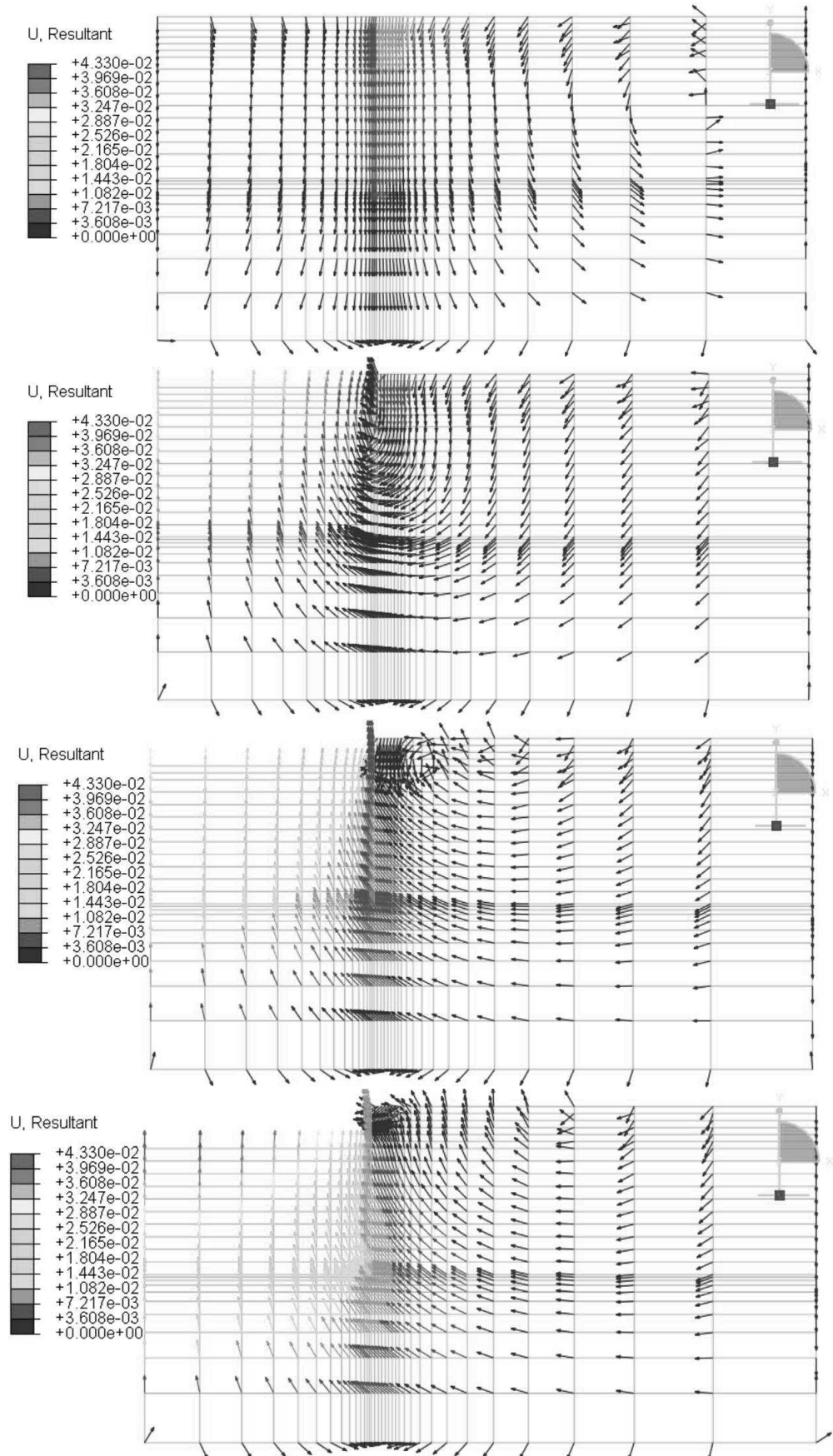


Figura 45 - Movimentação de solo na simulação em areia fofa nas etapas: a) Carregamento b) 1º Nível de escavação c) 2º Nível de escavação d) 3º Nível de escavação

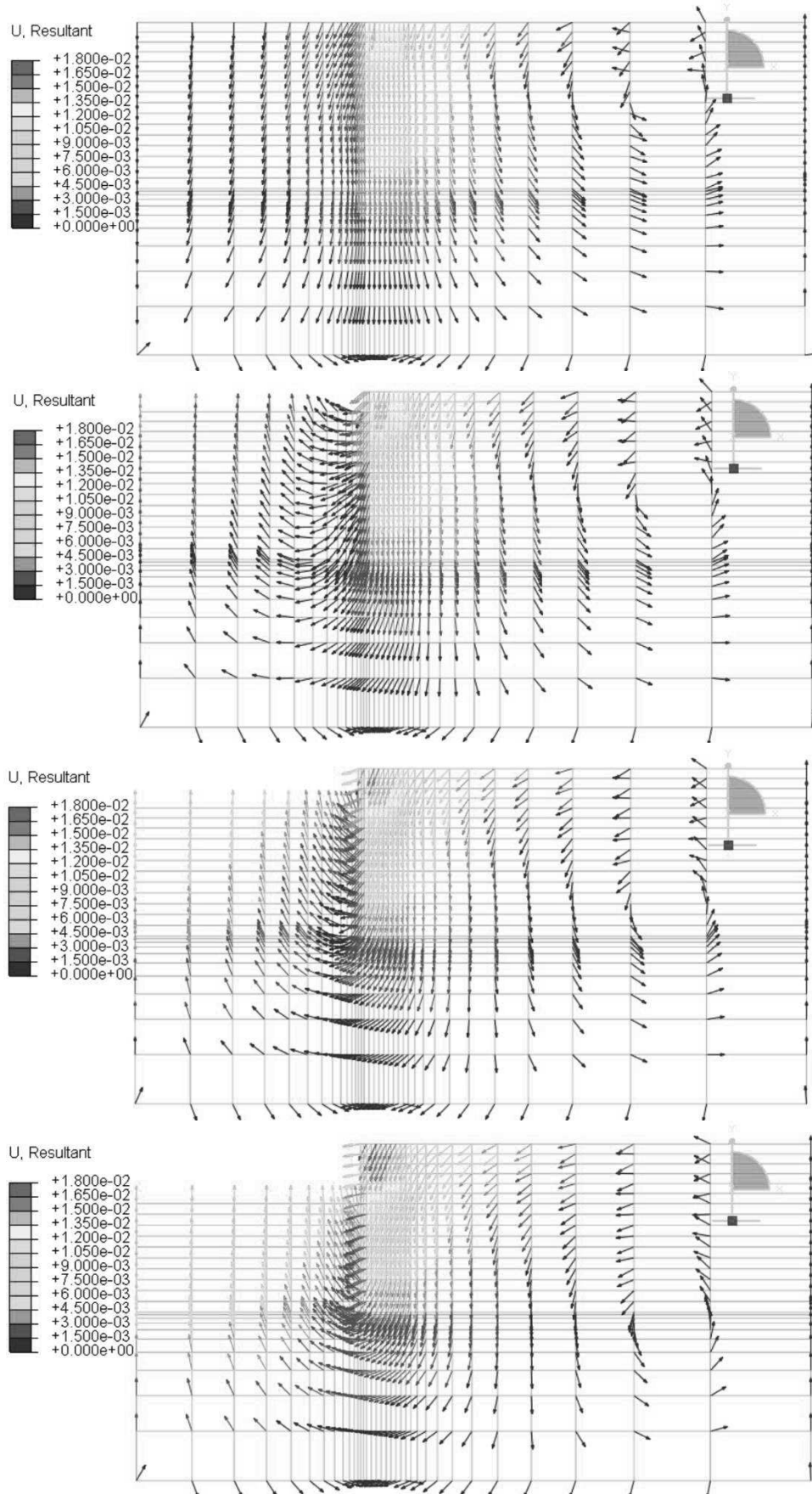


Figura 46 - Movimentação de solo na simulação em areia medianamente compacta nas etapas: a) Carregamento b) 1º Nível de escavação c) 2º Nível de escavação d) 3º Nível de escavação

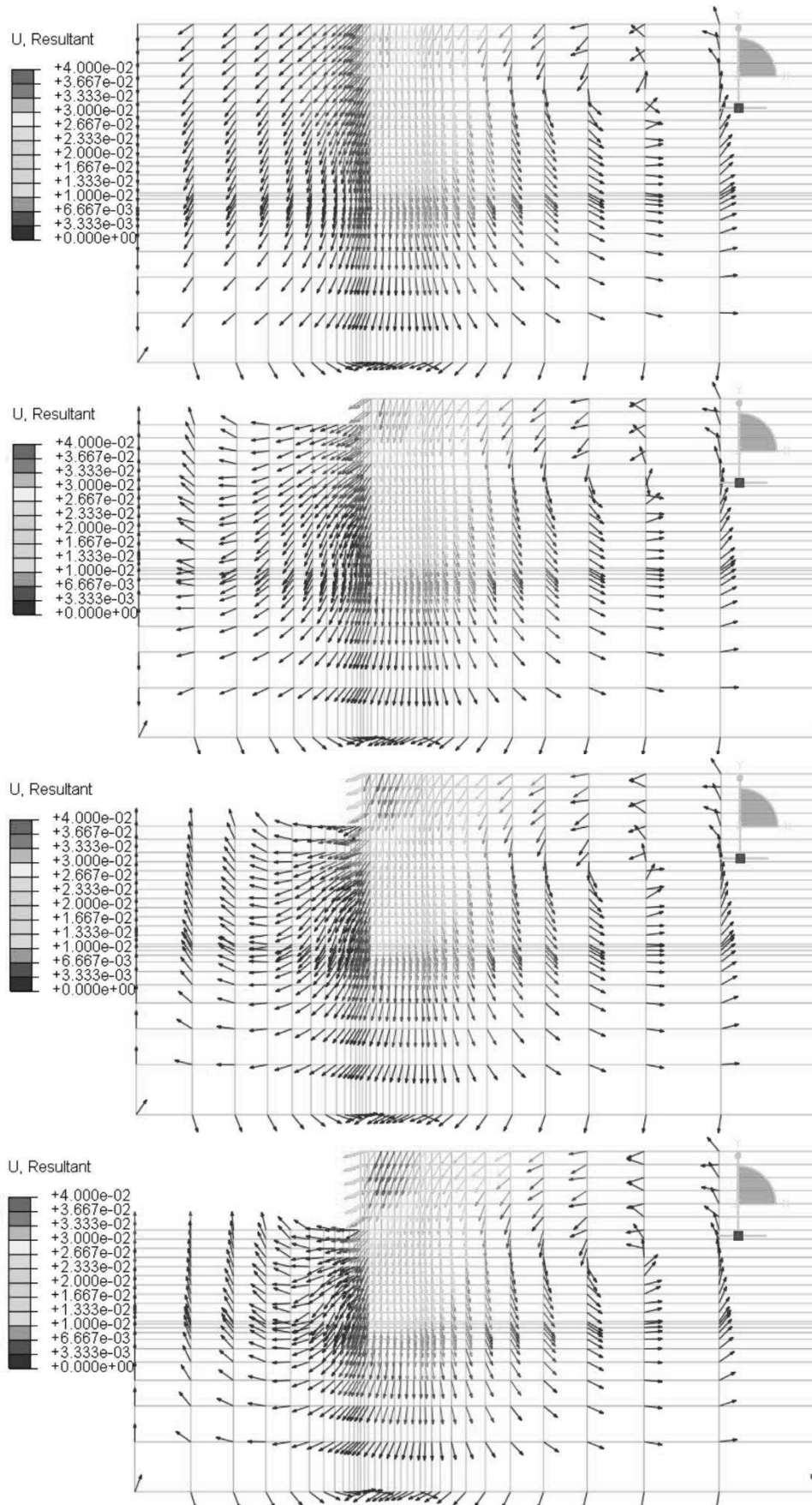


Figura 47 - Movimentação de solo na simulação em areia compacta nas etapas: a) Carregamento b) 1º Nível de escavação c) 2º Nível de escavação d) 3º Nível de escavação

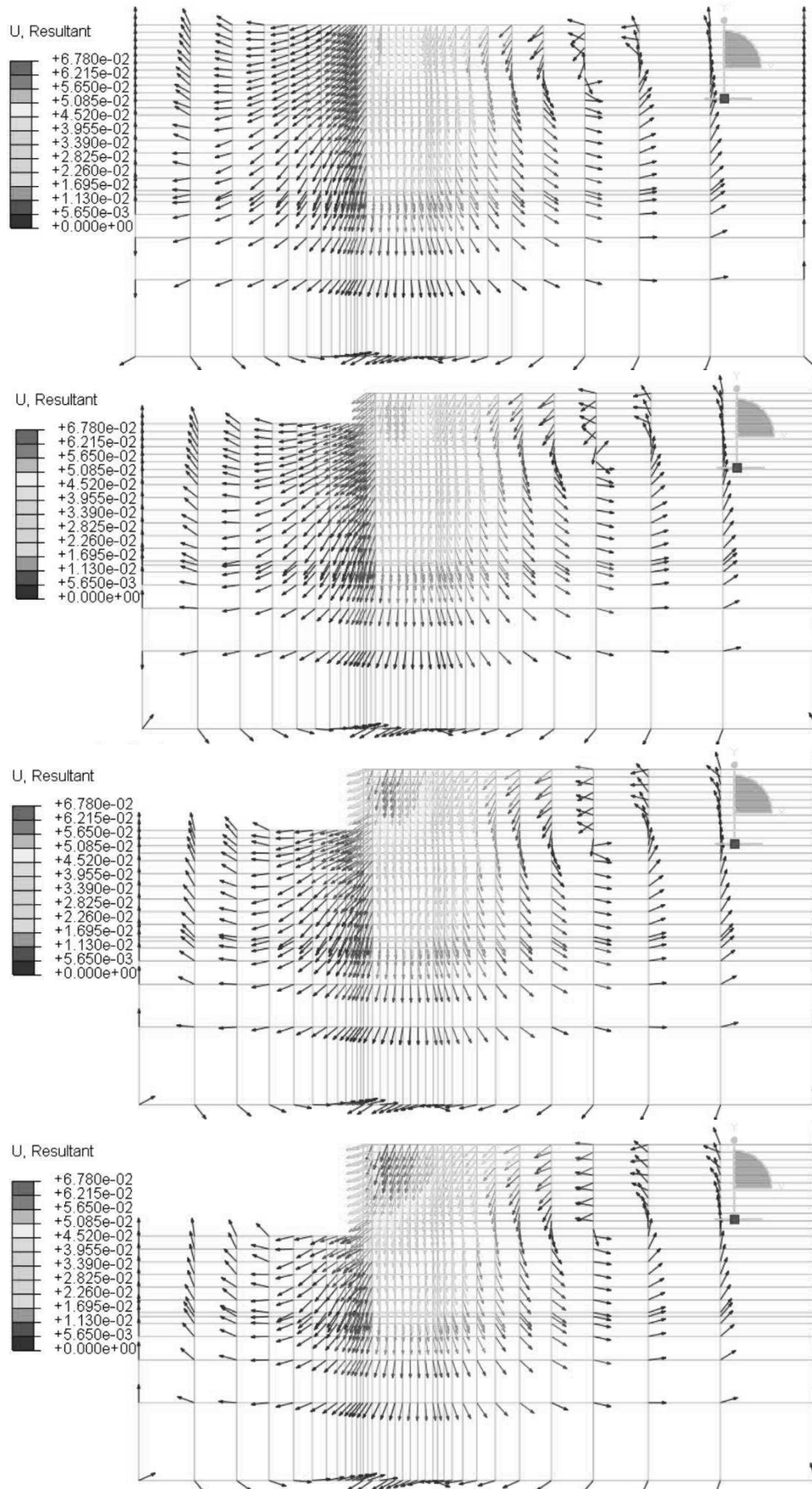


Figura 48 - Movimentação de solo na simulação em areia muito compacta nas etapas: a) Carregamento b) 1º Nível de escavação c) 2º Nível de escavação d) 3º Nível de escavação

4.3 COMPARAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS E ROTAÇÕES NA SAPATA CORRIDA ENTRE OS SOLOS

Os ângulos de rotação que sapata corrida sofreu durante cada etapa de escavação são apresentados na Tabela 24. Os cálculos foram realizados pela variação entre os deslocamentos das extremidades, e por convenção, adotou-se a rotação no sentido anti-horário com sinal positivo, caso contrário com sinal negativo.

Tabela 24 – Ângulos de rotação da sapata corrida nos passos de simulação da escavação em cada solo analisado.

Passos	Rotações (°)				
	Muito Fofa	Fofa	Med. Compacta	Compacta	Muito Compacta
1º Nível de Escavação	-0.086	-0.004	0.020	0.061	0.102
2º Nível de Escavação	-0.132	-0.002	0.037	0.107	0.147
3º Nível de Escavação	-0.140	-0.003	0.048	0.131	0.244

Para analisar de maneira visual estes dados têm-se os Gráficos 6, 7 e 8, os quais ilustram os deslocamentos ocorridos na sapata corrida em cada tipo de areia durante as etapas de escavação, possibilitando verificar a magnitude do deslocamento da sapata e também sua rotação em relação ao deslocamento gerado pelo carregamento.

Observa-se no Gráfico 6 (1 m de profundidade) que a simulação em areia fofa apesar de ter um deslocamento negativo, foi a que menos sofreu rotação no 1º nível de escavação.

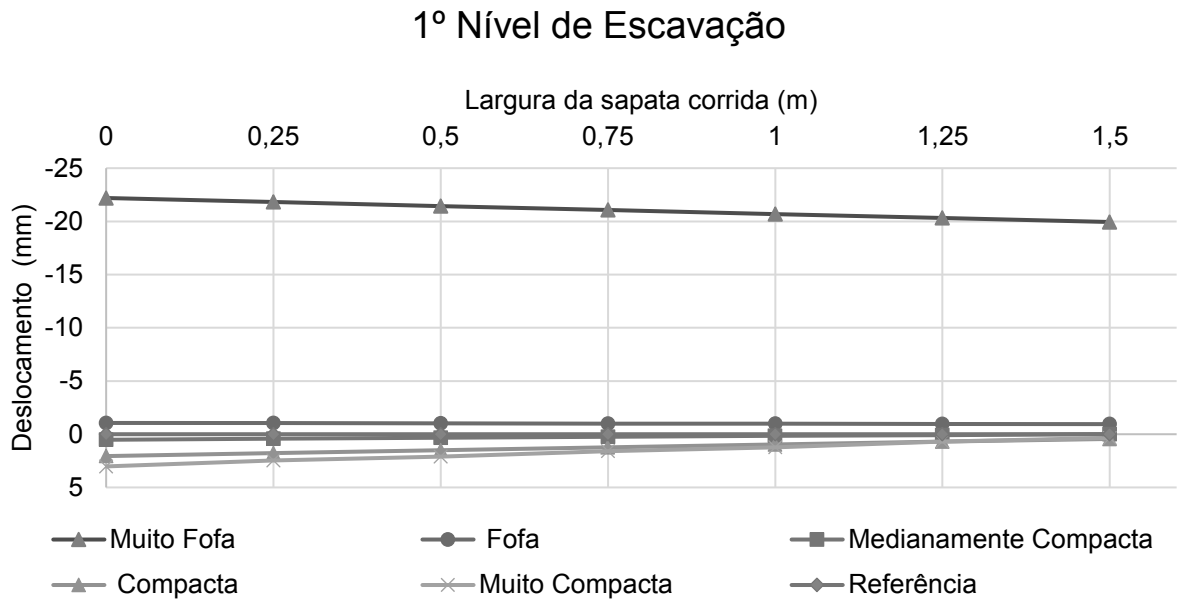


Gráfico 6 – Comparação de rotação ocorrida na sapata corrida no passo que representa o 1º nível de escavação de cada simulação

Além disso, é possível verificar nas simulações em que a sapata corrida sofreu deslocamentos verticais positivos (como é o caso das areias medianamente compacta, compacta e muito compacta) que as rotações aumentaram conforme ocorrem as etapas de escavação do subsolo.

Ao contrário das areias mais resistentes, a simulação em areia muito fofa apresentou o maior deslocamento vertical, porém, negativo e também a maior rotação acima da referência.

Para o 2º nível de escavação (2 m de profundidade) tem-se a configuração apresentada no Gráfico 7. Neste gráfico é possível constatar que a simulação em areia fofa continua a ser a que sofreu menor rotação, até mesmo em relação a etapa anterior.

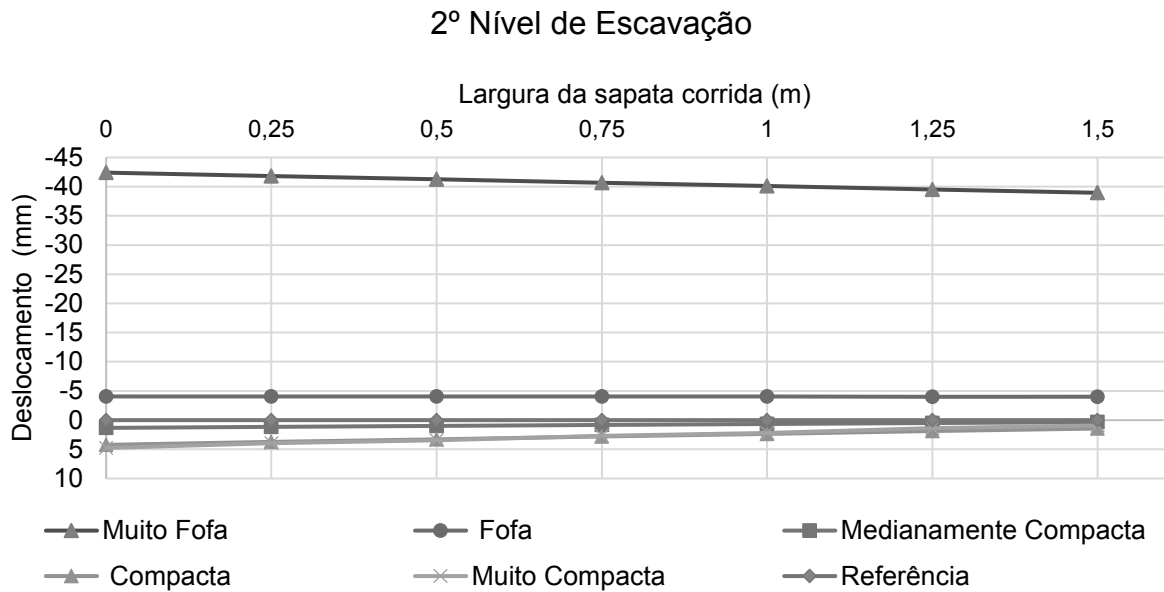


Gráfico 7 - Comparação de rotação ocorrida na sapata corrida no passo que representa o 2º nível de escavação de cada simulação

Em termos de deslocamento da sapata corrida, a simulação em areia compacta se aproximou dos deslocamentos sofridos na simulação em areia muito compacta, mas, com menor rotação.

Já a simulação em areia medianamente compacta, apesar de a sapata corrida ter sofrido maior rotação que a simulação em areia fofa, foi a que apresentou menor deslocamento com relação a referência.

Por sua vez, a simulação em areia muito fofa, continuou aumentando o deslocamento positivo da sapata corrida assim como sua rotação, chegando a se aproximar do valor verificado para a simulação em areia compacta, contudo no sentido oposto.

Na etapa final de escavação (3 m de profundidade) tem-se o Gráfico 8. Observa-se que os deslocamentos sofridos pela sapata corrida nesta etapa são maiores que nas etapas anteriores em todas as simulações.

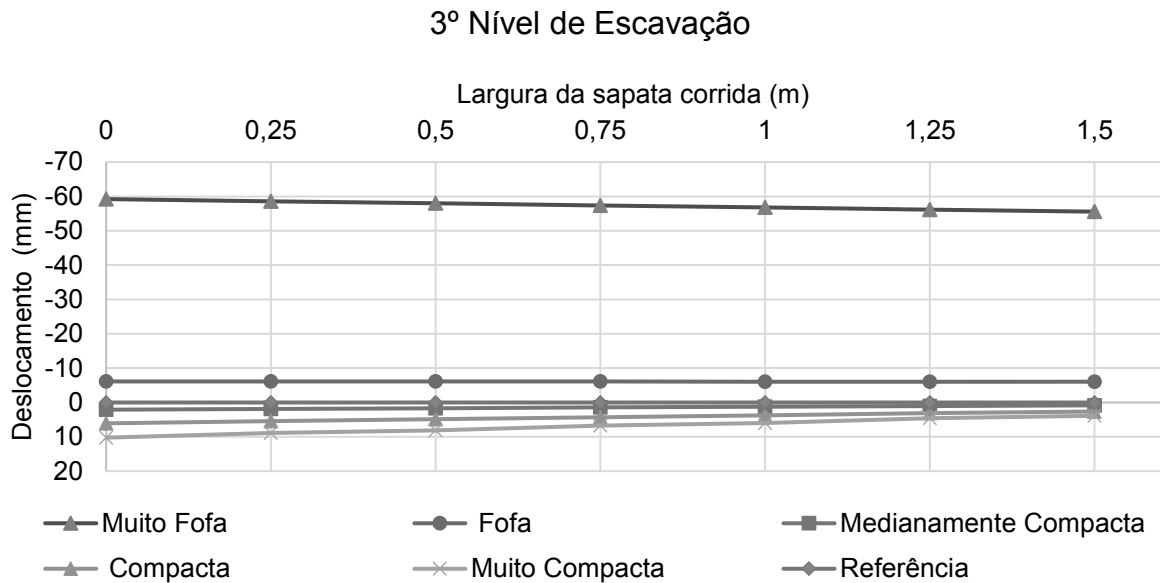


Gráfico 8 - Comparação de rotação ocorrida na sapata corrida no passo que representa o 3º nível de escavação de cada simulação

O comportamento da rotação da sapata corrida foi praticamente o mesmo apresentado em cada caso anteriormente (com exceção à areia muito fofa), ou seja, as simulações em areias mais resistentes aumentaram a rotação abaixo da referência, a simulação em areia fofa continuou sofrendo pequena rotação, já a simulação em areia muito fofa, apesar de ter sofrido um deslocamento considerável em relação a etapa anterior, não teve um aumento tão significativo de rotação acima da referência.

5. CONCLUSÃO

Como a execução de edificações que necessitam de escavação de subsolo tem crescido em áreas urbanas pode-se afirmar que a pesquisa gerou resultados satisfatórios no que se refere à análise de comportamento solo-fundação e solo-contenção. Neste contexto, o estudo realizado por meio de uma situação hipotética foi de grande validade para o entendimento do controle dos recalques superficiais no entorno de uma região escavada.

Na modelagem sem a parede-diafragma constatou-se que, apesar de serem considerados métodos conservativos, os métodos semi-empíricos de Schmertmann (1970) e de Schmertmann *et al.* (1978), apresentaram valores de recalque menores do que os obtidos nas simulações em areias muito fofa, fofa e medianamente compacta e valores intermediários em areias compacta e muito compacta.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) descreve que os deslocamentos admissíveis máximos suportados pela estrutura, tanto em termos absolutos (recalques totais) quanto relativos (recalques diferenciais), devem ser definidos pelos projetistas envolvidos. Geralmente para solos arenosos tem-se como limite usual um recalque entre 40 a 65 mm para fundações superficiais. Comparando os valores de recalque obtidos tanto nas simulações como nos métodos semi-empíricos, verificou-se que apenas o recalque estimado pelo o método de Schmertmann *et al.* (1978) para a areia muito compacta apresentou valor maior (88,48 mm) que os usualmente utilizados como referência.

Ressalta-se que esta pesquisa não focou no recalque limite que a estrutura pudesse sofrer, mas sim no carregamento admissível que o solo pode suportar. Deste modo a proximidade dos valores de recalque encontrados nas simulações com os valores dos métodos semi-empíricos, garantem que as simulações refletem o comportamento esperado em relação ao recalque para os solos simulados.

Na modelagem com parede-diafragma, foi possível observar que a sapata corrida sofreu deslocamentos verticais positivos (recalque) nas simulações em areia medianamente compacta, compacta e muito compacta, e deslocamentos verticais negativos (levantamento) nas areias muito fofa e fofa. Para as areias fofas é recomendável pela NBR 6122 (ABNT, 2010) que a implantação de uma fundação só pode ser realizada mediante estudos cuidadosos com base em ensaios de

laboratório e campo, compreendendo o cálculo da capacidade de carga e a análise dos recalques sobre o comportamento da estrutura. Nesta perspectiva, existem algumas técnicas de melhoramento para solos não coesivos (por exemplo injeção de cimento, vibroflotação e estacas de compactação), contudo, o alto custo e as condições da vizinhança são fatores limitantes para a aplicação destas técnicas.

Outra análise realizada no modelo com a parede-diafragma foram as rotações sofridas pela sapata corrida. Verificou-se que as rotações aumentam durante as etapas de escavação do subsolo, ocorrendo no sentido anti-horário nas areias medianamente compacta, compacta e muito compacta, enquanto que nas simulações em areias muito fofa e fofa, as rotações ocorreram no sentido horário. Por ser uma situação hipotética, no qual não se sabe qual é o tipo de edificação, não foi avaliado se os valores encontrados de rotação são significativos ou não.

Observou-se nas movimentações de solo, quando comparado os dois modelos até a etapa de aplicação do carregamento, que os deslocamentos se comportaram de maneiras semelhantes, com sentido e direção ocorrendo conforme o esperado. Portanto, a principal justificativa para o comportamento tanto dos deslocamentos como das rotações no modelo com a parede-diafragma é a movimentação do solo no interior do maciço, constando-se que quanto mais resistente a areia menor o rearranjo das partículas, lembrando que a expectativa era que a parede-diafragma e a sapata corrida fossem as responsáveis pelo rearranjo do solo e não o contrário.

De maneira geral, pode-se relatar que o modelo constitutivo de Drucker-Prager assim como o *software* Abaqus, foram importantes pela convergência dos resultados permitindo compreender e interpretar os comportamentos ocorridos nas simulações.

Uma das motivações deste estudo era a possibilidade de utilizar uma ferramenta que talvez permitisse no futuro a redução do fator de segurança mínimo exigido por norma ($F.S = 3,0$) para determinação da capacidade de carga admissível do solo em fundações superficiais. Porém, após o término da pesquisa, pode-se descrever que, à dificuldade que se tem em representar a modelagem de um solo devido a sua heterogeneidade, com parâmetros variados e possibilidade de nível d'água, justifica neste momento a aplicação de um fator de segurança $F.S \geq 3,0$.

Por fim, concluiu-se que a determinação apropriada dos parâmetros de resistência do solo (ensaios de campo e de laboratório) onde será executada

qualquer tipo de estrutura civil é de suma importância, gerando maior confiabilidade na aplicação dos métodos de cálculo, seja ele empírico, semi-empírico ou numérico.

5.1 SUGESTÃO PARA FUTURAS PESQUISAS

Relacionadas a linha de pesquisa abordada neste estudo, tem-se as seguintes propostas para estudos futuros:

1. Realização de ensaios de campo e de laboratório para determinação dos parâmetros do solo utilizados na modelagem, e assim comparar com os resultados obtidos com correlações com o N_{SPT} ;
2. Modelagem considerando a influência do nível d'água;
3. Verificação dos parâmetros de solo de maior interferência nos resultados das modelagens;
4. Avaliação das tensões e deslocamentos horizontais gerados pelo solo em contato com a contenção durante as etapas de escavação;
5. Realização de uma modelagem considerando solo extratificado, verificando se o rearranjo do solo acontece de maneira semelhante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 6118** – Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 6120** – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980. Versão corrigida, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 6122** – Projeto em execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 6484** – Solo: sondagens de simples reconhecimentos com SPT. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 9061** – Projeto em segurança de escavação a céu aberto. Rio de Janeiro, 1985.

BOWLES, Joseph. E. **Foundation analysis and design**. 5. ed. New York: McGraw Hill International Editions, 1996.

BUNGENSTAB, Felipe C.; BICALHO, Kátia V.; CASTELLO, Reno R. Estimativa de recalques em fundações superficiais apoiadas em solos arenosos. **COBRAMSEG**, 2010. Anais 2010. Disponível em: <<http://www.cobramseg2014.com.br/anais/2010/arquivos/2010.92.pdf>>. Acesso em: 05 out. 2015.

CINTRA, José C. A.; AOKI, Nelson.; ALBIERO, José. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: oficina de textos, 2011.

CINTRA, José C. A.; AOKI, Nelson.; ALBIERO, José. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rima, 2003.

CLAYTON, Christopher. R. I. **The standard penetration test (SPT): methods and use**. CIRIA Report CP/7, 1993.

CRAIG, Robert F. **Mecânica dos solos**. Rio de Janeiro: LTC, 2011.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Chengage Learning, 2011.

DÉCOURT, L. **Previsão dos Deslocamentos Horizontais de Estacas Carregadas Transversalmente com Base em Ensaio Penetrométricos**. Proc. SEFE II, v. 2, São Paulo, 1991.

DÉCOURT, L. **The standard penetration test - state of the art report**. Proc., XII ICSMFE, v. 4, Rio de Janeiro, 1989.

DER - DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM - ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA. **Parede Diafragma** - Manual de especificações de produtos e procedimentos ABEF. 3. ed. Editora: Pini, 2006.

GEOFUND FUNDAÇÕES ESPECIAIS. **Paredes-diafragma**. 2 . ed. São Paulo, 2015.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Empuxos de Terra**. Faculdade de Engenharia/UERJ. Rio de Janeiro: Departamento de Estruturas e Fundações, 2010.

GODOY, N. S. **Fundações: Notas de Aula, Curso de Graduação**. Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 1972.

GONZÁLEZ, Jorge de la R. **Estudo numérico do comportamento de estacas carregadas lateralmente**. 2014. 134 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

GUIMARÃES, Renato C.; QUEIROZ, Angela. C. G.; SILVA, Carlos. A. R.; SILVA, Wanderson. S.; SALES, Maurício. M. Estudo do ensaio SPT em solos de Goiânia – Previsão de parâmetros dos solos. **COBRAMSEG**, 2006. Anais, 2006. Disponível em: <<http://www.cobramseg2014.com.br/anais/2006/arquivos/2006.272.pdf>>. Acesso em: 02 out. 2015.

GURGEL, John G. B. *et al.* Determinação da Ficha em Cortinas de Contenção em Balanço Executadas em Areias. **COBRAMSEG**. Gramado, v. 15, 2010. Disponível em: <<http://www.cobramseg2014.com.br/anais/2010/arquivos/2010.79.pdf>>. Acesso em: 02 out. 2015.

GURGEL, John G. B. **Modelagem numérica de estruturas de contenção atirantadas em areia**. 2012. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.

LAUTENSCHLÄGER, Carlos E. R. **Modelagem numérica do comportamento de fundações profundas submetidas a carregamento lateral**. 2010. 181 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

MARZIONNA, Jaime. D.; MAFFEI, Carlos. E. M.; FERREIRA, Argimiro. CAPUTO, Armando. N. Análise, projeto e execução de escavações e contenções. In: **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. cap. 15, Editora Pini, São Paulo, 1998.

MASSAD, Faíçal. **Escavações a céu aberto em solos tropicais: região centro-sul do Brasil**. Oficina de Textos, 2005.

MEDEIROS, Alexandre. G. B.; COBUCCI, Rafaela. A.; CUNHA, Renato. P.; CORTOPASSI, Renato. S.; BEZERRA, John. E.; SILVA, Carlos. M. Simulação Numérica e Estudo do Comportamento de Estruturas de Contenção no Distrito Federal–Estudo de Caso. **COBRAMSEG**, 2010. Disponível em: <<http://www.cobramseg2014.com.br/anais/2010/arquivos/2010.62.pdf>>. Acesso em: 03 out. 2015.

MENDONÇA, Hélio. M. X. **Sobre a modelagem de problemas da engenharia geotécnica pelo método dos elementos finitos**. 2005. 157 f. Tese (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

MEYERHOF, George. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Geotechnical Journal**, n. 1, v. 1, p. 16-22, Canadian, 1963.

MEYERHOF, George. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Géotechnique Journal**, n. 2, p. 301-332, Canadian, 1951.

MILITITSKY, J.; SCHNAID, F. Uso do SPT em fundações - possibilidade e limitações. Avaliação crítica. **XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural**. v. 6, Tucumán, Argentina, 1995.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 1994.

MOTA, Rodrigo. J. **Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia-GO**. 2008. 128 f. Tese (Mestrado em Geotecnia). Universidade de Brasília. Brasília, 2008.

PEREIRA, Paulo H.; PUPPI, Rogério. F. K.; IZZO, Ronaldo. L. S. Análise computacional numérica da capacidade de carga de fundações superficiais com excentricidade gerada por forças horizontais. **Revista de Engenharia e Tecnologia**, v. 5, n. 4, p. 66-79, dez. 2013.

PEZO, Oscar B. **Análises numéricas de provas de carga em radier estaqueado utilizando o método dos elementos finitos**. 2013. 132 f. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, 2013.

PINTO, Carlos. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

QUARESMA, Arthur. R.; Décourt, Lucuano. QUARESMA-FILHO, Arthur. R.; ALMEIDA, Márcio. S. S.; DANZIGER, Fernando. Investigações geotécnicas. In: **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. cap. 14, Editora Pini, São Paulo, 1998.

RANZINI, Stelvio. M. T.; NEGRO, Arsenio. J. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. cap. 13. Editora Pini, São Paulo, 1998.

REFFATTI, Márcio E. **Análise numérica de uma escavação de grande porte em Porto Alegre/RS: caso de obra**. 2002. 124 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

RUVER, Cesar A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT**. 2005. 149 f. Tese (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

SAES, José. L.; STUCCHI, Fernando. R.; MILITTISKY, Jarbas. Concepção de obras de Contenção. In: **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. cap. 14, Editora Pini, São Paulo, 1998.

SANTOS, Mariana. D. **Contribuição ao estudo da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas**. 2007. 149 f. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

SCHNAID, Fernando.; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

TACITANO, Marcelo. **Análise de Paredes de Contenção Através de Método Unidimensional Evolutivo**. 2006. 259 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - **Universidade Estadual de Campinas**, Campinas, 2006.

TEIXEIRA, Alberto H.; GODOY, Nelson S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. cap. 7, Editora Pini, São Paulo, 1998.

TERZAGHI, Karl. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943.

TERZAGHI, Karl.; PECK, Ralph B. **Soil mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley and Sons, 1967.

VELLOSO, Dirceu de A.; LOPES, Francisco de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VENDRUSCOLO, Marcio. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. 1996. 127 f. Tese (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

VESIC, Aleksandar. S. **Bearing capacity of shallow foundations**. In: **WIN-TERKORN, H. F e FANG, H. Y. (ed.). Foundation Engineering Handbook**. Van Nostrand Reinhold, Cap. 3, New York, 1975.

ZHAN, Yun-gang; WANG, Hong; LIU, F. C. **Modeling vertical bearing capacity of pile foundation by using ABAQUS**. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 17, p. 1855-1865, 2012.