

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA,
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**ANÁLISE DO EFEITO DO
COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DOS
SOLOS EM RADIER ESTAQUEADO**

MAURO ALEXANDRE PAULA DE SOUSA

D00104G14
GOIÂNIA
2014

MAURO ALEXANDRE PAULA DE SOUSA

**ANÁLISE DO EFEITO DO COMPORTAMENTO
NÃO LINEAR DOS SOLOS EM RADIER
ESTAQUEADO**

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Maurício Martines Sales

D00104G14

GOIÂNIA

2014

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação na (CIP)
GPT/BC/UFG**

Sousa, Mauro Alexandre Paula de.

Análise do Efeito do Comportamento Não Linear dos Solos em Radier Estaqueado [manuscrito] / Mauro Alexandre Paula de Sousa. - 2014.

160 f. : il., figs, tabs.

Orientador: Prof Dr. Mauricio Martines Sales.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil (EEC), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Goiânia, 2015.

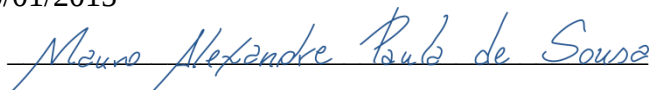
Bibliografia.

Inclui lista de figuras, abreviaturas, siglas e tabelas.

1. Radier estaqueado. 2. Análise numérica. 3. Método do Elementos Finitos. 4. Modelo hiperbólico. 5. Projeto de fundações. I.Sales, Maurício Martines, orient. II. Título.

Autorizamos a reprodução total ou parcial deste trabalho, para fins de estudo e pesquisa.

Goiânia, 20/01/2015

Assinatura: 

E-mail: mauroapsousa@gmail.com

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR AS TESES E DISSERTAÇÕES ELETRÔNICAS (TEDE) NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou download, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

1. Identificação do material bibliográfico: ☒ **Dissertação** ☐ **Tese**

2. Identificação da Tese ou Dissertação

Autor (a):	Mauro Alexandre Paula de Sousa				
CPF:	943.381.752-49				
E-mail:	mauroapsousa@gmail.com				
Seu e-mail pode ser disponibilizado na página? ☒ Sim ☐ Não					
Vínculo empregatício do autor:	Nenhum				
Agência de fomento: Campanha Nacional de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior				Sigla:	CAPES
País:	Brasil	UF:	Go	CNPJ:	
Título:	Análise do Efeito do Comportamento Não Linear dos Solos em Radier Estaqueado				
Palavras-chave:	Radier estaqueado. Análise numérica. Método dos Elementos Finitos. Modelo hiperbólico. Projeto de fundações.				
Título em outra língua:	Analysis of Effect of Behavioral Nonlinear Soil in piled raft				
Palavras-chave em outra língua:	Piled Raft. Numerical analysis. Finite Element Method. Hyperbolic model. Foundation Projects.				
Área de concentração:	Geotecnia				
Data defesa: (26/09/2014)					
Programa de Pós-Graduação:	Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção civil				
Orientador (a):	Mauricio Martines Sales.				
E-mail:	sales.mauricio@gmail.com				
Co-orientador (a):					
E-mail:					

3. Informações de acesso ao documento:

Liberação para disponibilização?¹ ☒ total ☐ parcial

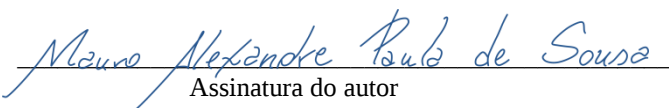
Em caso de disponibilização parcial, assinale as permissões:

☐ Capítulos. Especifique: _____

☐ Outras restrições: _____

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF ou DOC da tese ou dissertação.

O Sistema da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações garante aos autores, que os arquivos contendo eletronicamente as teses e ou dissertações, antes de sua disponibilização, receberão procedimentos de segurança, criptografia (para não permitir cópia e extração de conteúdo, permitindo apenas impressão fraca) usando o padrão do Acrobat.


Assinatura do autor

Data: 20/01/2015

¹ Em caso de restrição, esta poderá ser mantida por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Todo resumo e metadados ficarão sempre disponibilizados.



Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

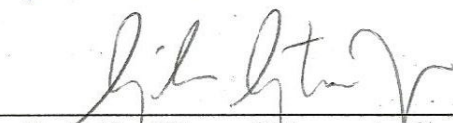
Análises do Efeito do Comportamento Não-Linear dos Solos em Radier Estaqueados

Mauro Alexandre Paula de Sousa

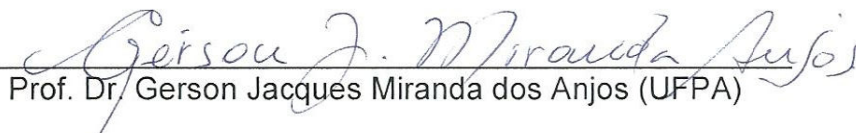
Dissertação defendida e aprovada pela banca constituída pelos senhores:



Prof. Dr. Maurício Martines Sales (GECON/UFG)



Prof. Dr. Gilson Gitirana Junior (GECON/UFG)



Prof. Dr. Gerson Jacques Miranda dos Anjos (UFPA)

Goiânia, 26 de setembro de 2014

Dedico este trabalho toda a minha família, que sempre foi a base forte da minha vida, com muito carinho e apoio, não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa de minha vida. Em especial aos meus amados pais Lourival e Maria, que me apoiaram e incentivaram de modo que eu pudesse prosseguir minha formação. Aos meus queridos avós Sinezio e Nair, que me sempre estiveram ao meu lado. E a meus irmãos, tios e primos que sempre ajudaram-me no que podiam.

AGRADECIMENTOS

A Deus por estar vivo e chegar até aqui.

Aos meus pais, avós, tios, irmão e primos pelo apoio e por entender minha ausência em alguns momentos.

Ao professor Mauricio Martines Sales por seus ensinamentos, paciência e confiança ao longo das supervisões da minha dissertação. E por ter me dado todo o apoio durante minha estada em Goiânia.

Ao professor Gérson Miranda por ter me incentivado e direcionado durante meus estudos na graduação e no mestrado. É um prazer tê-lo na banca examinadora do meu trabalho.

Aos Professores da Geotecnia, Carlos, Gilson, Lilian, Marcia e Patrícia pelos ensinamentos.

Aos meus grandes amigos Antônio, Diego, Flávio, Francielle, João Guilherme, Jorge, Marcel, Sofia, Vitor Escher, Vinicius e Valdemar, pessoas de bom coração que sempre estiveram prontas a ajudar como pudessem. Bons amigos que levarei no coração.

Quero agradecer em especial as minhas grandes amigas Glacielle e Mônica, que mesmo sem entender muito como funcionava o meu trabalho, sempre me deram força para continuar. Agradeço pelo companheirismo e os bons momentos juntos. Duas pessoas maravilhosas!

A todos os amigos do GECON e da UFG, pelo companheirismo e pela oportunidade de trabalhar em equipe.

Ao engenheiro Douglas pelos primeiros passo usando o FENF.

Ao meu companheiro de moradia e grande amigo Virgílio pelo auxílio na fase final do trabalho.

Ao professor Frederico por permitir o uso dos computadores do LABMEC durante a análise numérica. Ao amigo Victor Scartezini pelo empréstimo do seu computador pessoal para que eu pudesse rodar o maior número de casos simultaneamente.

A todos aqueles que de alguma forma estiveram e estão próximos de mim, fazendo esta vida valer cada vez mais a pena.

A CAPES, pela bolsa de estudos.

RESUMO

Com o crescente desenvolvimento dos grandes centros urbanos no país, as edificações passaram a apresentar formas mais arrojadas no que diz respeito à parte arquitetônica, os edifícios ficaram mais altos e como consequência disso as cargas impostas às fundações também passaram a ser maiores. Sabendo disso, o conceito de fundações mistas passou a ser empregado na realização dos projetos. Esses tipos de fundações partem do princípio de que uma parcela do carregamento é absorvida pela camada mais superficial que está em contato direto com o bloco de coroamento ou sapata. Estas fundações mistas, também conhecidas como radier estaqueado, podem conter um número elevado de estacas e algumas delas suportarem carga elevada e com comportamento não linear pronunciado. Visando descrever o comportamento tensão-deformação de maneira mais precisa, foi implementado uma forma de análise não linear no programa FENF (Ferramenta Numérica para Análise de Fundações). Trata-se de um programa de elementos finitos específico para análise em 3D de fundações estaqueadas e não estaqueadas. O programa foi desenvolvido na UFG em linguagem C e se diferencia dos demais por fornecer de maneira mais direta os esforços nos quais os elementos de fundações estão submetidos. A dissertação tem como objetivo fazer uma revisão bibliográfica do comportamento linear e não linear de fundações e fazer a implementação de um modelo hiperbólico para a modelagem do solo. Após a verificação da literatura, três radiers diferentes (2x2, 4x4 e 6x6), eles foram analisados considerando o solo com comportamento linear e não linear. Os recalques, a distribuição de carga e os esforços internos são comparados, discute-se a importância do comportamento não linear do solo.

Palavra chave: Radier estaqueado. Análise numérica. Método dos Elementos Finitos. Modelo hiperbólico. Projeto de fundações.

ABSTRACT

With the increasing development of large urban centers in the country, the buildings are presenting more audacious forms in respect to the architectural project. The buildings got taller and as a result, the loads imposed to the foundations have also become larger. Knowing this, the concept of piled raft foundations began to be usually employed in many projects. These type of foundations assume that a load portion is supported by the surface layer that is in direct contact with the raft. The piled raft may contain a large number of piles, and some of them bearing high loads and resulting in a pronounced non-linear behavior. Aiming to describe the stress-strain behavior more accurately, a form of nonlinear analysis was implemented in FENF program (Ferramenta Numérica para Análise de Fundações). It is a specific finite element program for 3D foundation analysis of piled rafts. The program was developed at UFG using the language “C” and differs from the others programs by providing a more direct way to access the efforts that the foundation elements are submitted. The dissertation aims to do a literature review of linear and non-linear behavior of foundations and make the implementation of a hyperbolic model for modeling soil behavior. After verifying some literature cases, three different piled rafts (2x2, 4x4 and 6x6) were analyzed considering linear and non-linear soil behavior. The settlement, pile load distribution and internal efforts were compared, discussing the importance of taking into account the non-linear soil behavior.

Keyword: Piled Raft. Numerical analysis. Finite Element Method. Hyperbolic model. Foundation Projects.

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Parâmetros geotécnicos da argila porosa de Brasília.	89
Tabela 4.2 – Dados de entrada para a análise não linear com o FENF	89
Tabela 5.1 – Parâmetros utilizados para o solo	92
Tabela 5.2 – Parâmetros utilizados para o concreto	92
Tabela 5.3 – Comparativo entre as cargas no topo das estacas para as análises linear ($R_f=0,0$) e não linear ($R_f=0,7$).	129
Tabela 5.4 – Comparativo entre as cargas na ponta das estacas para as análises linear ($R_f=0,0$) e não linear ($R_f=0,7$).....	129
Tabela 6.1 – Módulo de elasticidade do solo em MPa.....	136

LISTA DE FIGURA

Figura 2.1 - Relação tensão-deformação Linear (a) Não linear (b).....	25
Figura 2.2 – Componentes de tensão (SADD, 2005)	26
Figura 2.3 - Modelo elastoplástico. (a) perfeitamente plástico, (b) rígido-plástico com encruamento linear, (c) elástico-perfeitamente plástico e (d) elastoplástico com endurecimento	28
Figura 2.4 – Ensaio de tração cíclico em fio de cobre recozido com comprimento inicial $L=25,15$ mm e diâmetro $D = 3,23$ mm (Modificado de TAYLOR; QUINNEY, 1931).....	29
Figura 2.5 - Ensaio triaxial drenado cíclico em areia compacta (Modificado de DUNCAN; CHANG, 1970).....	30
Figura 2.6 - Curva Hiperbólica.....	33
Figura 2.7 - Transformação da Curva Hiperbólica.....	34
Figura 2.8 – Variação do Módulo de elasticidade inicial de acordo como o nível de confinamento	36
Figura 2.9 - Técnicas de aproximação do comportamento tensão-deformação não linear (a) processo incremental e (b) processo iterativo.....	36
Figura 2.10 – Domínio de solo submetido a carregamento	37
Figura 2.11 - Parâmetros a_c e b_c do método de Chin.....	40
Figura 2.12 - Componentes lateral e de base	41
Figura 2.13 – Normatização da relação atrito lateral/recalque em solos de moles a rígidos ($M_s=0.005 - 0,0005$). Modificado de FLEMING (1992).....	43
Figura 2.14 – Normatização da relação carga na base/recalque em solos de moles a rígidos. Modificado de FLEMING (1992)	44
Figura 2.15 - Comparação entre as curvas de carga de liquidação previstos e observados.	46
Figura 2.16 - Detalhe do Trecho inicial da curva carga recalque mostrada na Figura 2.19.	46
Figura 2.17 - Tipos de sistemas de fundação: (a) Estaca isolada, (b) Grupo de estacas; (c) Radier estaqueado.	48

Figura 2.18 – Composição construtiva do radier estaqueado (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)	50
Figura 2.19 - Efeito da interação solo-estrutura para radier estaqueado (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)	51
Figura 2.20 - Comportamento de uma estaca isolada na Argila de Frankfurt (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)	53
Figura 2.21 - Influência da tensão residual no comportamento de uma estaca isolada instalada na argila de Frankfurt (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)..	53
Figura 2.22 - Modelo para a investigação da interação Estaca-Radier (a) estaca isolada	54
Figura 2.23 - Influência da interação estaca-radier na distribuição de carga e do atrito lateral ao longo da profundidade (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000) (a) estaca isolada e (b) radier estaqueado.	55
Figura 2.24 - Influência da interação estaca-radier na pressão de contato	56
Figura 2.25 - Modelos usado no estudo numérico sobre radier estaqueado	57
Figura 2.26 - Configuração de um estaqueamento	57
Figura 2.27 – Resultados de um estudo numérico de dois radier estaqueados em argila de Frankfurt (a) curva carga-recalque pra M1, (b) curva carga-recalque pra M2 e (c) distribuição de carga entre as estacas e o radier (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000).....	58
Figura 2.28 – curvas carga-recalque para algumas estacas do modelo M1.....	59
Figura 2.29 - Comparação de curvas carga-recalque de estacas no centro dos radiers M1, M2 e uma estaca isolada (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)	59
Figura 2.30 - Aplicação do MEF na análise pilares paredes utilizados como sistema de contraventamento lateral em edifício de 20 pavimentos (FU,2009)	60
Figura 2.31 – Aplicação do MEF em análises de estabilidade taludes (GRIFFITHS; LANE, 1999).....	61
Figura 2.32 - Formato de elementos finitos (modificado de CLOUGH; WILSON; 1999).....	61

Figura 2.33 - Radier estaqueado em argila de Frankfurt: (a) vista isométrica esquemática da fundação e da edificação, (b) vista em planta (c) instrumentação (modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000).	64
Figura 2.34 - Curva carga recalque para o radier norte (modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000).	65
Figura 2.35 - curva carga-recalque e distribuição de carga ao longo do tempo (modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000).	66
Figura 2.36 - Evolução dos recalques ao longo da profundidade com o passar dos anos (modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000).	67
Figura 2.37 – Carregamento das estacas	68
Figura 2.38 - Edifício American Express, Frankfurt: (a) Planta, (b) Corte AA	69
Figura 2.39 - Edifício Taunustor-Japan-Centre, Frankfurt (a) Planta, (b) Vista	70
Figura 3.1 - Elemento sólido de oito nós e sistema global de coordenadas. Modificada de TNO (2008)	71
Figura 3.2 - Fluxograma do FENF modificado de BITTENCOURT (2012).	73
Figura 3.3 - Alteração do FENF	75
Figura 3.4 – Representação da trajetória de tensões totais no diagrama pxq	79
Figura 3.5 - Deslocamentos verticais (m) para $\frac{1}{4}$ de todo o domínio.	81
Figura 3.6 - Momentos Fletores (kN.m) na direção x de um Bloco 1,20m x 1,20m	81
Figura 4.1 – Malha para o 1º caso com $L = 20$ m e $H/L = 4$	84
Figura 4.2 - Resultados obtidos para a comparação com $L = 20$ m e $H/L = 4$	84
Figura 4.3 - Malha para o 1º caso com $L = 20$ m e $H/L = 1,5$	85
Figura 4.4 - Resultados obtidos para a comparação com $L = 20$ m e $H/L = 1,5$	85
Figura 4.5 – Malha utilizada para análise do problema.	88
Figura 4.6 – Retroanálise para obtenção do módulo inicial do solo.	88
Figura 4.7 - Validação	89
Figura 5.1 – Quarta parte do domínio utilizado para as análises.	91

Figura 5.2 – Bloco de 4 estacas	92
Figura 5.3 – Modelagem do $\frac{1}{4}$ do problema (B4)	93
Figura 5.4 - Representação em planta do bloco.....	93
Figura 5.5 – Curva carga-recalque para o bloco de 4 estacas.....	94
Figura 5.6 – Deslocamento no conjunto maciço-radier estaqueado (a) análise linear (b) análise não linear para o $R_f=0,70$ (B4).....	95
Figura 5.7 – Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f=0,7$ (B4).....	95
Figura 5.8 - Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f=0,7$ (B4).....	96
Figura 5.9 – Seções no radier sobre 4 estacas (B4)	97
Figura 5.10 – Bacia de recalques para a seção A (B4)	98
Figura 5.11 – Bacia de recalques para a seção B (B4)	98
Figura 5.12 – Bacia de recalques para a seção C (B4)	98
Figura 5.13 – Evolução das distorções angulares em função de R_f na seção A (B4)	100
Figura 5.14 – Evolução das distorções angulares em função de R_f na seção B (B4).....	100
Figura 5.15 – Evolução das distorções angulares em função de R_f na seção C (B4).....	101
Figura 5.16 – Momentos M_x no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f=0,70$ (B4).....	101
Figura 5.17 – Tensão normal em z no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f=0,70$ (B4).....	102
Figura 5.18 – Distribuição de carga nas estacas (B4).....	103
Figura 5.19 – Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento – B4.....	104
Figura 5.20 – Momento fletores e esforços cortantes ao longo do comprimento da estaca (B4)	104
Figura 5.21 – Bloco de 16 estacas	105
Figura 5.22 – Modelagem do $\frac{1}{4}$ do problema (B16)	105
Figura 5.23 – Representação em planta do bloco sobre 16 estacas	106
Figura 5.24 – Curva carga-recalque para o bloco de 16 estacas	107

Figura 5.25 – Deslocamento no conjunto maciço-radier estaqueado (a) análise linear (b) análise não linear para o $R_f=0,70$ (B16).....	107
Figura 5.26 - Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f=0,0$ (B16).....	108
Figura 5.27 - Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f=0,7$ (B16).....	108
Figura 5.28 – Seções no radier sobre 16 estacas (B16).....	109
Figura 5.29 – Bacia de recalques para a seção A (B16).....	110
Figura 5.30 – Bacia de recalques para a seção B (B16)	110
Figura 5.31 – Bacia de recalques para a seção C (B16)	111
Figura 5.32 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção A (B16).....	112
Figura 5.33 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção B (B16).....	112
Figura 5.34 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção C (B16).....	112
Figura 5.35 – Momentos em x no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f=0,70$ (B16)	113
Figura 5.36 – Tensão normal em z no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f=0,70$ (B16)....	113
Figura 5.37 - Tipos de estacas (B16).....	114
Figura 5.38 – Distribuição do carregamento nas estacas (a) análise linear e (b) análise não linear com $R_f=0,70$ (B16).....	115
Figura 5.39 – Comparativo das distribuições de carga nas estacas do tipo 3 nas análises com $R_f=0,0$; $R_f=0,5$; $R_f=0,6$ e $R_f=0,70$ (B16).....	116
Figura 5.40 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento – B16	117
Figura 5.41 – Comparativo dos Momentos fletores (a) e esforços cortantes (b) ao longo do comprimento da estaca 6 nas análises com $R_f=0,0$ e $R_f=0,70$ (B16).....	117
Figura 5.42 – Bloco de 36 estacas	118
Figura 5.43 – Modelagem do $\frac{1}{4}$ do problema (B36)	118
Figura 5.44 – Representação em planta do bloco sobre 16 estacas.....	119
Figura 5.45 – Curva carga-recalque para o bloco de 36 estacas	120

Figura 5.46 – Deslocamento no conjunto maciço-radier estaqueado (a) análise linear (b) análise não linear para o $R_f = 0,70$ (B36).....	120
Figura 5.47 - Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f = 0,0$ (B36).....	121
Figura 5.48 - Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f = 0,7$ (B36).....	121
Figura 5.49 – Seções no radier sobre 16 estacas (B36).....	122
Figura 5.50 – Bacia de recalques para a seção A (B36).....	123
Figura 5.51 – Bacia de recalques para a seção B (B36)	123
Figura 5.52 – Bacia de recalques para a seção C (B36)	124
Figura 5.53 – Bacia de recalques para a seção D (B36)	124
Figura 5.54 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção A (B36).....	125
Figura 5.55 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção B (B36).....	125
Figura 5.56 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção C (B36).....	125
Figura 5.57 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção D (B36).....	126
Figura 5.58 – Momentos em x no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f = 0,70$ (B16)	126
Figura 5.59 – Tensão normal em z no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f = 0,70$ (B36)....	127
Figura 5.60 - Tipos de estacas (B36).....	127
Figura 5.61 – Distribuição do carregamento nas estacas (a) análise linear e (b) análise não linear com $R_f = 0,70$ (B36).....	128
Figura 5.62 – Comparativo das distribuições de carga nas estacas do tipo 6 nas análises Lineares x Não linear (B36).....	132
Figura 5.63 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento em função do fator R_f – B36	133
Figura 5.64 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento para o Fator $R_f = 0,70$ em função do incrementos de carga aplicado – B36	133
Figura 5.65 – Comparativo dos Momentos fletores e esforços cortantes ao longo do comprimento da estaca 6 nas análises com $R_f = 0,0$ e $R_f = 0,70$ (B36).....	134

Figura 5.66 – Comparativo dos Momentos fletores e esforços cortantes ao longo do comprimento da estaca 4 nas análises com $R_f=0,0$ e $R_f=0,70$ (B36).....	134
Figura 6.1 – Casos propostos para avaliação em solo estratificado	135
Figura 6.2 – Curva carga-recalque para o bloco de 16 estacas em solo estratificado	137
Figura 6.3 –Recalques obtidos para o caso 01 (BE16).....	138
Figura 6.4 – Bacia de recalque junto com a representação do bloco e da estaca modelada para o caso 01.	138
Figura 6.5 – Recalques obtidos para o caso 02 (BE16).....	139
Figura 6.6 – Bacia de recalque junto com a representação do bloco e da estaca modelada para o caso 02.	139
Figura 6.7 – Recalques obtidos para o caso 03 (BE16).....	140
Figura 6.8 – Bacia de recalque junto com a representação do bloco e da estaca modelada para o caso 03	140
Figura 6.9 – Recalques obtidos para o caso 04 (BE16).....	141
Figura 6.10 – Bacia de recalque junto com a representação do bloco e da estaca modelada para o caso 04	141
Figura 6.11 – Seções no radier sobre 16 estacas (BE16).....	142
Figura 6.12 – Bacia de recalques para a seção A (BE16).....	143
Figura 6.13 – Bacia de recalques para a seção B (BE16).....	143
Figura 6.14 – Bacia de recalques para a seção C (BE16).....	144
Figura 6.15 – Evolução da distorção angular na seção A para os diferentes casos (BE16) ...	144
Figura 6.16 – Evolução da distorção angular na seção B para os diferentes casos (BE16) ...	145
Figura 6.17 – Evolução da distorção angular na seção C para os diferentes casos (BE16) ...	145
Figura 6.18 – Esforços Normais no bloco(a) Caso 01, (b) Caso 02, (c) Caso 03, e (d) Caso 04.	146
Figura 6.19 – Momentos Fletores no bloco(a) Caso 01, (b) Caso 02, (c) Caso 03, e (d) Caso 04.	147

Figura 6.20 - Tipos de estacas (BE16)	148
Figura 6.21 – Comparativo das distribuições de carga nas estacas do tipo 3 nas análises com os quatro casos (BE36).....	148
Figura 6.22 – Comparativo das distribuições dos momentos nas estacas do tipo 3 (BE16) .	150
Figura 6.23 – Comparativo das distribuições dos esforços cortantes nas estacas do tipo 3 (BE16)	151
Figura 6.24 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento para os quatro casos de estratificação do solo.....	152

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABREVIATURAS

FENF – Ferramenta Numérica para Análise de Fundações

MEF – Método dos Elementos Finitos

MEC – Método dos Elementos de Contorno

LE – Linear elástico

NLE – Não linear elástico

LISTA DE SÍMBOLOS

- a – Inclinação inicial da reta tangente a curva tensão-deformação
- b – Valor da assíntota
- c – Coesão do solo
- [C] – Matriz constitutiva elástica
- D_b – Diâmetro da base da estaca
- D_f – Diâmetro do Fuste
- E – Módulo de elasticidade
- E_B – Módulo de elasticidade do solo abaixo da estaca
- E_i - Módulo de elasticidade inicial
- E_t – Módulo de elasticidade final
- E_{cin}^T – Módulo de plasticidade cinemático
- E_{iso}^T – Módulo de plasticidade isotrópico
- F – Função escalar
- $f(\sigma)$ – Função de plastificação
- f_1 – fator de redução do recalque
- G – Módulo de cisalhamento secante
- g – Parâmetro hiperbolico
- g – Parâmetro que dita a curvatura do comportamento não-linear do solo.
- G_t – Módulo de cisalhamento
- h_{cin} – Módulo de endurecimento cinemático
- h_{iso} – Módulo de endurecimento isotrópico
- i – Número da linha de uma matriz
- j – Número da coluna de uma matriz
- K – 1º Parametro hiperbolico

K_B – Intercepto nos eixos das abcissas
 K_S – Intercepto nos eixos das abcissas
 L_r – comprimento entre os dois pontos do radier
 n – 2º Parâmetro hiperbolico
 P – Carga
 p – nível de carga atual
 P_A – Carga qualquer no topo da estaca
 P_a – Pressão Atmosférica
 P_B – Carga qualquer no topo da estaca
 p_u – máxima capacidade de carga da estaca
 Q_A – Carga lateral última
 Q_B – Carga última na base
 q_b – Tensão na base da estaca
 $\{q\}_i$ - é o vetor de carregamentos equivalentes no passo de carga i
 Q_p – Função de potencial plástico
 $\{q_t\}$ - é o vetor de carregamentos equivalentes total
 R_{bk} – Resistência da base
 R_f – Fator de ruptura
 R_{f^*} – Parâmetro que determina o grau de curvatura da resposta de tensão-deformação.
 R_k – Capacidade de carga total
 R_{radier} – Resistências do radier
 R_{sk} – Resistência lateral
 R_{tot} – Resistência total admissível do radier
 S_{tot} – Carregamento total

taxa – é a razão de 1 incremento por etapa (1/Número de incrementos)

w_A – Recalque

w_A – Recalque do fuste

w_B – Recalque da base

α_{pr} – Fator de radier estaqueado

δL – Acréscimo de comprimento

ε_{ij}^p – Incrementos de deformação plástica

λ – Constante de proporcionalidade maior que zero, denominado multiplicador plástico

ε – Deformação

ε_a – Deformação axial

$\{\varepsilon\}$ – Vetor de deformações

ϕ - Ângulo de atrito

γ – Distorção angular

ν - Coeficiente de Poisson

θ – Distorção angular

ρ – Recalque no radier de acordo com a coordenada x

σ – Tensão normal

σ_3 – Tensão confinante

σ_{oct} – Tensão octaédrica

ΣR_{estaca} – Somatório das resistências das estacas

$\sigma_E(\alpha)$ – Tensão de escoamento (tensão limite para que ocorram apenas deformações elásticas)

$\{\sigma\}$ – Vetor de tensões

τ_f – Tensão de cisalhamento na ruptura

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	21
1.1. OBJETIVO	22
1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO	22
CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1. RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	24
2.1.1. Comportamento elástico	24
2.1.1.1. Linear elástico.....	25
2.1.1.2. Não linear elástico	27
2.1.2. Comportamento elastoplástico.....	28
2.2. MODELOS DESENVOLVIDOS PARA SOLOS	31
2.2.1. Histórico	31
2.3. MODELO HIPERBÓLICO	32
2.4. APLICAÇÃO de modelos hiperbólicos EM FUNDAÇÕES	39
2.5. RADIER ESTAQUEADO	47
2.5.1. Interação entre os componentes de um radier estaqueado.....	49
2.5.1.1. Influência do nível de tensões	52
2.5.1.2. Influência da interação entre estaca e radier.....	53
2.5.1.3. Influência da interação estaca-radier e estaca-estaca	56
2.6. ANÁLISES BASEADAS NO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	60
2.7. CASOS DE APLICAÇÕES DE RADIER ESTAQUEADO	63
2.7.1. Edifício Messe-Torhaus, 1983-1985	64
2.7.2. Edifício American Express, Frankfurt, 1991-1992.....	68
2.7.3. Edifício Taunustor-Japan-Centre, Frankfurt, 1994-1996	69
CAPÍTULO 3 METODOLOGIA	71
3.1. PRIMEIRA VERSÃO DO FENF	71

3.2.	SEGUNDA VERSÃO DO FENF	74
3.3.	ALTERAÇÃO 01 - CARREGAMENTO INCREMENTAL	76
3.4.	ALTERAÇÃO 02 - VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	77
3.5.	REPRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	80
	CAPÍTULO 4 VALIDAÇÃO DA NOVA VERSÃO DO PROGRAMA	82
4.1.	ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA	83
4.2.	ANÁLISE NÃO LINEAR ELÁSTICA	86
	CAPÍTULO 5 EFEITO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR EM RADIER ESTAQUEADO com solo homogêneo	91
5.1.	MACIÇO HOMOGÊNEO	91
5.1.1.	RADIER COM 4 ESTACAS (B4).....	92
5.1.1.1.	Recalque do conjunto – B4	94
5.1.1.2.	Recalque do radier – B4.....	97
5.1.1.3.	Distribuição de esforços no radier – B4.....	101
5.1.1.4.	Distribuição de esforços nas estacas – B4.....	102
5.1.2.	RADIER COM 16 ESTACAS (B16).....	104
5.1.2.1.	Recalque do conjunto – B16	106
5.1.2.2.	Recalque do radier – B16.....	109
5.1.2.3.	Distribuição de esforços no radier – B16.....	113
5.1.2.4.	Distribuição de esforços nas estacas – B16.....	114
5.1.3.	RADIER COM 36 ESTACAS (B36).....	118
5.1.3.1.	Recalque do conjunto – B36	119
5.1.3.2.	Recalque do radier – B36.....	122
5.1.3.3.	Distribuição de esforços no radier – B36.....	126
5.1.3.4.	Distribuição de esforços nas estacas – B36.....	127

CAPÍTULO 6 EFEITO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR EM RADIER ESTaqueado com solo heterogêneo	135
6.1. RECALQUE DO CONJUNTO – BE16.....	136
6.2. RECALQUE DO RADIER – BE16	142
6.2.1. Distribuição de esforços no radier – BE16.....	146
6.2.2. Distribuição de esforços nas estacas – BE16	147
CAPÍTULO 7 CONCLUSÕES E PROPOSTA DE NOVAS PESQUISAS	153

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O crescente aumento da complexidade de obras como edifícios, barragens, túneis, dutos, poços e aterros sanitários tem exigido um conhecimento mais minucioso do solo envolvido nestas obras, caracterizado pela heterogeneidade, anisotropia e não linearidade.

O estado de tensão do solo, ou do maciço de fundação, que é dependente da história geológica do local, é alterado quando o novo carregamento é imposto. Dependendo das características geológicas e geotécnicas do solo de fundação, ocorrerão deslocamentos cuja componente vertical dos mesmos, que se designa de recalques, introduzirão novos esforços na estrutura. Este ciclo repete-se até que o equilíbrio no sistema solo-estrutura seja atendido, quando o solo atinge uma carga limite (“ruptura”) do solo e da estrutura por excesso de carga ou deformação no sistema.

Quando a magnitude das cargas supera a resistência oferecida pelas camadas mais superficiais do solo, ou se as deformações sofridas por essas camadas forem muito elevadas e comprometam a integridade da edificação, faz-se uso geralmente de fundações estacada.

Sabendo disso, o conceito de fundações mistas passou a ser empregado mais corriqueiramente em nosso país, esses tipos de fundações partem do princípio de que uma parcela do carregamento é absorvida pela camada mais superficial devido ao contato direto do solo com o bloco de coroamento. Esses tipos de fundações podem ser diferenciados em sapata estacada e radier estacado, sendo que a primeira consiste em um único pilar transmitindo o carregamento e o radier estacado é dito quando se tem mais de um pilar transmitindo carregamento ao sistema de fundações.

Visando uma análise mais precisa do comportamento deste tipo de estrutura Bittencourt (2012) iniciou os estudos para o desenvolvimento de um programa em linguagem C. A programação foi feita de modo a permitir a análise linear de fundações com base no Método dos Elementos Finitos (MEF). O programa foi denominado Ferramenta Numérica para Análise de Fundações (FENF).

O FENF foi elaborado de modo a permitir estudo de fundações estaqueadas ou não, sendo em considerados sempre estacas maciças de seção quadrada. Nos casos de estacas com seção circular deve ser feito um mapeamento da seção real para em de seção quadrada com área e perímetro da seção transversal equivalente, entretanto o comprimento da estaca permanece inalterado.

A não linearidade do solo afeta o comportamento das estacas e de toda a fundação e isto pode interferir na interação solo-estrutura, sendo esta a motivação do presente estudo. O seguinte trabalho tem como objetivo dar continuidade ao trabalho de Bittencourt (2012), mas agora considerando um comportamento não linear para o solo. Serão usados modelos constitutivos baseado na teoria da plasticidade.

1.1. OBJETIVO

O objetivo deste trabalho será introdução do comportamento não linear de fundações, usando um modelo hiperbólico em modelagem numérica por elementos finitos tridimensionais no programa FENF e avaliar a influência do comportamento não linear dos solos nas análises de radier estaqueado.

Para se alcançar este objetivo foram cumpridas as seguintes etapas:

- ◆ Calibrar o modelo escolhido para representar o comportamento tensão-deformação.
- ◆ Simular, o comportamento de radier estaqueados em uma análise não linear considerando o solo homogêneo e estratificado.
- ◆ Analisar o efeito da não-linearidade em blocos com diferentes dimensões.

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho foi dividido em cinco capítulos, sendo:

- ◆ **Capítulo 1 – Introdução:** Apresenta-se o tema estudado e quais são os objetivos deste trabalho.
- ◆ **Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica:** São apresentados diversos trabalhos em que o comportamento não linear dos solos foi descrito. Foi dada a ênfase aos trabalhos que seguem em sua metodologia o uso funções do tipo hiperbólica para descrever a não linearidade dos solos. No final do capítulo são apresentados alguns casos que em que se fez uso de radier

estaqueados a redor do mundo e algumas metodologias de cálculo desse tipo de sistema de fundações.

- ♦ **Capítulo 3 – Metodologia:** Serão descritos os artifícios utilizados para a implementação do comportamento não linear por meio de modelo hiperbólico. Também será mostrada a configuração inicial do programa e as alterações que foram feitas para a implementação do modelo hiperbólico.
- ♦ **Capítulo 4 – Validação do programa:** Para validar a nova versão do programa foi feita uma modelagem de casos já publicados na literatura. E junto com isso, os resultados obtidos com o FENF foram comparados com os resultados obtidos anteriormente por esses autores.
- ♦ **Capítulo 5 – Efeito do comportamento não linear em radier estaqueado em solo homogêneo:** Foram feitas as modelagens de três configurações de bloco de estacas, sendo elas radiers com 4; 16 e 36 estacas sob a placa, considerando o solo homogêneo.
- ♦ **Capítulo 6 – Efeito do comportamento não linear em radier estaqueado em solo heterogêneo:** Foram feitas as modelagens de um bloco com 16 estacas sob a placa, considerando o solo e estratificado e com o fator de ruptura (R_f) constante.
- ♦ **Capítulo 7 – Conclusão:** Neste capítulo resume-se os principais resultados obtido nas análises, além de propor sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Quando se dispõe de solos com comportamento “razoável” é comum que os projetistas tenham como primeira escolha o uso de fundações do tipo rasas como sapatas ou radier. Entretanto situações, inesperadas como condições desfavoráveis a projetos com estes sistemas podem ocorrer, presença de solo mole abaixo da camada mais superficial, neste caso o projeto é concebido como fundações profundas ou por um misto dos dois sistemas mencionados, por sua vez denominado de fundações mistas.

Como a finalidade de estudar mais esse tipo de fundação neste capítulo foi feito um estudo sobre o comportamento tensão-deformação dos solos, de modelos constitutivos lineares e não lineares e sobre o comportamento de sistemas de funções mistas.

2.1. RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Definem-se tensões como grandezas quantificadoras dos esforços transmitidos de um ponto para outro em um sólido qualquer que esteja sujeito a ações exteriores. Estes conceitos foram utilizados para estabelecer as condições de equilíbrio de um ponto no interior no elemento sólido no que diz respeito ao espaço tridimensional.

A geometria da deformação foi estudada e foram introduzidas quantidades susceptíveis de quantificar as mudanças de geometria que ocorrem no processo de deformação. A forma como se relacionam tensões e deformações recebem o nome de leis constitutivas.

Os modelos constitutivos têm a função de reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão-deformação de um determinado material. Dependendo do material, este comportamento pode ser distinto. Em geral pode agrupar-se o comportamento dos materiais em modelos constitutivos que incluem um ou mais comportamentos como elástico, elastoplástico, viscoelástico, viscoplástico.

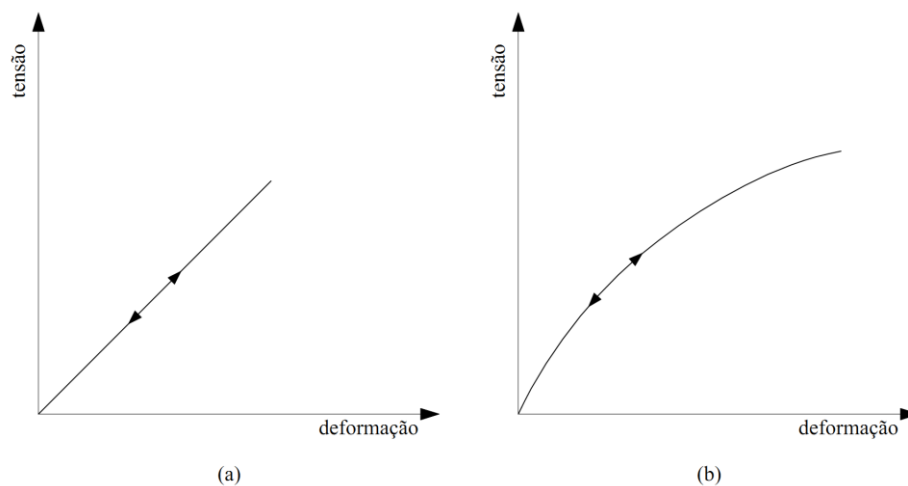
2.1.1. Comportamento elástico

O comportamento elástico tem sido um dos modelos mais utilizado nos cálculos de previsão de comportamento de sólidos de vários materiais.

O comportamento de um material elástico pode ser descrito por generalizações de instrução original de Hooke, em que as tensões são exclusivamente determinadas pelas deformações, isto é, há uma relação de 1:1 entre tensão e deformação. Tal relação pode ser linear ou não linear (Figura 2.1).

É usual definir-se material elástico como aquele que recupera seu estado inicial depois de submetido a um ciclo completo de carregamento e descarregamento sem sofrer deformações permanentes (TIMOSHENKO, 1970).

Figura 2.1 - Relação tensão-deformação Linear (a) Não linear (b)



2.1.1.1. Linear elástico

O modelo constitutivo mais utilizado em análise estrutural é o que assume o material linear elástico isotrópico. Devido a sua simplicidade, o número de parâmetros para a sua completa descrição se limita a duas grandezas: o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

Observações experimentais em fios metálicos quando submetidos a carregamentos uniaxiais, como mostra a Eq. 2.1.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.1)$$

Em que:

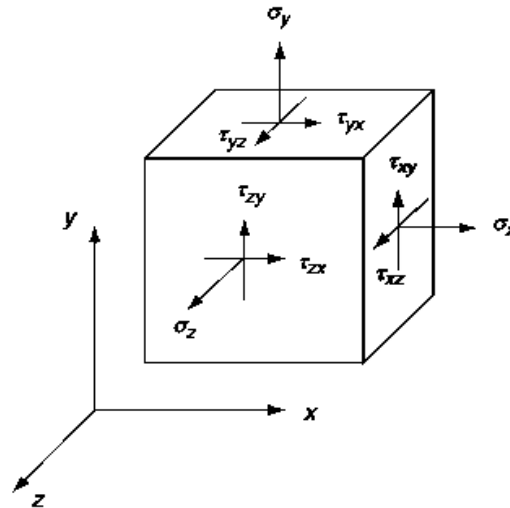
σ – Tensão normal

E – Módulo de elasticidade

ε – Deformação

Ao considerar o caso de um elemento tridimensional (Figura 2.2), a Eq. 2.1 pode ser generalizada:

Figura 2.2 – Componentes de tensão (SADD, 2005)



Na forma expandida de

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{Bmatrix} = [C] \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

Ou em sua forma compacta

$$\{\sigma\} = [C] \cdot \{\varepsilon\} \quad (2.3)$$

Em que:

$\{\sigma\}$ – Vetor de tensões

$[C]$ – Matriz constitutiva elástica

$\{\varepsilon\}$ – Vetor de deformações

A matriz C trata-se de uma matriz 6x6, uma vez que há 6 componentes independentes de tensão e 6 de deformação. Entretanto, ao se considerar a energia armazenada em um corpo elástico quando deformado, pode-se demonstrar que esta matriz é simétrica, sendo seus coeficientes

reduzidos a um número de 21. Ao levar em consideração o conceito de isotropia, assume-se que o material possui eixos e planos de simetria em qualquer direção, dando a possibilidade representar a matriz C somente em função de duas variáveis, que são: Módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

$$[C] = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ & & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ & & & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ & & & & C_{55} & C_{56} \\ \text{Simétrica} & & & & & C_{66} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Por se tratar de um material homogêneo pode-se assumir que

$$C_{ij} = C_{ji} \quad (2.5)$$

Em C_{ij} o índice i representa a linha de C e o índice j a coluna. Os índices i e j podem adotar os valores variando de 1 a 6.

Os valores dos elementos (não nulos) que compõe a matriz representada na Eq. 2.5 são dados de acordo com as Eq. 2.6, 2.7 e 2.8. Sendo os demais componentes da matriz C nulos.

$$C_{11} = C_{22} = C_{33} = 1 - \nu \quad (2.6)$$

$$C_{44} = C_{55} = C_{66} = \frac{1}{2} - \nu \quad (2.7)$$

$$C_{12} = C_{13} = C_{21} = C_{23} = C_{31} = C_{32} = \nu \quad (2.8)$$

Em que:

ν – Coeficiente de Poisson

2.1.1.2. Não linear elástico

O modelo apresentado no item anterior tem como característica principal a representação do comportamento elástico dos materiais através de um valor constante para o módulo de elasticidade. Entretanto, os materiais ditos elásticos não lineares apresentam um comportamento tensão-deformação de acordo com a Figura 2.1(b), sendo assim o seu módulo de elasticidade é variável com a alteração do seu estado de tensão.

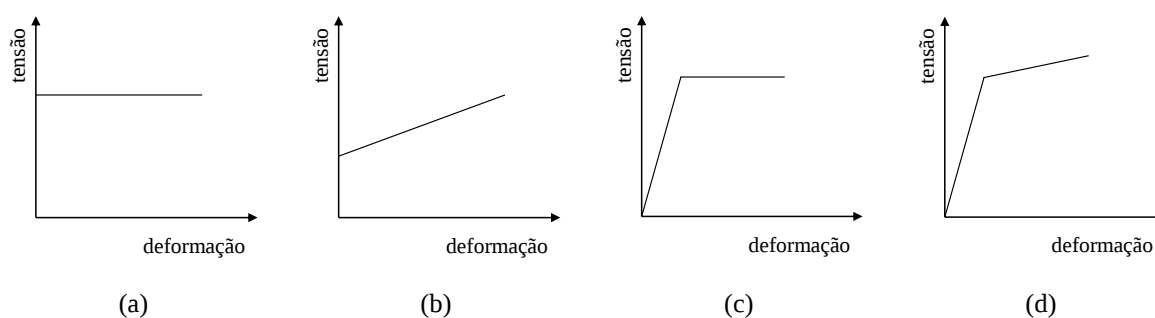
Tornando válida a Eq. 2.3 para este caso também, sendo apenas o valor de E seria alterado e as demais componentes da Eq. 2.4 inalterados, ou seja os valores dos elementos (não nulos) que compõe a matriz representada na Eq. 2.5 continuam sendo os mesmos que são dados de acordo com as Eq. 2.6, 2.7 e 2.8 e os demais componentes da matriz C são iguais a zero.

2.1.2. Comportamento elastoplástico

As deformações plásticas de um material são irreversíveis, sendo que, a energia recebida durante o carregamento é dissipada no seu interior. Para muitos materiais a relação tensão-deformação não pode ser condensada em uma relação única, muitos estados de deformações não correspondem a um só estado de tensões e vice-versa.

Os principais modelos que governam esses comportamentos podem ser de quatro tipos: Rígido perfeitamente plástico, rígido-plástico com encruamento linear plástico, elástico-perfeitamente plástico e elastoplástico com endurecimento (Figura 2.3).

Figura 2.3 - Modelo elastoplástico. (a) perfeitamente plástico, (b) rígido-plástico com encruamento linear, (c) elástico-perfeitamente plástico e (d) elastoplástico com endurecimento



Um material pode ser denominado perfeitamente plástico ou com comportamento de endurecimento/amolecimento conforme a sua função de plastificação.

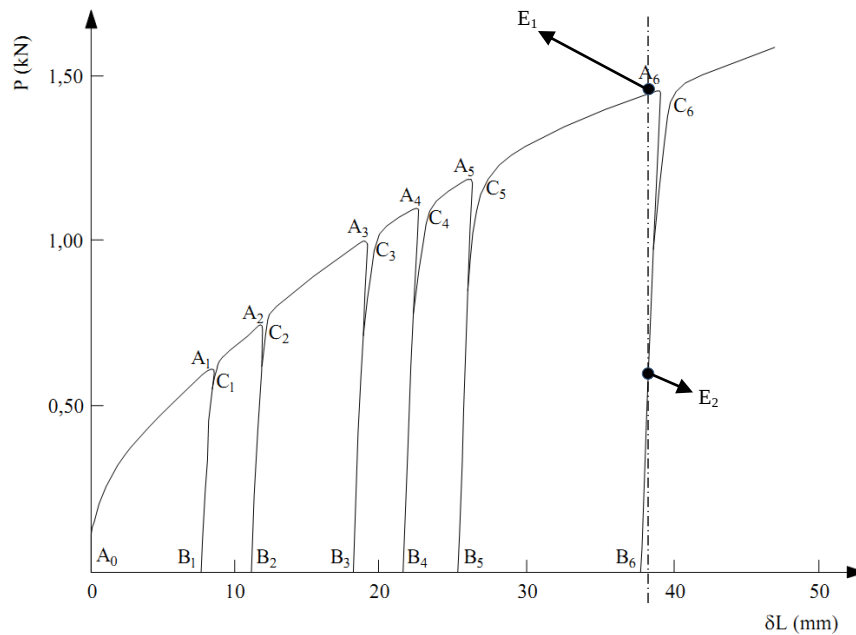
O modelo elastoplástico com endurecimento pode tanto apresentar o endurecimento de forma linear, multilinear ou não-linear.

Por exemplo, ao considerar o primeiro carregamento de um fio de cobre recozido de tensão simples, pode seguir uma curva de carga. Nota-se quando a carga é removida o fio é deixado com um alongamento permanente sob carga zero como mostrado no trecho $A_0A_1B_1$ – Figura 2.4.

Se o fio for recarregado para cargas inferiores a carga máxima anterior, então uma resposta elástica é observada (trecho B_1C_1 – Figura 2.4), embora haja um ligeiro desvio da trajetória de

descarga em relação a trajetória de carregamento máximo), ou seja, existe uma relação 1:1 entre carga e de deformação. Se a carga máxima anterior for ultrapassada, o comportamento elástico deixa de existir ocasionando um alongamento adicional permanente no fio (trecho $B_1C_1A_2B_2$ – Figura 2.4).

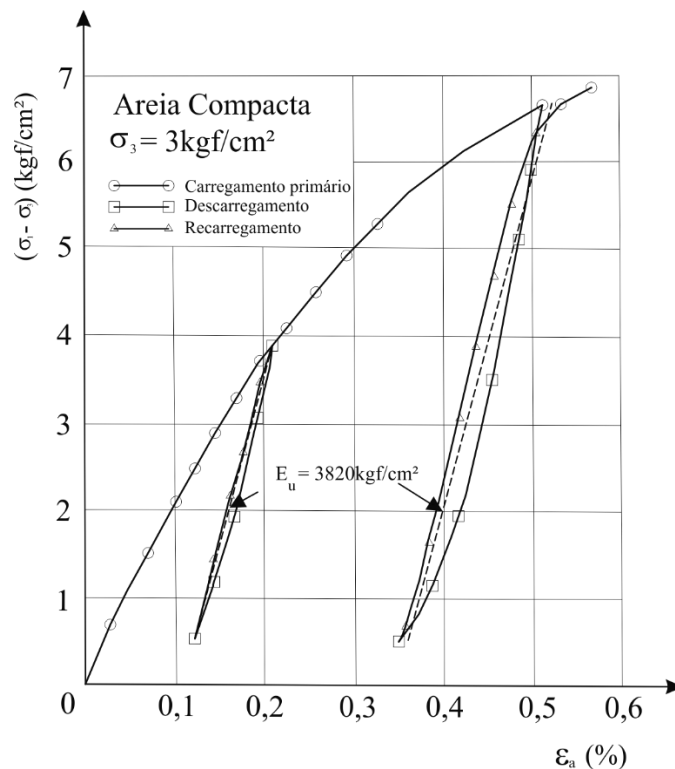
Figura 2.4 – Ensaio de tração cíclico em fio de cobre recozido com comprimento inicial $L = 25,15$ mm e diâmetro $D = 3,23$ mm (Modificado de TAYLOR; QUINNEY, 1931)



Em princípio, o recarregamento do fio de cobre até que a carga máxima anterior, pode ser modelado de forma não linear, considerando-o como um comportamento não linear. Tal descrição seria de aplicação extremamente limitada, no entanto, uma vez que não seria capaz de fazer face a observação de que com o descarregamento subsequente não reconstitui o mesmo caminho.

Tal padrão de comportamento pode, no entanto, ser os descritos usando um modelo elástico-plástico. As extensões irreversíveis que permanecem sob uma carga nula são consideradas como deformações plásticas e pode ser considerado como novos estados de referência a partir do qual a resposta elástica subsequente pode ser medida, desde que a última carga máxima passado não seja excedida. Assim como os metais quando submetidos a extensão (tração), os solos apresentam um comportamento análogo quando submetido a um carregamento de compressão (Figura 2.5).

Figura 2.5 - Ensaio triaxial drenado cíclico em areia compacta (Modificado de DUNCAN; CHANG, 1970)



Nos últimos anos, o termo “geomateriais” tornou-se bastante abrangente sendo geralmente compostos por solos, rochas ou concreto. O que estes materiais têm em comum, e em contraste com os metais, é a grande sensibilidade do seu comportamento mecânico à compressão, resultando em resistências muito diferentes na tração e na compressão. Dentre esses materiais existem diferenças, por exemplo o solo rompe por cisalhamento e portanto pode ser classificado como um material plástico no sentido comum.

Dado que os mecanismos de ruptura não serem iguais entre gamas de materiais diferentes, não existe um critério de plastificação universal para todos os materiais. Por exemplo, nos materiais correntemente utilizados, é usual distinguir-se os materiais frágeis dos materiais dúcteis, pelo que os critérios de plastificação a aplicar, nuns e noutros, não coincidem.

São exemplos de critérios de plastificação:

- ◆ Tensão Normal Máxima
- ◆ Tresca
- ◆ Mohr-Coulomb
- ◆ Beltrami
- ◆ Von Mises
- ◆ Drucker-Prager
- ◆ Green

2.2. MODELOS DESENVOLVIDOS PARA SOLOS

Uma grande variedade de materiais são estudados assumindo-se que possuam comportamento elástico quando submetidos a carregamentos. Embora em alguns se possa observar deformações lentas e contínuas quando carregados sob carga constante, quando retirados os carregamentos, as deformações decrescem continuamente e passam a seguir uma tendência de recuperação da configuração inicial, apresentando um comportamento viscoelástico.

O comportamento dos maciços de solos quando submetidos a condições de carregamento ou descarregamento pode ser descrito numericamente ao se fazer uso de métodos numéricos e de algum modelo constitutivo que possam descrever o comportamento tensão deformação do solo. Entretanto a qualidade das previsões feitas está condicionada a escolha do modelo de modo que as idealizações feitas sejam os mais próximos do verdadeiro comportamento do solo. Segundo Young e Ko (1981) vários modelos na mecânica dos solos conseguem representar grandes deformações que ocorrem acima do limite elástico, mas abaixo da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.

A lei constitutiva mais simples utilizada em engenharia é a elástico linear (lei de Hooke). Mas quando se fala em solos essa lei tem aplicação limitada a um determinado nível de carregamento, pois o comportamento deste material é influenciado por vários fatores como o estado de tensão, tensões residuais, deformações volumétricas quando submetido a tensões cisalhantes (dilatância), histórico de tensões, teor de umidade e dependência com relação ao tempo entre outros.

Vários modelos constitutivos, com potencial aplicação ao solo, são fundamentados na Teoria da Elastoplasticidade. Os modelos baseados nesta teoria apresentam grandes vantagens comparados aos elástico-lineares e até mesmo aos elástico-não-lineares, quando apenas carregamentos monotônicos são impostos. Isso se deve à teoria da plasticidade ter sido desenvolvida através de equações de evolução, baseadas em princípios físicos consistentes, nos quais são consideradas a ocorrência de deformações irreversíveis.

2.2.1. Histórico

Até a década de 1950, ainda não existia um esforço direcionado à modelagem do comportamento tensão-deformação do solo. Drucker & Prager (1952) ao idealizarem o solo

como um material elastoplástico perfeito foram os primeiros que propuseram uma função de plastificação, essa função é derivada do critério de Mohr-Coulomb para os solos.

Entretanto é necessário levar algumas características de comportamento não considerados por Drucker como características particulares do solo tais como sua natureza dilatante, friccional e a ausência de limites definidos entre a zona de deformações plásticas e de deformações elásticas.

Para examinar se a resposta geral de um solo é coerente com a realidade deve-se fazer um comparativo com ensaios de laboratório. Para formulação de um modelo constitutivo qualquer, o ideal seria que ele pudesse representar a realidade do comportamento do material, com o mínimo de parâmetros de cálculo.

A implementação de modelos que descrevem o comportamento elastoplástico de materiais como os solos também têm sido realizados por meio de métodos numéricos como o MEF. Esse método pode ser utilizado na análise da distribuição de tensões e para prever como o solo irá deformar, permitindo simular diferentes condições de carregamento, bem como acompanhar as mudanças da zona inelástica ao longo do tempo, ou seja, acompanhar a natureza progressiva da ruptura.

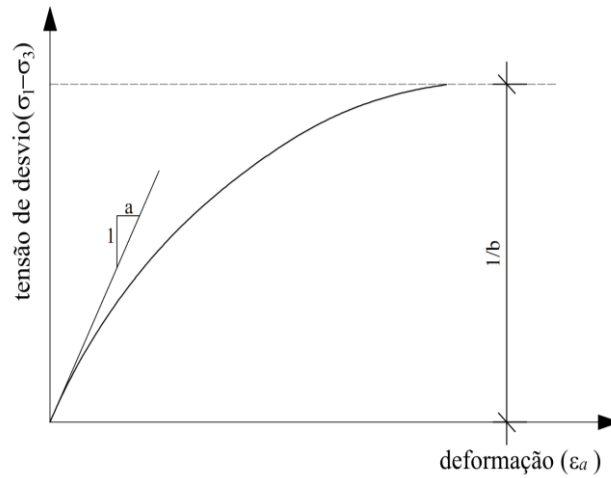
2.3. MODELO HIPERBÓLICO

Existem algumas formas de abordagens utilizadas para modelar a não linearidade dos solos na região elástica. Neste trabalho lida-se apenas com modelos baseados na relação tensão-deformação hiperbólica.

O modelo hiperbólico é um exemplo de análise não linear e pode ser classificado em duas categorias, elástico e não linear, apresenta como principal vantagem a generalidade. O modelo pode ser usado para representar curvas tensão-deformação de solos que podem variar desde argilas, areias e até pedregulhos. Podendo ser usado em análise drenadas e não drenadas.

Na sua forma original, o modelo emprega os módulos tangente (E_t), que varia em função do nível de tensão. O modelo assume que as curvas tensão-deformação, sob determinada tensão confinante (σ_3), podem ser aproximadas razoavelmente por hipérboles como pode ser visto na Figura 2.6.

Figura 2.6 - Curva Hiperbólica



Kondner² (1963 *apud* DUNCAN; CHANG, 1970) mostra que a não linearidade das curvas tensão-deformação de argilas e areias podem ser aproximadas por uma hipérbole com um alto grau de precisão. A Eq. 2.9 foi proposta por Kondner.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad (2.9)$$

Em que:

a – Inclinação inicial da reta tangente a curva tensão-deformação

b – Valor da assíntota

Os parâmetros a e b podem ser obtidos experimentalmente, mas Kondner também sugere que os valores de a e b podem ser obtidos caso seja feita a derivada da Eq. 2.9 seja como sugerido na Eq. 2.10 quando se assume o valor de $\varepsilon=0$.

$$\frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_a} = \frac{1}{a + b\varepsilon_a} \quad (2.10)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{1}{a} = E_i \quad (2.11)$$

Em que:

² Kondner, R. L. Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**. ASCE, v 89. n. SM1, p.115-143, 1963.

E_i – O módulo de elasticidade inicial

Em contra partida, para $\varepsilon = \infty$, tem-se o valor de b dado pela Eq. 2.12.

$$\lim_{\varepsilon \rightarrow \infty} (\sigma_1 - \sigma_3) = \lim_{\varepsilon \rightarrow \infty} \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} = \frac{1}{b} \quad (2.12)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{1}{b}$$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ – Tensão de ruptura, correspondente à assíntota da curva hiperbólica

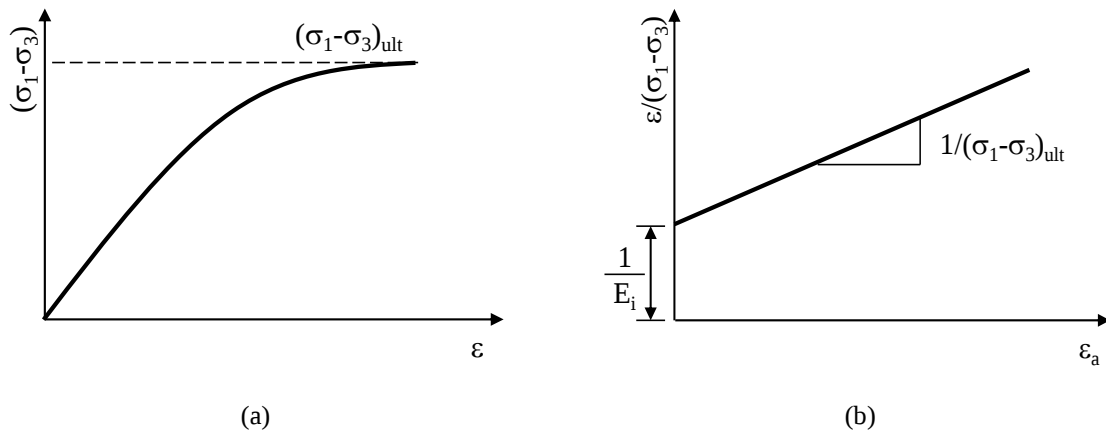
Reescrevendo a Eq. 2.9 considerando os valores das constantes a e b pode-se representar a as deformações

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \varepsilon_a} \quad (2.13)$$

$$\frac{\varepsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_2} = \frac{1}{E_i} + \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \varepsilon_a$$

A Eq. 2.13 pode ser representada por uma hipérbole ou por uma reta como pode ser visto na Figura 2.7.

Figura 2.7 - Transformação da Curva Hiperbólica



Entretanto ao fazer a transformação da curva hiperbólica é comum ser encontrado valores para assíntota $(\sigma_1 - \sigma_3)$ maiores do que a resistência à compressão do solo. Isto seria de esperar, devido à hipérbole permanecer abaixo da assíntota em todos os valores finitos de tensão. O valor assintótico pode estar relacionado com a resistência à compressão, no entanto, por meio de um fator de ruptura (R_f) essa diferença pode ser corrigida (Eq. 2.14) (DUNCAN; CHANG, 1970).

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (2.14)$$

Então se pode reescrever a tensão de desvio em função dos parâmetros módulo tangente inicial (E_i) e tensão de ruptura de acordo com a Eq. 2.15.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{\left(\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right)} \quad (2.15)$$

O módulo de elasticidade inicial (E_i) pode ser encontrado a partir da Eq.2.16.

$$E_i = K \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (2.16)$$

Em que:

K – 1º Parâmetro hiperbólico

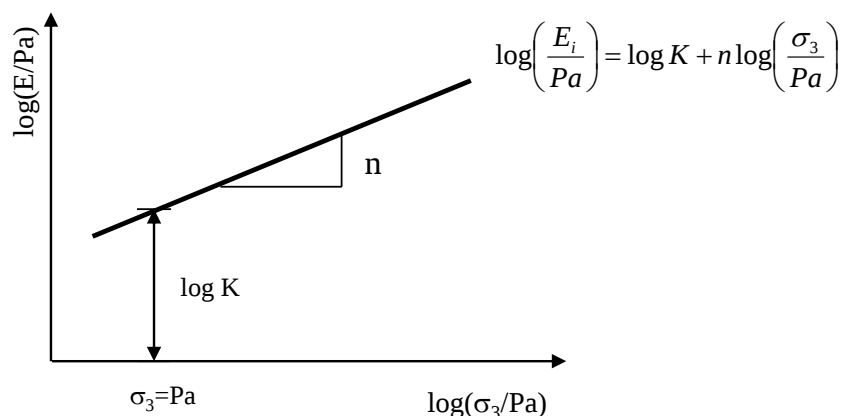
Pa – Pressão Atmosférica

σ_3 – Tensão confinante

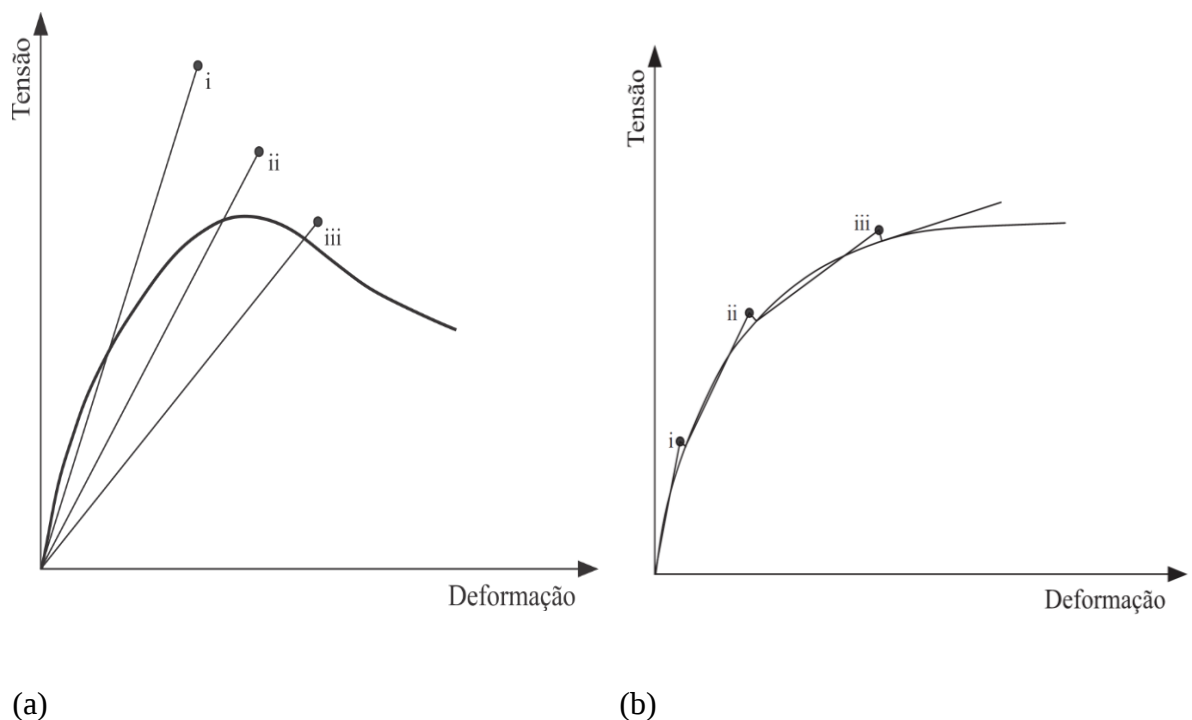
n – 2º Parâmetro hiperbólico

A forma hiperbólica é capaz de representar a compressão uniaxial (não confinada) e triaxial. A pressão atmosférica ($Pa = 101,3 \text{ kPa}$) é usada para adimensionar os parâmetros K e n que por sua vez podem ser determinados reescrevendo a Eq. 2.16, e fazendo a plotagem logarítmica E_i / Pa versus σ_3 / Pa (Figura 2.8). (AL-SHAYEA *et al.*, 2001).

Figura 2.8 – Variação do Módulo de elasticidade inicial de acordo como o nível de confinamento



Este modelo é definido por um módulo de elasticidade variável. Sabendo que o módulo aumenta com o aumento da tensão confinante e diminui com o aumento da tensão de cisalhamento. O módulo de elasticidade pode ser encontrado fazendo uso de um processo iterativo (Figura 2.9 (a)) ou incremental (Figura 2.9 (b)).

Figura 2.9 - Técnicas de aproximação do comportamento tensão-deformação não linear
(a) processo incremental e (b) processo iterativo

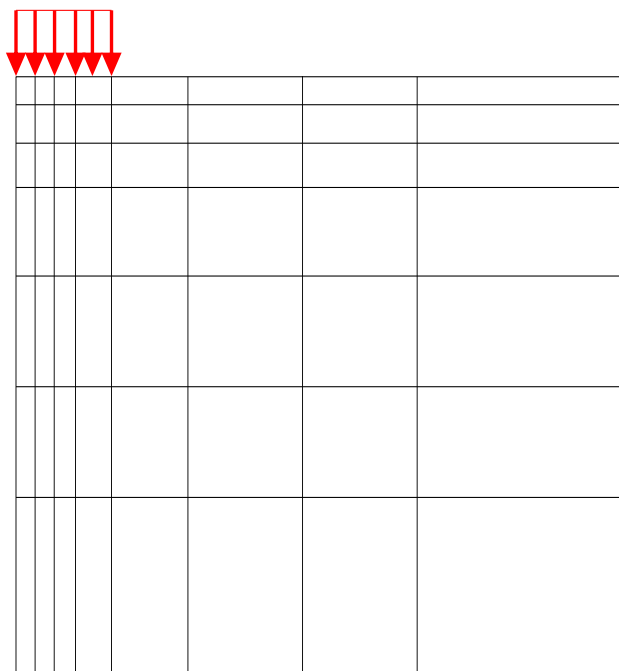
Considerando um maciço de solo submetido a um carregamento, onde o domínio de solo dividido em várias partes, aqui denominado por elemento, um esquema é mostrado na Figura 2.10. O modo iterativo ocorre em uma serie de análises para o mesmo problema, isto é, para um mesmo carregamento externo a análise é feita repetidamente, após cada análise os

valores de tensões e deformações no interior de cada elemento são examinados com a finalidade de determinar se estes satisfazem a relação não linear adequada entre tensão e deformação.

Na Figura 2.9 (a) as interações são representadas pelas retas i,ii e iii, adota-se um valor de E_i e é feita a primeira interação, verifica-se se a relação tensão deformação é satisfeita para aquele elemento, caso contrário um novo valor de módulo de elasticidade é selecionado para esse elemento e passa a próxima análise dando origem a uma nova interação.

A principal vantagem deste processo é a possibilidade de representar a relação tensão-deformação mesmo após ter superado o valor de pico (Figura 2.9) a tensão começa a decrescer entretanto as deformações continuam a aumentar. Sua principal desvantagem é a dificuldade de se admitir valores não nulos para as tensões e/ou deformações nos trechos iniciais da curva.

Figura 2.10 – Domínio de solo submetido a carregamento



O processo incremental, parte do princípio de que o carregamento externo é dividido em uma série de passos de carga. No início de cada incremento o módulo de elasticidade do elemento é modificado a partir do estado de tensão deste mesmo elemento. A relação tensão-deformação é aproximada por uma série de retas tangentes ou secantes a curva tensão-deformação, como mostrado na Figura 2.9 (b).

Esse método apresenta como principais vantagens a capacidade de computar as tensões iniciais, além da forma como o carregamento é imposto. O carregamento é imposto na forma de incrementos e se assemelha muito com o que acontece no mundo real. Por exemplo, o

carregamento imposto ao solo devido à construção de um edifício que se dá aos poucos, acompanhando a evolução da obra, isto é, a carga vai aumentando conforme os pavimentos do prédio são construídos.

A principal desvantagem desta metodologia é a impossibilidade de representar um estado de tensão ou deformação para uma tensão de magnitude superior à tensão de pico da curva tensão-deformação.

A tensão de desvio na ruptura também é função da tensão de confinamento e pode ser expressa a partir da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, Eq. 2.17

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (2.17)$$

Em que:

c – Intercepto de coesão do solo

ϕ - Ângulo de atrito

Considerando que tensão de confinamento permaneça constante, o módulo de elasticidade em qualquer ponto da curva pode ser encontrado substituindo a Eq. 2.15 na Eq. 2.18 e fazendo a diferenciação obtém-se a Eq. 2.19.

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon} \quad (2.18)$$

$$E_t = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \right]^2} \quad (2.19)$$

Em que:

E_t – Módulo tangente de elasticidade final

Pode-se isolar a deformação axial (ε_a) reescrevendo a Eq. 2.15 e multiplicando o segundo membro da equação por $(\sigma_1 - \sigma_3)$ obtém-se a Eq. 2.20, que por sua vez é substituída na Eq. 2.19, dando origem a uma nova equação que junto com Eq. 2.17 dão origem a Eq. 2.21.

$$\varepsilon_a = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i \left(1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right)} \quad (2.20)$$

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)} \right]^2 K \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (2.21)$$

A não linearidade e a influência da tensão de confinamento são fatores que o modelo hiperbólico consegue descrever, mas cabe lembrar que essa metodologia de cálculo não leva em consideração certos parâmetros de alguns solos como a dilatância e a influência da tensão principal, de modo que o modelo apresenta comportamento semelhante em trajetórias de compressão, tração ou estado de deformação plana.

2.4. APLICAÇÃO DE MODELOS HIPERBÓLICOS EM FUNDAÇÕES

Fleming (1992) apresenta um método de previsão do comportamento tensão deformação de uma estaca isolada no qual faz uso de funções hiperbólicas com a finalidade de descrever as componentes de atrito lateral e da base da estaca. Quando estas funções são combinadas, e o encurtamento elástico da estaca é adicionado através de um procedimento relativamente simples, um modelo preciso pode ser obtido por um método simples que se baseia no fato de que uma função hiperbólica requerer apenas a definição de sua origem, sua assíntota e da sua inclinação inicial ou de um único ponto na função.

Entretanto Fleming (1992) diz também que duas características podem levar o método a uma superestimação da carga última da estaca. A primeira seria a natureza da função e a inclinação das curvas traçadas levam à representação de funções diferentes em cada caso. A segunda é a influência do encurtamento elástico da estaca, como pode ser facilmente demonstrada ao remover esta parcela antes de traçar a curva carga-recalque.

Fellenius (1980) mostra que a maioria das definições de carga última são arbitrárias, baseando-se geralmente em coeficientes relacionados a alguma característica geométrica da estaca.

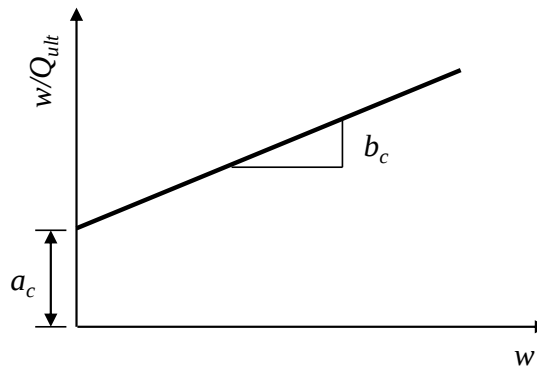
O método de Chin (1970) sugere uma função hiperbólica para descrever o comportamento do sistema fundação-solo. A metodologia será brevemente exposta, a partir da Eq. 2.22.

$$Q_{ult} = \frac{w}{a_c + b_c w} = w = \frac{\frac{a_c}{b_c} Q_{ult}}{\frac{1}{b_c} - Q_{ult}} \quad (2.22)$$

Através dos resultados obtido a partir de uma prova de carga de uma estaca isolada, os parâmetros a_c e b_c podem ser estimados fazendo-se com que a Eq. 2.22 seja rescrita de acordo com a Eq. 2.23.

$$\frac{w}{Q_{ult}} = a_c + b_c w \quad (2.23)$$

Figura 2.11 - Parâmetros a_c e b_c do método de Chin



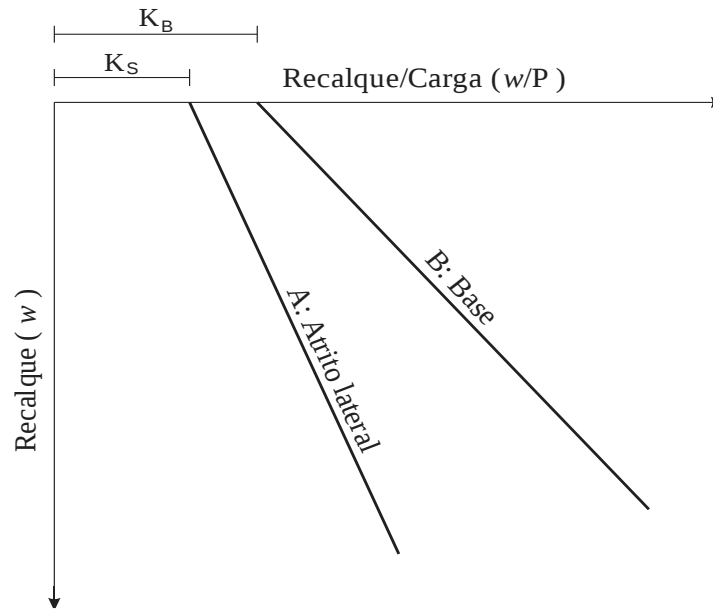
Em que:

a_c – Inverso da rigidez (tangente) inicial do sistema estaca-solo

b_c – Inverso da carga última a partir do método de Chin.

A Figura 2.12 mostra um típico esquema do método de Chin no qual a inclinação da reta “A” define a capacidade lateral última da estaca e a reta “B” define a capacidade última da base. Partindo da interpretação do gráfico (Figura 2.12) pode-se definir a resistência última lateral pela Eq. 2.24.

Figura 2.12 - Componentes lateral e de base



$$Q_{uA} = \frac{w_A}{\frac{w_A}{P_A} - K_A} \quad (2.24)$$

Rescrevendo a Eq. 2.24.

$$w_A = \frac{K_A Q_{uA} P_A}{Q_{uA} - P_A} \quad (2.25)$$

Em que:

w_A – Recalque do fuste

K_S – Intercepto nos eixos das abcissas

P_A – Carga qualquer no topo da estaca

Q_{uA} – Carga lateral última

O recalque da base pode ser escrito de forma análoga de acordo com a Eq. 2.26.

$$w_B = \frac{K_B Q_{uB} P_B}{Q_{uB} - P_B} \quad (2.26)$$

Em que:

w_B – Recalque da base

K_B – Intercepto nos eixos das abcissas

P_B – Carga qualquer no topo da estaca

Q_{uB} – Carga última na base

Há evidências substanciais de que o recalque devido a mobilização para uma determinada carga é uma função direta do diâmetro do fuste (D_f). Da mesma forma, um considerável número de estudos parecem indicar que K_A é uma função inversa da U_A , justificando o motivo de uma dada carga diminuir com o aumento resistência lateral atuante na estaca (FLEMING;1992), como representado na Eq. 2.27

Logo:

$$K_A = \frac{M_s D_f}{Q_{uA}} \quad (2.27)$$

Em que:

D_f – Diâmetro do fuste

Nota-se que M_s se torna um fator adimensional de flexibilidade, com a natureza de inclinação angular, logo a Eq. 2.25 pode ser reescrita, como descrito na Eq. 2.28

$$w_A = \frac{M_s D_f P_A}{Q_{uA} - P_A} \quad (2.28)$$

M_s é fator de inclinação tangente na origem da função hiperbólica, que representa a componente de atrito lateral da estaca. Podendo variar de 0,004 em solos moles a muito moles até ~ 0.0005 em solos muito duros ou rochas brandas.

Em relação ao recalque da base. Se for considerado uma estaca de seção circular tem-se:

$$w_B = \frac{\pi}{4} \frac{q_b}{E_B} D_b (1 - \nu^2) f_1 \quad (2.29)$$

Em que:

E_B – Módulo de elasticidade do solo abaixo da base da estaca

q_b – Tensão na base da estaca

D_b – Diâmetro da base da estaca

ν - Coeficiente de Poisson

f_1 – Fator de flexibilidade

Para avaliar o módulo secante a partir de uma relação carga-recalque de um modo padrão, é habitual ter o seu valor para um quarto (1/4) da tensão máxima de funções não lineares. Assim, no caso de estacas a Eq. 2.29 pode ser reescrita considerando $\nu=0,30$ e $f_1=0,85$.

$$w_B = 0,6075 \frac{q_b}{E_B} D_b \quad (2.30)$$

Se carga última na base for dividida por quatro ($Q_{uB}/4$) as Equações 2.26 e 2.30 podem ser igualadas e o coeficiente K_B pode ser determinado pelo ponto de interseção entre as duas curvas.

$$K_B = \frac{0,58}{E_B D_b} \approx \frac{0,60}{E_B D_b} \quad (2.31)$$

A Eq. 2.26 pode ser reescrita como:

$$w_B = \frac{0,60 Q_{uB} P_B}{E_B D_b (Q_{uB} - P_B)} \quad (2.32)$$

As parcelas normalizadas para uma grande variedade de solos, variando de solos muito moles até solos muito resistentes e rochas moles são mostrados nas Figuras 2.13 e 2.14. Para ambas as imagens o atrito lateral é calculado.

Figura 2.13 – Normalização da relação atrito lateral/recalque em solos de moles a rígidos ($M_s = 0.005 - 0.0005$). Modificado de FLEMING (1992)

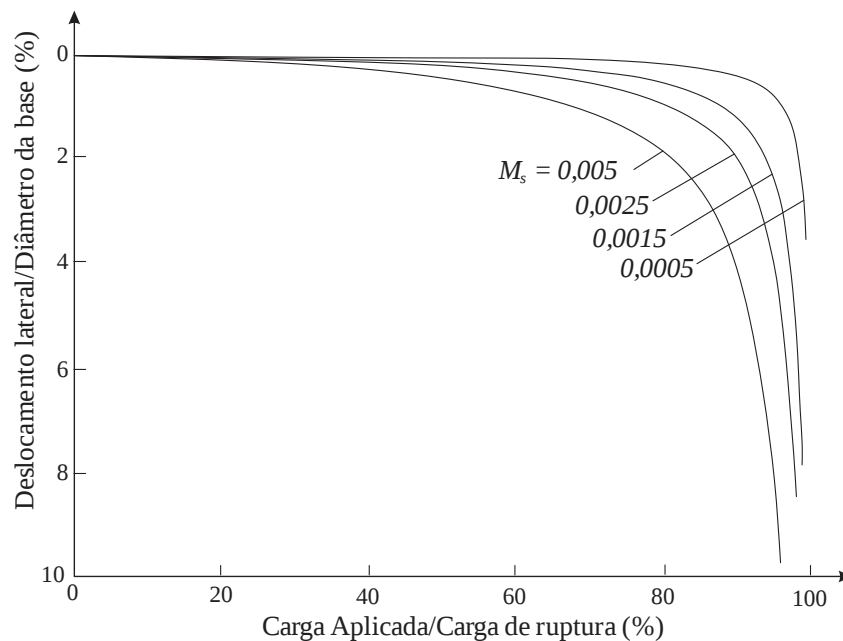
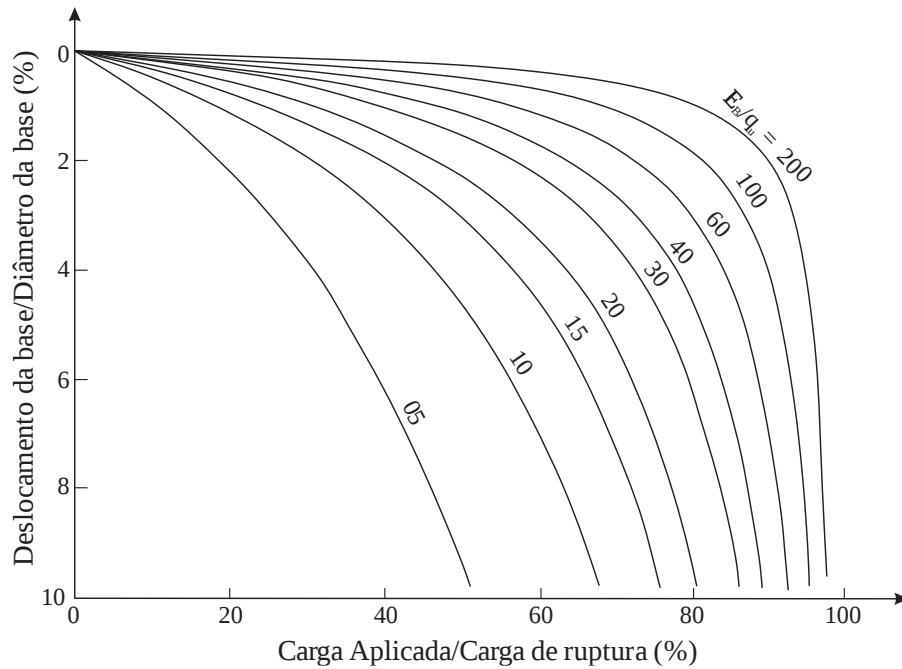


Figura 2.14 – Normalização da relação carga na base/recalque em solos de moles a rígidos.
Modificado de FLEMING (1992)



Um modelo conveniente é fornecido pela aproximação hiperbólica, quando o módulo de cisalhamento secante (G), varia de forma linear com o nível de tensão de cisalhamento de acordo com a Eq. 2.33 (RANDOLPH, 1994).

$$\frac{G}{G_0} = 1 - R_{f*} \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right) \quad (2.33)$$

Em que:

τ_f – Tensão de cisalhamento na ruptura

R_{f*} – é um parâmetro que determina o grau de curvatura da resposta de tensão-deformação.

Os valores de R_{f*} são geralmente adotados na faixa de 0,9 – 1,0. Fahey & Carter (1993) afirmam que na prática, os solos reais mostram frequentemente um decréscimo rápido do módulo secante com nível de tensão de cisalhamento e recomendam o uso das Eq.2.34

$$\frac{G}{G_0} = 1 - R_{f*} \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^g \quad (2.34)$$

Para solos que apresentam uma queda muito rápida na rigidez de cisalhamento ao se aproximar da tensão de cisalhamento limite, Fahey & Carter (1993) sugerem baixos valores para o parâmetro g , na ordem de 0,25.

Randolph (1994) mostra que para amostras de solo preparadas no laboratório ou com condições de campos pouco alteradas (baixos níveis de amolgamento) apresentaram um menor módulo de cisalhamento inicial e uma redução mais gradual no módulo de cisalhamento secante que podem ser combinados com os valores de g na faixa de 0,7 a 1,0.

Na base da estaca, o carregamento essencialmente decai com o quadrado da distância desde a base da estaca e o campo de deslocamento é mais localizado. A resultante da curva carga-recalque da base da estaca é representada por uma curva hiperbólica (FLEMING, 1992). Em níveis de carga típicos, o módulo de cisalhamento secante para a resposta de base será de cerca de 50% do inicial, a baixas deformações.

Mandolini & Viggiani (1997) destacam o comportamento carga-recalque de fundações estaqueadas por meio de análise lineares e não lineares. Neste artigo eles relatam um série de casos que envolvem radiers estaqueados, em um desses casos eles fazem um comparativo entre as formas de análise.

Para a investigação sobre o comportamento de estacas em areia, provas de carga foram realizadas em estacas isoladas. As estacas ensaiadas foram confeccionadas com tubos metálicos (fechados) com 273 milímetros de diâmetro, cravadas a uma profundidade de 9,15m abaixo da superfície do solo.

No local da prova de carga, o subsolo era composto por uma camada de areia com cerca de 11 m de espessura, recoberta por 1,4 m de areia coberta por cascalho e areia intercalados com camadas de argila dura até o leito rochoso, encontrado em uma profundidade de cerca de 14,3 m abaixo da superfície do solo. Foram considerados 5 camadas com espessuras diferentes e módulos de elasticidade também diferentes. A solução linear elástica foi feita considerando uma rigidez inicial tangente da curva carga-recalque de uma prova de carga em uma estaca isolada.

Os autores mostraram que a análise não linear melhora as previsões sobre toda a gama de cargas (Figura 2.15), e continua a ser confiável, mesmo na proximidade da carga limite (“ruptura”). Pode ser visto que a análise linear elástica permite uma boa previsão dos recalques para um nível de carregamento até 750 kN, o que corresponde a um fator de segurança de cerca de 3.

Para cargas mais elevadas, o recalque é subestimado, mas a aproximação ainda é aceitável até um fator de segurança de cerca de 2,5 (Figura 2.16).

Figura 2.15 - Comparação entre as curvas de carga de liquidação previstos e observados.

Modificada de MANDOLINI; VIGGIANI (1997)

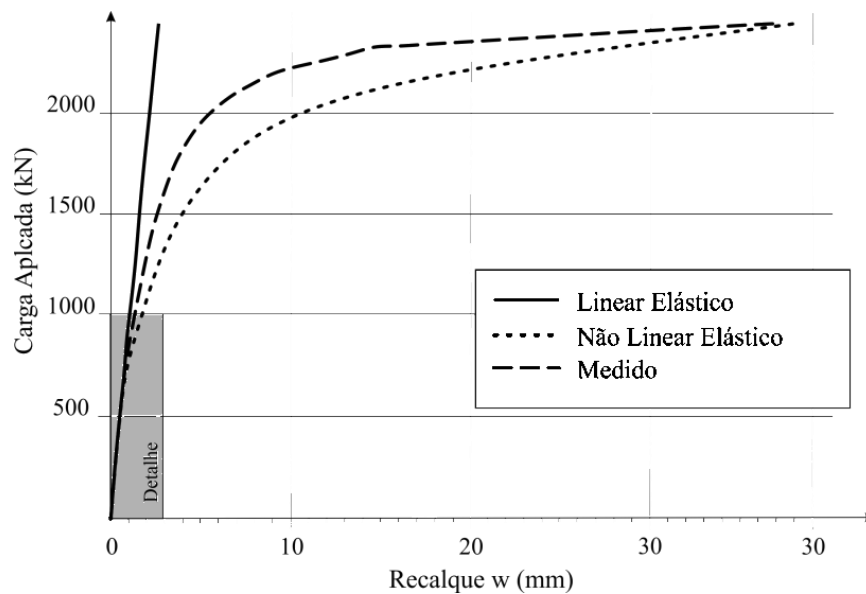
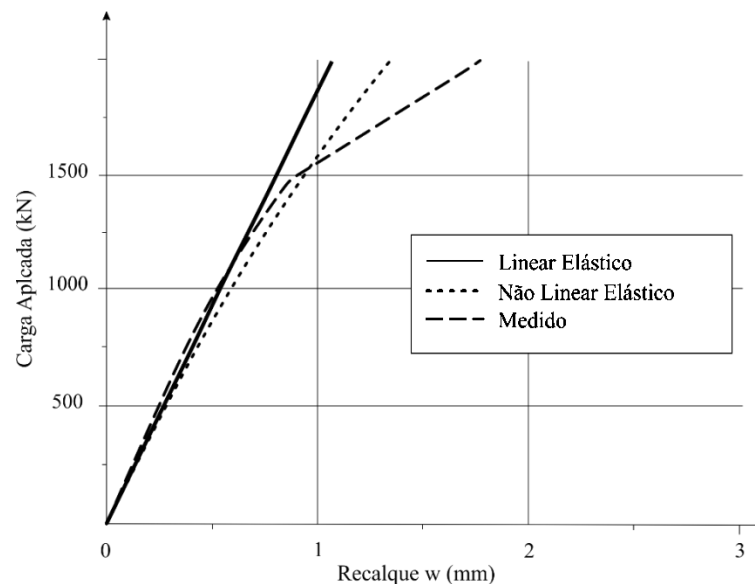


Figura 2.16 - Detalhe do Trecho inicial da curva carga recalque mostrada na Figura 2.15.

Modificado de MANDOLINI; VIGGIANI (1997)



Para fundações projetadas de acordo com a abordagem baseada em capacidade convencional e, portanto, caracterizam-se por um fator de segurança relativamente alto. Nestes casos, análises lineares e não lineares são essencialmente equivalentes para a previsão dos recalques. Elas baseiam-se em propriedades elásticas do subsolo no qual a rigidez inicial é obtida em provas de carga de estacas isoladas.

Quando o fator de segurança é baixo, a consideração da não linearidade torna-se obrigatória. É de se esperar que as fundações projetadas de acordo com a abordagem baseada nas deformações do solo, onde as estacas são essencialmente utilizadas como redutores de recalque (radier estaqueado), exigirá análise não linear.

Outro fator que se pode levar em consideração é que em um grupo de estacas a distribuição de carga não é uniforme entre as estacas. Enquanto algumas estacas podem estar com carregamento inferior a 50% da sua carga última, outras podem estar com mais carga, ou seja, trabalhando com tensões maiores que tensão admissível de projeto, tornando-se o efeito não linear bem relevante para estes casos.

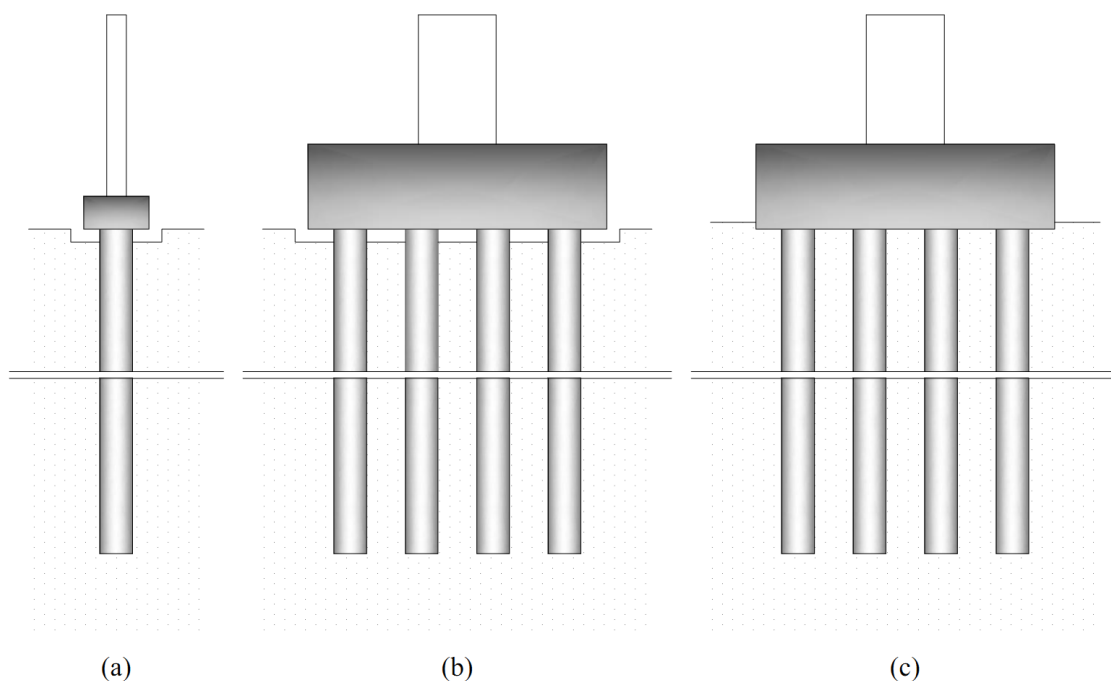
2.5. RADIER ESTAQUEADO

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), fundações superficiais são elementos em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão. As sapatas são exemplos desse tipo de fundação e podem ser definidas como elementos de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de uma armadura de aço.

Na NBR 6122 (ABNT, 2010) fundações profundas são elementos que transmitem a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, no qual sua base deve estar assente em profundidade superior a 3m ou ao dobro de sua menor dimensão em planta. Estacas e tubulões longos são exemplos desses tipos de fundações

Um radier estaqueado é uma obra geotécnica constituída de três elementos, estaca(s), radier e solo. O uso dessa técnica difere dos projetos convencionais em que é assumido que o carregamento é suportado pelas estacas ou pelo radier, dependendo de qual tipo de fundação for escolhida para o dimensionamento e devem ser adotados fatores de segurança diferentes para cada caso. (REUL, 2004).

Figura 2.17 - Tipos de sistemas de fundação: (a) Estaca isolada, (b) Grupo de estacas; (c) Radier estaqueado.



Desde muito tempo as estacas são empregadas pela humanidade, edificações centenárias como templos, igrejas históricas e castelos são exemplos clássicos das primeiras obras que implementaram estacas como elementos de transmissão de cargas ao solo e para diminuição dos recalques.

No século XIX, com o desenvolvimento industrial criou-se uma maior demanda por estruturas mais robustas sobre solos moles, desde então fundações do tipo estaqueadas passaram a ser um fator a ser considerado na realização do projeto. Os engenheiros deveriam especificar o número de estacas não mais que o necessário para suportar as cargas da edificação de modo a minimizar os custos (TERZAGHI; PECK, 1967).

Quando se pensa no carregamento de uma estaca parte-se do princípio de que uma porcentagem desse carregamento é absorvida pela resistência lateral e o restante pela base da estaca. A porcentagem de carga, a se transferir, via atrito lateral, depende de vários fatores, como propriedades e estratificação do solo, camada de apoio da base, comprimento da estaca, rigidez relativa estaca/solo, processo construtivo, entre outros (POULOS; DAVIS, 1980).

Um “grupo de estacas” ou “bloco de estacas” pode ser considerado como uma “sapata estaqueada” ou “radier estaqueado” quando o bloco de coroamento das estacas estiver em contato com o solo, fazendo assim o papel de elemento superficial da fundação (como uma sapata ou radier) (SALES, 2000).

Esse tipo de solução para a fundação é adotado nos casos em que a capacidade de suporte de carga do terreno para fundações rasas é de qualidade razoável, entretanto os recalques totais e diferenciais esperados podem ser elevados. Visando reduzir os recalques para níveis aceitáveis acoplam-se estacas sob o radier (BURLAND *et al.*, 1977).

Neste contexto, Randolph (1994) diz que o número de estacas a ser utilizado é menor, tipicamente de três a quatro vezes, do que aquele correspondente à alternativa de uma fundação estaqueada convencional, pode-se alcançar uma economia de até 75% no número de estacas e consequentemente os custos e o tempo de execução da obra.

Nos últimos anos, houve um crescimento no uso de estacas buscando reduções nos recalques do radier e dos recalques diferenciais, podendo levar a reduções nos custos de maneira considerável sem que haja redução do fator de segurança e do desempenho da fundação (POULOS, 2001).

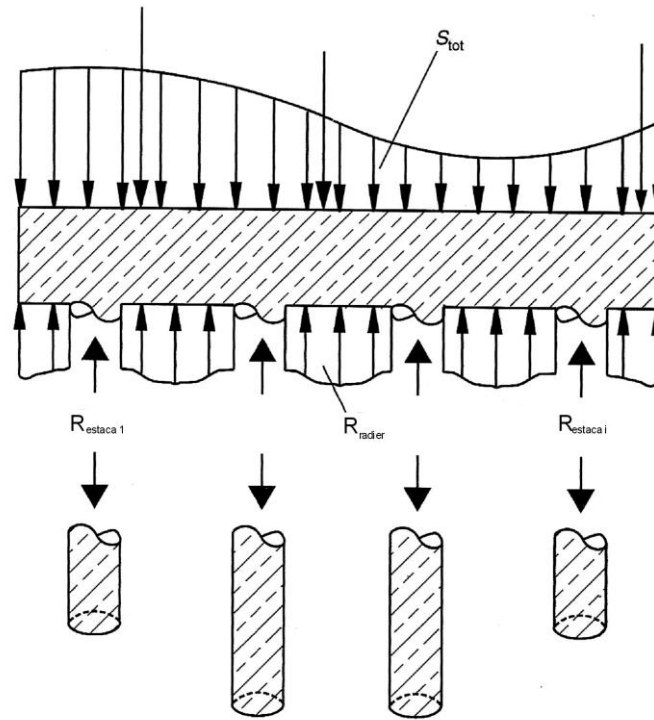
O conceito de fundação mista, por se tratar de uma metodologia muito interessante, vários outros autores têm estudado esse sistema de fundações como Prakoso, Kulhawy (2002); Leung, Klar, Soga (2010) e Nguyen *et al.* (2013).

Vendo a vantagem deste sistema de fundações, é importante saber de que forma ocorre a interação entre o maciço de solo, o estaqueamento e a placa. Ainda que haja situações em que a componente de resistência lateral das estacas não seja totalmente mobilizada ao longo de seu comprimento, o desempenho da maioria dos grupos de estacas pode ser descrito em termos de parâmetros elásticos para o solo. No entanto, é necessário ter em conta os efeitos de não linearidade antes da “ruptura” de modo que se possa ver a interação (JARDINE *et al.*, 1986).

2.5.1. Interação entre os componentes de um radier estaqueado

A distribuição total do carregamento (S_{tot}) imposto ao sistema de fundações (Figura 2.18) tem que ser menor que a soma das resistências do radier (R_{radier}) e o somatório das resistências das estacas (ΣR_{estaca}), dividida por um fator de segurança (FS) como mostrado na Eq.2.35

Figura 2.18 – Composição construtiva do radier estaqueado (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)



$$R_{tot} = \frac{R_{radier} + \sum_{i=1}^n R_{estaca}}{FS} \geq S_{tot} \quad (2.35)$$

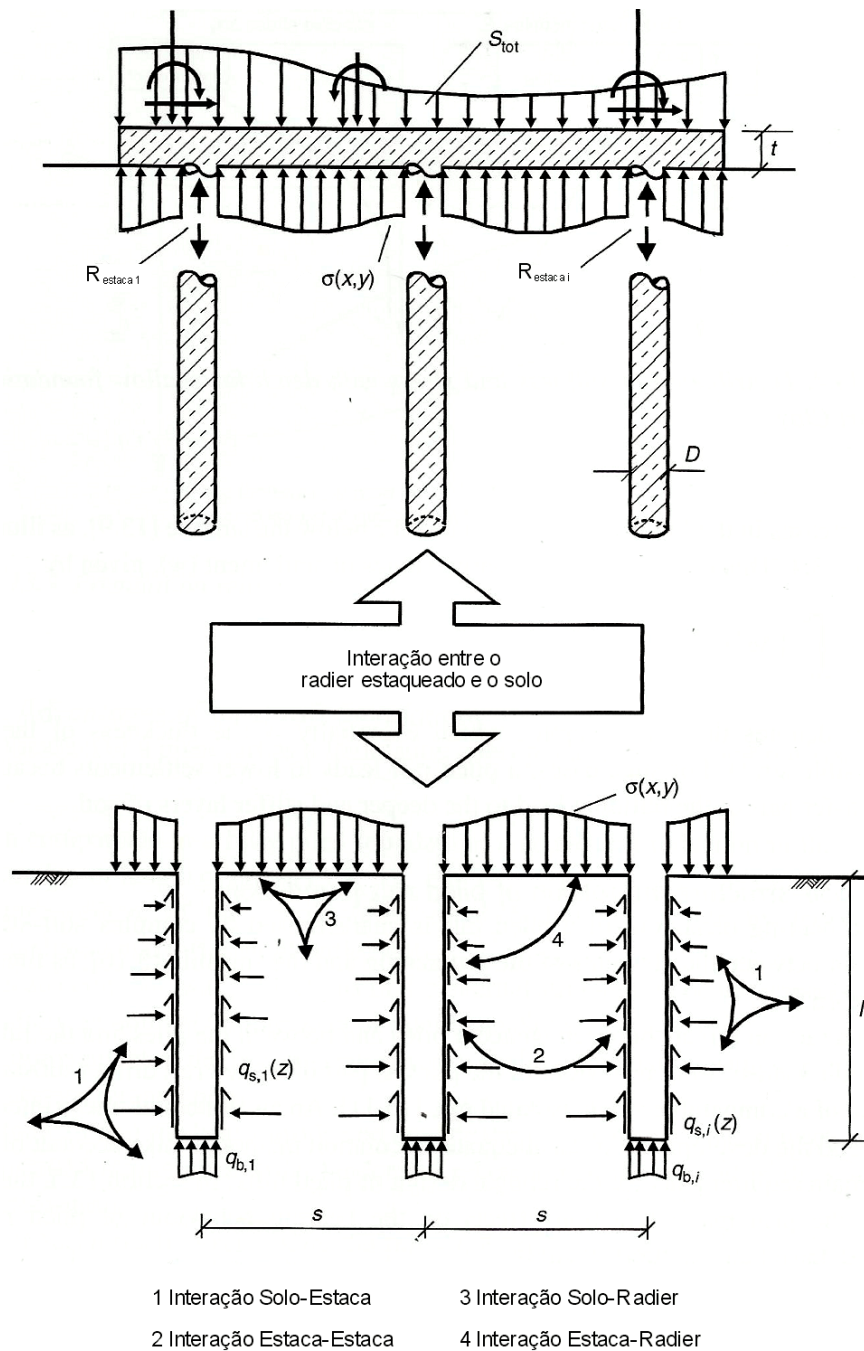
Em que:

R_{tot} – Resistência total admissível do radier

A NBR 6122 (2010) recomenda $FS=3$ para fundações do tipo rasas e $FS=2$ para fundações profundas. Como o radier estaqueado mistura características dos dois sistemas de fundações é comum que o fator de segurança esteja compreendido entre os dois intervalos, isto é, $2 < FS < 3$. O Eurocode 7 (2004) sugere um FS de 2,5 para estes casos

A distribuição do carregamento é dada de forma desigual entre os elementos do radier estaqueado devido à influência de um sobre o outro, como mostrado na Figura 2.19.

Figura 2.19 - Efeito da interação solo-estrutura para radier estaqueado (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)



Dependendo da mobilização que o carregamento provoca, o radier estaqueado pode ter comportamento que se aproximam mais de uma fundação rasa ou profunda. O fator que expressa esse comportamento é o fator de radier estaqueado (α_{pr}) que definido pela Eq. 2.36.

$$\alpha_{pr} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{estaca}}{R_{tot}} \quad (2.36)$$

Quando o coeficiente $\alpha_{pr}=0$ o sistema de fundação é composto apenas pelo radier, mas se $\alpha_{pr}=1$ trata-se de uma fundação com capacidade de carga dependendo apenas do estaqueamento. Logo se tem um radier estaqueado quando o coeficiente encontra-se dentro do intervalo $0 < \alpha_{pr} < 1$.

A influência das estacas na redução dos recalques do radier estaqueado depende do coeficiente α_{pr} das condições do subsolo e da geometria do radier estaqueado (KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)

Como mostra a Figura 2.19, o comportamento do radier estaqueado é caracterizado por uma complexa interação solo-estrutura entre os elementos de fundações e o subsolo. Fatores como o estado de tensões no subsolo, interação solo-estaca, interação estaca-estaca e interação solo-radier. Interferem no comportamento final da fundação.

2.5.1.1. Influência do nível de tensões

O nível de tensões no subsolo determina a capacidade de carga do sistema de fundação. Katzenbach, Arslan & Moormann (2000) mostram a influência do estado tensão do solo em provas de carga de estacas isoladas instaladas num subsolo composto de argila de Frankfurt. As estacas ensaiadas tinham diâmetro igual a 1,50 m e comprimentos variados (15 m a 30 m). Na Figura 2.20 são apresentados os resultados obtidos pela mobilização da base (R_{bk}), carga lateral (R_{sk}) e a resistência total (R_k).

De acordo com Figura 2.20 (b) é notável o aumento da tensão lateral (q_{sk}) com uma variação de 30kPa entre as estacas de menor comprimento (15m) a de maior comprimento (30m), lembrando que as estacas apresentavam o mesmo diâmetro.

Na Figura 2.21, pode-se notar uma diferença não tão expressiva referente à capacidade de carga oriunda da base da estaca, entretanto a parcela de capacidade de carga referente ao atrito lateral sofre grande influência devido ao estado de tensões (tensão superficial) do solo naquela profundidade, isso mostra como comportamento pode ser alterado devido ao estado tensão em que se encontra o maciço.

Com a finalidade de verificar a influência da tensão residual na capacidade de carga das estacas, foi feito ensaio como estacas de mesmo diâmetro e mesmo comprimento. A estaca com topo

na cota 0 foi definido como o primeiro caso, o segundo caso para uma estaca instalada com topo alinhado a uma cota de 20m abaixo do nível original do terreno dentro de uma cava de 20m de profundidade, como mostra a Figura 2.21. Nota-se um aumento significativo de R_{bk} , R_{sk} e consequentemente de R_k .

Figura 2.20 - Comportamento de uma estaca isolada na Argila de Frankfurt (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)

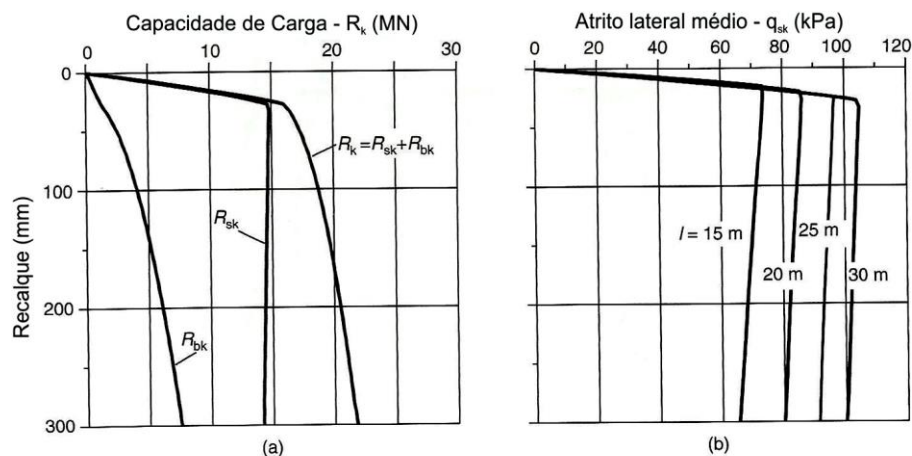
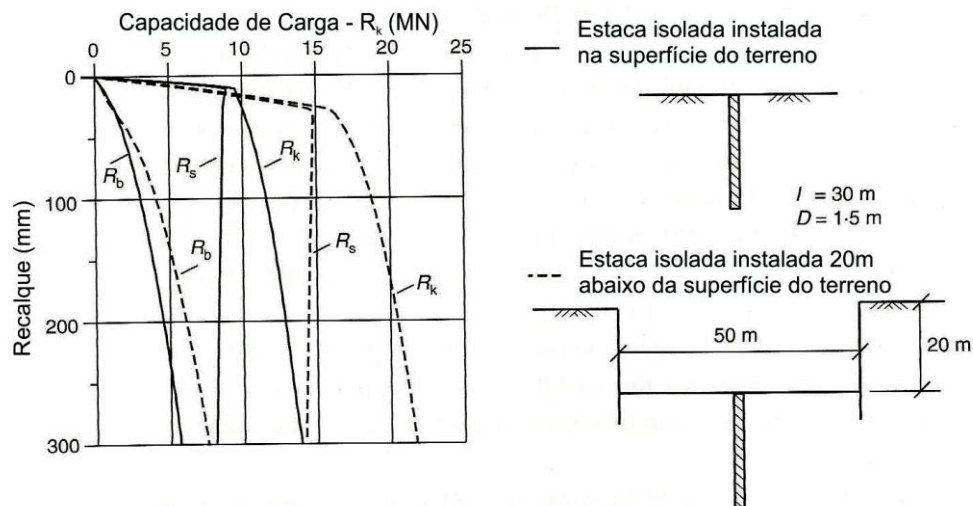


Figura 2.21 - Influência da tensão residual no comportamento de uma estaca isolada instalada na argila de Frankfurt (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)

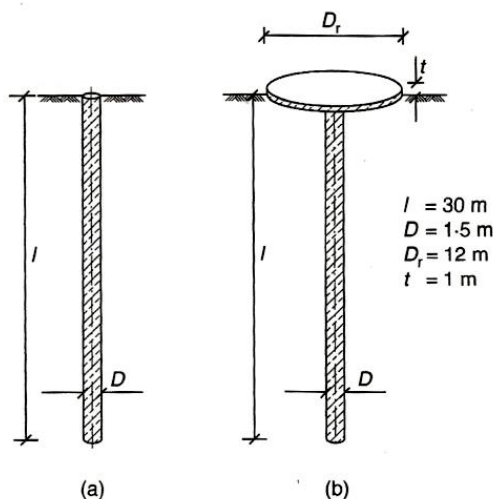


2.5.1.2. Influência da interação entre estaca e radier

Os autores estudaram a influência do efeito da interação entre as estacas quando a diferença entre o comportamento de uma fundação que “trabalha” como radier estaqueado e de uma estaca isolada. Na Figura 2.22 são mostrados esquematicamente as configurações dos dois

sistemas, sendo que em ambos as estacas têm as mesmas dimensões, Diâmetro do estaca (D) igual 1,50m, comprimento (l) igual a 30m, radier como espessura (t) e diâmetro (D_r) iguais 1m e 12m respectivamente. Ambos os casos têm como subsolo a argila de Frankfurt.

Figura 2.22 - Modelo para a investigação da interação Estaca-Radier (a) estaca isolada (b) radier com uma única estaca (KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)



Um comparativo do desempenho desses dois tipos de fundações é mostrado na Figura 2.23. Destacam-se as variações da distribuição do carregamento na estaca ao longo da profundidade e também da tensão lateral. Essas variações são descritas em função dos recalques (w) no topo da estaca. As curvas são traçadas considerando três valores de deslocamentos, todos eles em função porcentagens do diâmetro da estaca, 0,005D, 0,01D e 0,1D.

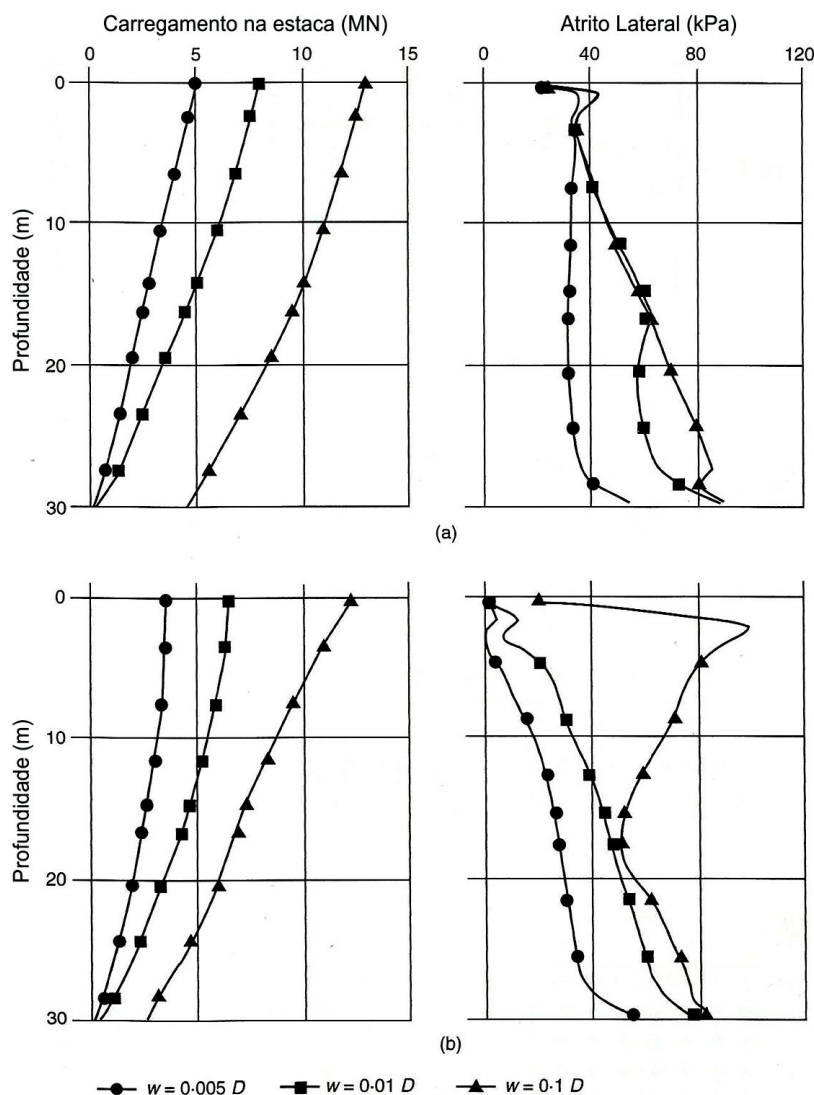
A respeito da distribuição de carga para as duas formas de sistemas de fundações consideradas, nota-se que quase não houve mudança para os três níveis de deslocamentos como mostrado na Figura 2.23.

Em relação a mobilização do atrito lateral, nos três níveis de recalque, o comportamento da estaca isolada é mantido quase que constante para um recalque de 0,005D com uma tensão lateral de 20kPa, e seguindo uma tendência crescente ao longo da profundidade para os níveis de recalque de 0,01D e 0,1D, para o último, nota-se uma diminuição do carregamento da estaca sob o radier.

Mas considerando o radier estaqueado pode-se ver claramente a influência da placa logo no trecho inicial da estaca, a mobilização do atrito lateral quase nula para os recalques de 0,005D e 0,01D.

Para recalques de $0,1D$ um alto valor de atrito lateral mobilizado no trecho inicial da estaca devido a interação estaca-radier, a transferência de carga para o radier aumenta devido ao nível de tensão. Para o trecho inferior da estaca o comportamento se assemelha aos das demais curvas, pois neste ponto a influência do radier não se torna tão expressiva.

Figura 2.23 - Influência da interação estaca-radier na distribuição de carga e do atrito lateral ao longo da profundidade (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)
(a) estaca isolada e (b) radier estaqueado.

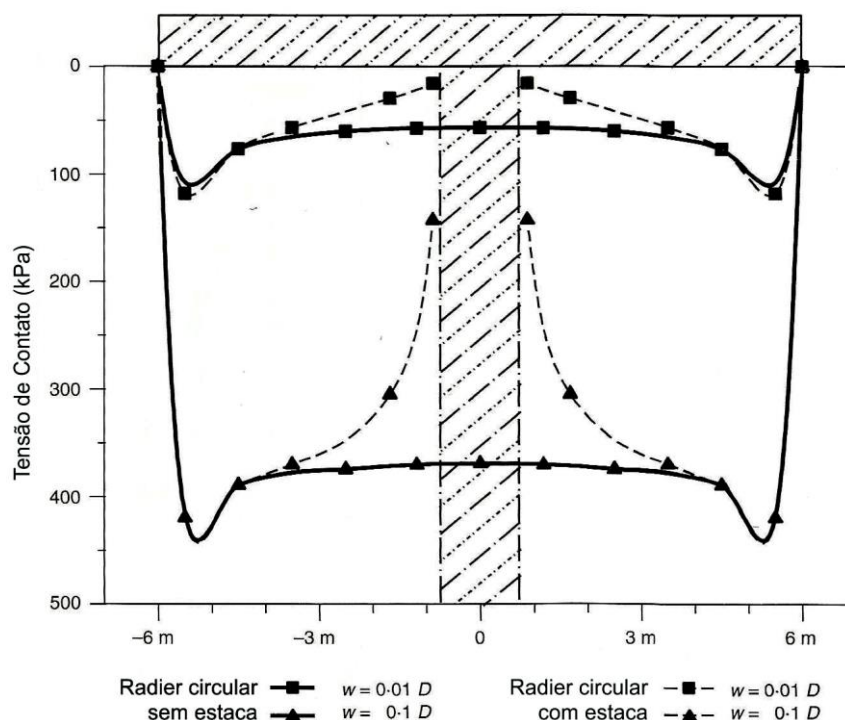


O trabalho de Katzenbach, Arslan e Moormann (2000) também estudou a influência de uma estaca sob um radier comparando com uma fundação superficial, com as mesmas dimensões de acordo com Figura 2.24. Para níveis de recalque $0,01D$ a distribuição tensões sob o centro da placa apresenta uma variação de 50kPa , mas com comportamentos bem semelhantes nas bordas da placa. Para recalques na ordem de $0,1D$ nota-se uma grande diferença das tensões atuantes

sob o centro do radier, uma diferença de 250kPa, mas ainda apresentando a mesma tendência nos bordos da placa.

Assim como a estaca influencia no comportamento do radier, o radier exerce o mesmo papel influenciando também no comportamento da estaca tanto no que diz respeito aos recalques quanto no atrito lateral mobilizado.

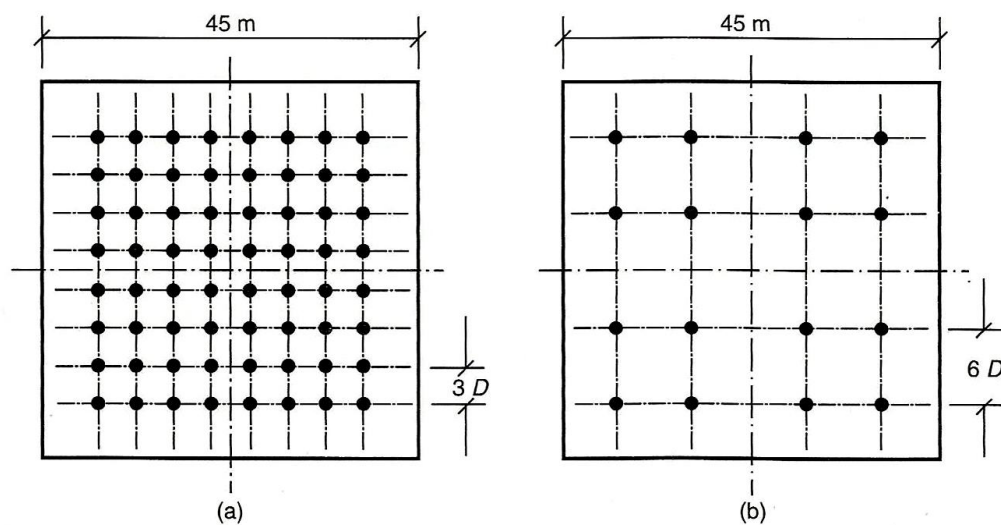
Figura 2.24 - Influência da interação estaca-radier na pressão de contato
(Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)



2.5.1.3. Influência da interação estaca-radier e estaca-estaca

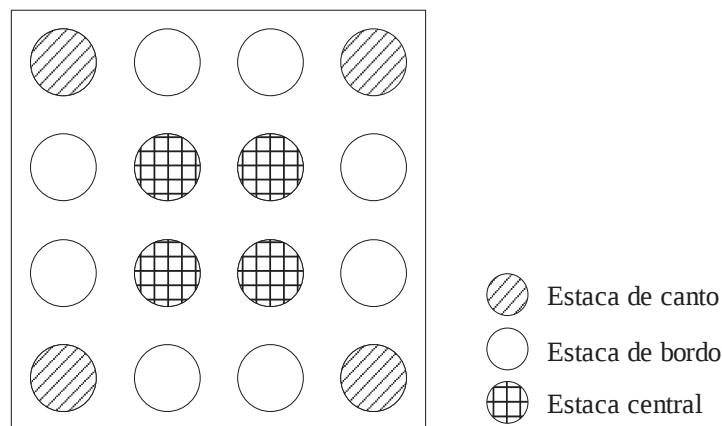
Katzenbach, Arslan e Moormann (2000) também analisaram curvas carga-recalque para dois radiers estaqueado com diferença no número e no espaçamento entre as estacas. Ambos os radiers são quadrados de lado igual a 45m, um com 64 estacas e espaçamento (s) igual a 3D que a partir de então será tratado como modelo 1 (M1) e outro com 16 estacas (M2) espaçadas com espaçamento (s) igual a 6D. Para ambos os radiers as estacas tinham diâmetros e comprimentos iguais a 1,50 m e 30 m respectivamente. (Figura 2.25).

Figura 2.25 - Modelos usado no estudo numérico sobre radier estaqueado
(Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)



Estacas em um mesmo grupo apresentam comportamentos diferentes, dependendo da posição da estaca. A Figura 2.26 apresenta a denominação das estacas em grupo de 16 estacas.

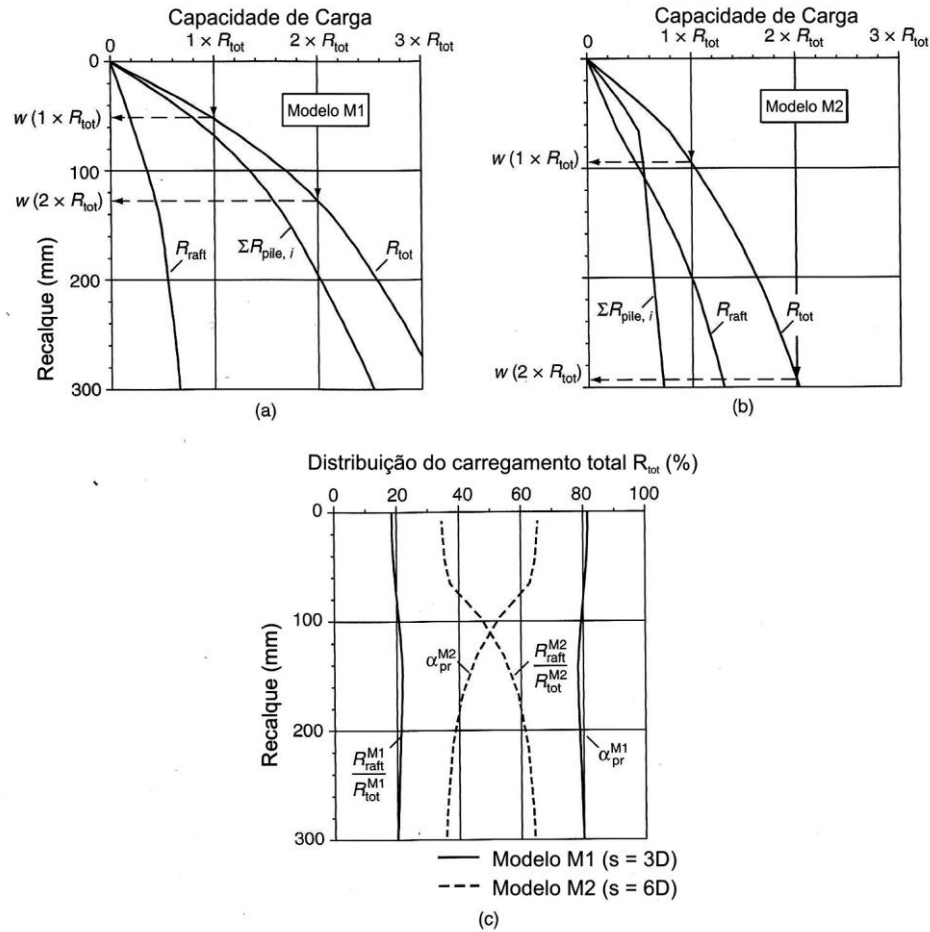
Figura 2.26 - Configuração de um estaqueamento



Na Figura 2.27 são mostradas as curvas carga-recalque para os modelos M1 e M2. Pode-se notar que o comportamento de ambas as curvas é caracterizado pela não linearidade. Mas é na Figura 2.27 (c) que isso fica mais evidente, a variação de α_{pr} é bastante acentuada para o radier M2 alcançando uma variação ao longo da profundidade que vai de 65% até 35%, porém um valor quase que constante é computado para M1.

Em M1 as estacas não atingiram a carga última e por isto α_{pr} pouco variou. Já no modelo M2 as estacas esgotaram suas cargas ultimas com um recalque próximo a 70mm, quando então a distribuição de carga teve maior alteração.

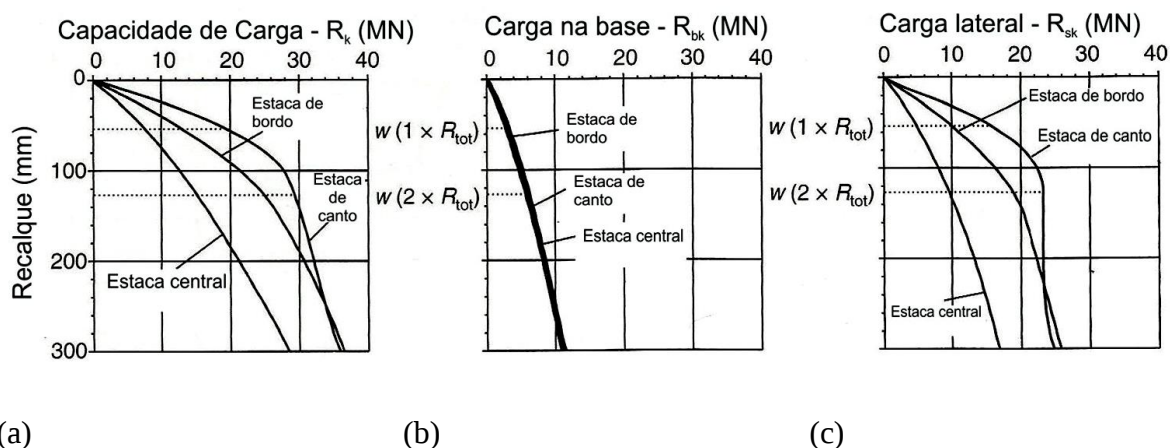
Figura 2.27 – Resultados de um estudo numérico de dois radier estaqueados em argila de Frankfurt (a) curva carga-recalque pra M1, (b) curva carga-recalque pra M2 e (c) distribuição de carga entre as estacas e o radier (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)



Como mostra a Figura 2.28 o carregamento é aplicado de forma desigual nas estacas do grupo. A partir da curva carga-recalque é possível perceber uma diferença significativa no atrito mobilizado. A estaca de canto absorve um carregamento de 20MN referente a um deslocamento aproximado de 50mm, enquanto que as estacas central e de bordo absorvem menos carga para o mesmo deslocamento. Comparando os dois estágios de carga, R_{tot} e $2R_{tot}$, nota-se que no estágio $2R_{tot}$ à estaca de canto já havia atingido a parcela máxima de atrito, enquanto que as demais estacas ainda estavam com parcelas menores de atrito.

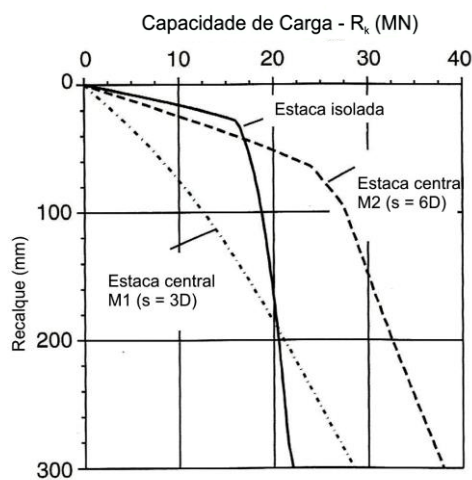
Quase não se nota diferença entre os parcela de carga de ponta para as três estacas, como pode-se notar na Figura 2.28 (b).

Figura 2.28 – curvas carga-recalque para algumas estacas do modelo M1
(Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)



Um comparativo das curvas carga-recalque é feito entre estacas centrais dos modelos M1, M2 e uma estaca isolada (Figura 2.29). As estacas no radier apresentaram maior capacidade de carga do que a estaca isolada para níveis de recalques de 200mm. Quanto menor o número de estacas menor foi a rigidez da estaca, ou seja, a deformação induzida pelas estacas vizinhas levam as estacas no radie a deformar mais que a estaca isolada para uma mesma carga.

Figura 2.29 - Comparação de curvas carga-recalque de estacas no centro dos radies M1, M2 e uma estaca isolada (Modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000)



Por se tratar de radier com a mesma rigidez o espaçamento entre as estacas foi o fator preponderante para a distribuição de carregamento. E que para este caso, a interação estaca-radier apresenta mais influência o que a estaca-estaca. A distribuição do carregamento pode ocorrer de forma diferentes dependendo de fatores como as propriedades do solo, o número e a distribuição das estacas sob o radier. Quanto maior o número de estacas maior é importância da análise não linear.

2.6. ANÁLISES BASEADAS NO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O MEF consiste em um método numérico aproximado para análise de diversos fenômenos físicos que ocorrem em meios contínuos, podendo ser descritos através de equações diferenciais parciais de acordo com determinadas condições de contorno (Problemas de Valor de Contorno), e com condições iniciais (para problemas variáveis no tempo). O MEF é bastante genérico, e pode ser aplicado na solução de inúmeros problemas da engenharia. (SOUZA, 2003)

A principal ideia do MEF consiste em se dividir o domínio (meio contínuo) do problema em sub-regiões de geometria simples (formato triangular, quadrilateral, cúbico, etc.), conforme ilustram as Figuras 2.30 e 2.31.

Figura 2.30 - Aplicação do MEF na análise pilares paredes utilizados como sistema de contraventamento lateral em edifício de 20 pavimentos (FU,2009)

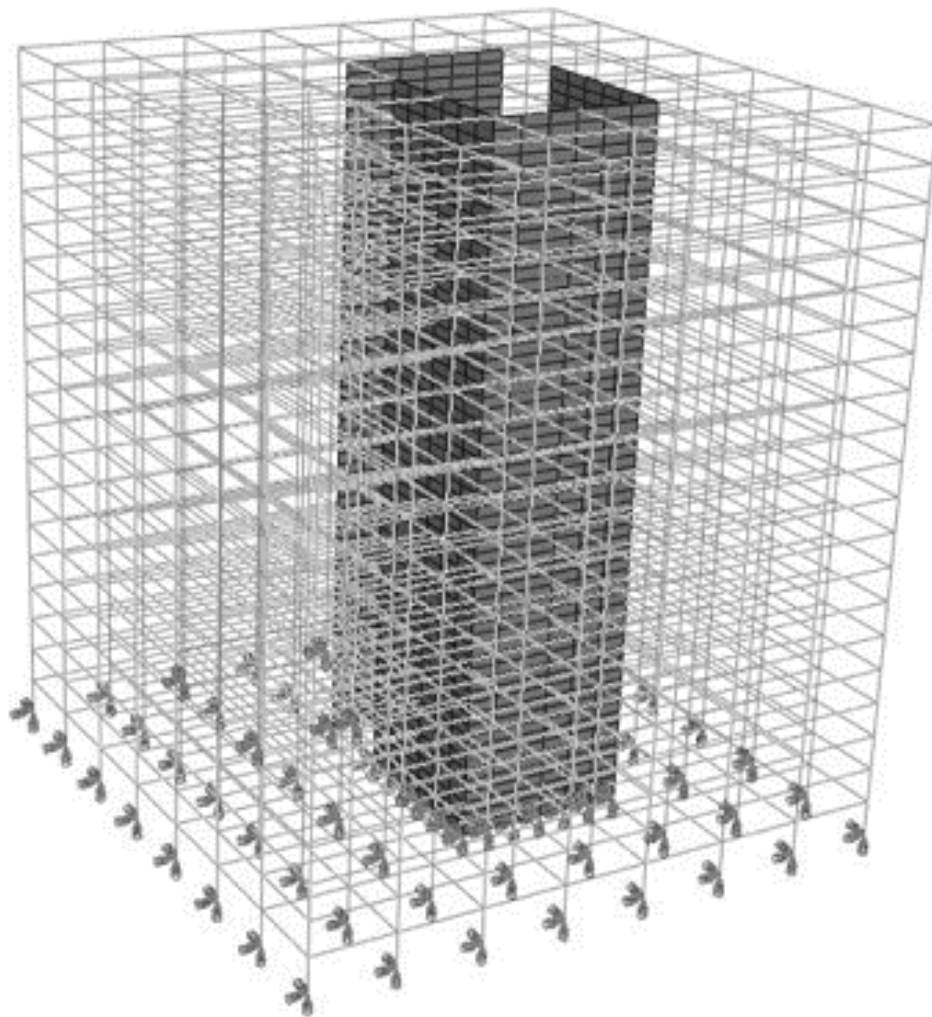
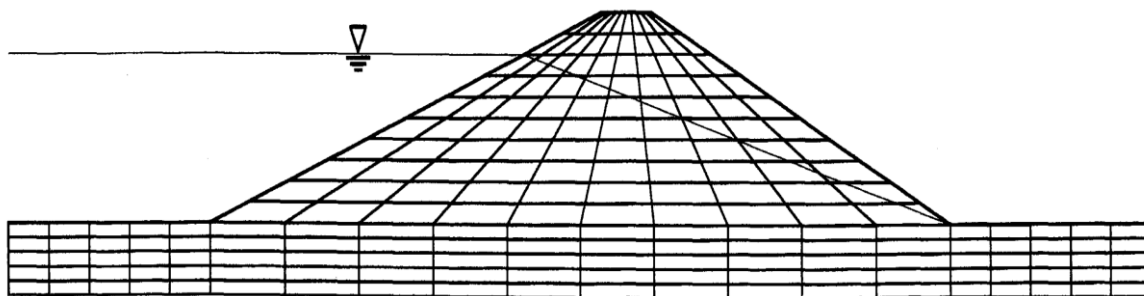


Figura 2.31 – Aplicação do MEF em análises de estabilidade taludes (GRIFFITHS; LANE, 1999)

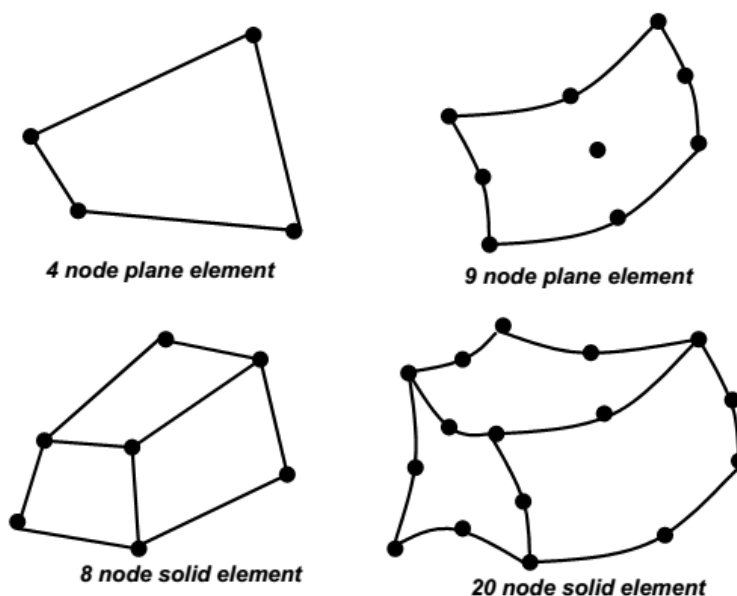


Esta ideia é bastante utilizada na engenharia, onde usualmente tenta-se resolver um problema complexo, subdividindo-o em uma série de problemas mais simples.

As sub-regiões oriundas da divisão do domínio são chamadas “elementos finitos”, contrastando com os elementos infinitesimais utilizados no cálculo diferencial e integral. Essa metodologia foi estabelecida por Clough nos anos 50, originado daí a nomenclatura método dos elementos Finitos. (TURNER *et al.*; 1956).

Vários tipos de elementos finitos já foram desenvolvidos. Estes apresentam formas geométricas diversificadas, por exemplo, triangular, quadrilateral, cúbico, entre outros. (Figura 2.32).

Figura 2.32 - Formato de elementos finitos (modificado de CLOUGH; WILSON; 1999)



A precisão do método depende da quantidade de elementos e consequentemente do número de nós, do tamanho e do tipo dos elementos presentes na malha. Um dos aspectos mais importantes do MEF diz respeito a sua convergência. Pode-se demonstrar que em uma malha refinada pode

levar a solução exata do problema mesmo sabendo que trata-se de um método aproximado, isto é a medida que o tamanho dos elementos finitos tende a zero, e consequentemente, a quantidade de nós tende ao infinito, logo a solução obtida converge para a solução exata do problema.

Quanto menor for o tamanho e maior for o número de elementos em uma determinada malha mais precisos serão os resultados da análise, entretanto cabe lembrar que o tempo de processamento de casos com malhas muito refinada pode ser oneroso. Por este motivo tende-se a refinar a malha em certas regiões (geralmente próximo aos carregamentos) e deixá-la mais grosseiras em outras.

Atualmente, por causa do desenvolvimento da tecnologia de computadores, bem como métodos computacionais, os problemas de elementos finitos tridimensionais complexos podem ser analisados em computadores pessoais. Além disso, existem vários programas de elementos finitos disponíveis para a análise de problemas complicados que envolvam a interação solo-estrutura (VÁSQUEZ; WANG; ISENHOWER, 2006).

O MEF 3D foi utilizado com pioneirismo por Ottaviani (1975) para análise de grupos de estacas verticalmente carregados em meios homogêneos linearmente elásticos. Desde então o MEF tem sido bastante empregado no estudo de radiers estaqueados.

O comportamento de radiers estaqueados submetidos a carregamento vertical foram estudados por Fraser e Wang (1976), Poulos (1994), Prakoso & Fellow (2001), Bacelar (2003), Xu e Zhang (2007).

Bacelar (2003) fez uma análise via método dos elementos finito como auxílio do software ABAQUS. Para um meio homogêneo os recalques foram obtidos ao longo de três seções distintas, as distribuições de forças nos topos das estacas foram obtidas para diversas configurações de radiers estaqueados, com diferentes configurações de estacas, variando-se a relação L/D (sendo D o diâmetro ou o lado das estacas), o coeficiente de Poisson do solo e a espessura do radier.

No que diz respeito ao efeito da configuração das estacas na distribuição de cargas no radier, observou-se que, dependendo da posição que as estacas ocupam no radier, uma maior parcela do carregamento será transmitida diretamente do radier para o solo. Esta tendência é mais acentuada à medida que aumenta-se a relação L/D e a rigidez do radier.

Além disso, a análise sobre a distribuição de carga entre as estacas, de uma mesma configuração mostrou que quanto mais afastada do centro do radier, maior será o carregamento no topo da

estaca. Isto é, em todos os estaqueamentos estudados as cargas no topo das estacas centrais eram menores do que naquelas posicionadas mais nas extremidades do radier.

A distribuição uniforme das estacas na área do radier, além de ser onerosa é ineficiente devido que qualquer estaca colocada na região central da placa absorve pouca carga e não apresenta grandes contribuições para a redução dos recalques. O MEF é uma ferramenta muito poderosa, e pode ser empregada e muitas formas de análises como em problemas de condução de calor, fluxo, análise estrutural e problemas geotécnico, entre outros. Entretanto trata-se de uma “lamina afiada”, deve-se ter cautela na utilização, pois dependendo da forma como o problema é discretizado pode levar a resultado equivocado.

Dentre os principais erros que podem ocorrer pode-se citar condições de contornos empregadas no problema, além da discretização da malha e da escolha do elemento finito empregado, pois dependendo do elemento escolhido pode requerer um grau de refinamento maior que por sua vez implica em maior tempo de processamento. Este tempo pode ser bem maior quando se fala análise não linear.

Análise feita com o uso de MEF, apesar do tempo que pode requerer levam em consideração o problema de forma global levando em consideração todas as interações entre os componentes da estrutura o que não e cisto quando se usa outras formas de análise como por exemplo o método de elementos de contorno (MEC).

De acordo com Cunha (2003) análises feitas via MEC para grupos de estacas diferentes, sendo o número de estacas carregadas inalterado, geravam recalques de mesma magnitude (valores bem próximos). Logo pode-se concluir que programas descritos na literatura que empregam o MEC não consideram estacas intermediárias no resultado do problema, mas apenas nas interações entre os pontos carregados.

2.7. CASOS DE APLICAÇÕES DE RADIER ESTAQUEADO

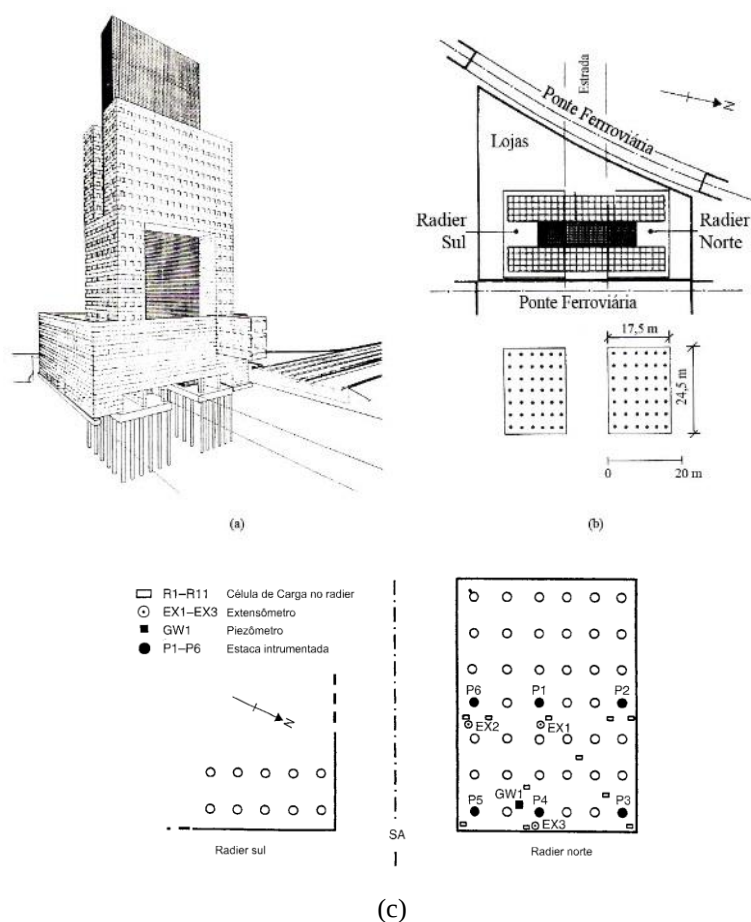
O uso do radier estaqueado já é uma prática cada vez mais utilizada em todo o mundo, como se pode ver a seguir

2.7.1. Edifício Messe-Torhaus, 1983-1985

Entre os anos de 1983 e 1985 ocorreu a primeira aplicação de uma fundação em radier estaqueado para um edifício em Frankfurt, na Alemanha em um edifício de escritórios chamado Messe-Torhaus (Figura 2.33).

Este edifício tem 30 andares e foi construído em um local estreito na área do recinto de feiras de Frankfurt e é cercado por lojas e pequenos prédios de seis andares cada. Existe também um cruzamento entre duas pontes ferroviárias. Por esses motivos havia exigência que as fundações apresentassem recalques reduzidos. O edifício foi construído sobre dois radier estaqueados, e é sob o edifício (região entre os radies) que passa uma estrada principal. O subsolo é composto de um cascalho quaternário que abrange uma profundidade de até 5,5 m abaixo da superfície do solo, cobrindo uma profunda camada de argila de Frankfurt.

Figura 2.33 - Radier estaqueado em argila de Frankfurt: (a) vista isométrica esquemática da fundação e da edificação, (b) vista em planta (c) instrumentação (modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000).



A fundação é composta por dois radies como 42 estacas cada com $D=0,90\text{m}$ e $L=20\text{m}$. a configuração das estacas se deu em uma matriz 6×7 onde o espaçamento s variava de 3 a 3,5 vezes o diâmetro da estaca. A placa tem dimensões $17,5\text{m} \times 20\text{m}$ em planta com altura de 3m . Sendo a carga de trabalho igual a 200MN para cada radier.

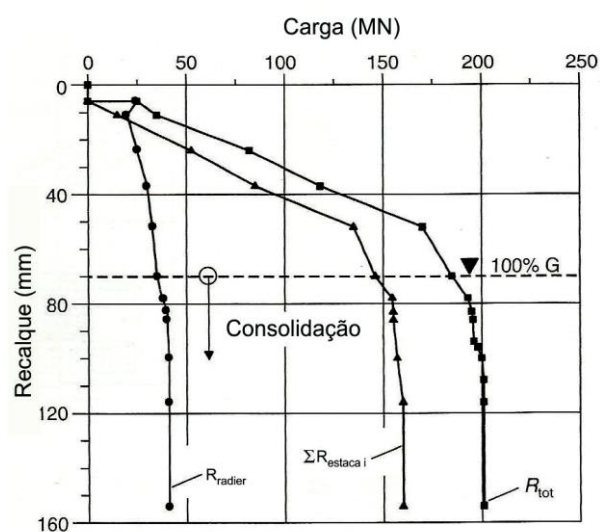
Durante a construção o comportamento do radier estaqueado foi cuidadosamente monitorado. 6 estacas foram instrumentadas com strains gages e células de carga, mais 11 células de cargas foram instaladas sob o radier e 3 extensômetros foram colocados a profundidade de aproximadamente $40,50\text{m}$ abaixo do radier (Figura 2.33(c)) (SOMMER *et al.* 1985³ *apud* KATZENBACH *et al.* , 2000).

A Figura 2.34 mostra a curva carga-recalque para o radier norte até a carga de trabalho (representada pela letra G na imagem) o recalque foi a 70mm , a partir de então os acréscimos nos recalques são oriundos da consolidação da camada de argila.

O coeficiente α_{pr} é igual $0,80$ devido ao rápido processos de construção do edifício, em um período de 8 meses quase que todo carregamento já havia sido aplicado e os recalques já chegavam a 40% do recalque total, os recalque por consolidação continuaram por mais 3 anos após o término da superestrutura (Figura 2.35) (KATZENBACH *et al.*, 2000).

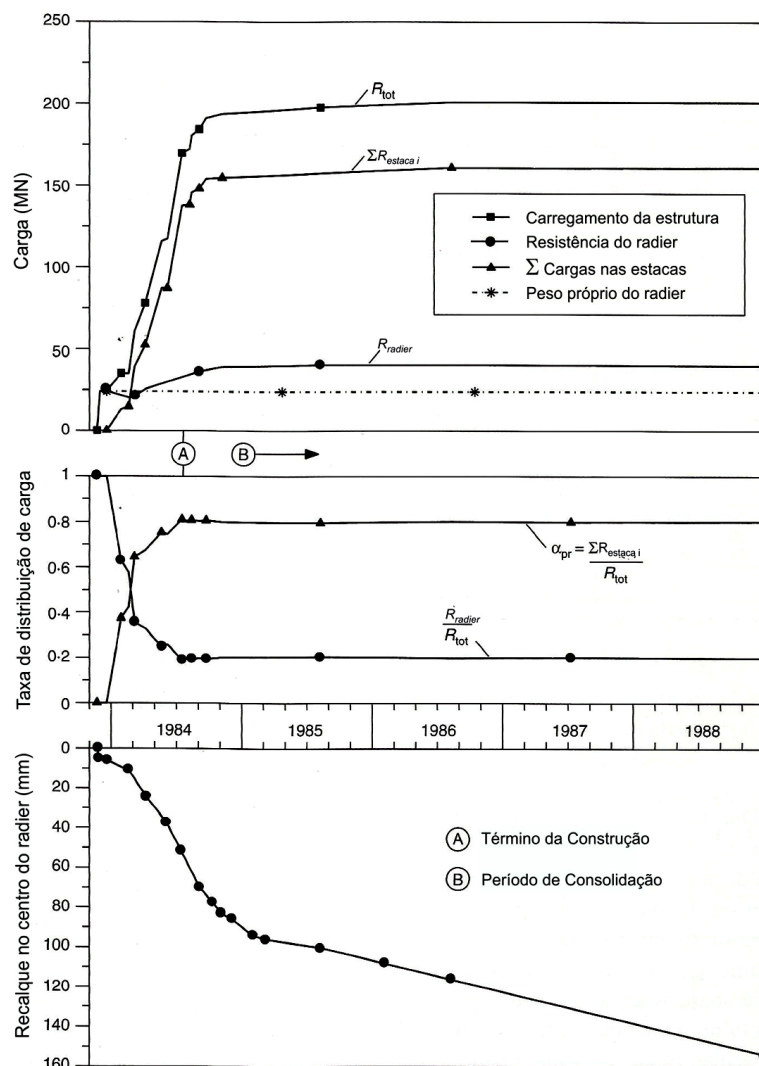
Mostra-se que mesmo com o passar dos anos não houve redistribuição do carregamento entre estacas e radier, ficando evidente uma constância da carga nas estacas e no radier.

Figura 2.34 - Curva carga recalque para o radier norte (modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000).



³ SOMMER, H.; WITTMANN, P.; RIPPER, P. Piled raft foundation of a tall building in Frankfurt clay. **Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Foundn Engng**, n 4, pp 2253-2257. São Francisco, 1985.

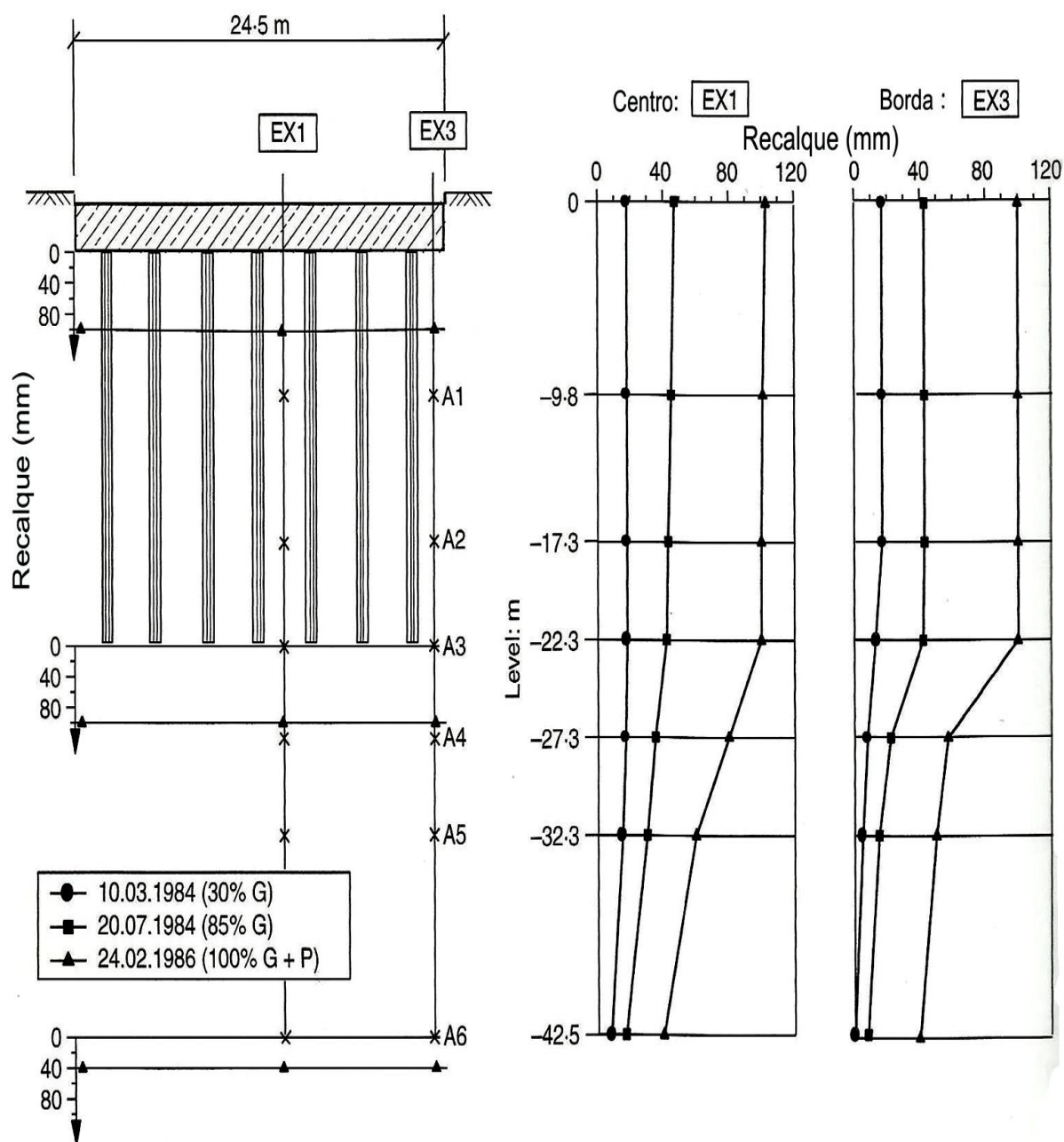
Figura 2.35 - curva carga-recalque e distribuição de carga ao longo do tempo (modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000).



Na Figura 2.36 é mostrada distribuição dos recalques ao longo da profundidade, essas medidas foram feitas com auxílio de extensômetros instalado no centro (EX1) e na borda (EX3) do radier norte. Sendo P o carregamento imposto devido à habitação do prédio. Os extensômetros foram instalados após a concretagem do radier e só registram recalques causados pelo carregamento imposto pela superestrutura.

Nesta mesma figura é mostrado a evolução dos recalques em função da profundidade, nota-se que para baixos níveis (30% G), os recalques permaneceram quase que constantes ao longo da profundidade, indicando que os deslocamentos ocorreram de forma uniforme, porém quando esse carregamento aumenta a distribuição apresenta maiores variações ao longo da profundidade.

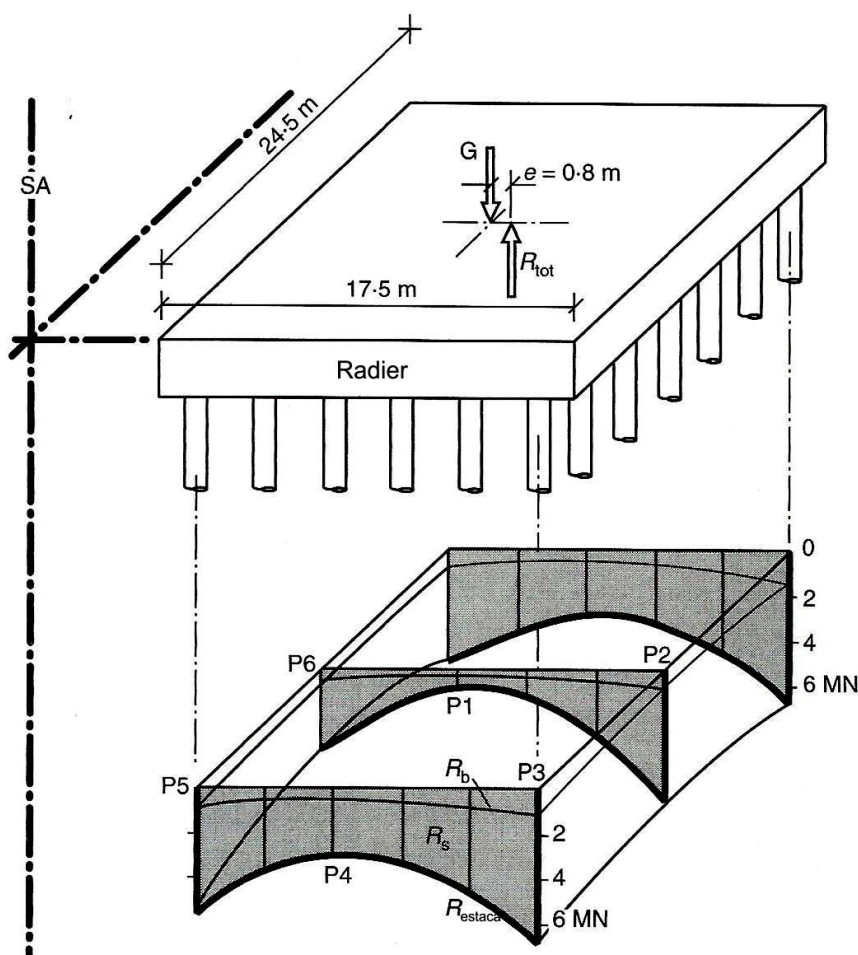
Figura 2.36 - Evolução dos recalques ao longo da profundidade com o passar dos anos (modificado de KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000).



Na Figura 2.37 é mostrado a distribuição de carga nas estacas do radier norte para a carga de trabalho G em que R_s e R_b são respectivamente as resistências lateral e de base. Fica evidente que o carregamento é desigual entre as estacas, as estaca situadas no canto (P3 e P5) do radier absorvem mais carga que as que se encontram no centro (P1) ou na borda (P2, P4 e P6) do radier.

Pode-se notar que apesar do radier apresentar dupla simetria, a distribuição do carregamento não é simétrica, isso ocorre devido haver uma excentricidade no carregamento em relação ao centro de massa do radier.

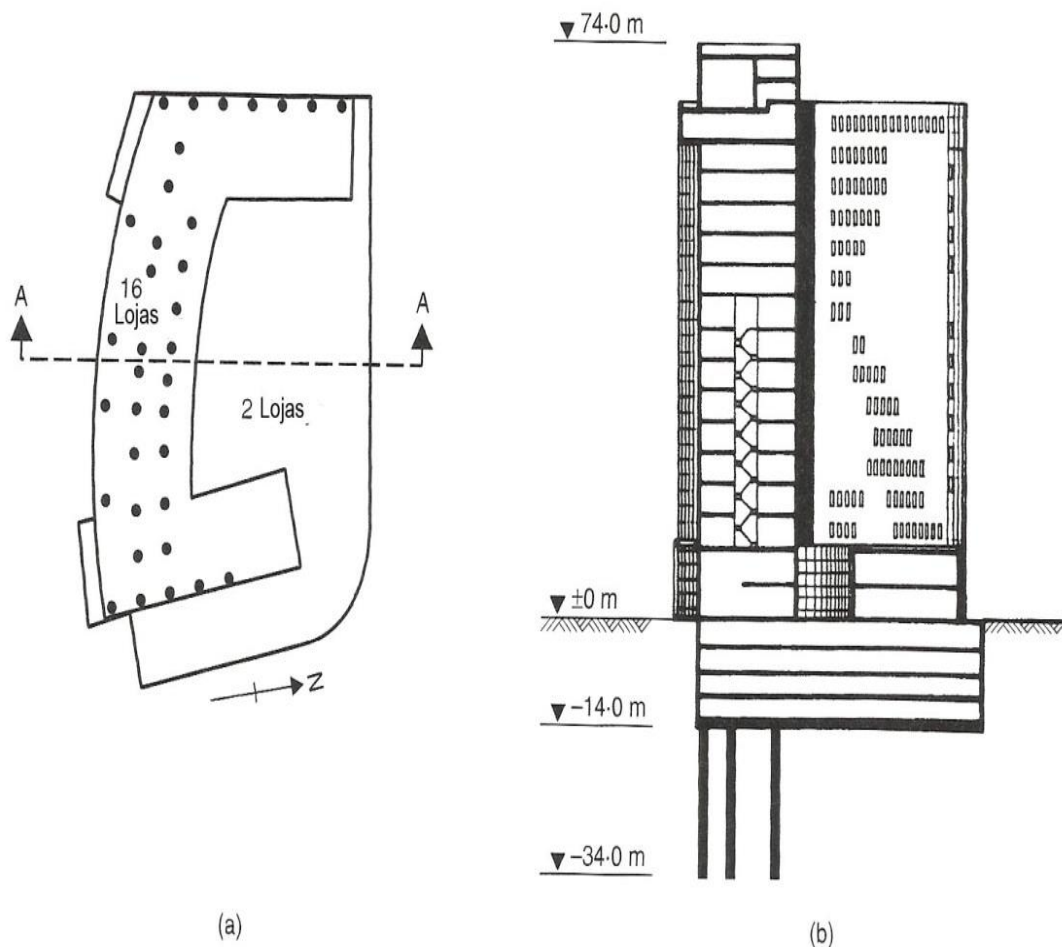
Figura 2.37 – Carregamento das estacas



2.7.2. Edifício American Express, Frankfurt, 1991-1992

O edifício American Express têm 74 m de altura com o radier carregado excêntricamente pela torre de escritórios de 16 andares (Figura 2.38). O edifício está apoiado sobre um radier único sem quaisquer juntas de dilatação entre a torre de escritório e os prédios circundantes. Para minimizar os recalques diferenciais, 35 estacas escavadas com diâmetro de 0,9 m e comprimento de 20 m, foram colocadas sob a torre. Tornando-se, assim, a fundação do American Express o primeiro exemplo de um radier estaqueado na Alemanha, onde a resistência da fundação é centralizada, isto é, com um núcleo mais rígido, concentrando as estacas sob a área de carregamento excêntrico, evitando quaisquer juntas de dilatação no radier.

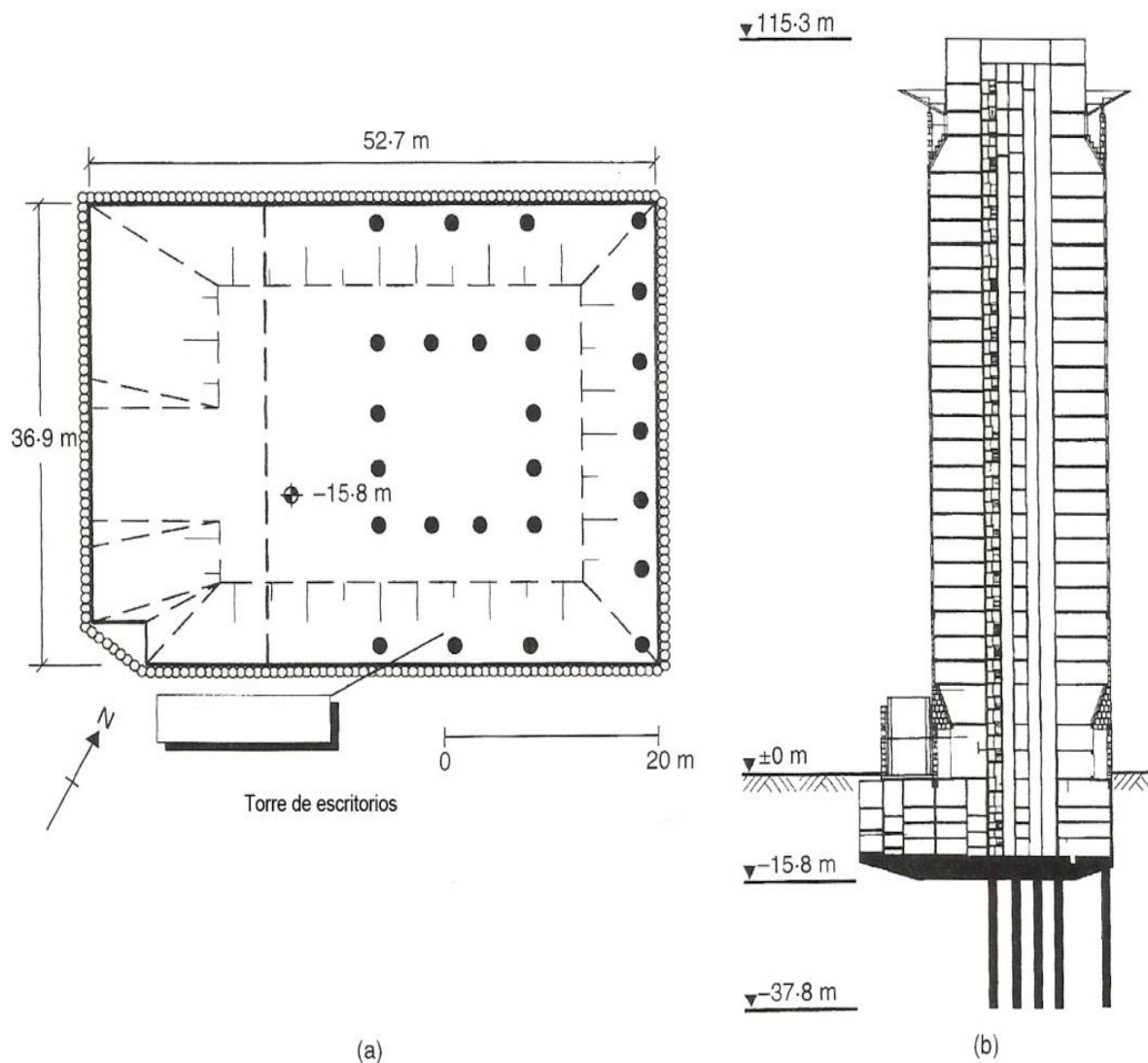
Figura 2.38 - Edifício American Express, Frankfurt: (a) Planta, (b) Corte AA
(modificado de KATZENBACH et al.).



2.7.3. Edifício Taunustor-Japan-Centre, Frankfurt, 1994-1996

Com 115,3 m de altura, o Taunustor-Japan-Centre é um prédio de escritório que está localizado no centro do distrito financeiro de Frankfurt. O edifício é composto por quatro andares uma torre excentricamente colocada com 29 pisos acima do nível térreo tendo dimensões de 36,6 m x 36,6 m em planta (Figura 2.39). A carga total de 1050 MN é transmitido para um radier estaqueado com 15,8 m abaixo da superfície do solo, que é de cerca de 9,5 m abaixo do lençol freático. A placa tem espessura de 3,0 m, no centro, e de 1,0 m nas extremidades. O radier é carregado com uma excentricidade notável de 7,5 m. Sob o radier existem 25 estacas moldadas in loco com diâmetro de 1,3 m e comprimento de 22 m de modo a garantir recalques razoavelmente constantes no decorrer de toda a placa.

Figura 2.39 - Edifício Taunustor-Japan-Centre, Frankfurt (a) Planta, (b) Vista
(modificado de KATZENBACH *et al.*).



CAPÍTULO 3

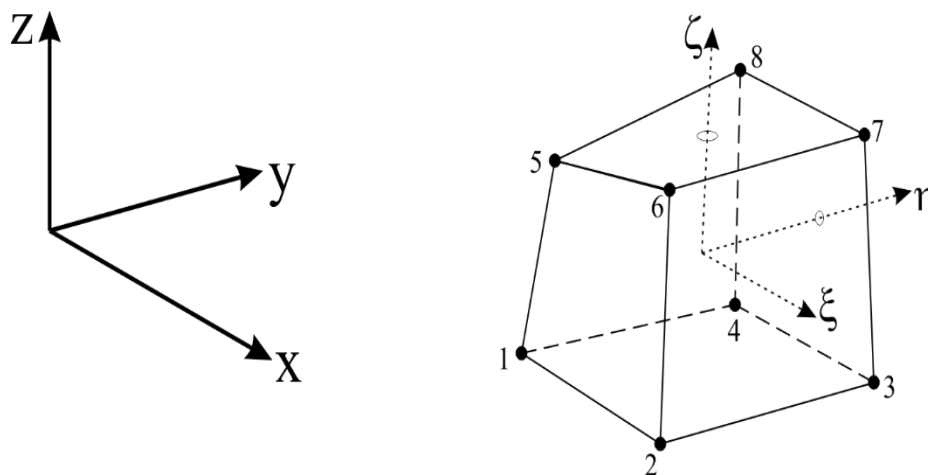
METODOLOGIA

O programa FENF é um programa desenvolvido na Universidade Federal de Goiás desde 2012. Trata-se de um programa criado na plataforma C, em que são aplicados os princípios do MEF, utilizando elementos sólidos de oito nós. O programa tem por finalidade a análise de fundações estacadas ou não desde que essas possam ser representadas por este tipo de elemento finito.

3.1. PRIMEIRA VERSÃO DO FENF

O programa foi inicialmente descrito por Bittencourt (2012). A Figura 3.1 mostra esquema do elemento utilizado no programa. Trata-se de elemento finito sólido hexaédrico, isoparamétrico de oito nós com sistemas de coordenadas naturais (ξ , η , ζ) e globais (x , y , z) e a incidência nodal.

Figura 3.1 - Elemento sólido de oito nós e sistema global de coordenadas. Modificada de TNO (2008)



Durante a modelagem de fundações estacadas, obrigatoriamente as estacas devem ser mapeadas para uma estaca equivalente de seção quadrada com mesma área ou perímetro da seção real. Esse procedimento já foi utilizado por autores como Ottaviani (1975) e Sales (2000).

No arquivo de entrada são informados parâmetros dos materiais, o tipo de análise, incidência, condições de contorno do problema, além dos dados que descrevem a geometria da fundação em si, como altura de bloco, lado da estaca equivalente e comprimento.

Como o programa FENF não conta com gerador de malha de elementos finitos o processo de discretização é feita utilizando um programa auxiliar que permita a modelagem dos elementos finitos. Para isso utilizou-se o programa DIANA (TNO, 2008), mais especificamente o pré-processador FX+.

O fluxograma da primeira versão do FENF é mostrado na Figura 3.2. A matriz de rigidez é armazenada em perfil e na solução do sistema de equações é usada a decomposição de Cholesky.

A análise é dividida em três grandes blocos, carregamento equivalente, cálculo da matriz de rigidez e solução do sistema de equações.

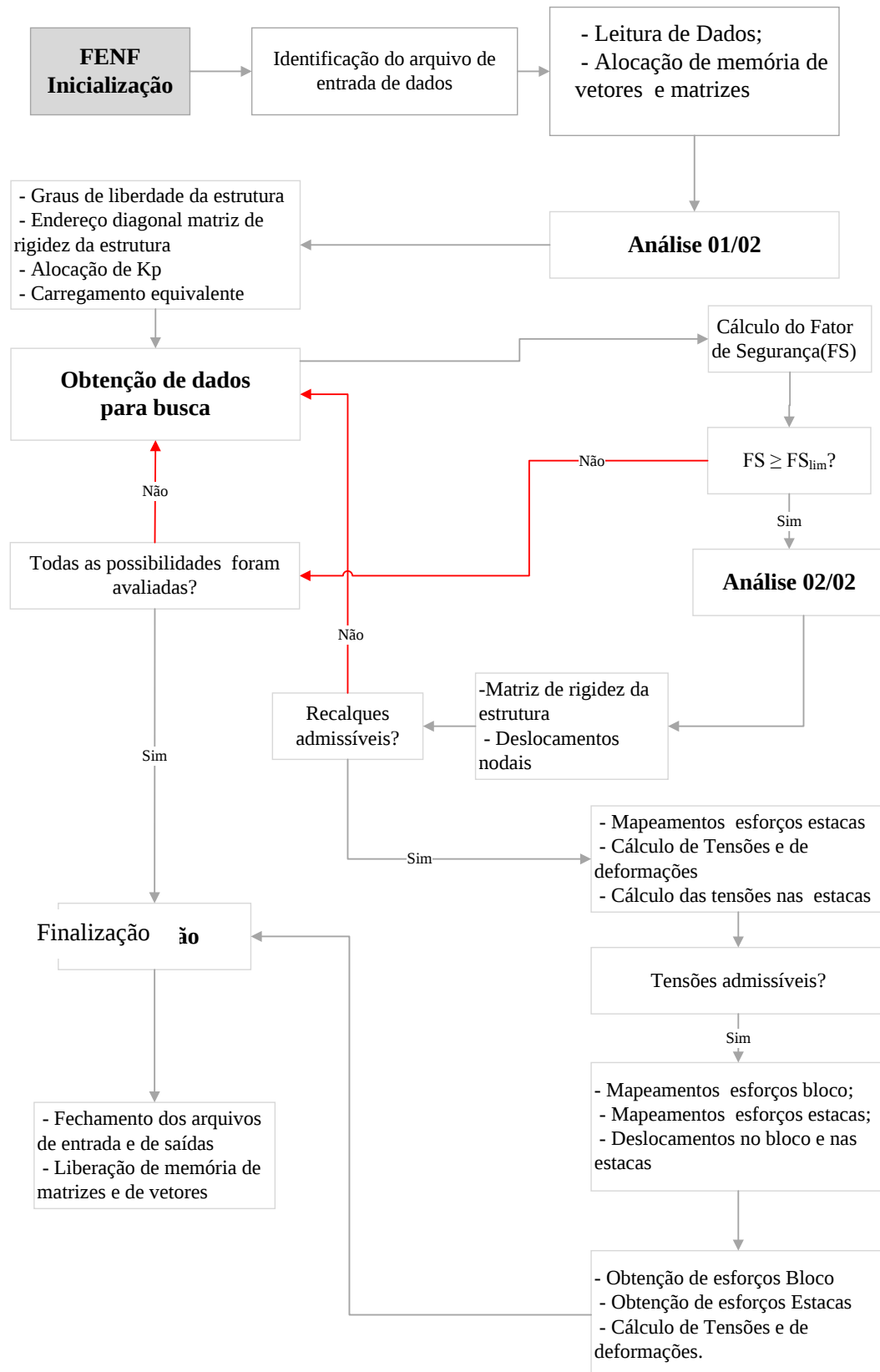
Na primeira parte é a criação do vetor de carregamento equivalente da estrutura, na segunda parte é feita a criação da matriz de rigidez e a obtenção dos deslocamentos nodais e por último na terceira parte são calculados os esforços nos elementos (tensões e deformações).

Na inicialização do FENF são identificadas as características da análise como a distribuição das estacas e altura do bloco de forma que seja possível determinar as seções de esforços. Pode-se adotar um fator de segurança admissível que é comparado com o fator de segurança obtido no início da análise, caso o fator de segurança calculado seja maior ou igual ao admissível a análise segue sendo feita.

O elemento utilizado pode apresentar alguma limitação quando se tenta representar problemas de flexão pura já que as funções de interpolações são do tipo lineares, mas apesar disso, o emprego desse elemento finito pode ser feito pois os deslocamentos nodais sofridos pelo elemento são representados de maneira satisfatória. O uso deste tipo de elemento garante uma menor exigência computacional do que adotando-se elementos com funções de interpolações não lineares. Na segunda parte do programa os recalques admissíveis são avaliados com base nos deslocamentos nodais a partir da matriz de rigidez da estrutura, logo em seguida é feito o mapeamento dos esforços nas estacas.

Na sequência, procede-se com o cálculo das tensões e deformações. Em seguida executa-se o mapeamento dos esforços no bloco e nas estacas.

Figura 3.2 - Fluxograma do FENF modificado de BITTENCOURT (2012).



Depois de passar por todas estas etapas do programa FENF, os resultados são plotados em dois arquivos de texto que podem ser visualizados pelo bloco de notas do Windows.

O primeiro arquivo, de extensão “.out” armazena os resultados referentes aos esforços e deslocamentos sofridos pelo bloco e estacas, como por exemplo:

- ◆ Tensões nos elementos finitos que compõe as estacas
- ◆ Tensões média nos nós da estrutura
- ◆ Deformações média nos nós da estrutura
- ◆ Deslocamentos nas seções das estacas
- ◆ Recalque máximo e mínimo

O segundo arquivo, de extensão “.sai” armazena os resultados referentes aos esforços e deslocamentos sofridos em todos os elementos que compõe o problema.

Além desses, três outros arquivos são criados são eles: “.tmp” – apresenta os resultado temporário para verificação expedita. Sendo os outros arquivos de extensão “.dat” para a representação dos deslocamentos, tensões e deformações de forma gráfica em duas e três dimensões.

3.2. SEGUNDA VERSÃO DO FENF

Para a simulação do comportamento não linear do solo foi implementado no programa FENF o modelo hiperbólico para a variação do módulo de elasticidade (E_t) e do parâmetro de R_f . A implementação foi feita de modo em que são recalculados os módulos de elasticidade de cada elemento finito. Para isso inicialmente faz-se uma análise linear elástica de modo a se obter as tensões e deformações de cada elemento finito.

Os processos de análise seguem os procedimentos abaixo:

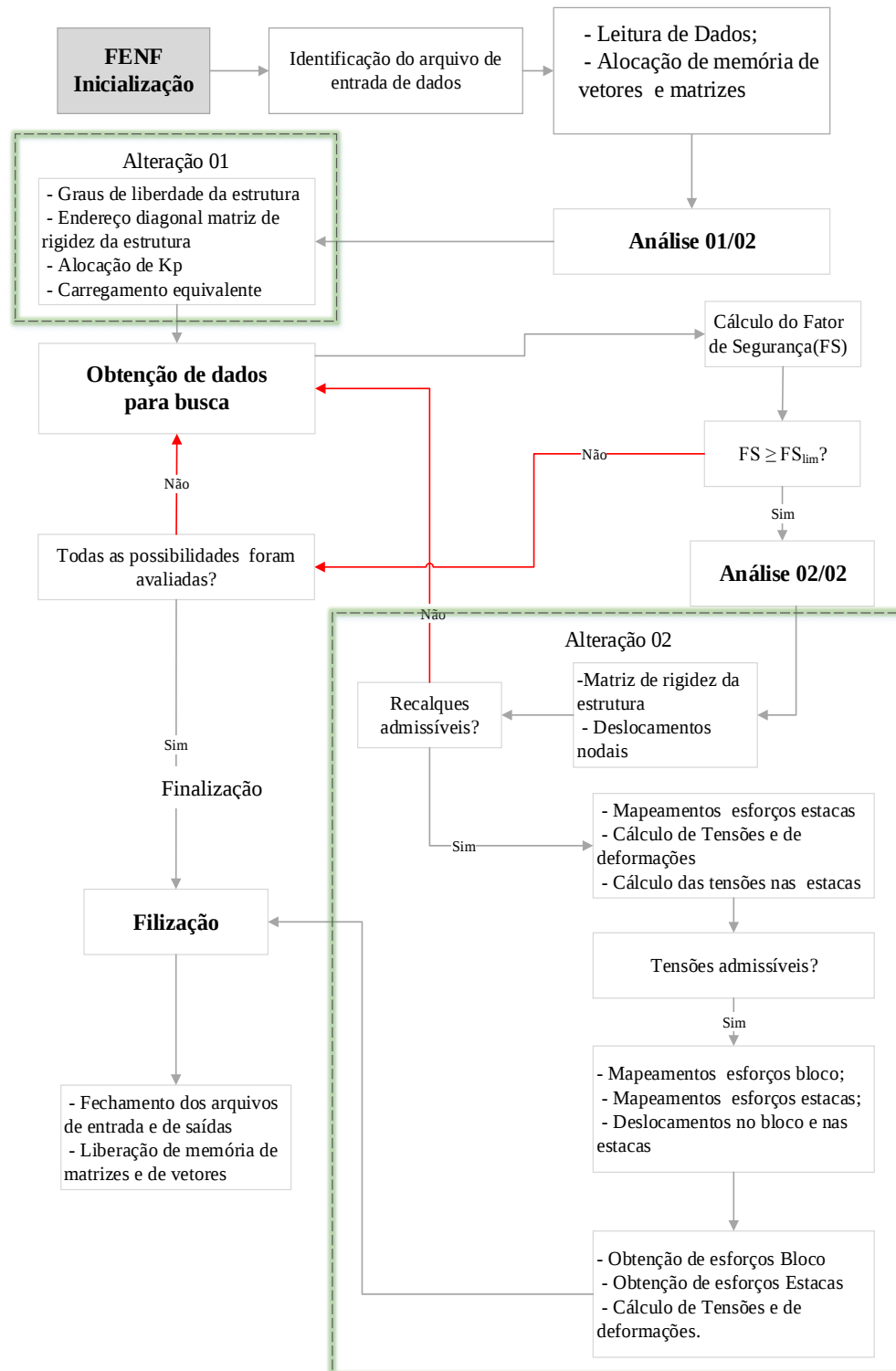
- ◆ Gera-se a geometria do problema em análise com auxílio de gerador de malha (neste trabalho utilizou-se o pré-processado FX+ do programa DIANA)
- ◆ Cria-se um arquivo de entrada em que serão informadas as coordenadas dos elementos, incidência, as características dos materiais e os dados de projeto

Para expressar o comportamento não linear dos solos, adotaram-se os seguintes procedimentos:

- 1) Aplica-se o carregamento de forma incremental.
- 2) Varia-se o módulo de elasticidade dos elementos de solo a cada passo de carga.
- 3) Adota-se o valores fixos para o coeficiente de Poisson (ν) coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ).

4) Varia-se o parâmetro R_f que será responsável pelo ajuste não linear da curva carga recalque. A segunda versão programa conta com duas grandes alterações (Figura 3.3). Na primeira alteração um o carregamento incremental é implementado. O módulo de elasticidade variável foi implementado na segunda alteração.

Figura 3.3 - Alteração do FENF



3.3. ALTERAÇÃO 01 - CARREGAMENTO INCREMENTAL

A análise completa do caso de estudo foi feita de forma incremental. Sendo o carregamento dividido em “n” passos, em que n é o número de incrementos. Para o primeiro passo de carga será feita a análise linear, mencionada anteriormente, e para os demais passos de carga os o módulo de elasticidade dos elementos de solo têm seus valores alterados com base nas tensões e deformações calculadas no passo anterior.

Por se tratar de um programa de elementos finitos, o FENF conta com uma series de matrizes e vetores para suas análises, umas delas é o vetor de carregamento equivalente da estrutura. De acordo com COOK *et al.* (2002) quando um elemento finito se encontra sujeito a ações exteriores genéricas é necessário proceder o cálculo das forças nodais equivalentes à solicitação exterior. Por exemplos em situações em que existem cargas concentradas num ponto do interior do elemento, cargas distribuídas em bordos, cargas distribuídas em faces e as forças de volume.

De forma compacta, o carregamento aplicado em incrementos pode ser esquematizado de acordo com as Eqs. 3.1 e 3.2.

$$\{q\}_i = \{q_t\} \times taxa + \{q\}_{i-1} \quad (3.1)$$

Em que

$\{q\}_i$ - é o vetor de carregamentos equivalentes no passo de carga i

$\{q_t\}$ - é o vetor de carregamentos equivalentes total

taxa – é a razão de 1 incremento por etapa (1/Número de incrementos)

♦ Para o primeiro passo de carga

$$\begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_j \end{Bmatrix}_i = \begin{Bmatrix} q_{t1} \\ q_{t2} \\ \vdots \\ q_{tj} \end{Bmatrix} \times taxa \quad (3.2)$$

♦ Para os demais passos de carga

$$\begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_j \end{Bmatrix}_i = \underbrace{\begin{Bmatrix} q_{t1} \\ q_{t2} \\ \vdots \\ q_{tj} \end{Bmatrix}}_{\text{Passo de carga atual}} \times taxa + \underbrace{\begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_j \end{Bmatrix}}_{\text{Passo de carga anterior}}_{i-1} \quad (3.3)$$

O processo descrito acima se encontra dentro de um loop i , no qual i varia de 1 até o Número de incrementos. Sendo o carregamento acumulativo, isto é, o carregamento equivalente pertencente ao passo atual engloba o carregamento do passo anterior. Com exceção do primeiro carregamento, pois ainda não existe o passo anterior. Sendo desta forma a imposição do carregamento incremental é utilizado nas análises da nova versão do FENF.

3.4. ALTERAÇÃO 02 - VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

A cada incremento de carga serão obtidos os vetores de tensão e deformação de cada elemento, apenas as tensões e deformações nas direções x, y, z serão utilizadas.

Como mostrado na Figura 3.3 será implementado um loop no qual a Eq. 2.19 será utilizada para a obtenção do módulo de elasticidade final de cada elemento sendo que para o primeiro passo de carga a ser calculado será usado o módulo inicial para todos os elementos de solo, um valor fornecido no arquivo de entrada de dados, e para os demais passos de carga usar-se-ão o módulo final calculado a partir das tensões e deformações obtidas em cada elementos devido ao carregamento imposto no passo anterior. Após esse procedimento ser realizado para todos os elementos da malha calcula-se a matriz de rigidez da estrutura e os deslocamentos nodais.

$$E_t = \frac{1}{\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \epsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)}} \quad (3.4)$$

Os parâmetros módulo de elasticidade inicial (E_i), deformação axial (ϵ_a) e a tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) são valores que irão variar de elemento a elemento de solo.

Para se obter a tensão de ruptura utilizou-se a metodologia do diagrama $p \times q$. Fazendo uso dos valores de tensões e deformações nodais de cada elemento. Os resultados dessas grandezas são armazenados em vetores com 6 linhas como descrito nas Eqs. 3.5 e 3.6.

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{Bmatrix} \quad \text{e} \quad \varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

Por se tratar de tensões e deformações nodais e o elemento finito implementado ser do tipo cubico com 8 nós, adotou-se tensões e deformações médias a partir dos valores obtidos em cada nó.

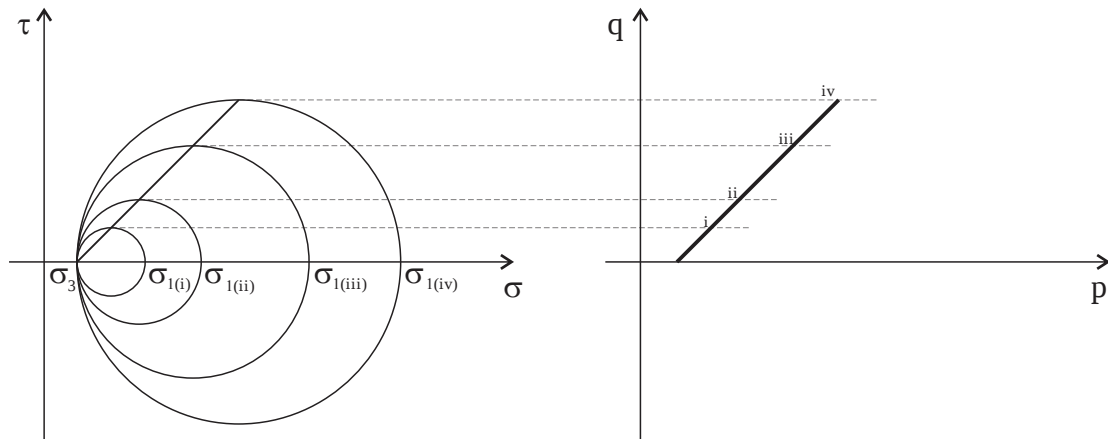
$$\sigma_m = \frac{\sum_{nó=1}^8 \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{Bmatrix}_{el}}{8} \quad \text{e} \quad \varepsilon_m = \frac{\sum_{nó=1}^8 \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{Bmatrix}_{el}}{8} \quad (3.6)$$

No diagrama $p \times q$ representa-se cada círculo de Mohr por apenas um ponto de coordenadas (p, q) , Eqs. 3.7 e 3.8, o que permite representar mais claramente diferentes estados de tensões do solo durante um carregamento. Essas coordenadas expressas pelas equações (3.7).e (3.8).

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (3.7)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.8)$$

Figura 3.4 – Representação da trajetória de tensões totais no diagrama pxq



A envoltória de ruptura é dada por uma reta, como mostra a Eq. 3.9.

$$q_{ult} = a + p \cdot \tan \alpha \quad (3.9)$$

Em que:

q_{ult} – é tensão de ruptura

a – o intercepto da reta com o eixo q

α – o ângulo de inclinação da envoltória de ruptura

Os valores de a e α são dados em função da coesão e do ângulo de atrito, Eqs. 3.10 e 3.11 que por sua vez são dados de entrada do problema.

$$a = c \cdot \cos \phi \quad (3.10)$$

$$\tan \alpha = \tan \phi \quad (3.11)$$

A partir dos vetores de tensões medias os valores de σ_1 e σ_3 podem ser computados. Por se tratar de uma análise elástica adotou-se o valor de σ_1 como o maior valor, em termo de módulo, entre as tensões σ_{xx} , σ_{yy} e σ_{zz} , sendo σ_3 como o menor, também em termos de módulo.

Fazendo uso da Eq. 3.7 é possível calcular-se o valor de p , que por sua vez será um dos parâmetros de entrada para a Eq. 3.9, juntos como os parâmetros a e α que podem ser calculados com auxílio das Eqs. 3.10 e 3.11.

Após esses procedimentos o valor da tensão de ruptura (q_{ult}) é calculado e posteriormente substituído na Eq. 3.8 de modo que torna-se possível calcular a tensão desviadora.

Em relação as deformações apenas um dos valores é utilizado, a Eq. 3.4 tem como dado a deformação axial (ϵ_a), entretanto devido a metodologia empregada para adoção de σ_1 e σ_3 o

valor ε_a nem sempre será o correspondente a componente vertical do sistema cartesiano, o valor da deformação irá acompanhar o eixo com em que a maior tensão for computada, ou seja, se σ_1 corresponder a direção dada pelo eixo “x” do sistema cartesiano o valor de ε_a será igual a deformação nesta mesma direção.

Outro parâmetro que também muda ao longo dos passos de carga é o módulo inicial. Sendo que o módulo inicial para o passo de carga 2 é o fornecido no arquivo de entrada de dados e para os demais passos é o módulo final calculado nos passos de cargas anteriores. Sendo a sua aplicação diretamente na matriz de rigidez do elemento. Deixou-se em evidência o módulo de elasticidade, que por sua vez é atualizado a cada passo de carga de acordo com o estado de tensões e deformações de cada elemento, Eq. 3.12.

$$K_{el} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \cdots & K_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & \cdots & K_{nn} \end{bmatrix} \times \{E\} \quad (3.12)$$

Sendo o $\{E\}$ um vetor que armazena o módulo de elasticidade de todos os elementos, tanto para os elementos de solo quanto os de outros materiais. Sendo que apenas os módulos de elasticidade do solo são alterados ao longo da execução do programa.

3.5. REPRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Após a execução do programa FENF, os resultados são gerados em arquivos de extensão “.dat” que são compatíveis com o programa bloco de notas do Windows. Os resultados são gravados nos arquivos de forma tabulada, de modo a permitir sua manipulação em software específico para apresentação dos resultados de forma gráfica, como mostrado nas Figuras 3.5 e 3.6 que mostram respectivamente os deslocamentos no maciço de solo e os momentos fletores de uma sapata de 1,20m x 1,20m.

O exemplo mostrado na Figura 3.5, trata-se de uma estaca isolada com 1,60m submetida a uma carga concentrada no topo de 80kN. O exemplo da Figura 3.6, mostra os momentos em um sapata, cabe lembrar que a sapata era simétrica e por isso modelou-se apenas um quarto da geometria. Em ambos os casos fez-se uso do programa de representação gráfica Tecplot 360 2011.

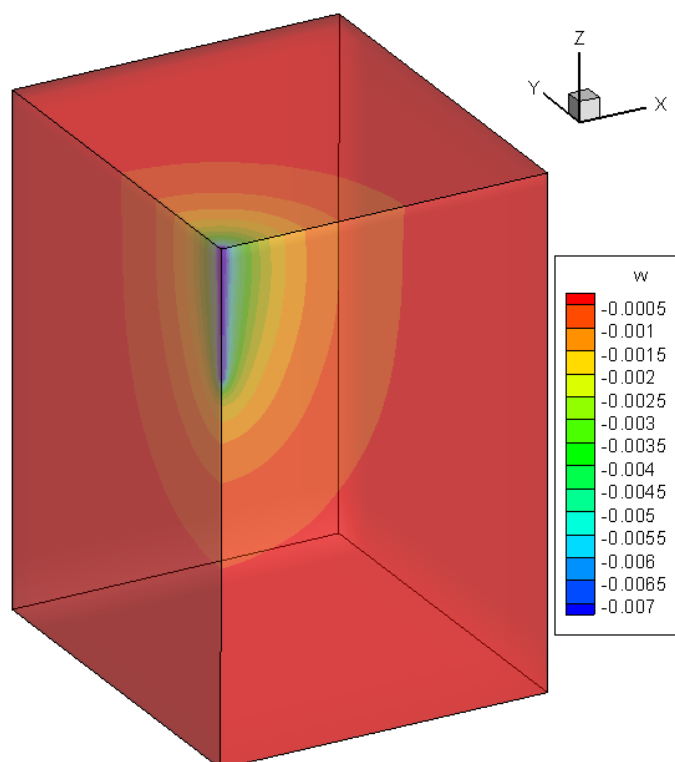
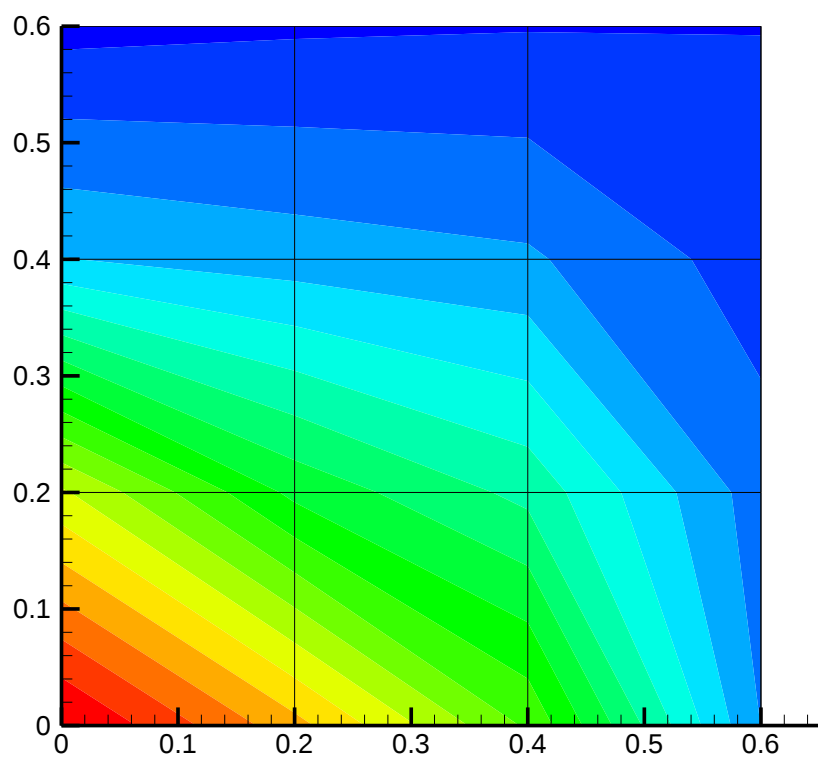
Figura 3.5 - Deslocamentos verticais (m) para $\frac{1}{4}$ de todo o domínio

Figura 3.6 - Momentos Fletores (kN.m) na direção x de um Bloco 1,20m x 1,20m



CAPÍTULO 4

VALIDAÇÃO DA NOVA VERSÃO DO PROGRAMA

Vários problemas de engenharia podem ser representados por modelos matemáticos definidos por equações diferenciais, desde que as condições iniciais e de contorno sejam conhecidas. Essas equações diferenciais são obtidas através da aplicação das leis e princípios fundamentais da natureza para um sistema.

Com a grande complexidade na análise de grandes blocos sobre estacas geralmente faz-se uso de métodos numéricos de modo a se obter resultados mais precisos. Por se tratar de um método muito empregado em grande área da engenharia devido a fornecer resultados bastantes satisfatório o MEF foi utilizado para fazer a análise dos sistemas de fundações utilizados para a validação da nova versão do FENF.

Para tais procedimentos, existem vários softwares que utilizam o MEF na solução desses problemas, isso torna relevante o uso desta ferramenta pelo engenheiro na tarefa de realização de estudos de projetos de engenharia.

Além do FENF o programa DIANA (TNO, 2008) foi utilizado para a análise dos problemas escolhidos. Desde 1972 o DIANA vem sendo desenvolvido na Holanda pela TNO Building and Construction Research Company.

Ottaviani (1975) foi um pioneiro na utilização do MEF 3D para a análise de grupos de estacas verticalmente carregados em meios homogêneos linearmente elásticos. Nessas análises, o mecanismo de transferência de carga foi estudado detalhadamente considerando a presença e a posição do bloco de coroamento. Elementos axissimétricos e tridimensionais foram usados na modelagem do problema para a determinação dos deslocamentos (recalque) em função da rigidez relativa das estacas. Os resultados foram comparados com valores previamente publicados, obtidos analiticamente ou através de ensaios em modelos, mostrando concordância entre si.

A seguir são apresentados os casos e resultados das análises feitas por Ottaviani (1975) que utilizou o programa UNIVAC 1108, Sales (2000) e Doepler (2012) usaram o programa ALLFINE e DIANA respectivamente para simular os mesmos problemas estudados por Ottaviani. Os três softwares são baseados em elementos finitos e foram utilizados dois casos para ambas as estacas isoladas sendo a diferença o domínio empregado em cada análise.

Por se tratar de um caso de dupla simetria modelou-se apenas um quarto do domínio e um quarto da estaca.

4.1. ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA

Para cada análise, variou-se o valor de E_s e os demais parâmetros foram mantidos, comparando-se os resultados de recalques adimensionais ($E_p.D.w/P$) para cada valor de E_p/E_s , onde w é o valor obtido para o recalque no topo da estaca isolada.

- ◆ Carregamento vertical (P): 1000 kN
- ◆ Módulo de Elasticidade do concreto da estaca (E_p): 20 GPa
- ◆ Coeficiente de Poisson do concreto da estaca (ν_c): 0,25
- ◆ Coeficiente de Poisson do solo (ν_s): 0,45;
- ◆ Lado da estaca de seção quadrada (D): 1,00 m
- ◆ Comprimento da estaca (L): 20,00 m
- ◆ Domínio vertical considerado (H): 80,00 m, a partindo do topo da estaca
- ◆ Domínio horizontal considerado: 51,50 m, para cada lado, a partir do eixo da estaca

Os resultados obtidos com o FENF foram comparados com os apresentados por Ottaviani (1975), que utilizou o programa UNIVAC 1108 em suas análises, Sales (2000) utilizando o ALLFINE e pela solução implementada por Doehler (2012) que fez uso do DIANA, além de uma nova análise feita no próprio DIANA em paralelo a análise feita utilizando o FENF, ambas as ferramentas fazem uso do MEF em suas análises.

A Figura 4.1 mostra a representação de $\frac{1}{4}$ do domínio e da estaca isolada de seção quadrada com lado igual 1m e comprimento L da estaca igual a 20m, sendo a relação entre a espessura de solo e comprimento da estaca $H/L=4$. Os resultados obtidos no Diana (2014) foram obtidos com aplicação de carga total e no FENF de duas maneiras a primeira em processo igual ao DIANA sendo representado na Figura 4.2 pela legenda FENF (2014) – 1 Incremento de Carga e de uma segunda forma na qual o carregamento foi imposto de forma incremental na forma de 5 passos de carga, sendo também representado na Figura 4.2 pela legenda FENF (2014) – 5 Incrementos de Carga.

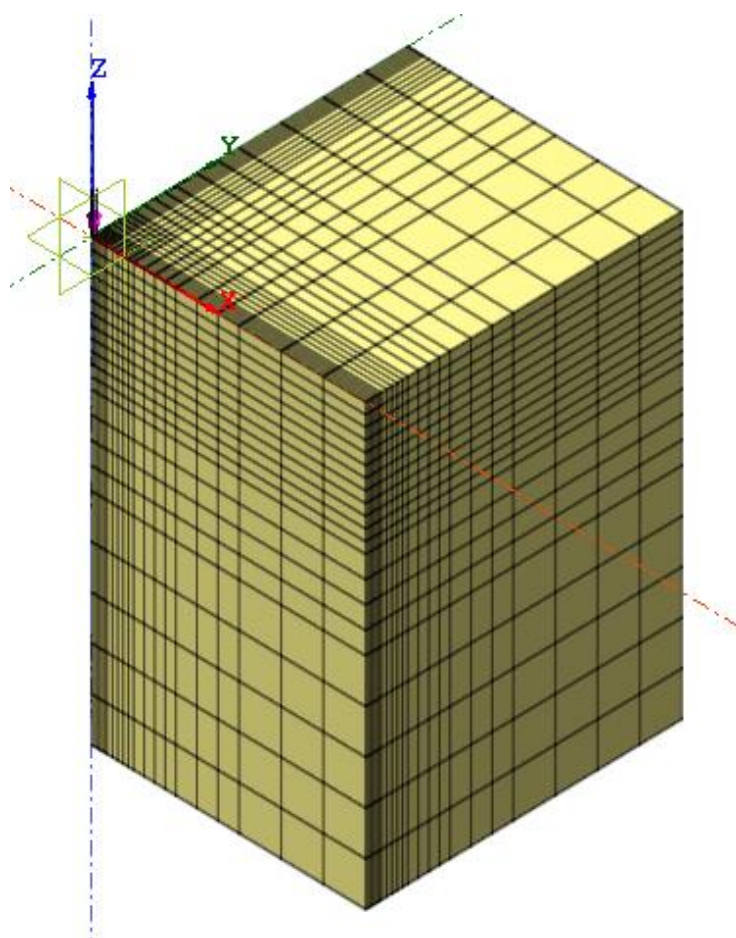
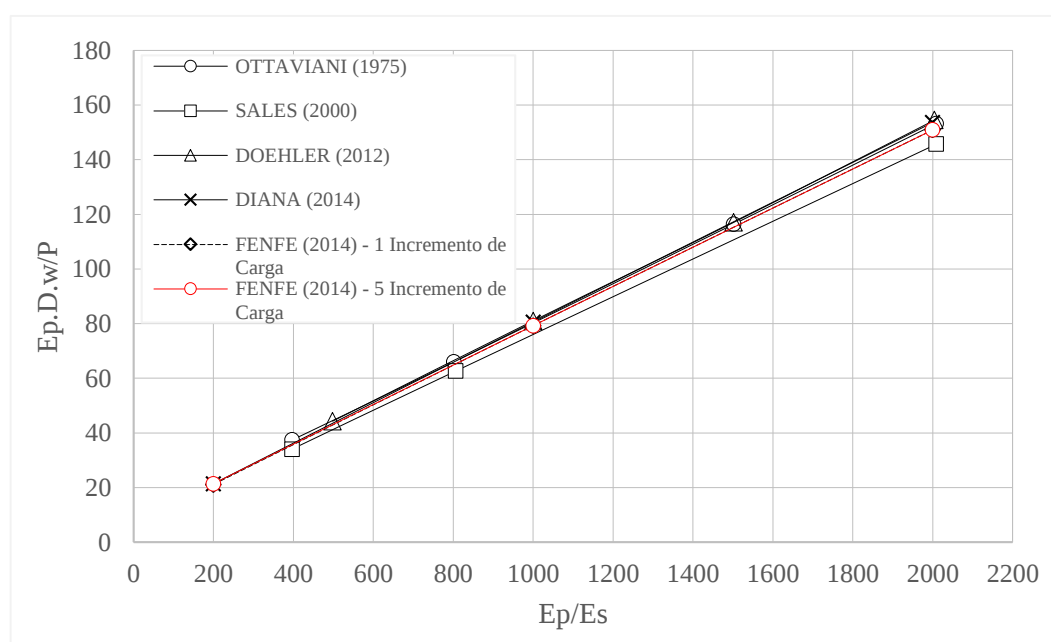
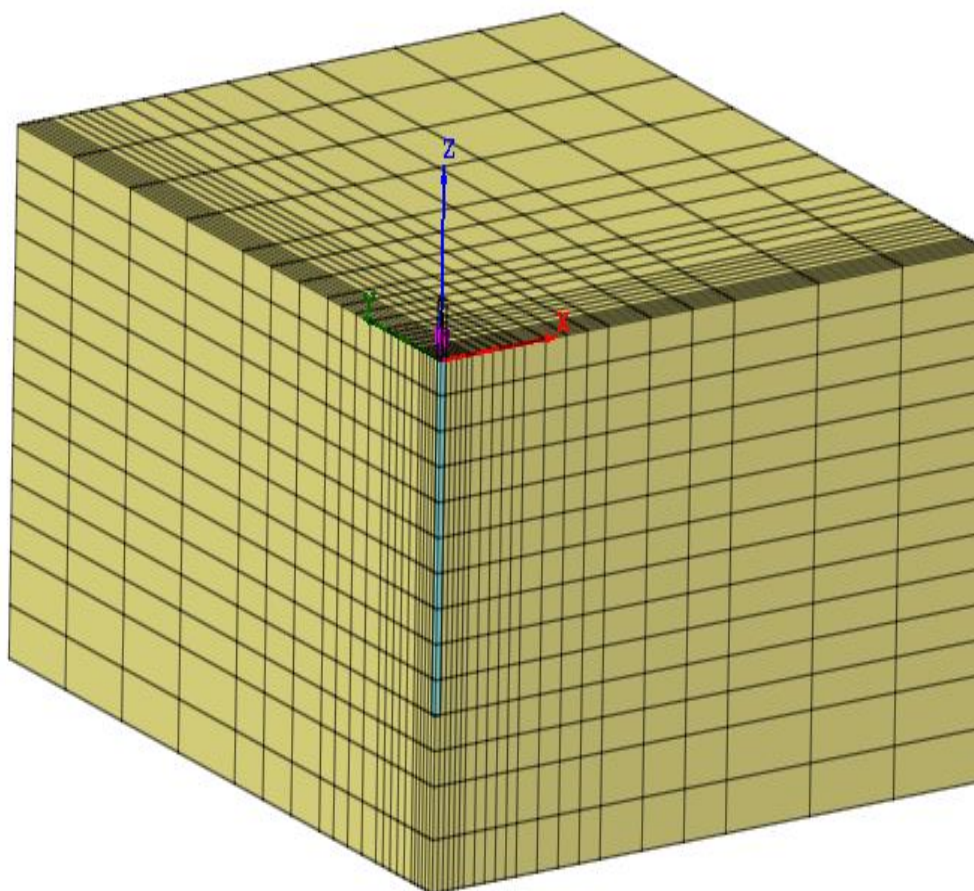
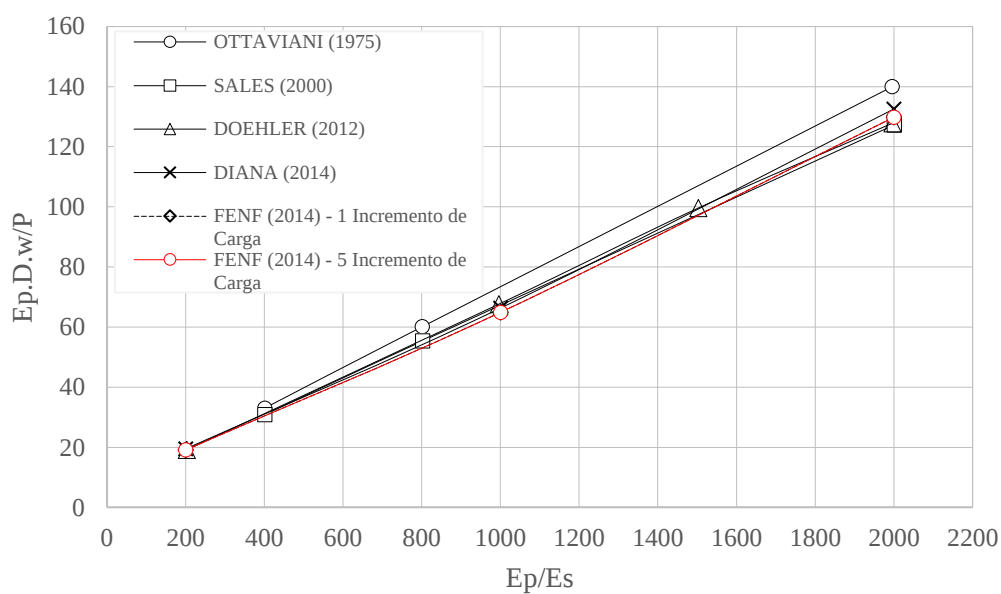
Figura 4.1 – Malha para o 1º caso com $L = 20$ m e $H/L = 4$ Figura 4.2 - Resultados obtidos para a comparação com $L = 20$ m e $H/L = 4$ 

Figura 4.3 - Malha para o 1º caso com $L = 20$ m e $H/L = 1,5$ Figura 4.4 - Resultados obtidos para a comparação com $L = 20$ m e $H/L = 1,5$ 

Os resultados obtidos com o FENF quando comparados a dados obtidos por outros pesquisadores (Figura 4.2 e Figura 4.4) mostraram-se bastante satisfatórios as pequenas diferenças podem ser justificadas devido à diferença entre as ferramentas numéricas empregadas em cada análise.

Por se tratar de uma análise linear, com resultado obtidos em um mesmo programa a sobreposição das retas de 1 e 5 incrementos era esperada, mostrando assim que uma ao aplicar uma carga de forma incremental ou em sua totalidade os resultados foram exatamente os mesmos, validando assim as rotinas de acúmulo de tensões e deformações para carregamentos aplicados em estágios.

Na primeira análise (Figura 4.2), os resultados foram menos conservadores que os observados por Ottaviani (1975). Na segunda análise (Figura 4.4), com $L = 40$ m e $H/L = 1,5$, repetiram-se os mesmos procedimentos do primeiro caso, entretanto os resultados foram mais conservadores em relação aos resultados de Ottaviani, porém com boa concordância com aqueles obtidos pelos demais autores.

Em síntese, pode-se notar que em ambos os resultados mostram uma concordância satisfatória na tendência de comportamento das estacas isoladas analisadas por todos os autores. Assim sendo, admite-se que o FENF 2014 está validado para análise linear elástica.

4.2. ANÁLISE NÃO LINEAR ELÁSTICA

Sales (2000) estudou solos de Brasília e utilizou um modelo hiperbólico para representar a variação da rigidez da estaca. Esse autor fez uso da Eq. 4.1 na qual expressa-se a variação do módulo elástico em função da carga atual e carga última

$$E_t = E_i \left[1 - R_f \left(\frac{p}{p_u} \right)^g \right] \quad (4.1)$$

Em que:

E_i – módulo elástico inicial do solo;

p – nível de carga atual;

p_u – máxima capacidade de carga da estaca (valor adotado);

R_f – parâmetro que dita a parcela de redução do módulo elástico;

g – parâmetro que dita a curvatura do comportamento não-linear do solo.

O estudo feito trata-se de uma sapata quadrada de 1mx1m com cerca de 15cm de espessura. O autor utilizou-se o programa GARP6 para simular a prova de carga até atingir a carga denominada de ruptura (140kN). Neste caso, foi obtido o seguinte conjunto de parâmetros retro analisados para se obter um ajuste adequado:

- ◆ Sapata: $E_r I = 0,5057 \text{ MPa.m}^4$
- ◆ Solo: $E_o = 6 \text{ MPa}$ $R_f = 0,375$ $g = 9.76$
- ◆ Carga última: $p_u = 140 \text{ kN}$ (adotado)

Para a validação foi feita a modelagem do problema com auxílio de FX+ (Figura 4.5) por se tratar de caso de dupla simetria geométrica modelou-se apenas um quarto do conjunto domínio-sapata. O domínio modelado tem dimensão vertical igual a seis metros e o horizontal partindo do bordo lateral da sapata é igual a cinco metros e meio.

Ao fazer uma primeira análise do comportamento carga recalque notou-se os valores do deslocamento inicial mostrado por Sales (2000) era de aproximadamente 2,77mm, no entanto o mesmo caso analisado pelo DIANA obteve um valor de recalque de 2,21mm para um carregamento de 20 kN.

Por se tratar de valores obtido por retro análises essa discrepância de valores é aceitável já que Sales (2000) obteve estes valores fazendo uso do programa GARP 6, o qual não é embasado no MEF.

Por este motivo optou-se por fazer uma modificação em um dos parâmetros utilizados, alterou-se o módulo de elasticidade de 6 MPa para 4,8 MPa de com base nos valores de recalque obtidos por Sales (2000) e o obtido no DIANA através de uma análise linear elástica. As curvas carga-recalque obtidas empregando os módulos de elasticidade são mostradas nas Figura 4.6 em que é possível ver que a reta obtida como segundo módulo se mostra mais coerentes com os dados obtidos experimentalmente por Sales (2000).

Figura 4.5 – Malha utilizada para análise do problema

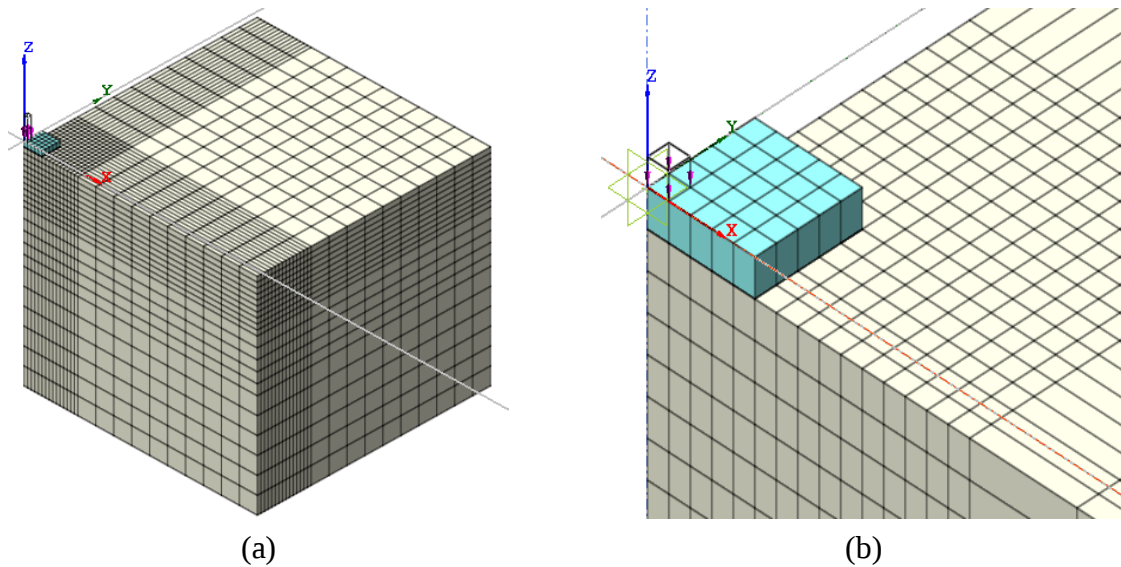
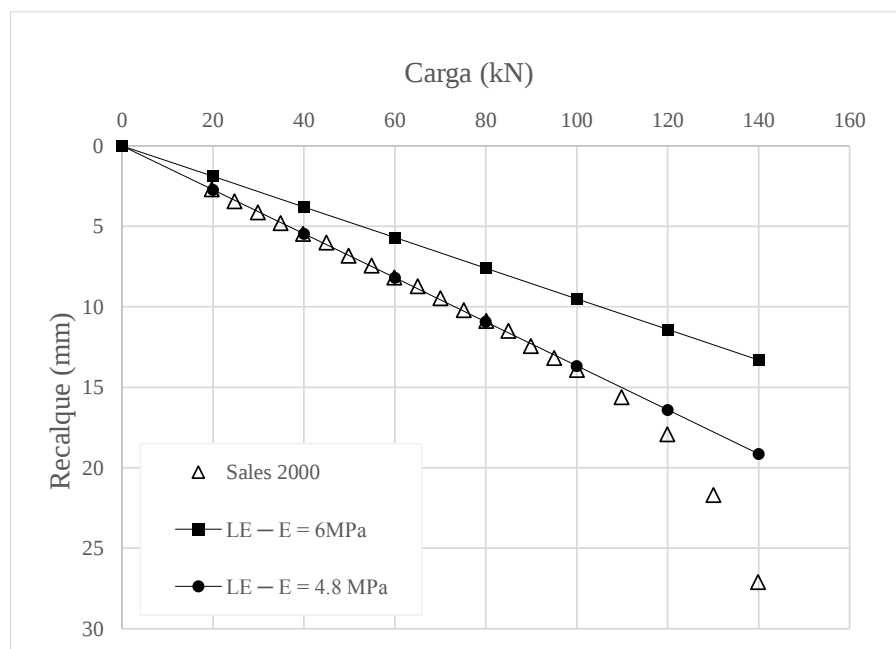


Figura 4.6 – Retroanálise para obtenção do módulo inicial do solo.



Sales (2000) realizou a prova de carga no solo de Brasília — DF, mais precisamente no campo experimental da universidade de Brasília. Este solo já foi estudado outros pesquisadores como Araki (1997) e Palocci⁴ (1998) *apud* Sales (2000). Alguns desses parâmetros geotécnicos deste solo são mostrados na Tabela 4.1.

⁴ PALOCCI, A. Ensaios de Laboratório em Amostras Indeformadas do Campo Experimental da UnB. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB. Relatório Interno, (1998).

Tabela 4.1 - Parâmetros geotécnicos da argila porosa de Brasília.

PARÂMETRO	FAIXA DE VALORES
Coesão (kPa)	10 – 34
Ângulo de atrito (°)	26 – 34

A mesma malha utilizada na análise feita no DIANA (Figura 4.5) foi utilizada para a análise realizada na nova versão do FENF, sendo que foram adotados os limites inferiores de coesão e ângulo de atrito para a análise não linear

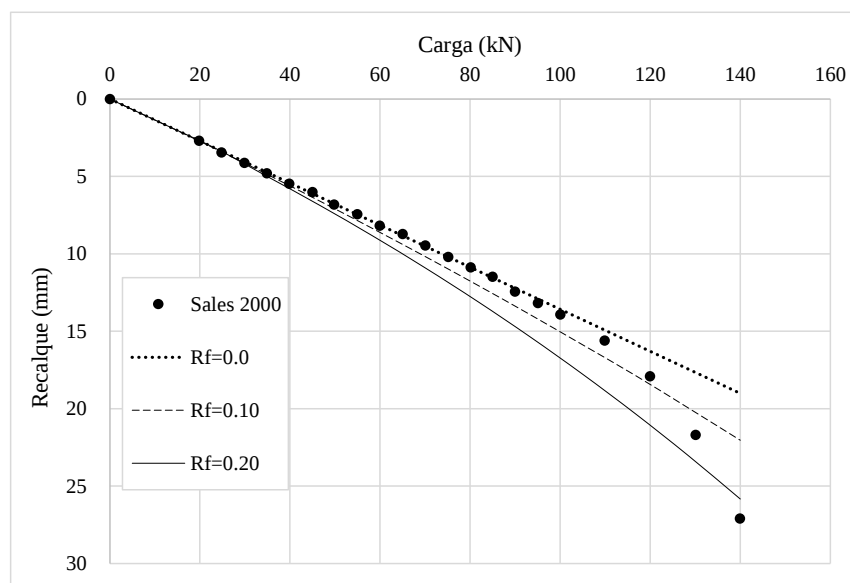
Tabela 4.2 – Dados de entrada para a análise não linear com o FENF

PARÂMETRO	FAIXA DE VALORES
Coesão (kPa)	10 – 34
Ângulo de atrito (°)	26 – 34
R_f	0,0; 0,10 e 0,20

Os valores de R_f são responsáveis pelo ajuste não linear da curva carga-recalque. Foram realizadas análise com 20 passos de carga de modo que os pontos fossem os mais próximos aos obtido por Sales (2000), os resultados são mostrados na Figura 4.7 em que são plotadas 3 curvas com parâmetros R_f de 0; 0,10 e 0,20. Quando se adota $R_f=0$, trata-se de uma análise linear elástica pura, uma vez que o módulo de elasticidade permanece inalterado do início até o fim da análise.

Para simular um carregamento de até 125 kN, a curva com $R_f=0,1$ seria a melhor, mas não conseguiria simular o ponto final. Cabe lembrar que o modelo hiperbólico convencional não consegue simular “rupturas bruscas”, como a observada nos trechos entre 120-140kN.

Figura 4.7 - Validação



Fahey & Carter (1993) afirmam que o comportamento tensão-deformação de areias é altamente não-linear, mesmo com tensões bem abaixo da tensão de pico. O modelo da hipérbole é um modelo conceitualmente razoável para representar o comportamento tensão-deformação dos solos, mas alguns ajustes podem ser adicionados de modo que seja possível obter um modelo mais realista para fins de cálculo.

O exemplo apresentado ilustra a capacidade do FENF em simular o comportamento não-linear do solo, segundo o modelo hiperbólico implementado no programa. O ajuste R_f em cada caso necessitará advir de ensaios de laboratório ou de retroanálise de provas de carga, como mostrado na Figura 4.7.

CAPÍTULO 5

EFEITO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR EM RADIER ESTAQUEADO COM SOLO HOMOGÊNEO

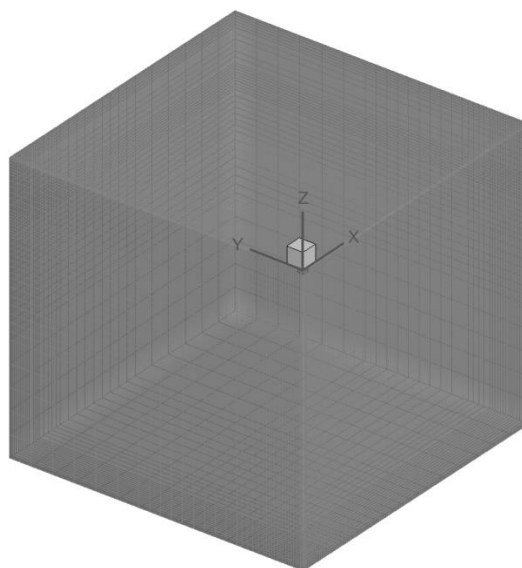
Neste capítulo são apresentadas as análises numéricas realizadas com seus respectivos resultados, tais como: as distribuições de carga nas estacas, momentos fletores esforços cortante, recalques, além dos esforços no bloco e no maciço de solo.

De acordo com o resultado de cada análise, foi realizado um comparativo entre os valores obtidos com análise linear e não linear para os mesmos casos de estudo considerando o maciço de solo homogêneo e estratificado. Foram analisados três blocos de estacas com configuração 2 x 2; 4 x 4 e 6 x 6, considerando o comportamento do sistema de fundações como radier estaqueados.

5.1. MACIÇO HOMOGÊNEO

Por se tratar de blocos com geometria com simetria dupla, em x e y, modelou-se apenas um quarto do problema de modo a diminuir o tempo processamento do programa. Para os três casos admitiu-se um domínio horizontal de com 54,3 m nas direções x e y e 50,80m em z, contando a partir do centro do radier. (Figura 5.1).

Figura 5.1 – Quarta parte do domínio utilizado para as análises



Ao considerar o solo homogêneo admitiu-se que os parâmetros: módulo de elasticidade (E_s), coeficiente Poisson (ν_s), coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) não variavam no domínio. Os valores utilizados contam na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Parâmetros utilizados para o solo

PARÂMETRO	VALORES
E_s (kPa)	35000
ν_s	0,30
c (kPa)	10
ϕ (°)	26

Foi utilizado o mesmo material para as estacas e o bloco de coroamento, nesse caso o material era o concreto, sendo o módulo de elasticidade (E_c) e o coeficiente de Poisson (ν_c) descritos na Tabela 5.2.

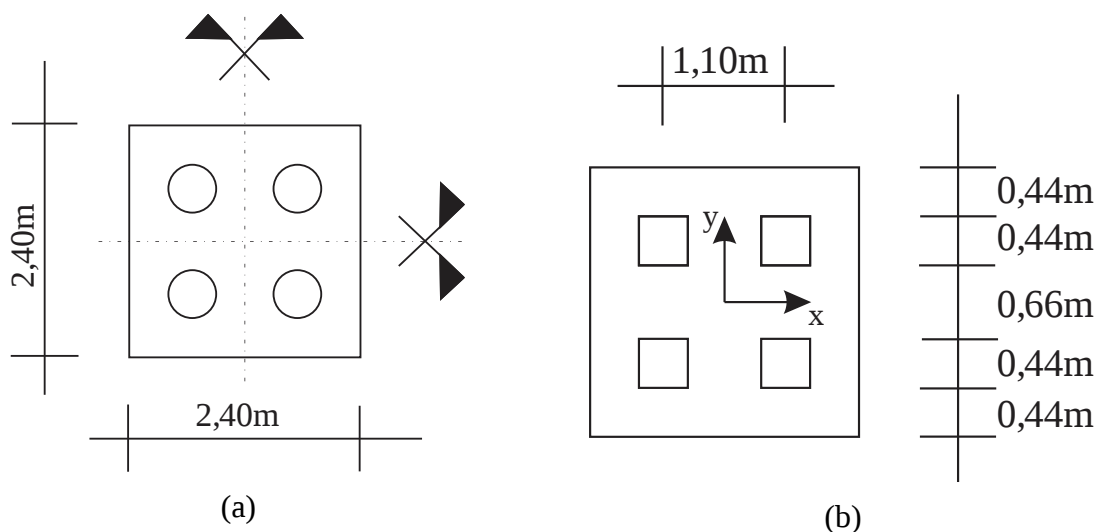
Tabela 5.2 – Parâmetros utilizados para o concreto

PARÂMETRO	VALORES
E_c (GPa)	20
ν_c	0,20

5.1.1. RADIER COM 4 ESTACAS (B4)

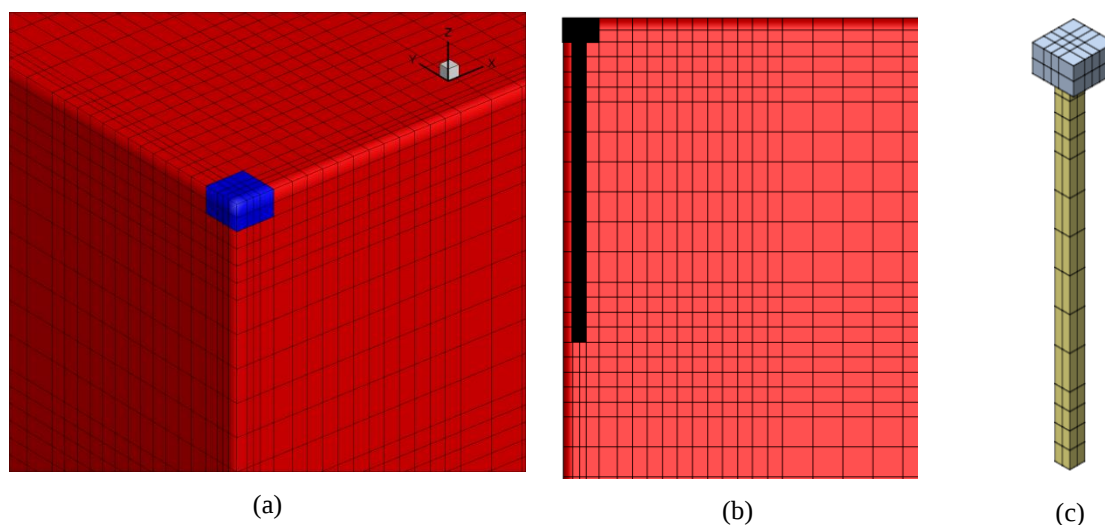
Trata-se de um bloco de 2,40 x 2,40 x 0,80 m sobre quatro estacas de 50cm de diâmetro como mostra a Figura 5.2 (a) e comprimento igual a 10 m. Para a análise no FENF deve-se ser feito uma alteração das estacas com seção circular para estacas de seção quadrada com mesma área transversal como mostra a Figura 5.2 (b), sendo o valor do lado da estaca igual a 44cm.

Figura 5.2 – Bloco de 4 estacas



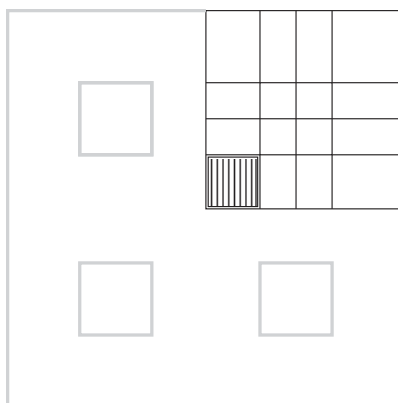
Modelou-se um quarto do domínio ficando assim o bloco apenas com uma estaca (Figura 5.3)

Figura 5.3 – Modelagem do ¼ do problema (B4)



Na Figura 5.4 é mostrado como foi dividida a malha de elementos finitos em um quarto do bloco. O carregamento foi imposto em forma de uma tensão vertical uniformemente distribuída na face superior do elemento hachurado, sendo a valor da tensão igual 10000 kPa que para este caso corresponde a uma carga de 4356 kN. Cabe lembrar que esta área corresponde a um quarto da área total carregada, 4 elementos, entretanto apenas um foi modelado. O elemento modelado (hachurado) apresenta tamanho de 33cm x 33 cm. Com finalidade de simular o comportamento não linear o carregamento foi dividido em oito passos de carga de 554,5 kN a cada ciclo.

Figura 5.4 - Representação em planta do bloco

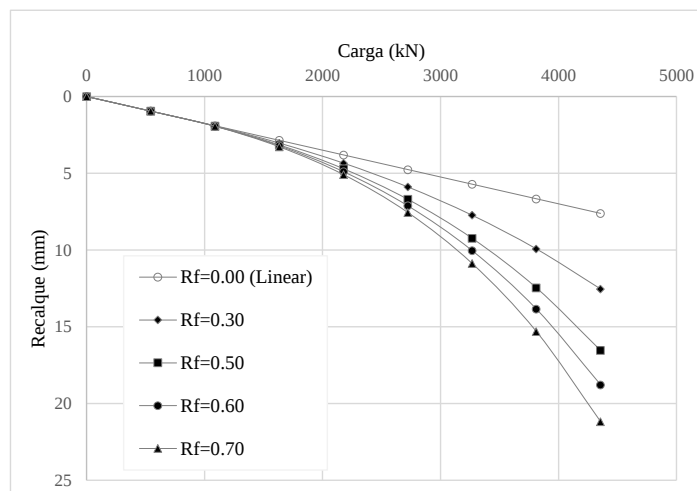


Para a análise desse caso foi variado o parâmetro de ruptura R_f . Seguindo uma ordem crescente deste parâmetro, primeiro considerando $R_f=0$. A considerar essa variável nula pode-se afirmar que a análise feita é igual a uma análise linear elástica. Nas demais análises feitas para este caso os valores do fator de ruptura foram $R_f=0,30$; $R_f=0,50$; $R_f=0,60$ e $R_f=0,70$.

5.1.1.1. Recalque do conjunto – B4

Na Figura 5.5 pode-se ver claramente a influência do R_f no comportamento não linear na evolução dos deslocamentos do centro do bloco, chegando atingir recalque de 21 mm para a carga total ao fazer uso de $R_f=0,70$, enquanto que para $R_f=0,00$ o recalque máximo foi de 7 mm. Fazendo um comparativo entre as duas análises é possível notar diferença entre a magnitude dos recalques obtidos com as duas análises, como aumento de 200% no recalque para a carga máxima aplicada.

Figura 5.5 – Curva carga-recalque para o bloco de 4 estacas



Nas Figuras 5.6, 5.7 e 5.8 são mostradas as distribuições dos recalques no conjunto maciço-radier estaqueado.

Figura 5.6 – Deslocamento no conjunto maciço-radier estaqueado
(a) análise linear (b) análise não linear para o $R_f = 0,70$ (B4)

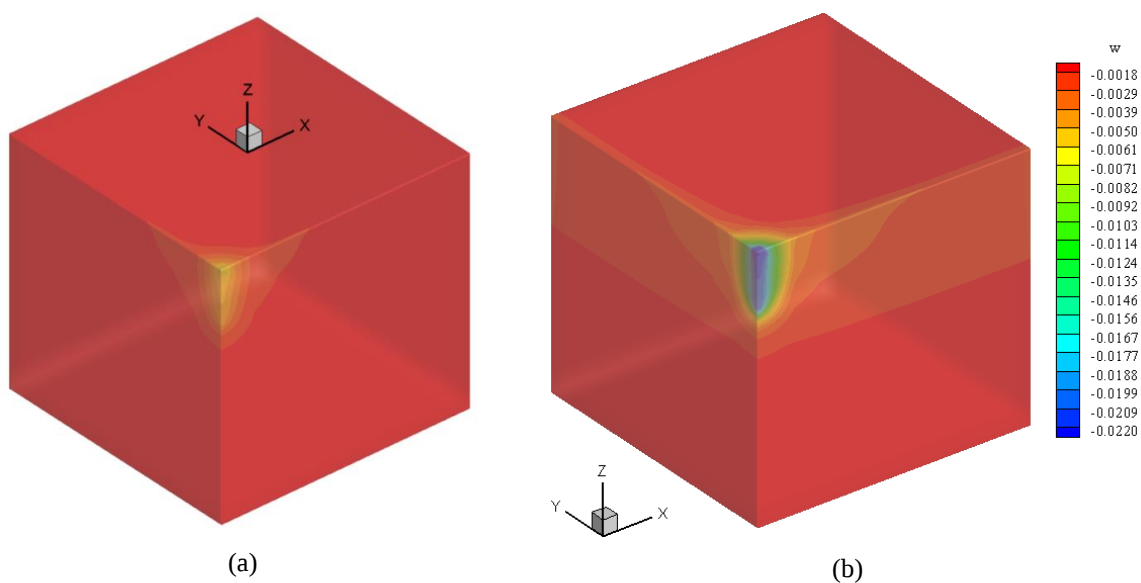


Figura 5.7 – Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f = 0,7$ (B4)

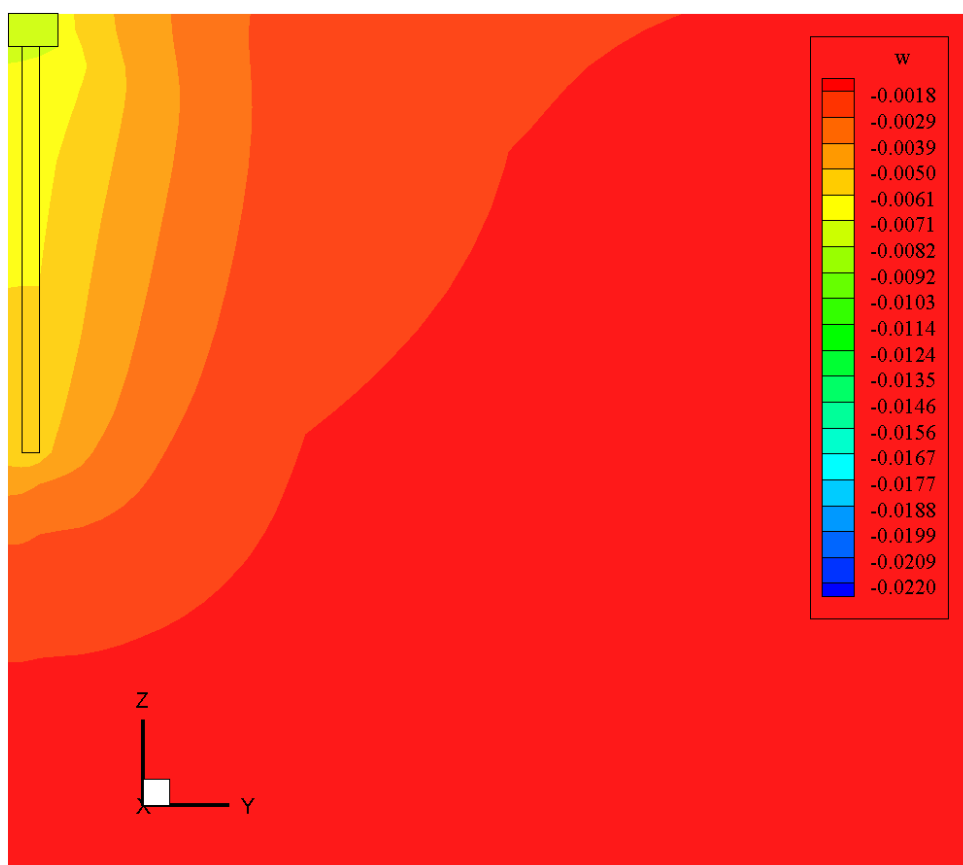
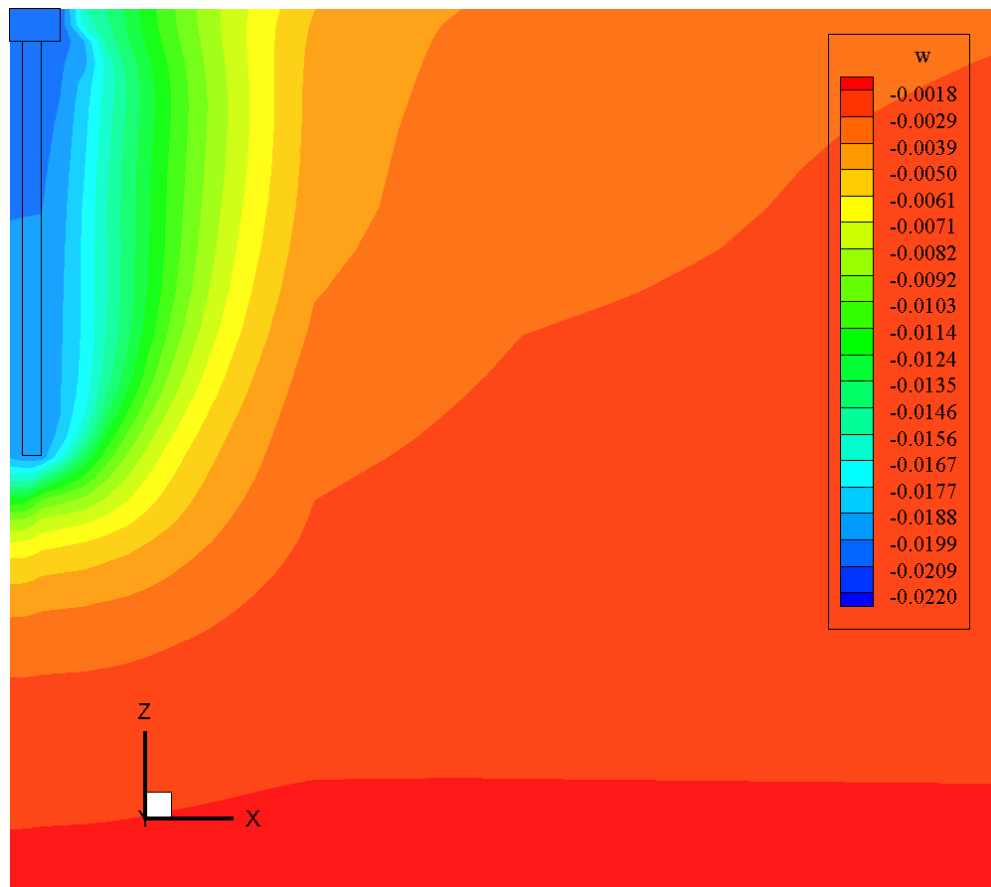


Figura 5.8 - Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f=0,7$ (B4)

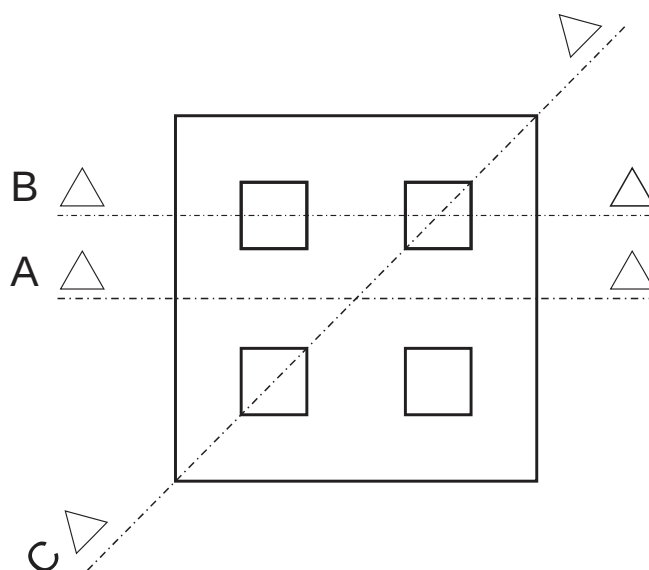


Na Figura 5.6 é visto que os recalques aumentam em todo o domínio e o maior recalque se encontra próximo ao radier, se estendendo ao longo da profundidade em menor magnitude até ordem de duas vezes o comprimento da estaca (20m), Figura 5.8, enquanto na análise linear (Figura 5.7) nota-se apenas recalques de maior magnitude, próximo a base das estacas, Figura 5.8.

5.1.1.2. Recalque do radier – B4

Para descrever a evolução dos recalques ao longo do radier optou-se por escolher algumas seções transversais. A Primeira no centro do radier na coordenada $y=0$ (seção A), a segunda passando pelo centro das estacas com $y=0,55$ cm (seção B) e outra na diagonal passando pelo centro das estacas e o centro do radier (seção C). A Figura 5.9 ilustra a localização de cada seção.

Figura 5.9 – Seções no radier sobre 4 estacas (B4)



As bacias de recalques destas seções são mostradas nas Figuras de 5.10 até 5.12, para os diferentes valores de R_f simulados.

Como mostrado nas Figura 5.13 e Figura 5.15, o recalque máximo ocorre no centro do radier com deslocamentos de até 21 mm para a análise não linear como $R_f=0,70$ e de 7 mm para análise linear elástica, as demais curvas mostram que os recalques do radier ocorreram de maneira quase constante, isto é, o radier sofreu deslocamento uniformes fazendo o comparativo entre os valores de deslocamentos obtidos para um mesmo ponto no radier decorrente das diferentes análises feitas com o R_f diferentes.

Figura 5.10 – Bacia de recalques para a seção A (B4)

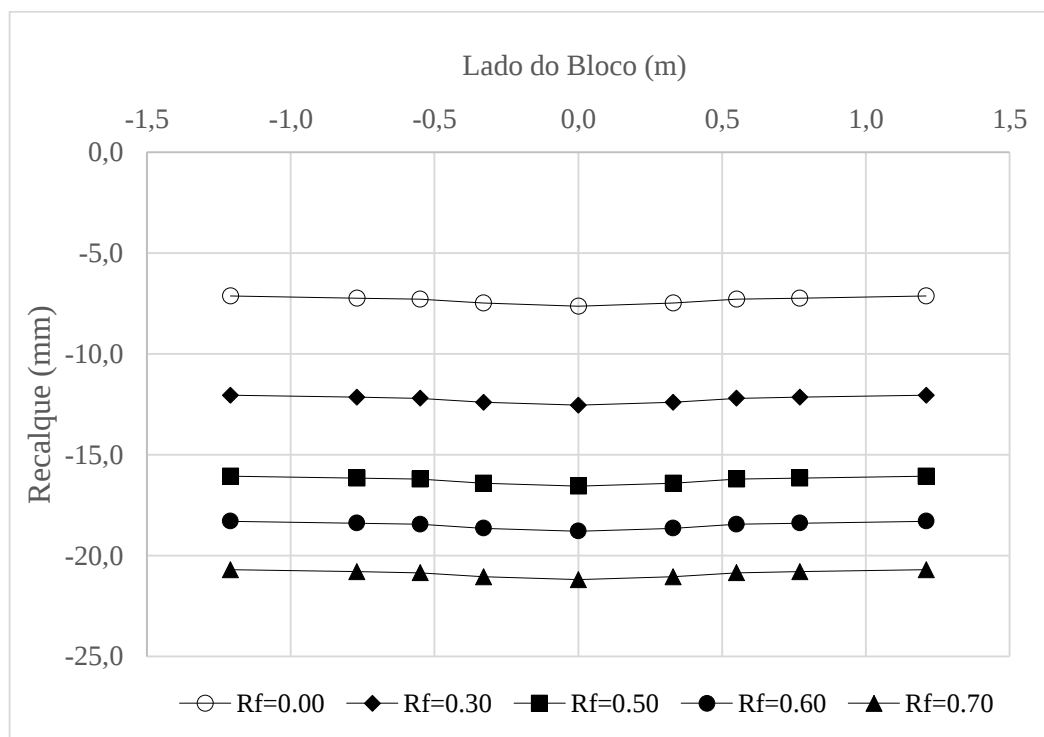


Figura 5.11 – Bacia de recalques para a seção B (B4)

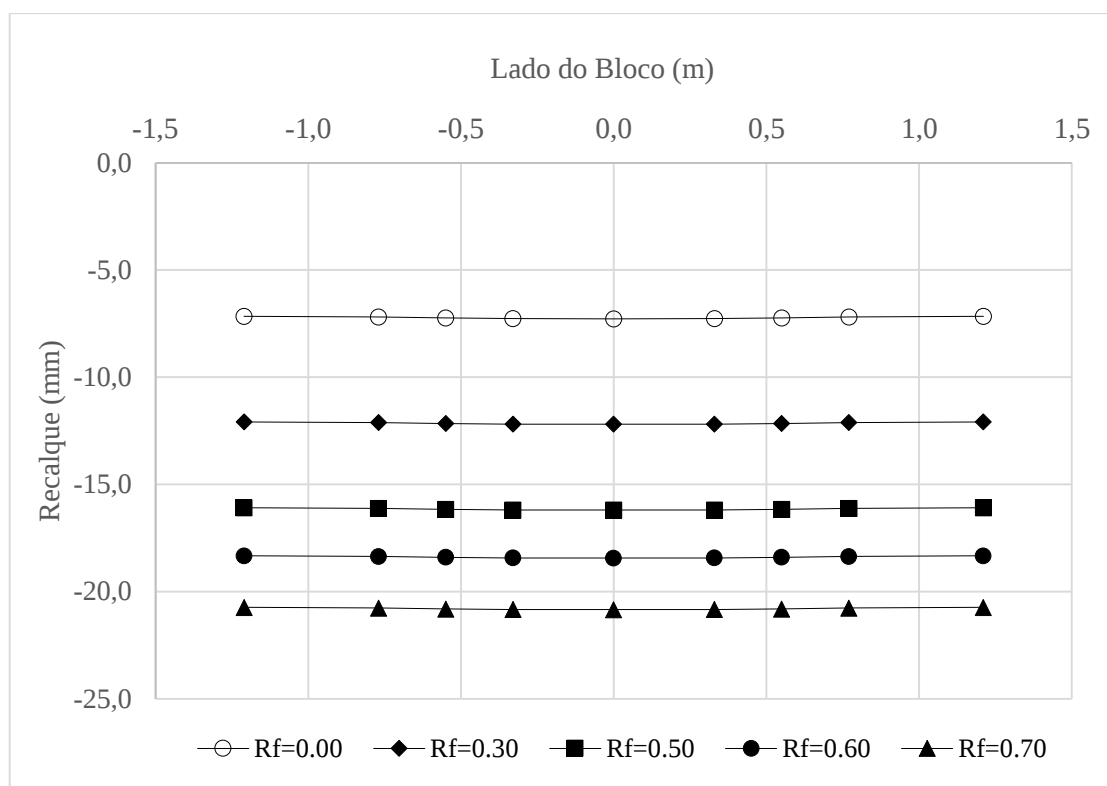
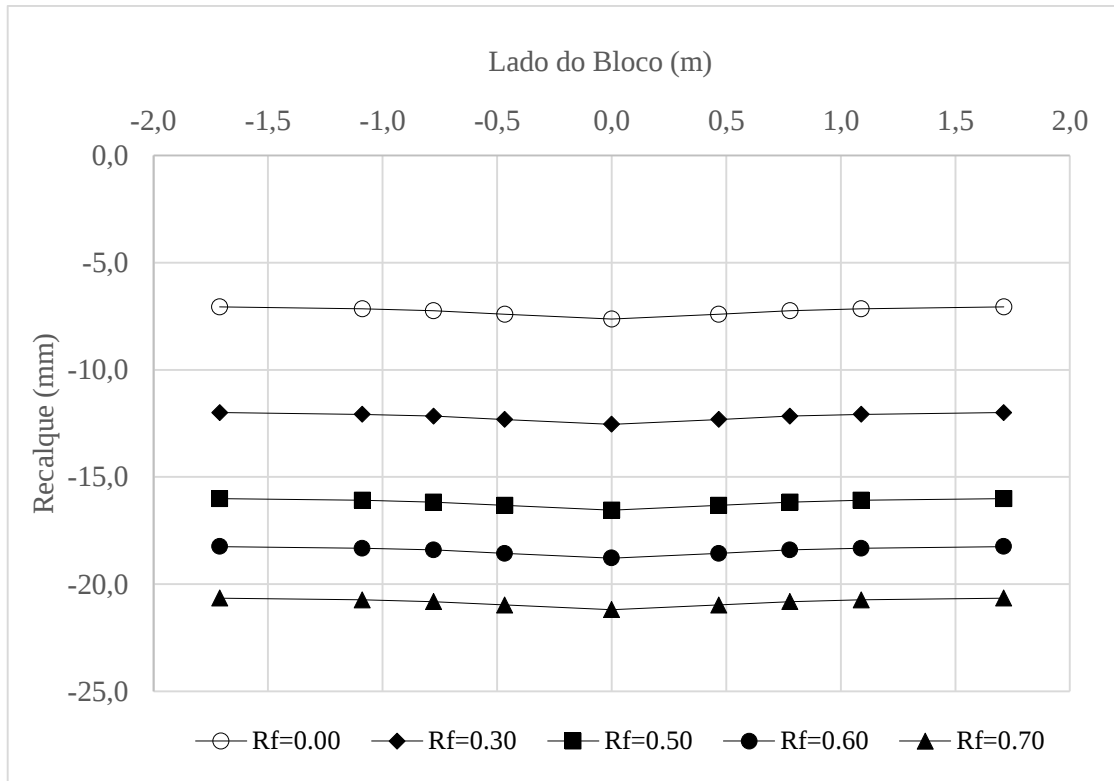


Figura 5.12 – Bacia de recalques para a seção C (B4)



Ao comparar a evolução dos recalques em função de Rf nota-se e eles não são proporcionais. Os recalques registrados na seção B (Figura 5.11), assim como nas outras duas, mostraram um crescimento maior quando se compara a bacia de recalque obtida com Rf=0,00 e a de Rf=0,30 em que esta última é 63% maior que a primeira. Ao fazer um novo comparativo, mas agora entre as curvas de Rf=0,30 e Rf=0,50 a variação é de mais de 30%.

No que diz respeito as distorções angulares (θ) no radier B4, fez-se uso da Eq. 5.1 pra o cálculo dessas distorções.

$$\theta(x) = \frac{\rho(x_1) - \rho(x_2)}{L_r} \quad (5.1)$$

Em que:

θ – Distorção angular

ρ – Recalque no radier de acordo com a coordenada x

L_r – comprimento entre os dois pontos do radier, $L_r = x_2 - x_1$

As Figuras 5.13, 5.14 e 5.15, revelam uma tendência de diminuição das distorções angulares quanto mais não linear for a análise. Apesar desses recalques se mostrarem presentes em todos

os tipos de análises, elas não são preocupantes, pois não produzem rotações que levem a algum dano grave a estrutura da edificação, para as geometrias estudadas, ou seja, o comportamento não linear afeta mais o recalque da borda do radier e menos no centro, resultando na redução do recalque diferencial.

Figura 5.13 – Evolução das distorções angulares em função de R_f na seção A (B4)

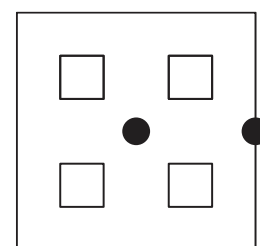
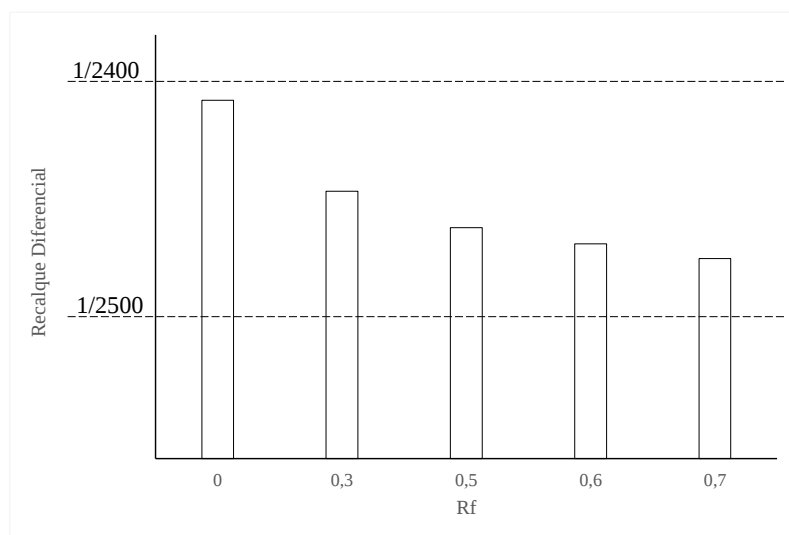


Figura 5.14 – Evolução das distorções angulares em função de R_f na seção B (B4)

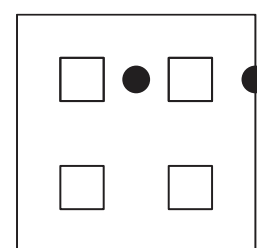
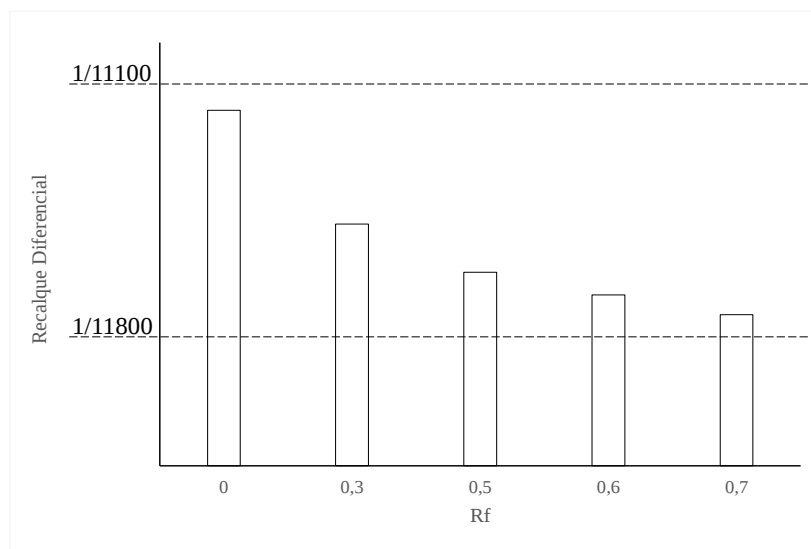
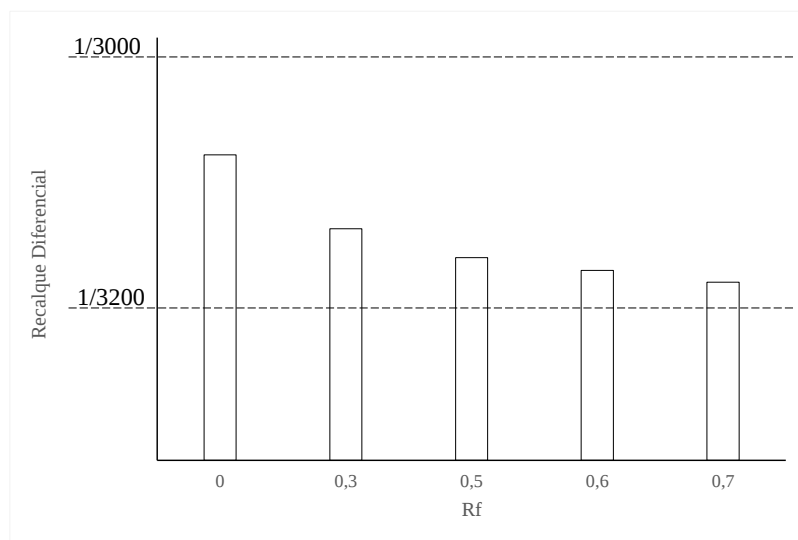
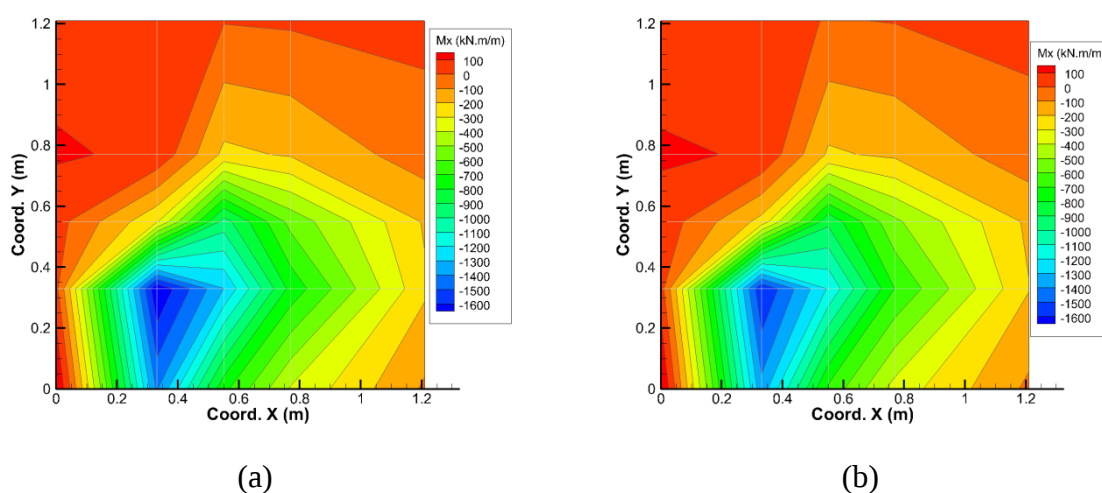


Figura 5.15 – Evolução das distorções angulares em função de Rf na seção C (B4)

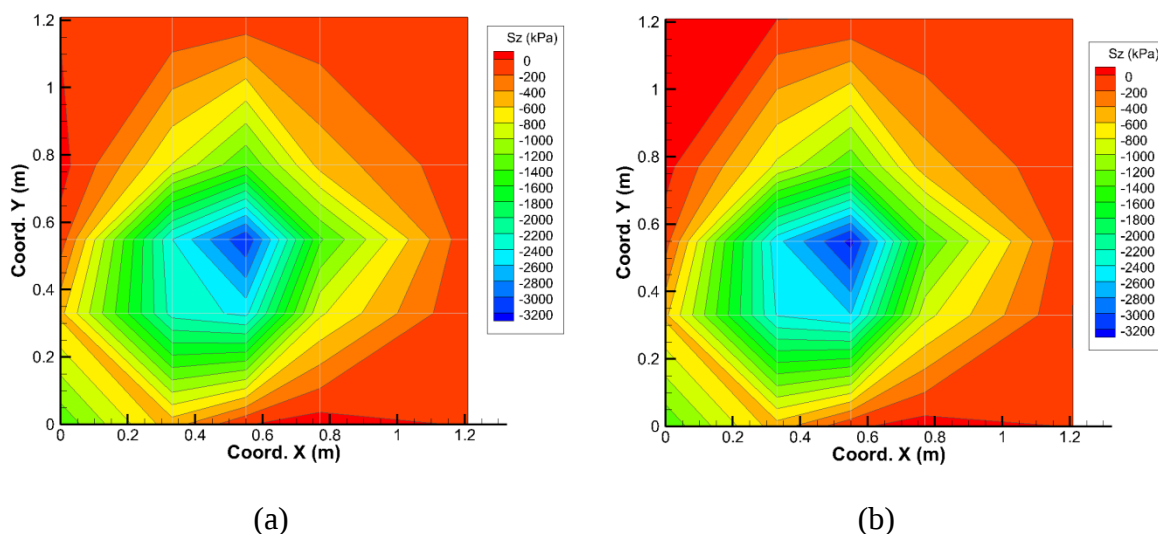


5.1.1.3. Distribuição de esforços no radier – B4

Ao analisar os esforços no radier não foi observado grandes mudanças no que diz respeito a esforços como os momentos fletores. A Figura 5.16 mostra a distribuição dos momentos (M_x) em todo a extensão do bloco, sendo o maior momento localizado próximo ao bordo das estacas com um ligeiro decréscimo da área de atuação do momento máximo (1600 kN.m) no bloco em que a análise não linear foi empregada.

Figura 5.16 – Momentos M_x no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f=0,70$ (B4)

A Figura 5.17, mostra a distribuição de tensões em todo a extensão do bloco, sendo a maior tensão localizada próximo ao centro das as estacas com um ligeiro aumento da área de carregada para o bloco no qual a análise foi realizada usando $R_f=0,70$, a tensão é da ordem de 3200 kPa.

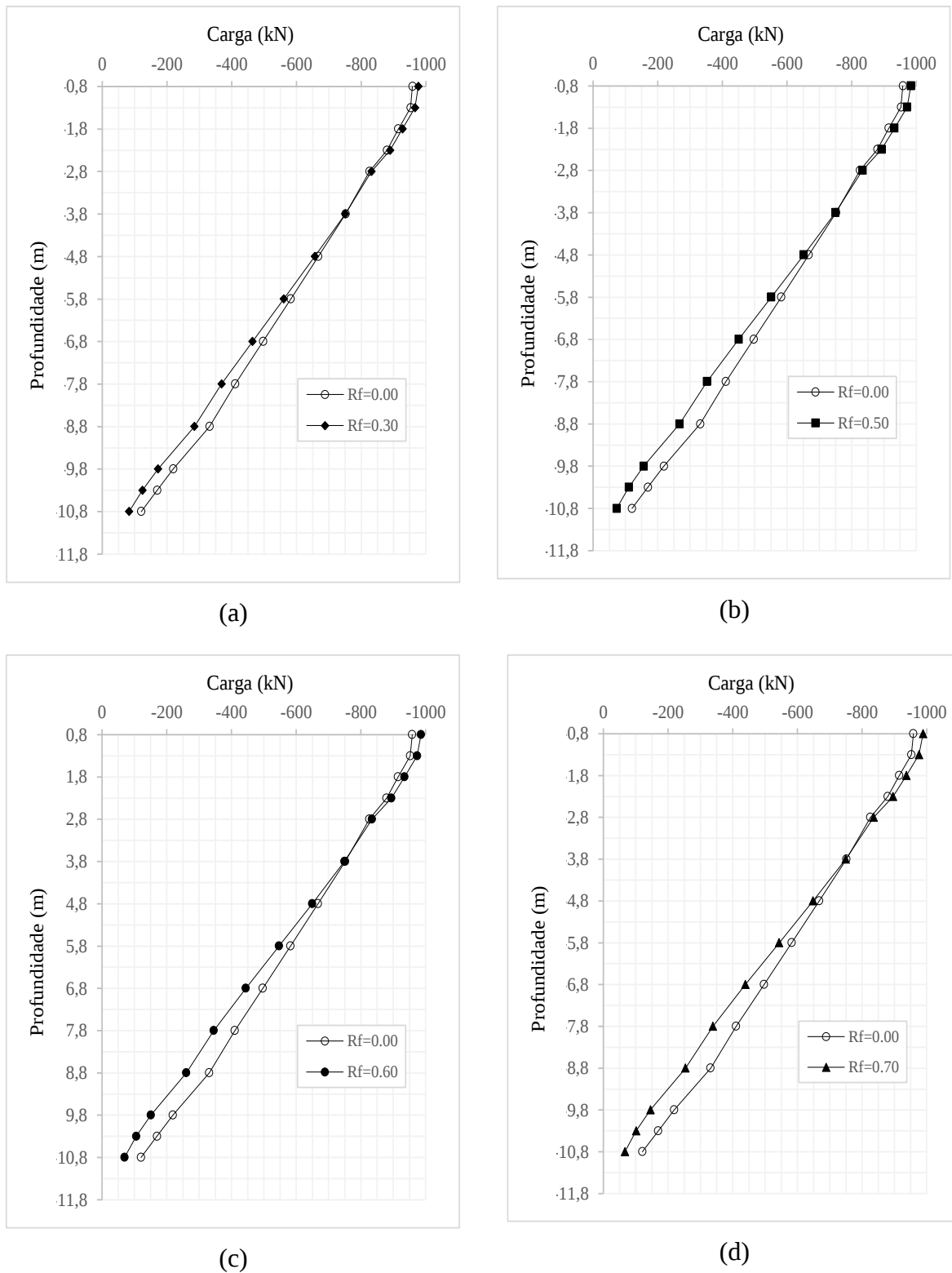
Figura 5.17 – Tensão normal em z no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f=0,70$ (B4)

5.1.1.4. Distribuição de esforços nas estacas – B4

A Figura 5.18 mostra os resultados das distribuições de carga ao longo da profundidade. Para melhorar a visualização optou-se por apresentar os resultados a partir da cota da base do bloco, devido a ser de fato a localização do topo da estaca. Para este caso como se trata de um radier de 80 cm de espessura, conseqüentemente o topo da estaca encontra-se a esta profundidade. Visando uma melhor visualização a Figura 5.18 mostra o eixo vertical (eixo z) iniciando com -0,80m.

A distribuição de carga nas estacas também não mostrou grande diferença entre as diferentes formas de análise. A Figura 5.18 mostra a distribuição do carregamento em profundidade em as análises utilizando R_f maiores que zero é possível perceber que houve uma redistribuição e carga, ocorrendo um pequeno aumento do carregamento no topo da estaca e até uma profundidade de 3,80m (três primeiros metros das estacas) e um certo decréscimo a partir desta cota, a parcela de base teve uma redução percentual considerável (reduziu 50% no último ponto de casa curva) comparado com a obtida na análise linear.

Figura 5.18 – Distribuição de carga nas estacas (B4)



A Figura 5.19 mostra a evolução do fator α em função do R_f para o radier B4, para este radier observou-se que houve um pequeno aumento do carregamento nas estacas. Consequente uma diminuição de mesmo valor na carga absorvida pelo radier.

Figura 5.19 – Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento – B4

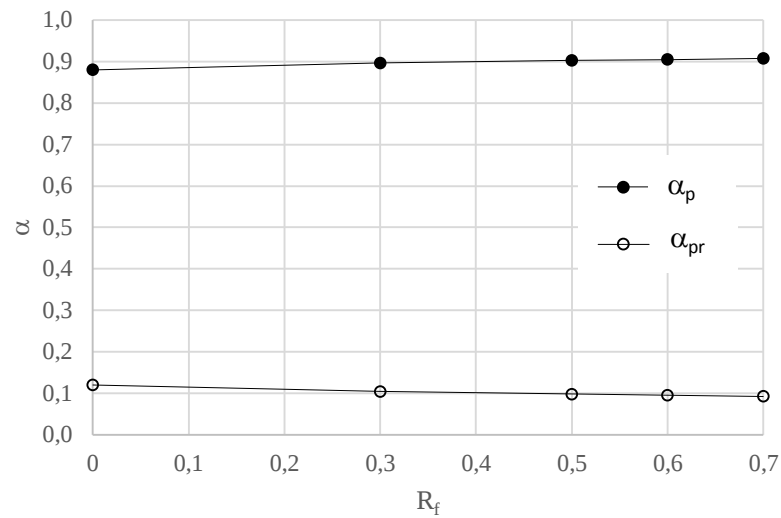
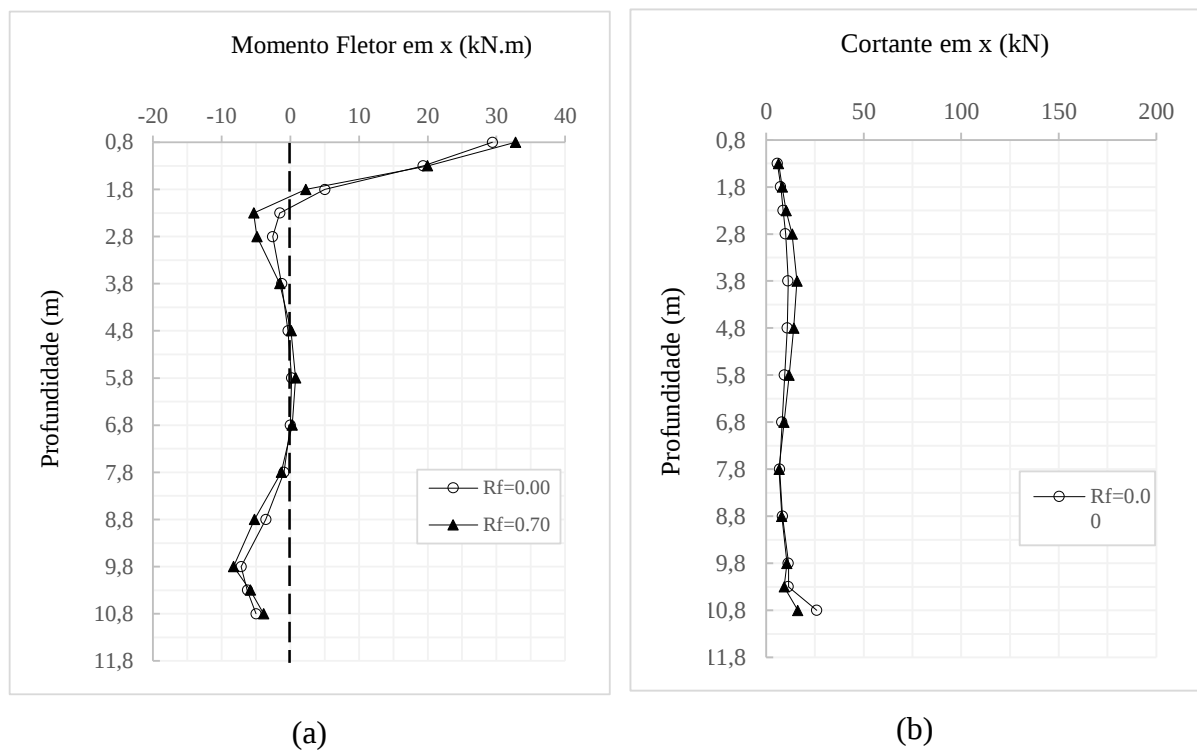


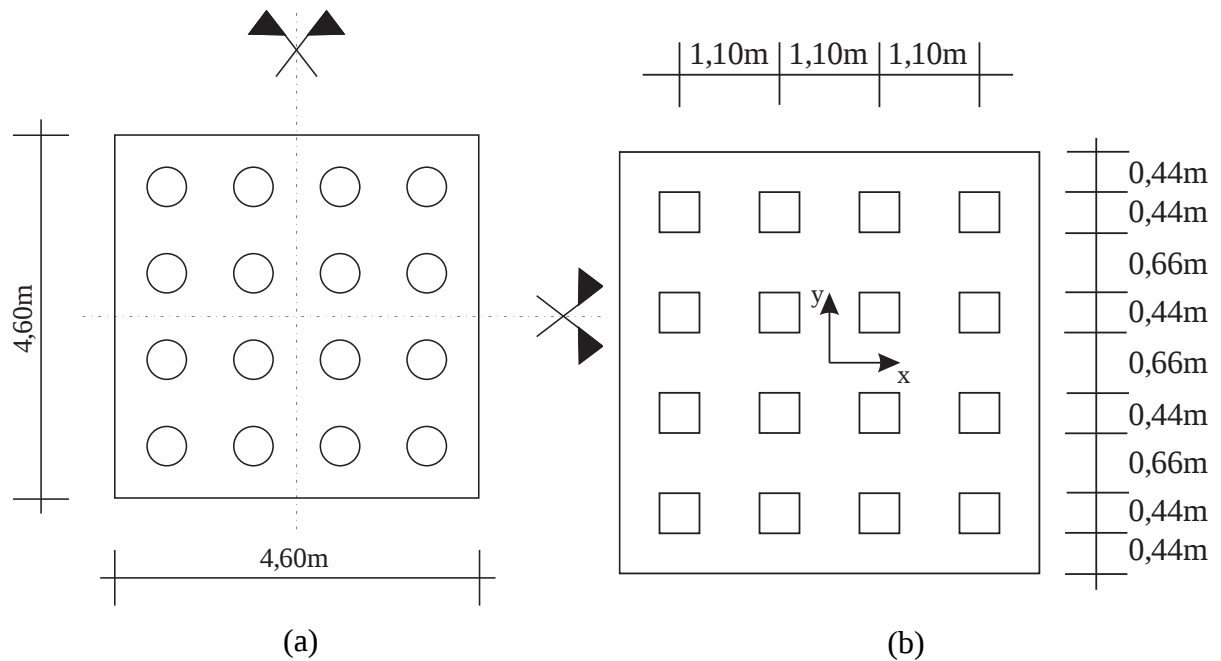
Figura 5.20 – Momento fletores e esforços cortantes ao longo do comprimento da estaca (B4)



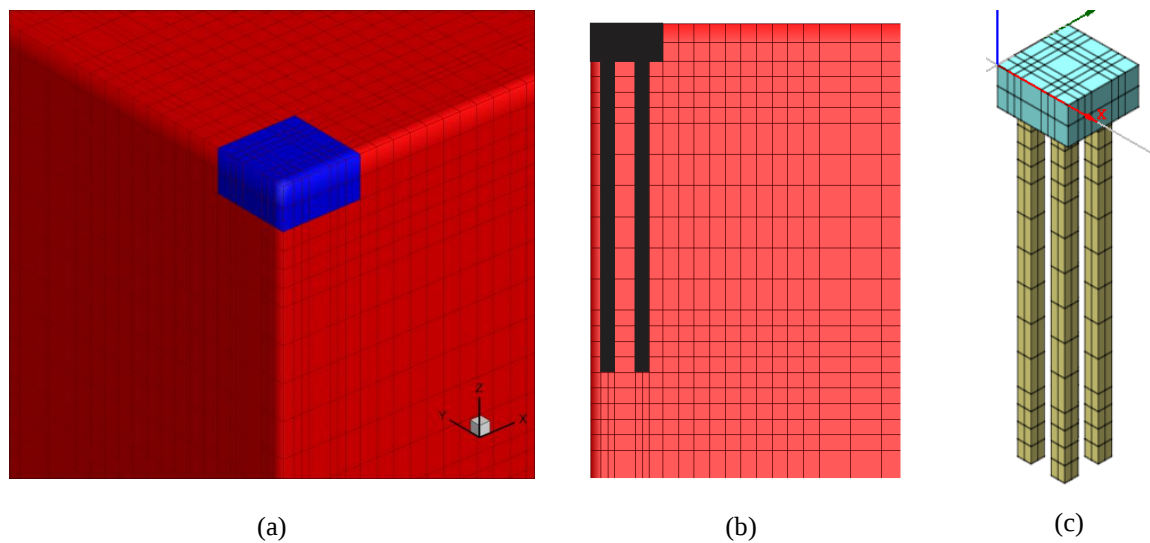
5.1.2. RADIER COM 16 ESTACAS (B16)

Trata-se de um bloco de 4,60 x 4,60 x 1,20 m sobre 16 estacas de 50cm de diâmetro como mostra a Figura 5.21 (a) e comprimento igual a 10 m, Figura 5.21 (b) mostra a simplificação para estacas de seção quadrada, sendo o valor do lado da estaca igual a 44cm.

Figura 5.21 – Bloco de 16 estacas



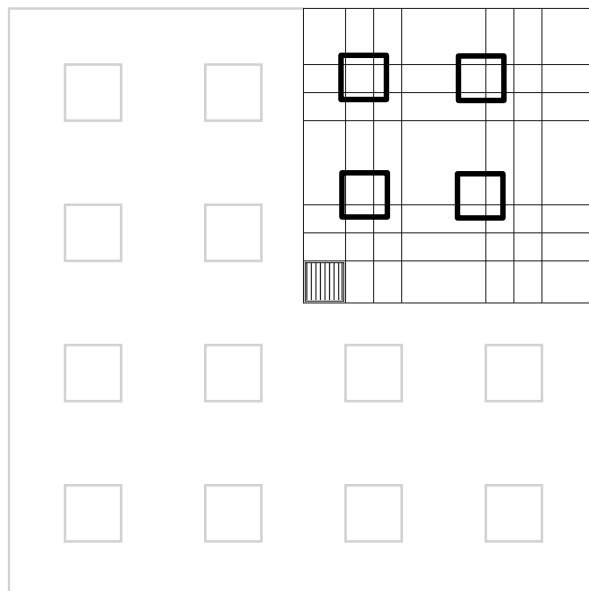
Modelou-se um quarto do domínio ficando assim o bloco com quatro estaca (Figura 5.22)

Figura 5.22 – Modelagem do $\frac{1}{4}$ do problema (B16)

Na Figura 5.23 é mostrado como foi dividida a malha de elementos finitos em um quarto do bloco. O carregamento foi imposto em forma de uma tensão vertical uniformemente distribuída na face superior do elemento hachurado, sendo a valor da tensão igual 32140 kPa, que para este caso corresponde a uma carga de 14 MN, na face superior de um elemento de 33cm x 33 cm (hachurado), este elemento corresponde um quarto da região total que seria carregada caso o bloco todo fosse modelado. Com finalidade de simular o

comportamento não linear o carregamento foi dividido em oito passos de carga de 1750 kN a cada ciclo.

Figura 5.23 – Representação em planta do bloco sobre 16 estacas

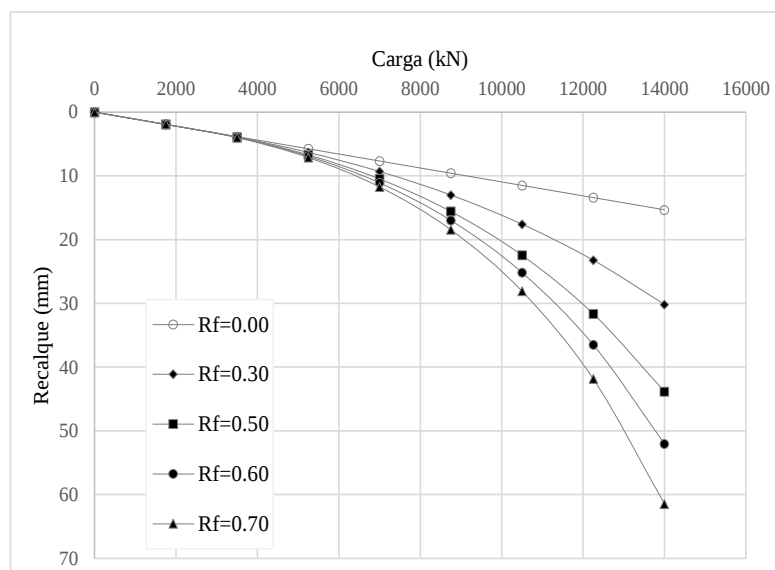


Para este caso os valores do fator de ruptura foram de $R_f=0,0$; $R_f=0,30$; $R_f=0,50$; $R_f=0,60$ e $R_f=0,70$.

5.1.2.1. Recalque do conjunto – B16

Como pode ser visto na Figura 5.24 a influência do R_f no comportamento dos deslocamentos do centro do bloco se mostra bastante marcantes com recalques de mais de 60mm quando a carga última é aplicada ($R_f=0,70$), percebe-se que houve uma variação de mais de 45mm entre as os recalques calculados para a curva de $R_f=0,0$ e $R_f=0,70$. Ao observar a curva com $R_f=0,30$ nota-se que os recalques dobram no trecho final da curva carga-recalque. As demais curvas seguiram a mesma tendência de aumentos dos recalques, mas agora em proporção menor no que diz respeito a variação dos recalques.

Figura 5.24 – Curva carga-recalque para o bloco de 16 estacas



Até o terceiro passo de carga em que 37,5% do carregamento total já foi aplicado os recalques obtidos para as análises mostram-se muito próximos, ou seja, neste trecho o efeito do comportamento não linear do solo mostra-se bastante limitado, dando um aspecto a curva de um comportamento caracterizado pela linearidade.

Nas Figuras 5.25, 5.26 e 5.27 são mostradas as distribuições dos recalques no conjunto maciço-radier estaqueado, mostrando também a influência ao longo de todo o domínio.

Figura 5.25 – Deslocamento no conjunto maciço-radier estaqueado
(a) análise linear (b) análise não linear para o $R_f = 0,70$ (B16)

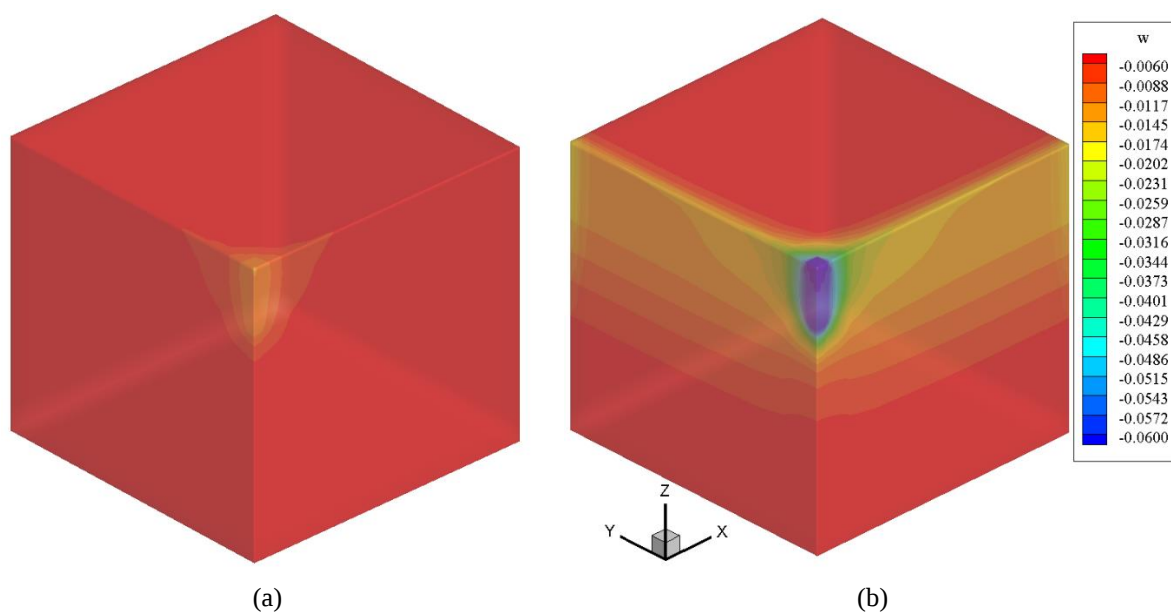


Figura 5.26 - Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f=0,0$ (B16)

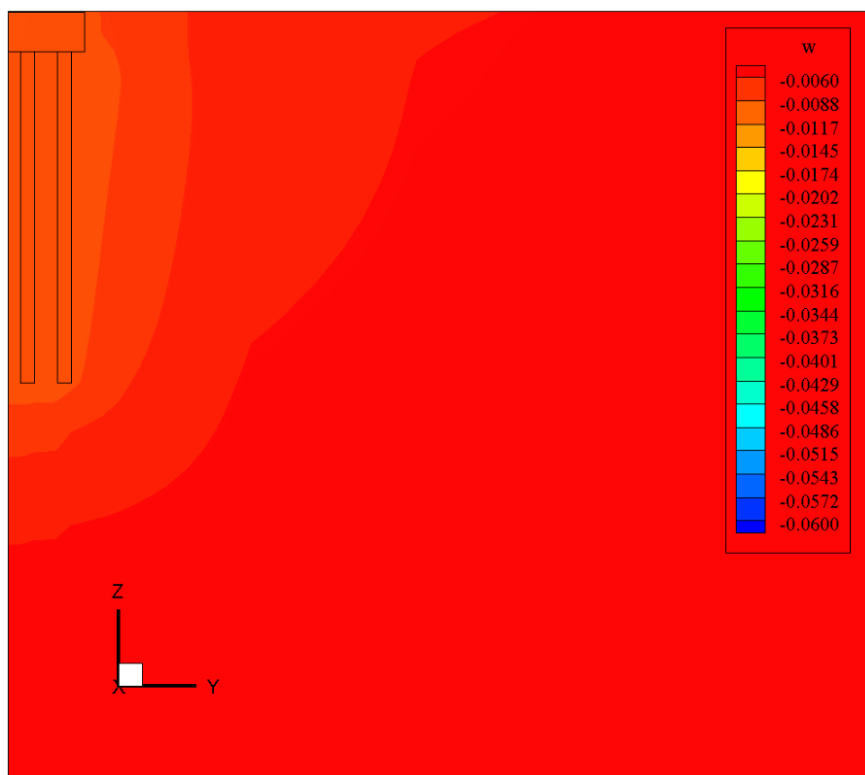
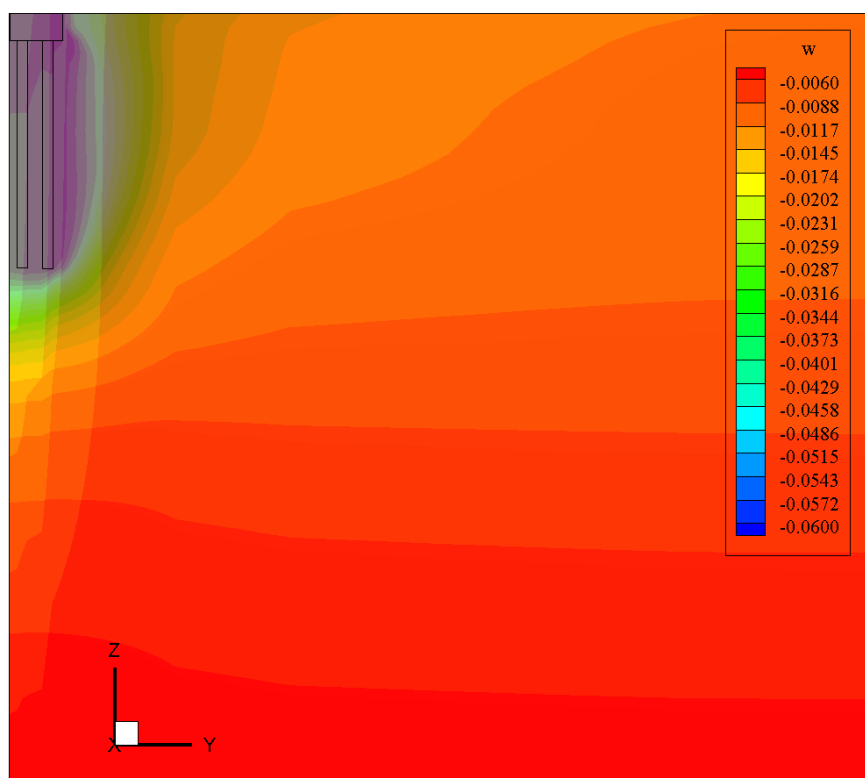


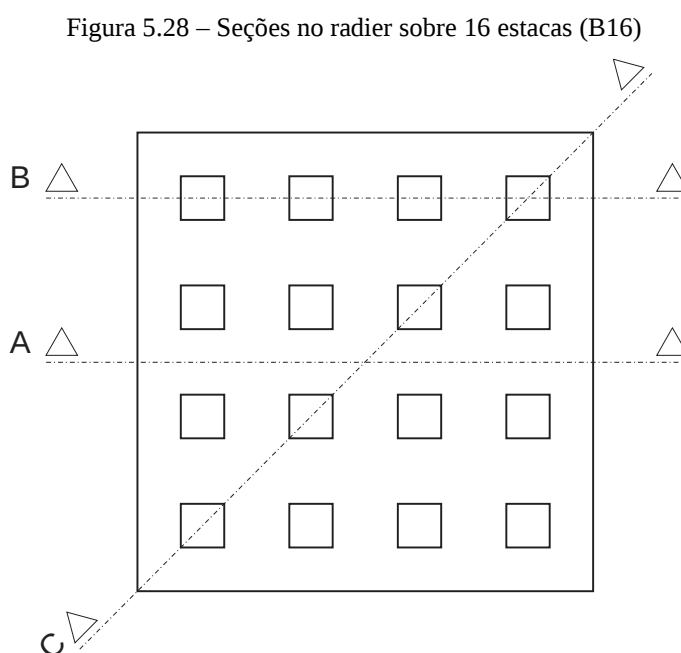
Figura 5.27 - Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f=0,7$ (B16)



Na Figura 5.25 é visto que os recalques aumentam no decorrer de todo o domínio e os valores de maiores se encontra próximo ao radier se estendendo ao longo da profundidade em menor magnitude até uma cota que supera o comprimento da estaca em mais de duas vezes (Figura 5.27), enquanto na análise linear (Figura 5.24) nota-se apenas recalques apenas próximo a base das estacas (Figura 5.26).

5.1.2.2. Recalque do radier – B16

Para descrever a evolução dos recalques ao longo do radier optou-se por passar algumas seções cortando o radier. Primeiro no centro do radier na coordenada $y=0$ (seção A), pelo centro da segunda linha de estacas com $y= 1,65$ m (seção B) e outras na diagonal passando pelo centro das estacas e o centro do radier (seção C). A Figura 5.28 ilustra a localização de cada seção.



As bacias de recalques obtidas nas seções A, B e C para as cinco análises são mostradas respectivamente nas Figuras 5.29, 5.30 e Figura 5.31.

Figura 5.29 – Bacia de recalques para a seção A (B16)

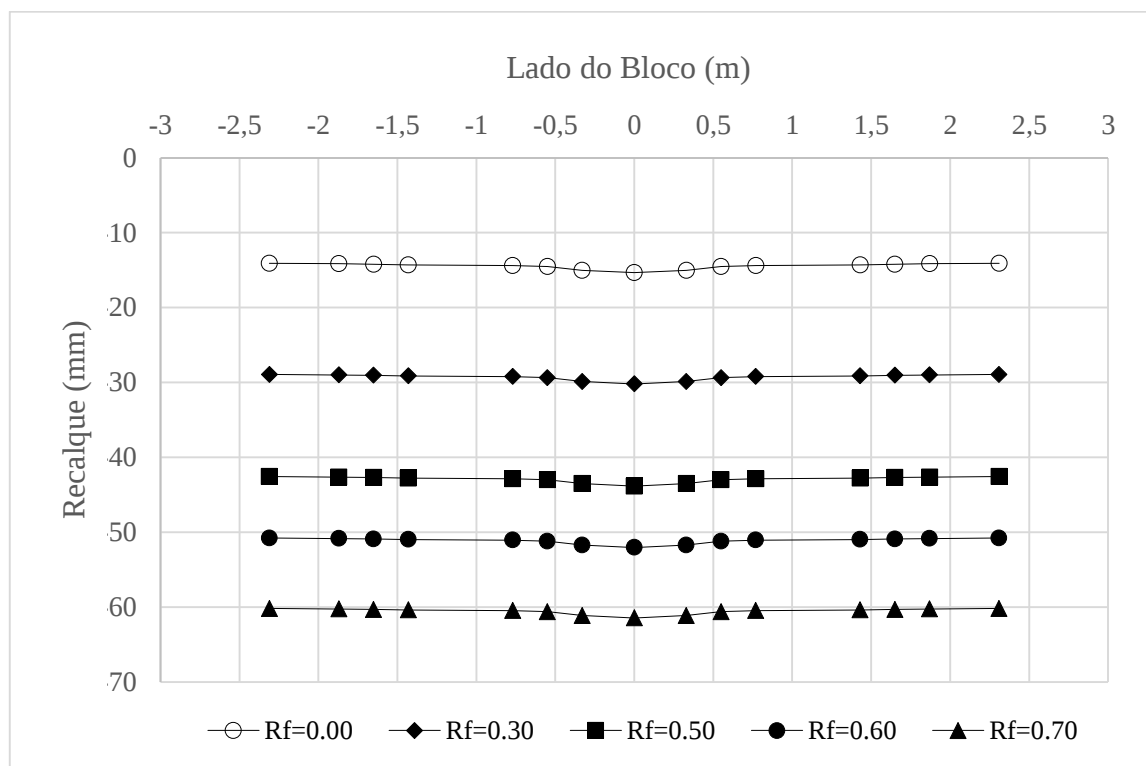


Figura 5.30 – Bacia de recalques para a seção B (B16)

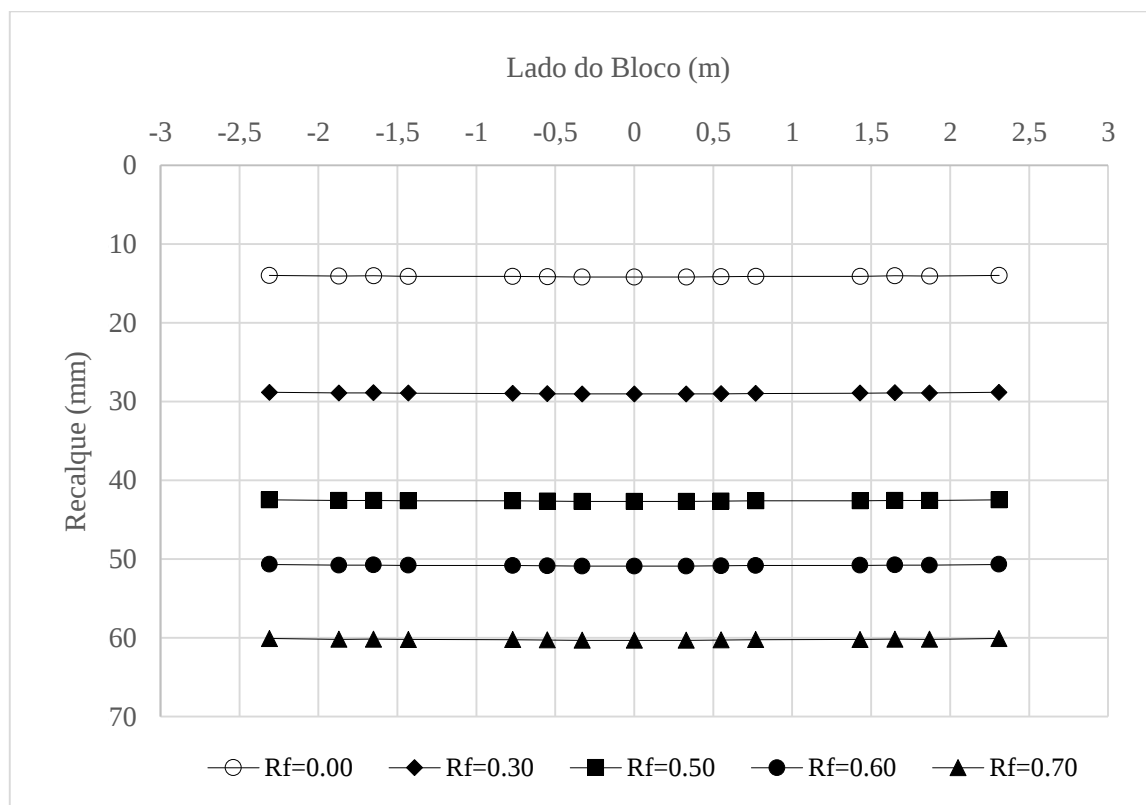
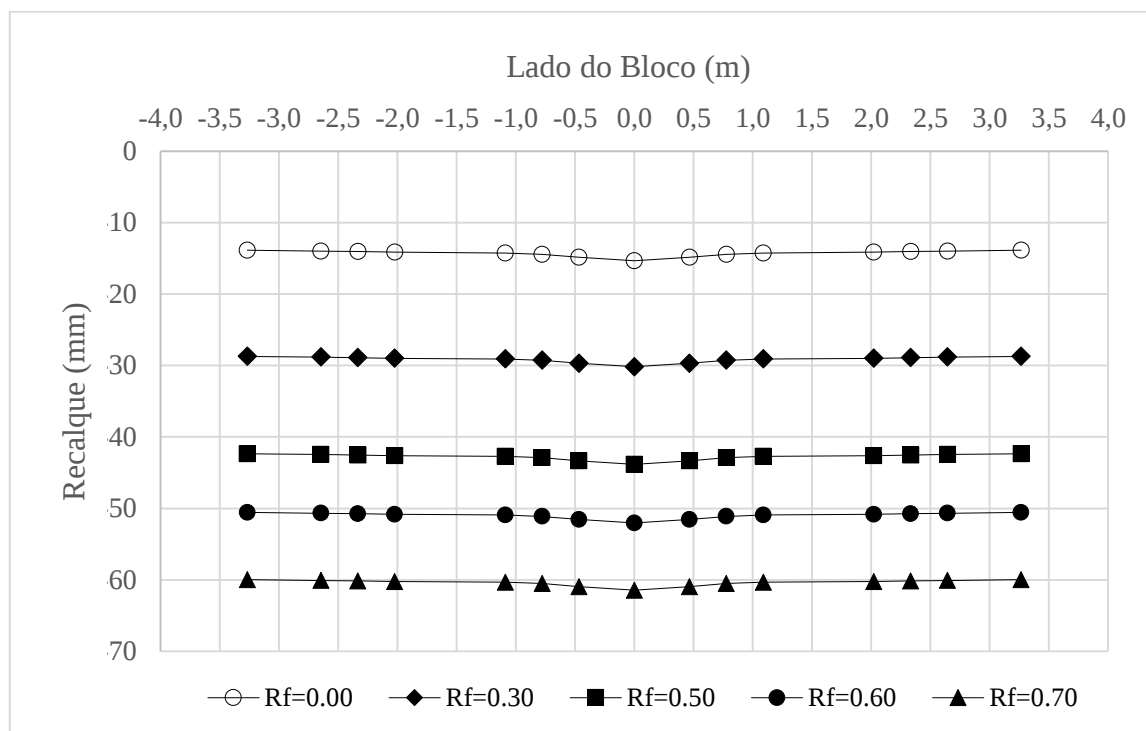


Figura 5.31 – Bacia de recalques para a seção C (B16)



Como mostrado nas Figura 5.29 e

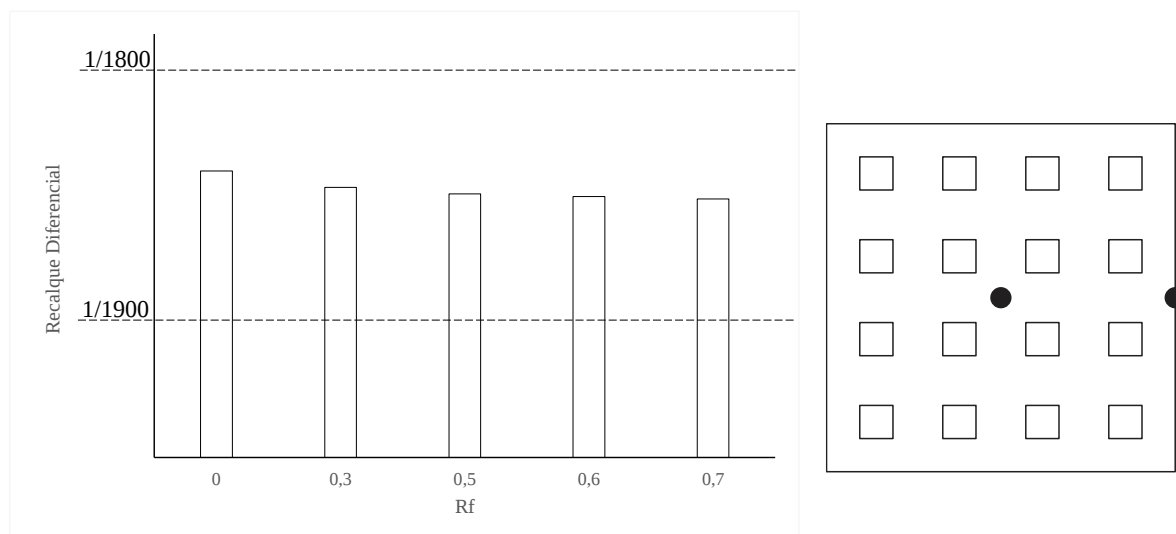
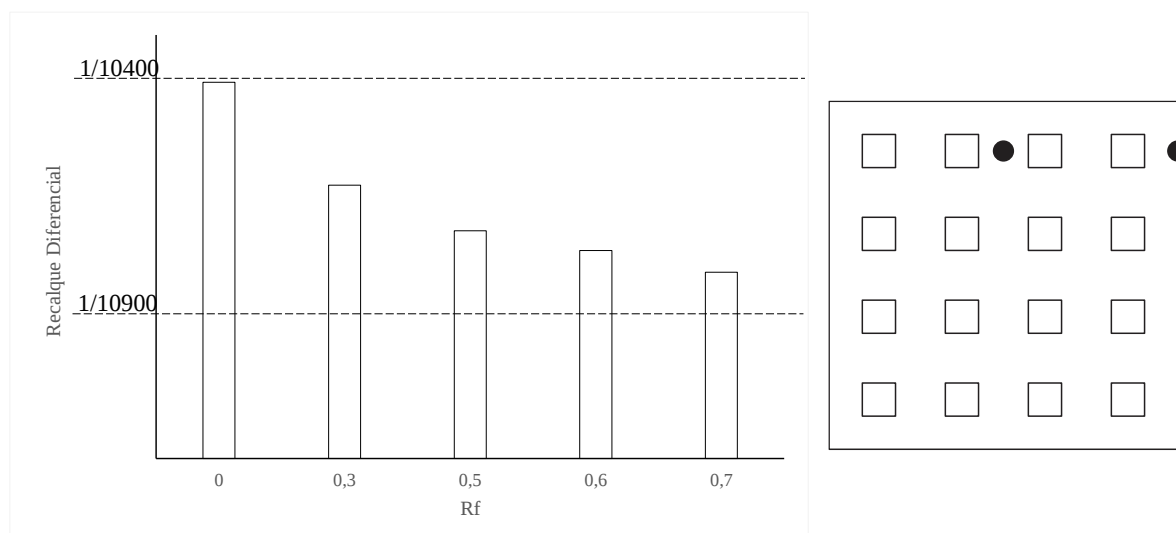
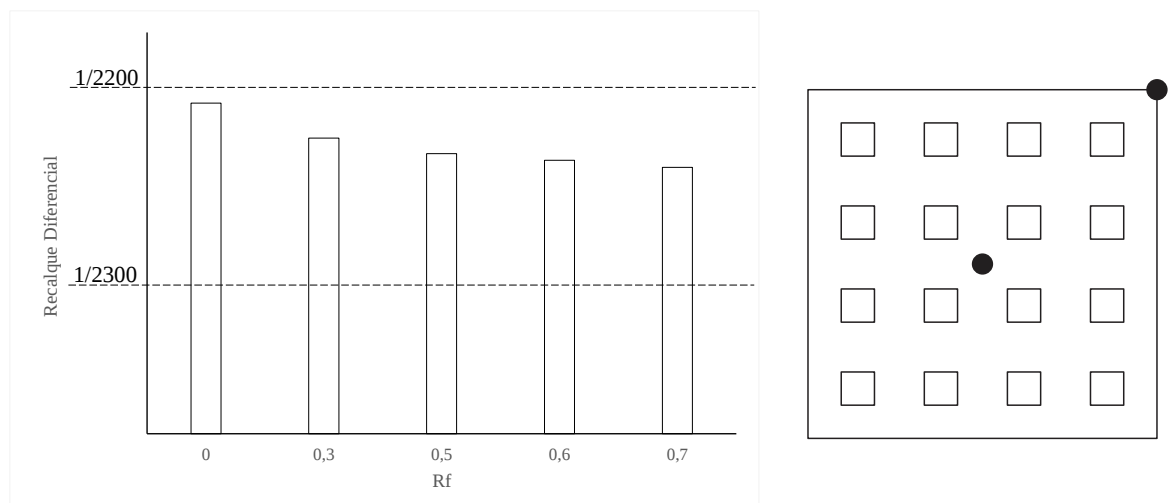
Figura 5.31 o recalque máximo ocorre no centro do radier com deslocamentos de até 61 mm para a análise não linear com $R_f=0,70$ e de 15 mm para análise linear elástica, as demais curvas mostram que os recalques do radier ocorreram de maneira semelhante, isto é, o radier sofreu deslocamento quase que uniformes.

Ainda a respeito das bacias de recalques é possível notar que não há uma grande variação dos recalques nos pontos de uma mesma bacia. Há um recalque maior no centro, porém estendendo-se por pouco mais de 1m tomando como referência o centro do radier.

Os recalques registrados na seção B (Figura 5.36) se mostraram bastante parecidos.

As distorções angulares foram calculadas com auxílio da Eq. 5.1, e são mostrados nas Figuras 5.32, 5.33 e 5.34 para o bloco B16, assim como no bloco sobre quatro estacas (B4) apresentam uma tendência de diminuição dos recalques diferenciais quanto mais não linear a análise. Apesar desses recalques se mostrarem presentes em todos os tipos de análise, para estes casos não geram preocupações.

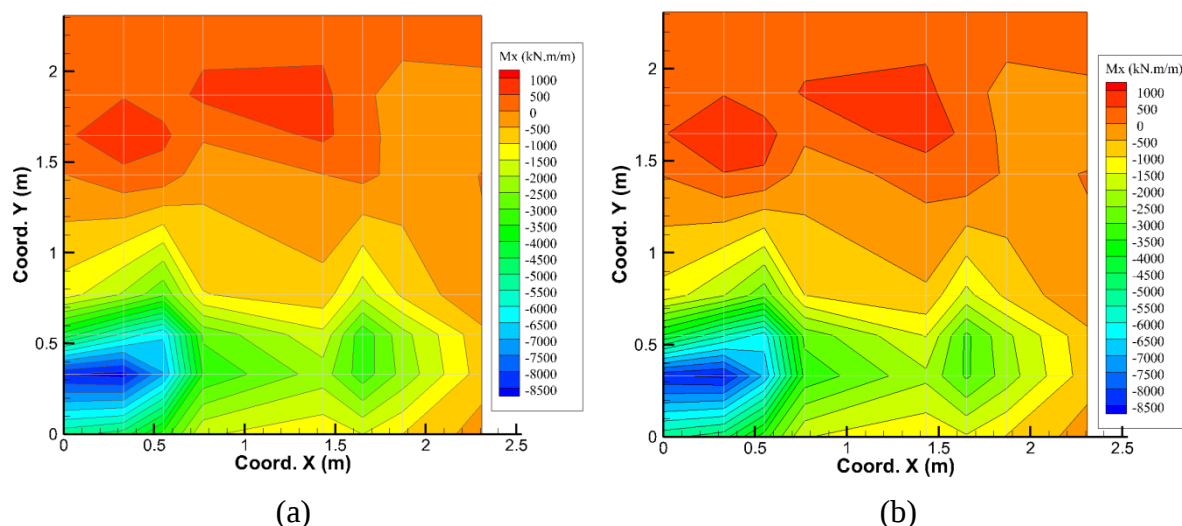
Apesar do recalque central (sob a carga) sempre ser o maior valor, os recalques nas periferias crescem mais proporcionalmente nas análises não-lineares, reduzindo a distorção angular.

Figura 5.32 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção A (B16)Figura 5.33 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção B (B16)Figura 5.34 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção C (B16)

5.1.2.3. Distribuição de esforços no radier – B16

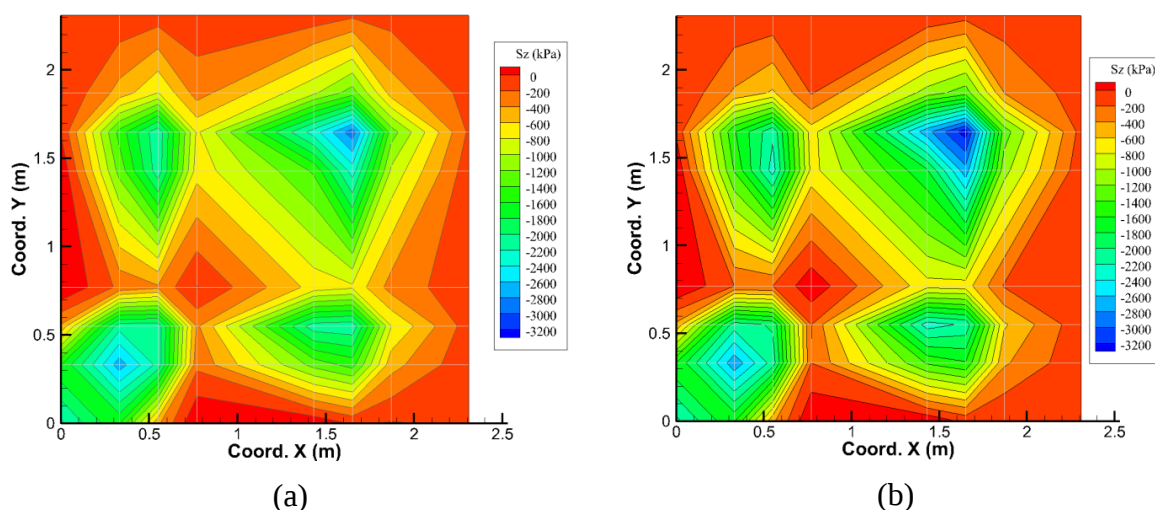
A respeito dos momentos no bloco não houve grandes diferenças como pode ser visto na Figura 5.35. O momento máximo da ordem de 8500 kN.m está concentrado próximo à região carregada com um ligeira diferença na localização dos pontos de momento máximo entre as duas análises.

Figura 5.35 – Momentos em x no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f=0,70$ (B16)



Em relação às tensões normais, houve poucas mudanças. O centro da estaca de canto foi o ponto mais carregado do bloco, como mostrado na Figura 5.36.

Figura 5.36 – Tensão normal em z no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f=0,70$ (B16)

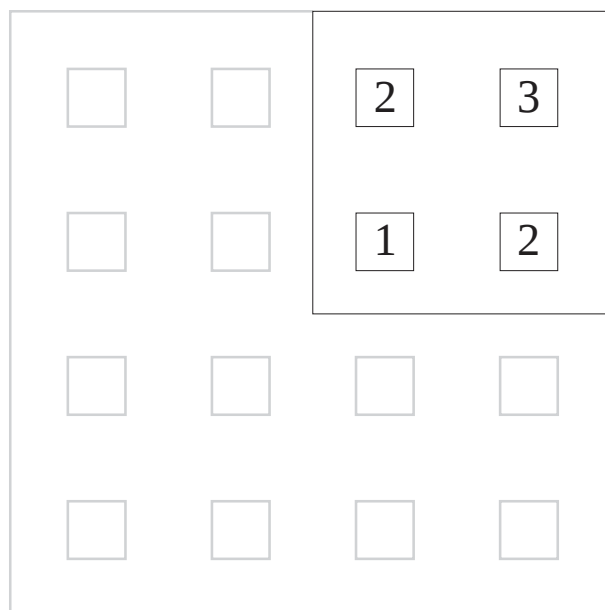


É possível notar certo aumento da tensão no bloco para a análise não linear com $R_f=0,70$. Isso fica mais evidente no ponto sobre as estacas de canto no qual a tensão é da ordem de 3200 kPa.

5.1.2.4. Distribuição de esforços nas estacas – B16

Em um radier simétrico é possível verificar algumas estacas com mesmo comportamento, para esse caso de estudo o radier apresenta 3 tipos de estacas, como pode ser visto na Figura 5.37. Sendo a estaca 1 a estaca mais próxima do centro (estaca central), 2 a estaca da borda do radier (estaca de bordo) e 3 a estaca mais afastada do centro (estaca de canto).

Figura 5.37 - Tipos de estacas (B16)



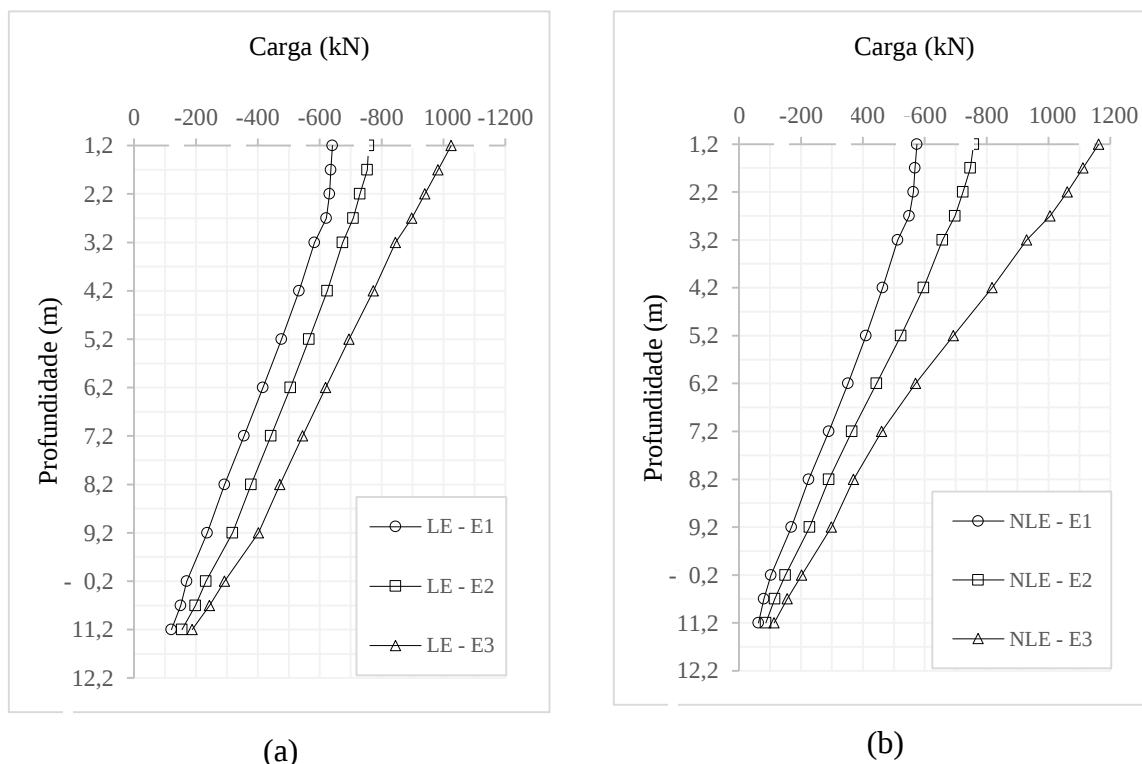
Cada tipo de estaca tem comportamento diferente, pois devido as interações radier-estacas, estaca-estaca, radier-solo e ainda estaca-solo. A distribuição de esforços ocorre de maneira diferenciada entre as estacas.

Na Figura 5.38 é visto como ocorre a distribuição do carregamento para os diferentes tipos de estaca que compõe o radier estaqueado. Como a carga total aplicada é 14 MN, ao considerar o sistema de fundações como um grupo de estacas, o carregamento médio em cada uma das 16 estacas seria de 875 kN. Entretanto pode-se notar que tanto para a análise linear quanto não linear a distribuição de carga não é uniforme.

Os esforços nas estacas tendem a convergir para um mesmo valor de carga na ponta, quando se olha a distribuição em profundidade, mesmo que cada estaca seja solicitada por diferentes magnitudes de carga. Para a análise linear mostrada na Figura 5.38 (a) a estaca do tipo 1 é menos carregada, sob uma carga de 640 kN, enquanto que 757 kN solicitam o topo da estaca tipo 2 e estaca de canto (tipo 3) é mais carregada, com 1025 kN.

Ao fazer a mesma análise, mas agora considerando o efeito não linear é possível notar e que o carregamento nessas mesmas estacas sofre alteração. Na Figura 5.38 (b) a estaca do tipo 1 apresentou uma diminuição (valor) do carregamento enquanto que a estaca do tipo 3 apresentou aumento (valor) de carregamento, já a estaca do tipo 2 não apresentou grande mudança no carregamento.

Figura 5.38 – Distribuição do carregamento nas estacas
(a) análise linear e (b) análise não linear com $R_f=0,70$ (B16)



Ainda na Figura 5.38 é possível ver que a influência da não linearidade só afetou a distribuição de carga nas estacas somente até uma cota. A partir de 8,20 m de profundidade o comportamento manteve-se praticamente o mesmo para as duas análises, mas houve uma pequena diminuição da carga nas análises não lineares.

A Figura 5.39 mostra a distribuição do carregamento em profundidade em todas as análises utilizando R_f maiores que zero em comparação com o resultado obtido com $R_f=0,0$ (análise linear) para a estaca mais carregada (tipo 3). É possível perceber que em todas as análises não lineares houve uma redistribuição de carga, ocorrendo um aumento do carregamento no topo da estaca até uma profundidade de 5,20m (quatro primeiros metros das estacas) e um decréscimo a partir desta cota. O maior acréscimo de carga no topo foi de 137 kN e o decréscimo na base de 75 kN (Figura 5.39 (d)).

Para o radier B16 a distribuição de carga entre o radier e as estacas é mostrada na Figura 5.40. assim como no B4 a maior parte do carregamento se encontra distribuído nas estacas e essa tendência mostrou um pequeno crescimento quanto mais não linear foi a análise.

Figura 5.39 – Comparativo das distribuições de carga nas estacas do tipo 3 nas análises com $R_f=0,0$; $R_f=0,5$; $R_f=0,6$ e $R_f=0,70$ (B16)

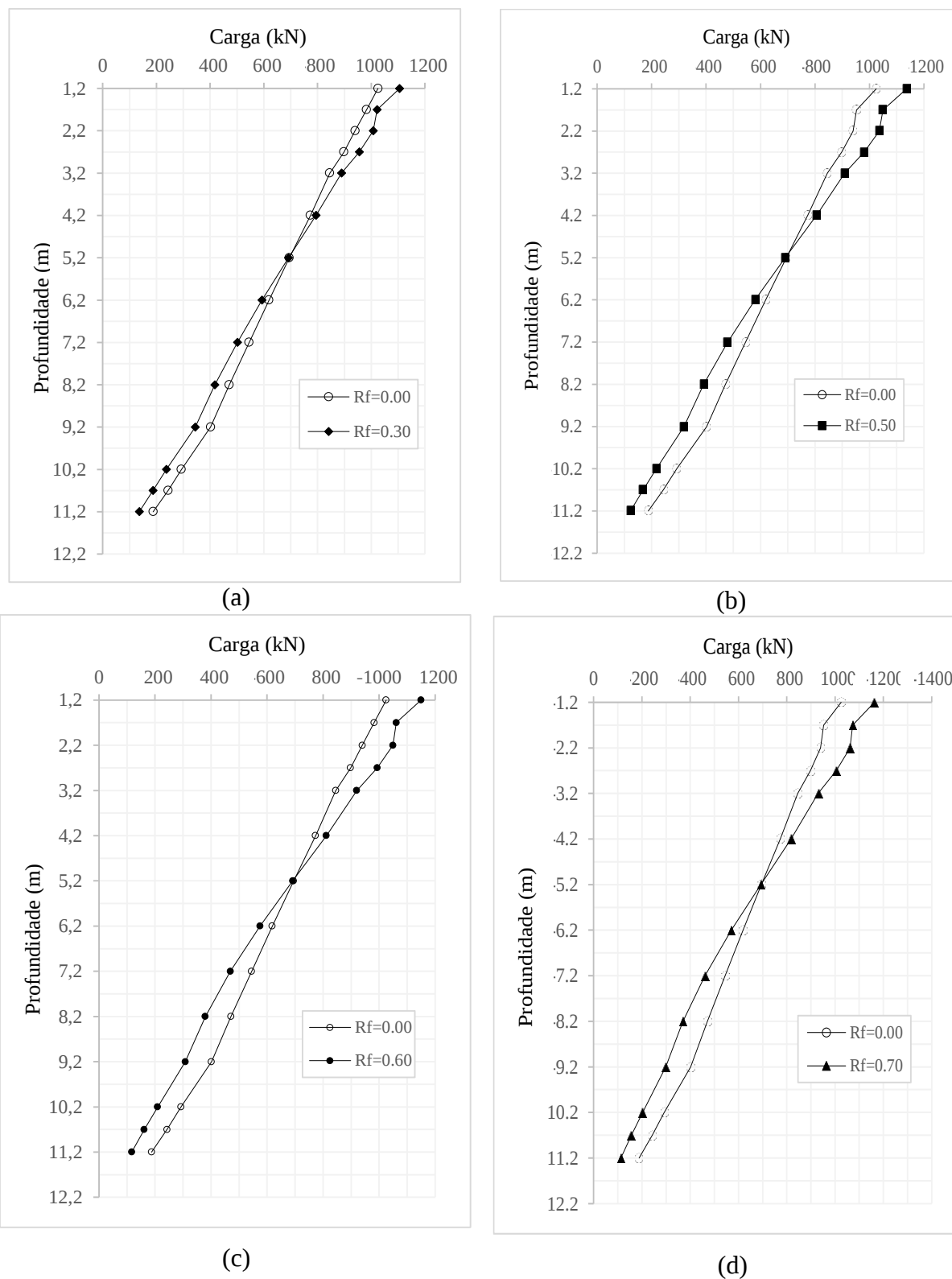
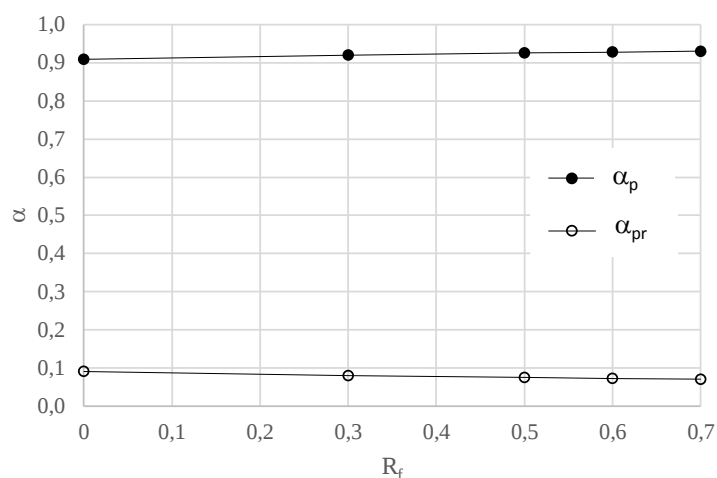
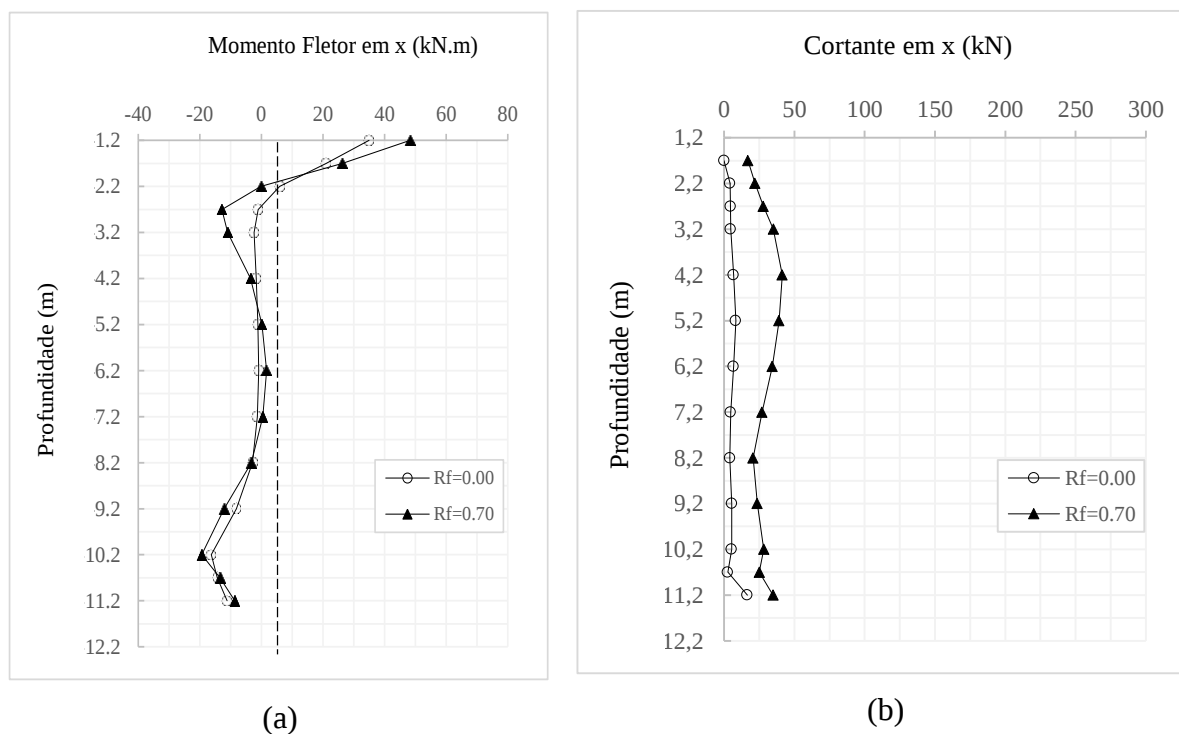


Figura 5.40 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento – B16



A Figura 5.41 apresenta as alterações de momentos e esforços cortantes. Os momentos apresentam um aumento no topo das estacas de um pouco mais de 13kN.m e uma diminuição na cota de 2,70m quase 12 kN.m e uma leve mudança na base das estacas (Figura 5.41 (a)).

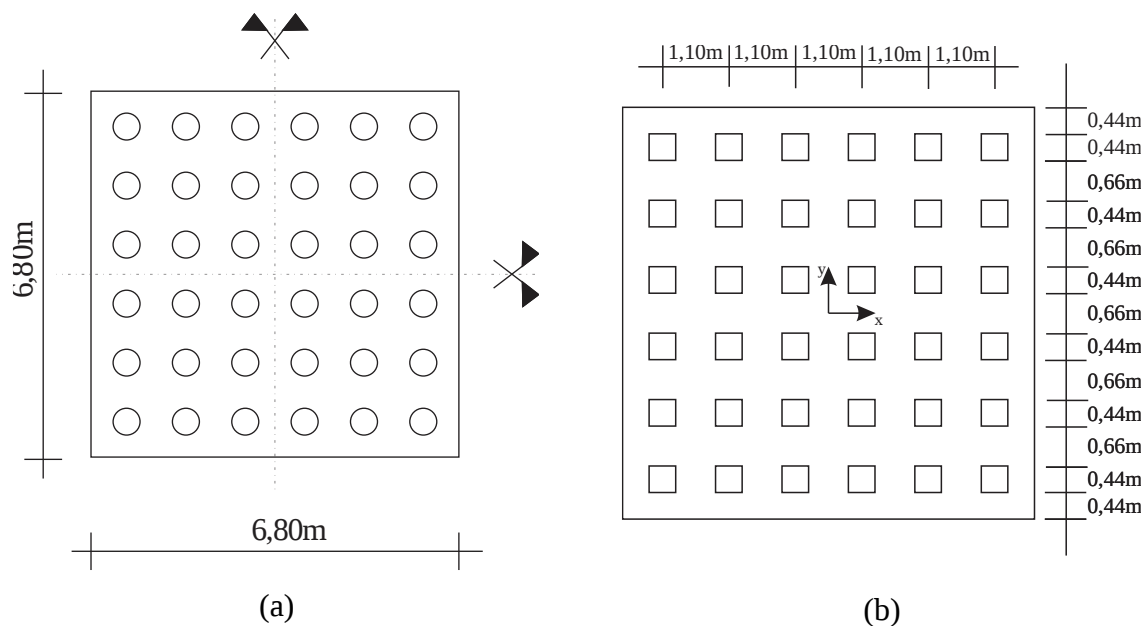
A respeito dos esforços cortantes pode-se notar um aumento ao longo de toda a profundidade como mostra a Figura 5.41 (b), sendo o maior aumento no topo da estaca em que a magnitude deste esforço é mais elevado, passando de 250 kN para quase 300 kN.

Figura 5.41 – Comparativo dos Momentos fletores (a) e esforços cortantes (b) ao longo do comprimento da estaca 6 nas análises com $R_f=0,0$ e $R_f=0,70$ (B16)

5.1.3. RADIER COM 36 ESTACAS (B36)

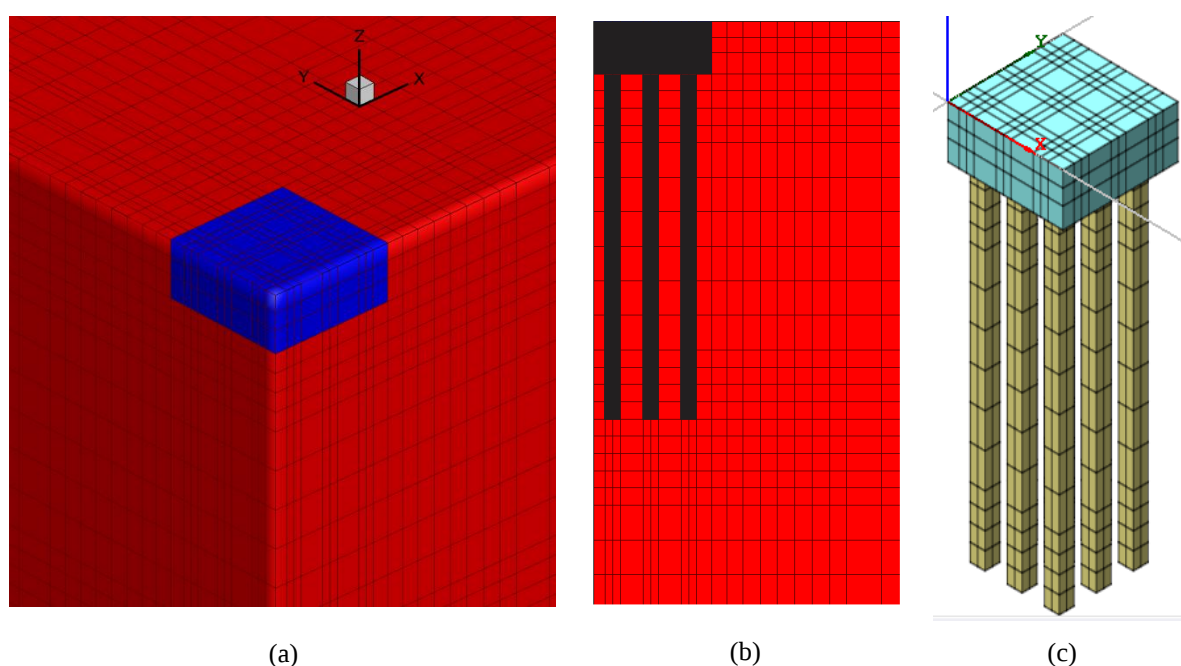
Trata-se de um bloco de 6,80 x 6,80 x 1,50 m sobre 36 estacas de 50cm de diâmetro como, mostra a Figura 5.42 (a), e comprimento igual a 10 m. Para a análise no FENF deve-se ser feito uma alteração das estacas com seção circular para estacas de seção quadrada com mesma área transversal como mostra a Figura 5.42 (b), sendo o valor do lado da estaca igual a 44cm.

Figura 5.42 – Bloco de 36 estacas



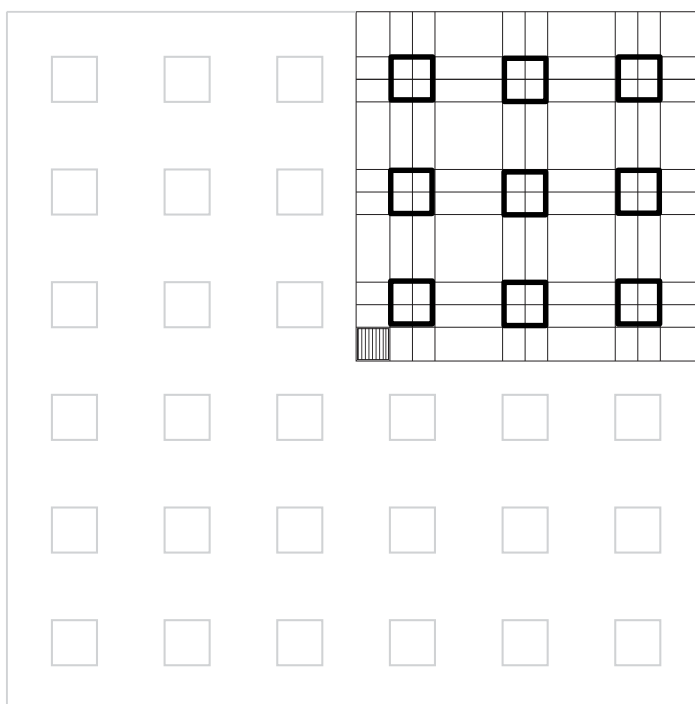
Modelou-se um quarto do domínio ficando assim o bloco com nove estacas (Figura 5.43)

Figura 5.43 – Modelagem do $\frac{1}{4}$ do problema (B36)



Na Figura 5.44 é mostrado como foi dividida a malha de elementos finitos em um quarto do bloco. O carregamento foi imposto em forma de uma tensão vertical uniformemente distribuída na face superior do elemento hachurado, sendo a valor da tensão igual 70 MPa que para este caso corresponde a uma carga de 30,50 MN, 66cm x 66cm (representado por um quarto desta área). Com a finalidade de simular o comportamento não linear, o carregamento foi dividido em oito passos de carga de 3,80 MN a cada ciclo.

Figura 5.44 – Representação em planta do bloco sobre 16 estacas



Assim como para B4 e o B16 os valores dos fatores de ruptura (R_f) foram de $R_f=0,0$; $R_f=0,30$; $R_f=0,50$; $R_f=0,60$ e $R_f=0,70$.

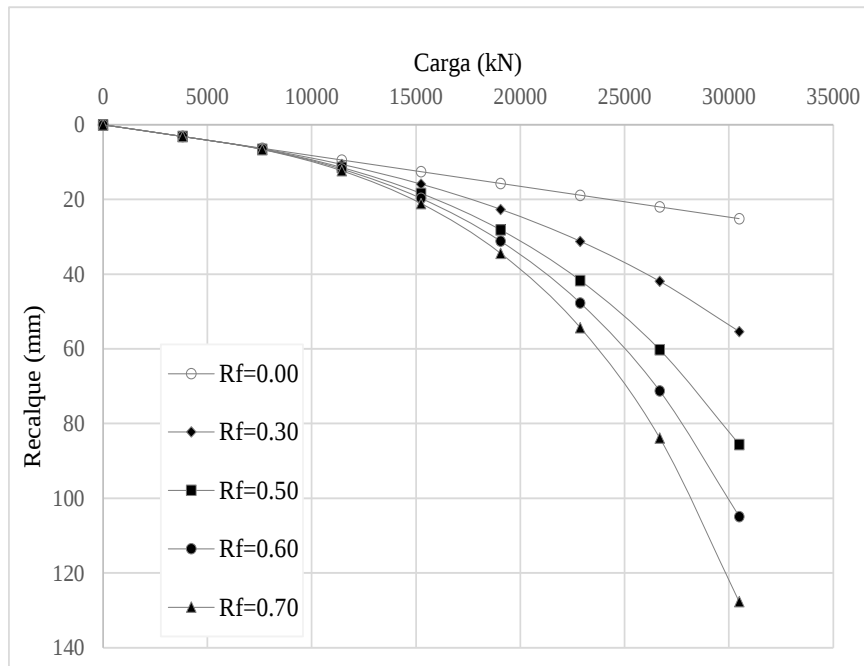
5.1.3.1. Recalque do conjunto – B36

Como pode ser visto na Figura 5.45, os deslocamentos do centro do bloco se mostram bastantes marcantes com recalques de mais de 120 mm quando a carga última é aplicada ($R_f=0,70$). Percebe-se que houve uma variação de quase 100 mm entre as os recalques calculado para a curva de $R_f=0,0$ e $R_f=0,70$.

Ao observar as curvas de $R_f=0,30$ e $R_f=0,50$ apresentam um crescimento da mesma ordem ao se tomar a curva anterior como referência. As outras curvas seguindo a mesma tendência de aumentos dos recalques, mas agora em proporção menor no que diz respeito a variação dos recalques.

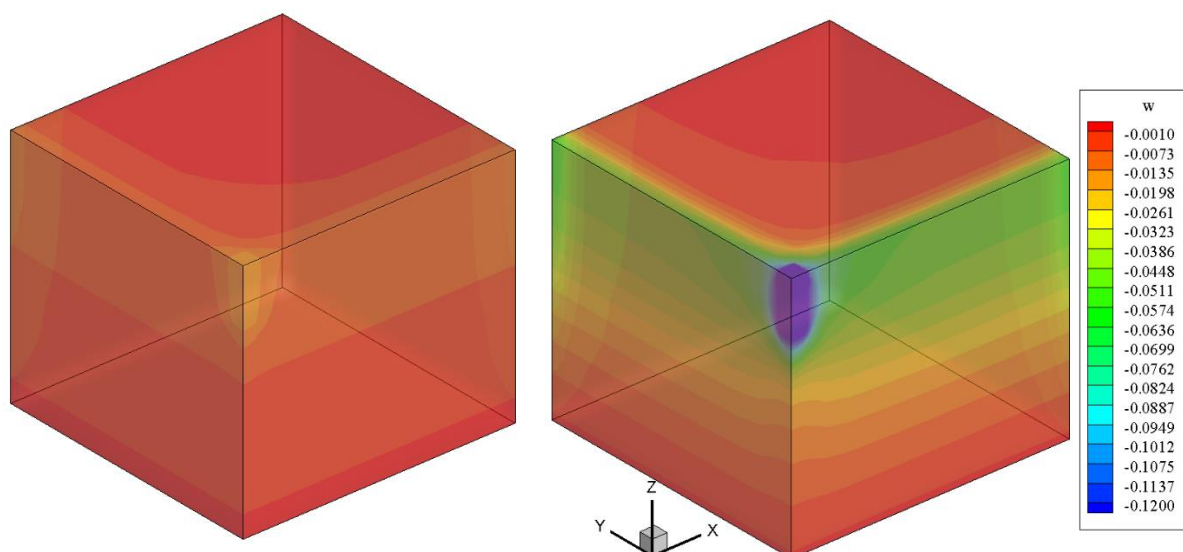
Para este caso também se observa que até o terceiro passo de carga os recalques obtidos para todas as análises mostram-se muito próximas, ou seja, neste trecho o efeito do comportamento não linear do solo mostra-se bastante acanhado dando um aspecto a curva de um comportamento caracterizado pela linearidade, somente a partir do quarto incremento nota-se maiores diferenças entre as curvas.

Figura 5.45 – Curva carga-recalque para o bloco de 36 estacas



Nas Figuras 5.46, 5.47 e 5.48 são mostradas as distribuições dos recalques no conjunto maciço-radier estaqueado, mostrando também a influência ao longo de todo o domínio.

Figura 5.46 – Deslocamento no conjunto maciço-radier estaqueado
(a) análise linear (b) análise não linear para o $R_f = 0,70$ (B36)



(a)

(b)

Figura 5.47 - Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f=0,0$ (B36)

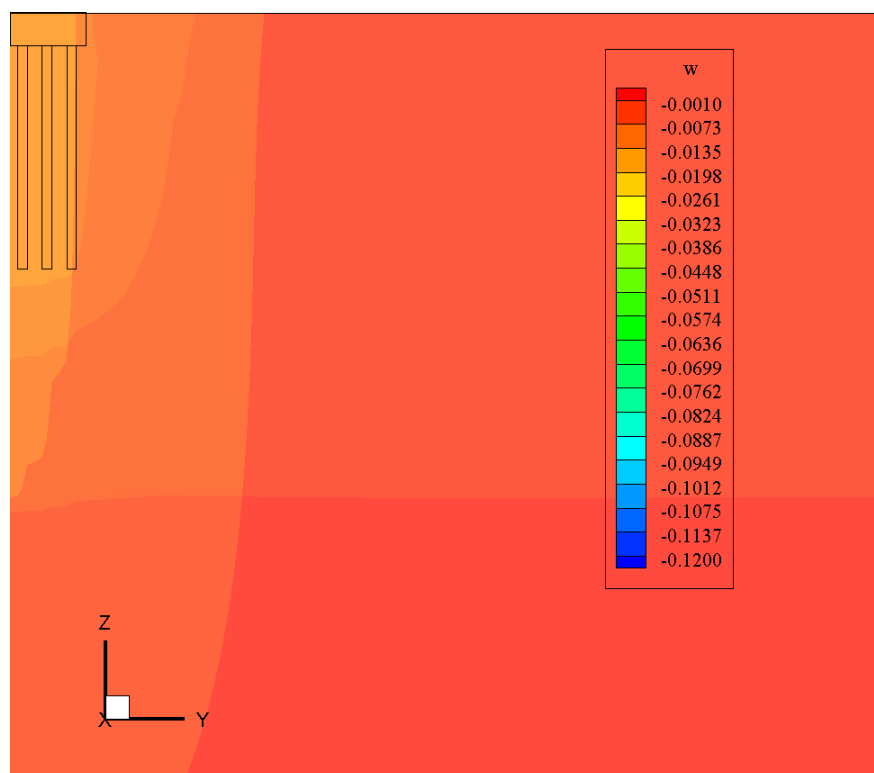
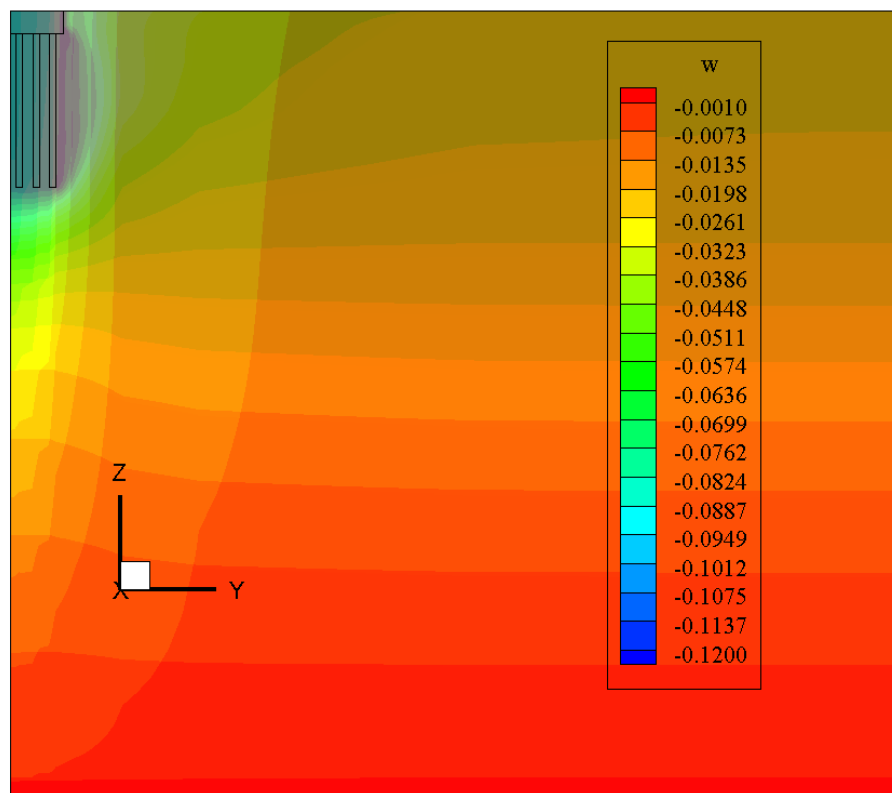


Figura 5.48 - Bacia de recalque junto uma representação do bloco e da estaca modelada para o caso com $R_f=0,7$ (B36)

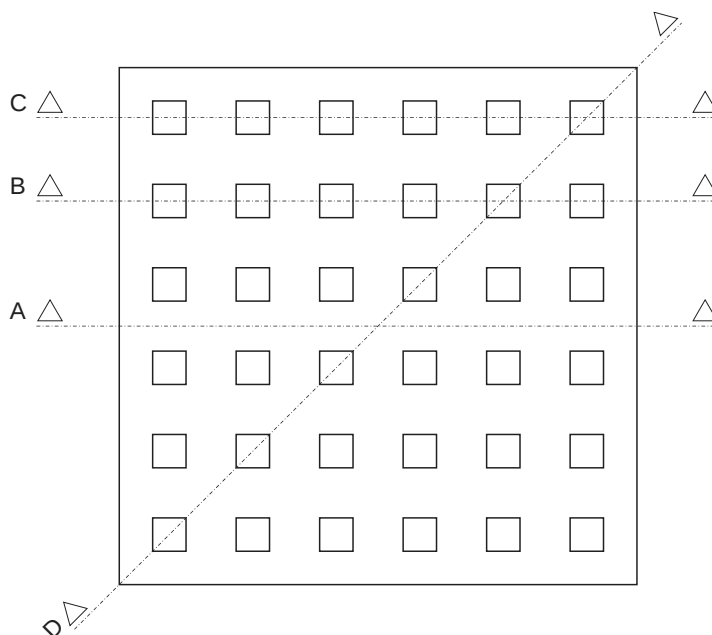


Na Figura 5.46 é visto que ao longo do domínio ocorre um crescimento dos recalques, verticalmente quanto horizontalmente, mas com maiores intensidade na região próximo do radier e estendendo ao longo da profundidade chegando atingir uma profundidade que supera o comprimento da estaca em mais de três vezes (Figura 5.48), enquanto na análise linear (Figura 5.47 **Erro! Fonte de referência não encontrada.**) notam-se recalques mais elevados apenas em todo o comprimento da estaca, mas também se estendendo pelas laterais do domínio, só que com menor magnitude (Figura 5.47).

5.1.3.2. Recalque do radier – B36

Para descrever a evolução dos recalques ao longo do radier novamente optou-se por passar algumas seções ao longo de determinados pontos do mesmo. Primeiro no centro do radier na coordenada $y=0$ (seção A), pelo centro da segunda linha de estacas com $y= 1,65$ m (seção B), pelo centro da primeira linha de estacas com $y= 2,75$ m (seção C) e outras na diagonal passando pelo centro das estacas e o centro do radier (seção D). A Figura 5.49 ilustra a localização de cada seção.

Figura 5.49 – Seções no radier sobre 16 estacas (B36)



As bacias de recalques obtidas nas seções A, B, C e D para as cinco análises são mostradas respectivamente nas Figuras 5.50, 5.51, 5.52 e 5.53.

Nas Figura 5.50 e Figura 5.53 é possível observar que os maiores recalques ocorrem no centro do radier com deslocamentos que ultrapassam os 120 mm para a análise não linear com $R_f=0,70$ e de 23 mm para análise linear elástica, as demais curvas mostram que os recalques do radier

ocorreram de maneira semelhante, seguindo uma tendência uniforme em relação aos deslocamentos no mesmo ponto.

Este bloco também não mostrou grandes variações nos recalques quando compara-se os pontos de uma mesma bacia de recalque com exceção dos pontos mais centrais em que os recalques são um pouco maiores.

Os recalques registrados nas seções B e C. Figura 5.51 e Figura 5.52 respectivamente, se mostraram bastante parecidos, ao comparar a evolução dos recalques em função de R_f nota-se e eles não são proporcionais, tendo um crescimento maior quando se compara a bacia de recalque obtida com $R_f=0,00$ e a de $R_f=0,30$. Continuando a ter o mesmo comportamento entre as curvas de $R_f=0,30$ e $R_f=0,50$, mas com um crescimento em menor escala.

Figura 5.50 – Bacia de recalques para a seção A (B36)

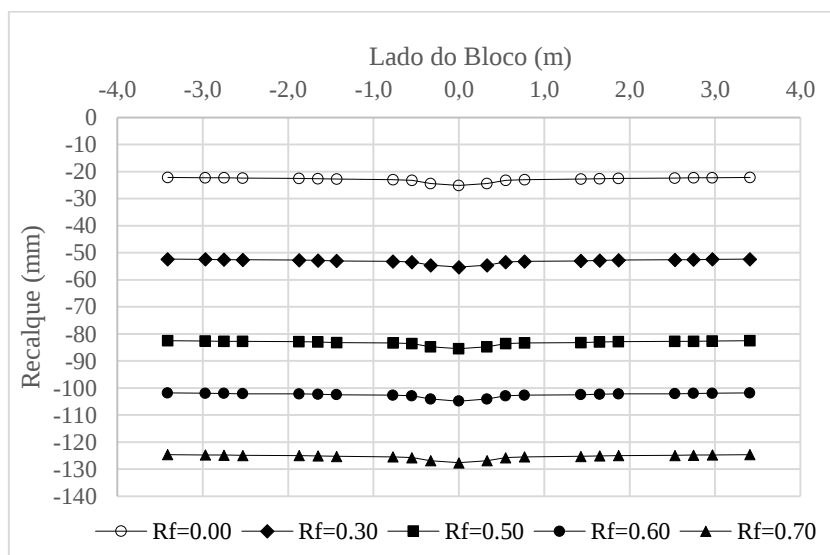


Figura 5.51 – Bacia de recalques para a seção B (B36)

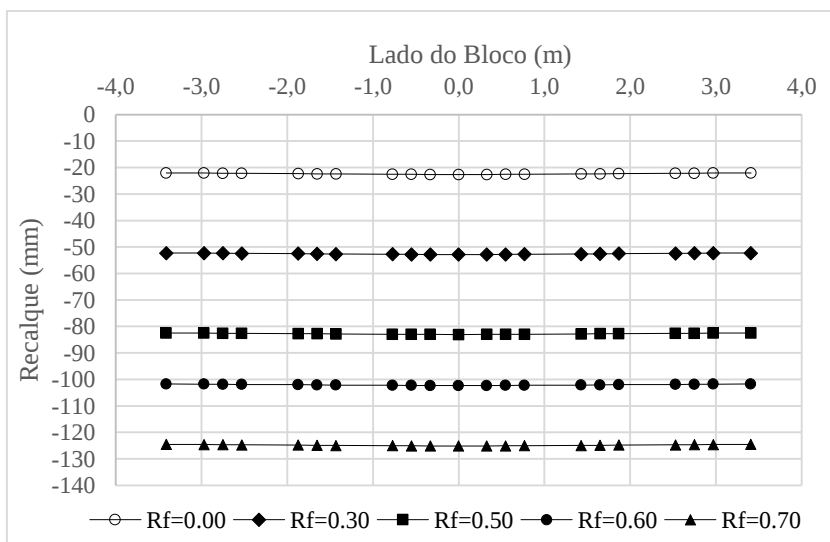


Figura 5.52 – Bacia de recalques para a seção C (B36)

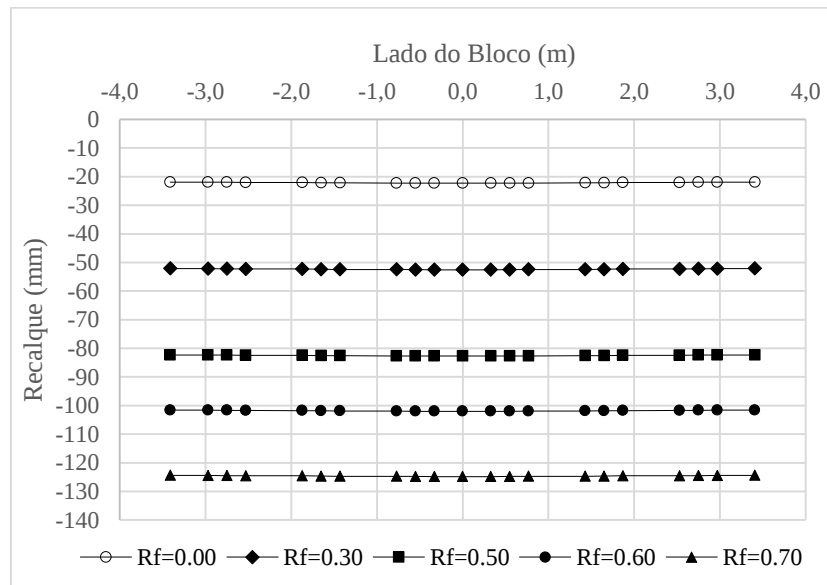
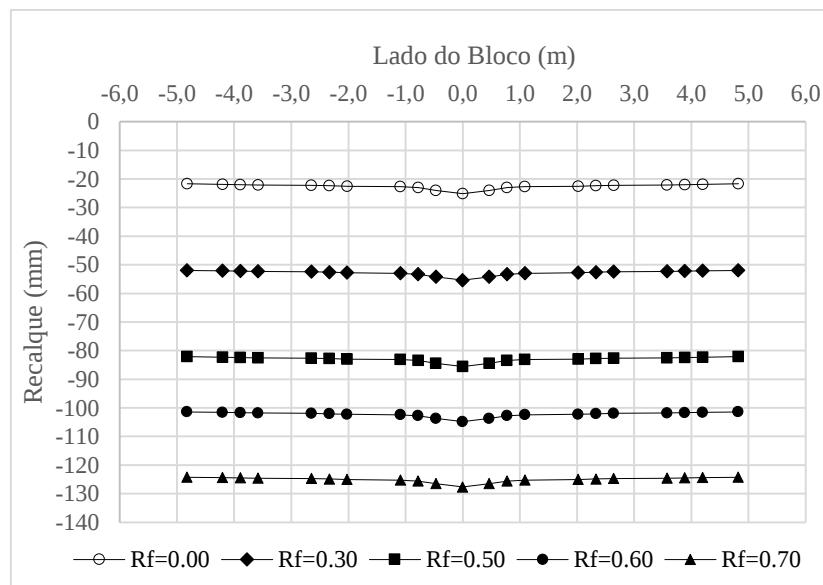


Figura 5.53 – Bacia de recalques para a seção D (B36)



As distorções angulares foram calculadas com auxílio da Eq. 5.1 e são mostradas nas Figuras 5.54, 5.55, 5.56 e 5.57 para o B36 apresentaram comportamento diferentes do B4 e B16 que apresentaram uma tendência de diminuição dos recalques diferenciais quanto mais não linear era a análise. Neste caso para a seção A e D as distorções angulares se mostram quase que constantes, enquanto que nas seções B e C (1ª e 2ª linhas de estacas) apresentaram um recalque diferencial menor para a análise linear ($R_f=0,0$), mas nas demais análises mostraram um certo aumento. Com tendência a estabilização para outros R_f s. Apesar desses recalques se mostrarem presentes em todos os tipos de análise, para estes casos não gerariam preocupações.

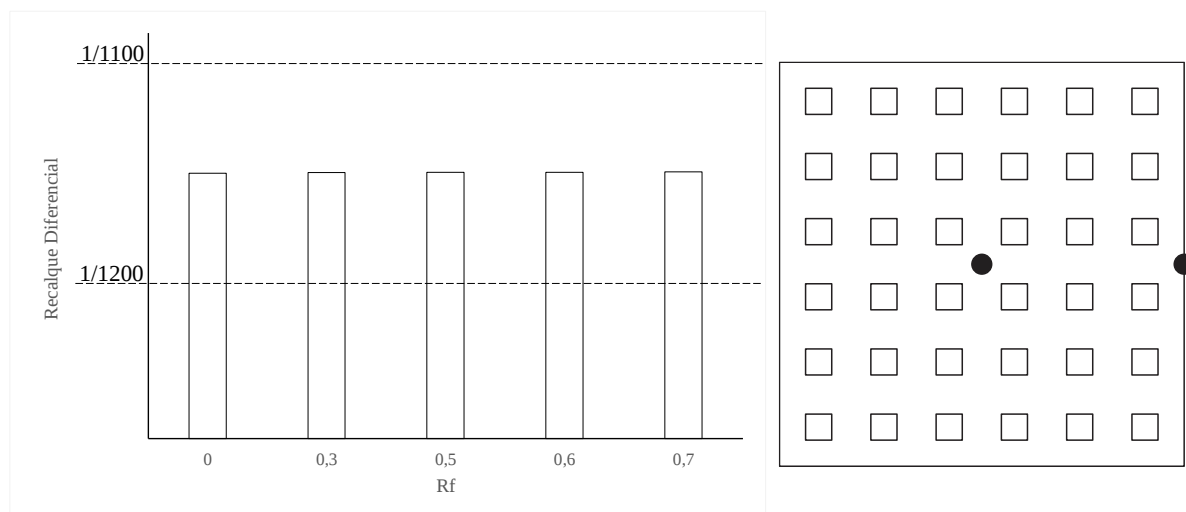
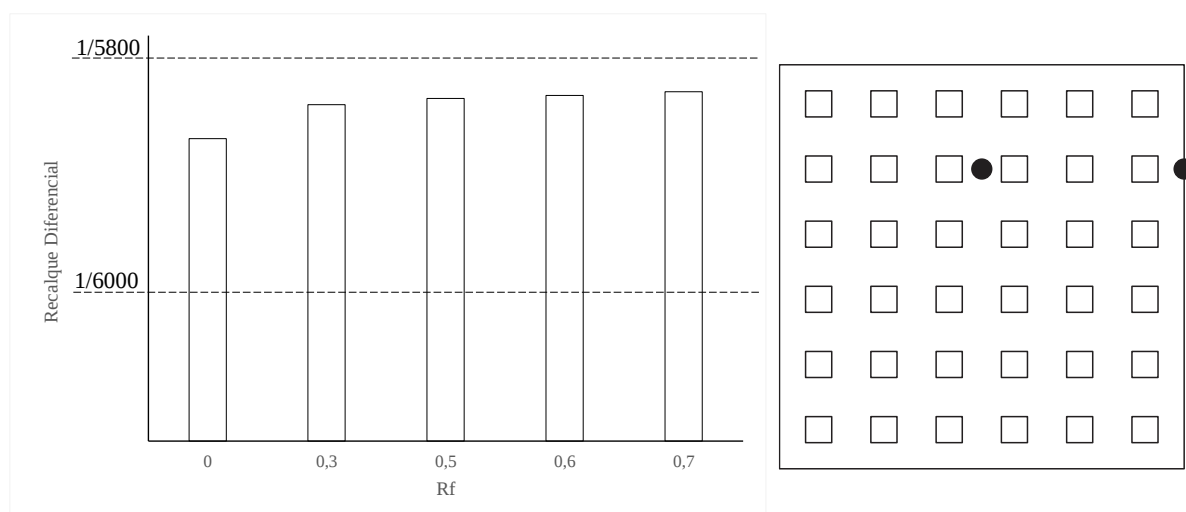
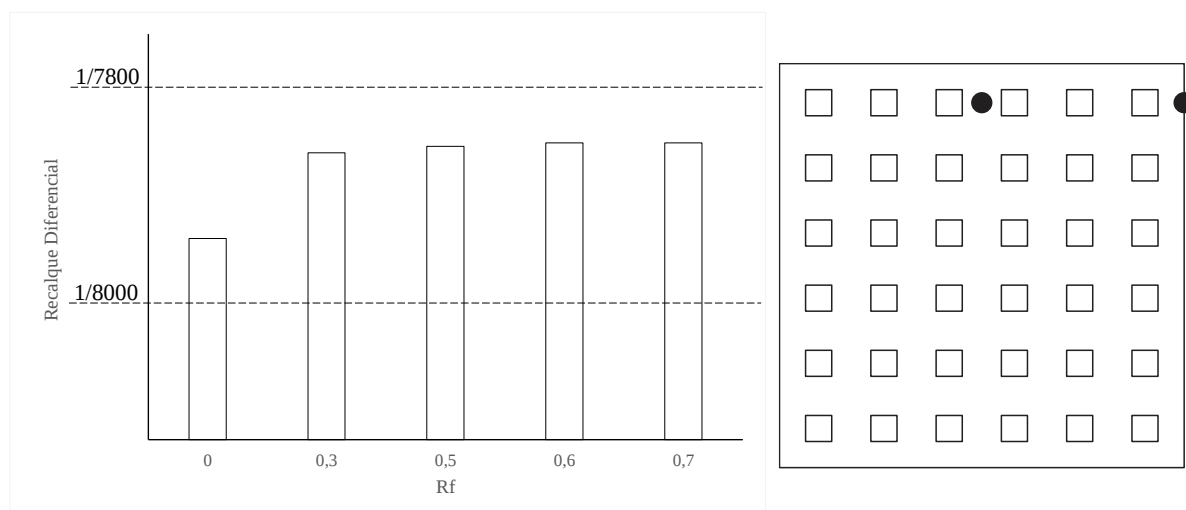
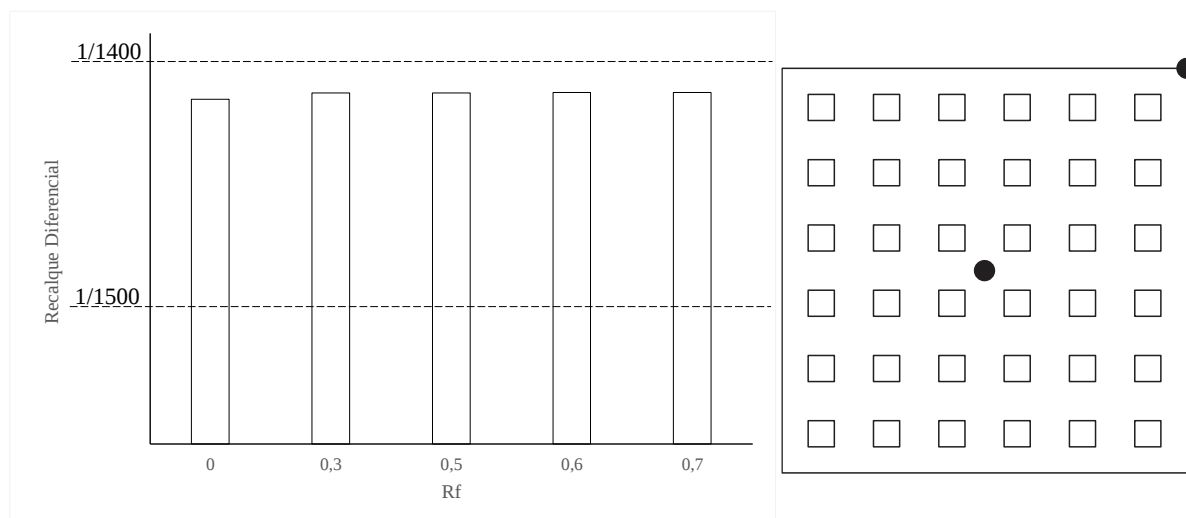
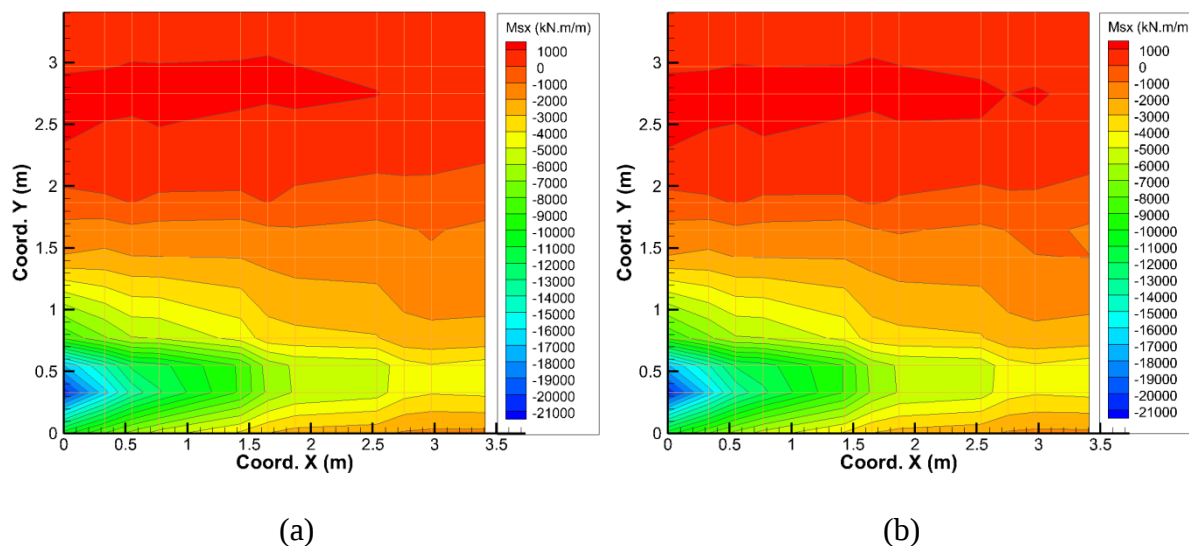
Figura 5.54 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção A (B36)Figura 5.55 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção B (B36)Figura 5.56 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção C (B36)

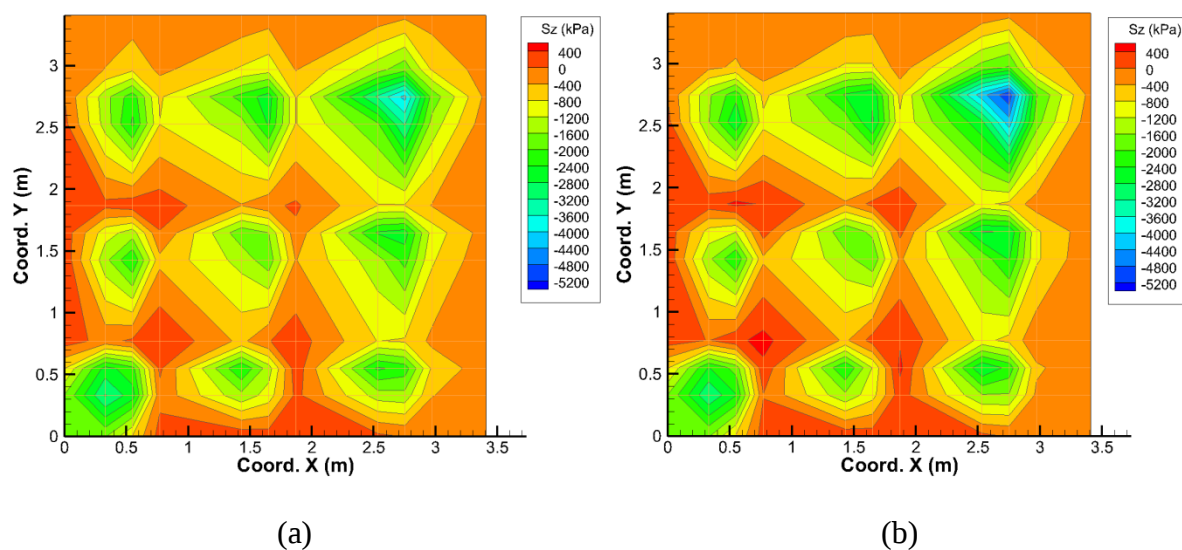
Figura 5.57 – Evolução da distorção angular em função de R_f na seção D (B36)

5.1.3.3. Distribuição de esforços no radier – B36

Os momentos no bloco não variaram muito como pode ser visto na Figura 5.58. O momento máximo era da ordem de 21000 kN.m próximo à região onde o carregamento foi aplicado..

Figura 5.58 – Momentos em x no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f=0,70$ (B16)

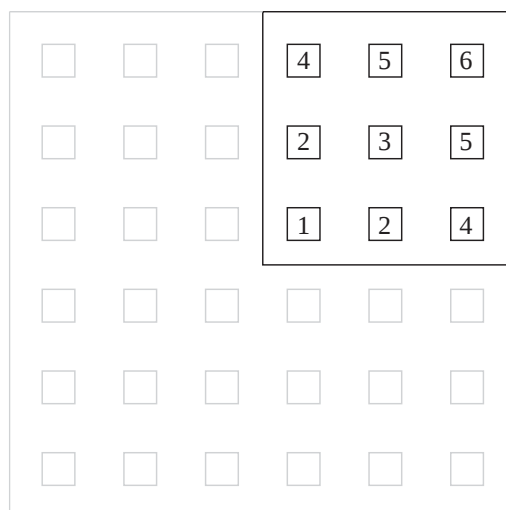
Em relação às tensões normais, poucas mudanças. O centro da estaca de canto foi o ponto mais carregado do bloco, como mostrado na Figura 5.59. Como no radier B4 é possível notar um aumento da tensão no bloco para a análise não linear com $R_f=0,70$. Isso fica mais evidente no ponto do sobre as estacas de canto no qual as tensões são da ordem de 5200 kPa.

Figura 5.59 – Tensão normal em z no bloco (a) linear (b) não linear com $R_f=0,70$ (B36)

5.1.3.4. Distribuição de esforços nas estacas – B36

Por se tratar de radier simétrico, é possível verificar algumas estacas com mesmo comportamento. Para esse caso de estudo o radier apresenta 6 tipos de estacas como pode ser visto na Figura 5.60. A estaca 1 é a estaca mais próximas do centro (estaca central), 2 e 3 sendo estacas intermediárias, 4 e 5 estacas da borda do radier (estaca de bordo) e 6 a estaca mais afastada do centro (estaca de canto).

Figura 5.60 - Tipos de estacas (B36)

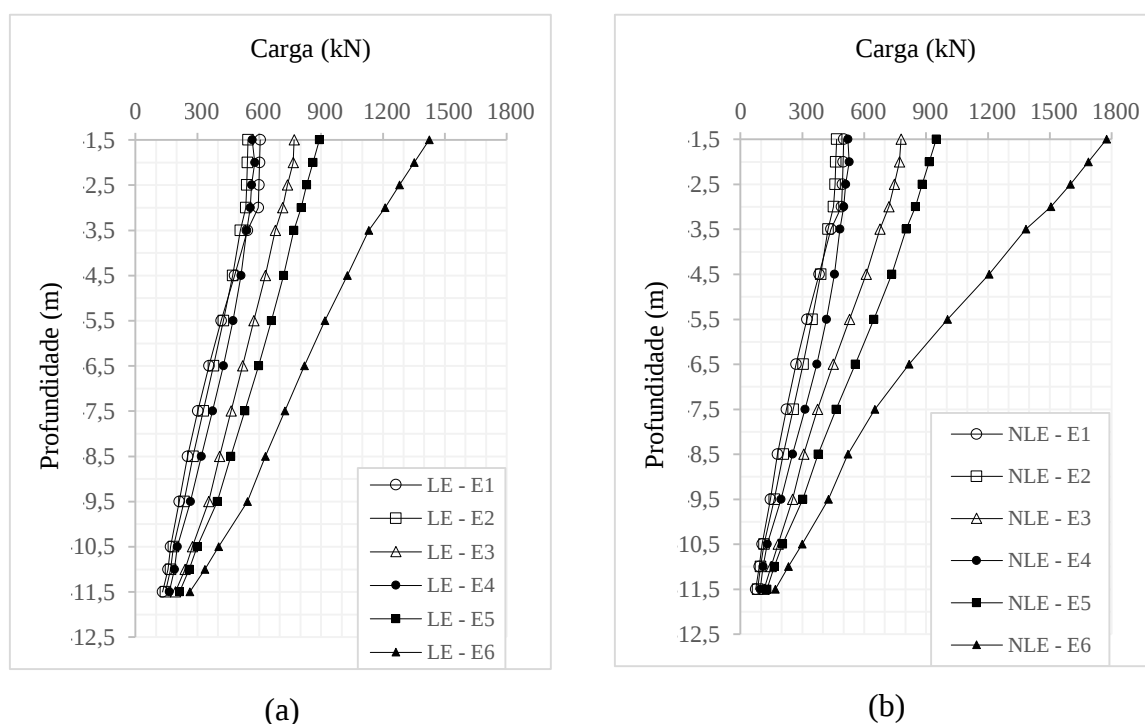


Mesmo sendo os tipos 2 e 3 aqui classificados como estacas intermediárias e as de tipos 4 e 5 ditas de bordo, elas apresentam comportamentos diferentes, devido às interações entre todos os elementos que compõem o sistema de fundação.

A Figura 5.61 mostra a distribuição do carregamento para os diferentes tipos de estaca que compõe o radier estaqueado. A carga total aplicada foi 30,5 MN, A carga média em cada uma das 36 estacas seria de pouco menos que 850 kN. Entretanto, pode-se notar que tanto para a análise linear quanto não linear a distribuição de carga não é uniforme.

Como mostrado na Figura 5.61 a distribuição de carga nas estacas apresentou algumas alterações ao comparar as duas análises. As estacas dos tipos 1,2 e 4 apresentaram uma pequeno alívio, com diminuição de carregamento na ordem de 150 kN, enquanto que as estacas dos tipos 3 e 5 quase não apresentaram mudanças no seu carregamento. Assim como no B16 a estaca de canto (tipo 6) mostrou-se a mais solicitada no compartivo entre as duas análises com um aumento de 300 kN. Isso comprova a redistribuição do carregamento entre os elementos de sistemas de fundação como esses.

Figura 5.61 – Distribuição do carregamento nas estacas
(a) análise linear e (b) análise não linear com $R_f=0,70$ (B36)



Nas Tabelas 5.3 e 5.4 são mostradas as cargas no topo e na ponta das estacas, respectivamente para as análises lineares e não lineares com $R_f= 0,70$. No topo das estacas nota-se um houve uma redistribuição de carga entre as estacas, a estaca 6 passou a absorver mais carga na análise enquanto que a estaca 01 foi a que teve maior redução de seu carregamento. Na pontas das em ambas as análises a tendência foi a mesma, com diferença que na análise não linear o carregamento na ponta das estacas diminuiu mais.

Tabela 5.3 – Comparativo entre as cargas no topo das estacas para as análises linear ($R_f=0,0$) e não linear ($R_f=0,7$).

	Estaca 01	Estaca 02	Estaca 03	Estaca 04	Estaca 05	Estaca 06
Linear	605,12	545,49	769,39	566,58	891,87	1424,14
Não linear	500,88	466,30	779,11	520,14	948,88	1775,04
Variação (%)	-17%	-15%	1%	-8%	6%	25%

Tabela 5.4 – Comparativo entre as cargas na ponta das estacas para as análises linear ($R_f=0,0$) e não linear ($R_f=0,7$).

	Estaca 01	Estaca 02	Estaca 03	Estaca 04	Estaca 05	Estaca 06
Linear	130,61	145,31	193,49	164,53	213,88	263,38
Não linear	74,32	82,56	114,81	95,14	128,48	169,28
Variação (%)	-43%	-43%	-41%	-42%	-40%	-36%

A Figura 5.62 mostra a distribuição do carregamento em profundidade em todas as análises utilizando R_f maiores que zero em comparação com o resultado obtido com $R_f=0,0$ (análise linear) para a estaca mais carregada (tipo 6). É possível perceber em todas as análises não lineares um aumento do carregamento no topo da estaca até uma profundidade de 6,50m (cinco primeiros metros das estacas) e um decréscimo a partir desta cota. O acréscimo de carga no topo foi de 350 kN e o decréscimo na base de 94 kN (Figura 5.62 (d)).

Com relação aos momentos fletores e dos esforços cortantes na estaca do tipo 6 é possível notar algumas mudanças. Os momentos apresentam um aumento no topo das estacas de um pouco mais de 30 kN.m e uma diminuição na cota de 3,0 m quase 20 kN.m e com pequenas variações a partir da cota 5,5m (Assim como nos radiers B4 e B16, o radier B36 mostrou a mesma tendência de distribuição de carregamento entre as estacas e placa, como pode ser visto na Figura 5.63. Quando considerou-se o carregamento incremental para o mesmo comportamento foi observado, como pode ser visto na Figura 5.64. Para os casos analisado observou-se que o estaqueamento foi absorvendo mais carga, que por sua vez mostrou uma tendência de crescimento para α_p e decréscimo para α_{pr} .

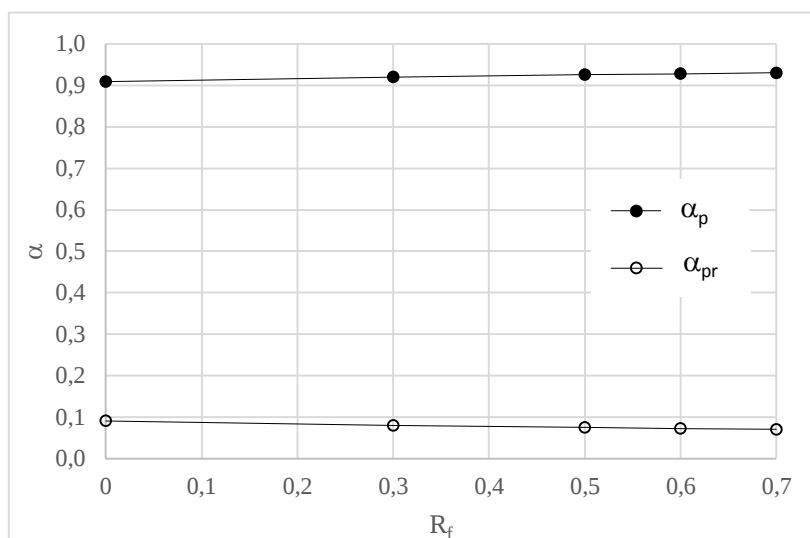
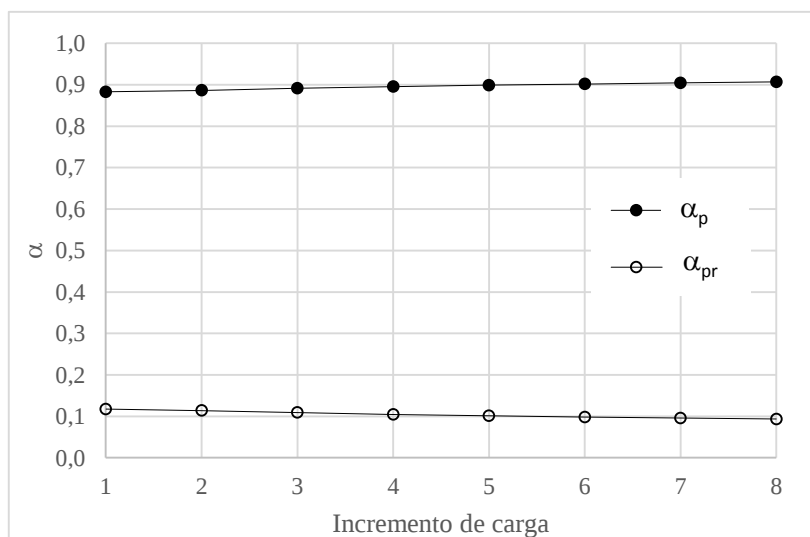
Figura 5.63 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento em função do fator R_f – B36Figura 5.64 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento para o Fator $R_f=0,70$ em função do incremento de carga aplicado – B36

Figura 5.65 (a)).

A respeito dos esforços cortantes pode-se notar um aumento ao longo de toda a profundidade como mostra a Assim como nos radiers B4 e B16, o radier B36 mostrou a mesma tendência de distribuição de carregamento entre as estacas e placa, como pode ser visto na Figura 5.63. Quando considerou-se o carregamento incremental para o mesmo comportamento foi observado, como pode ser visto na Figura 5.64. Para os casos analisado observou-se que o estaqueamento foi absorvendo mais carga, que por sua vez mostrou uma tendência de crescimento para α_p e decréscimo para α_{pr} .

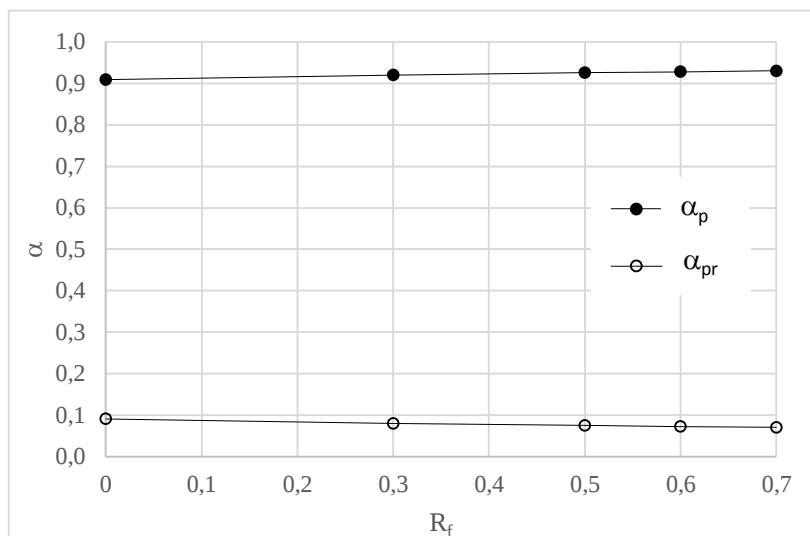
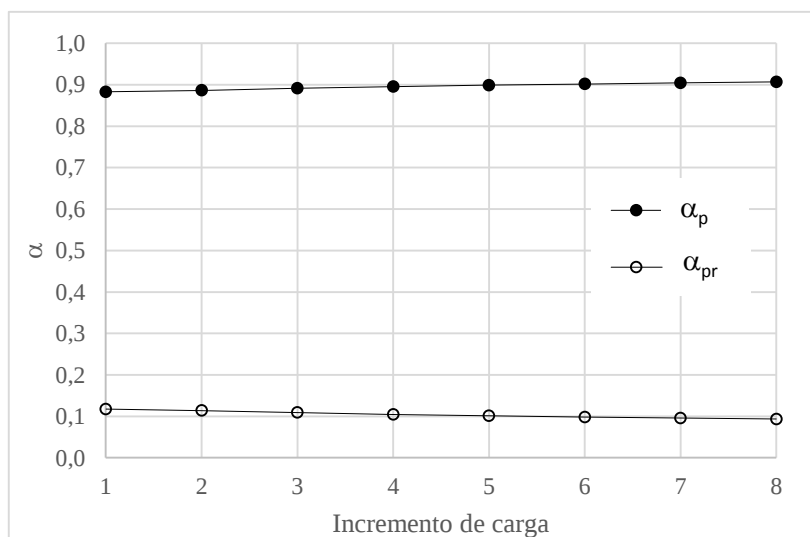
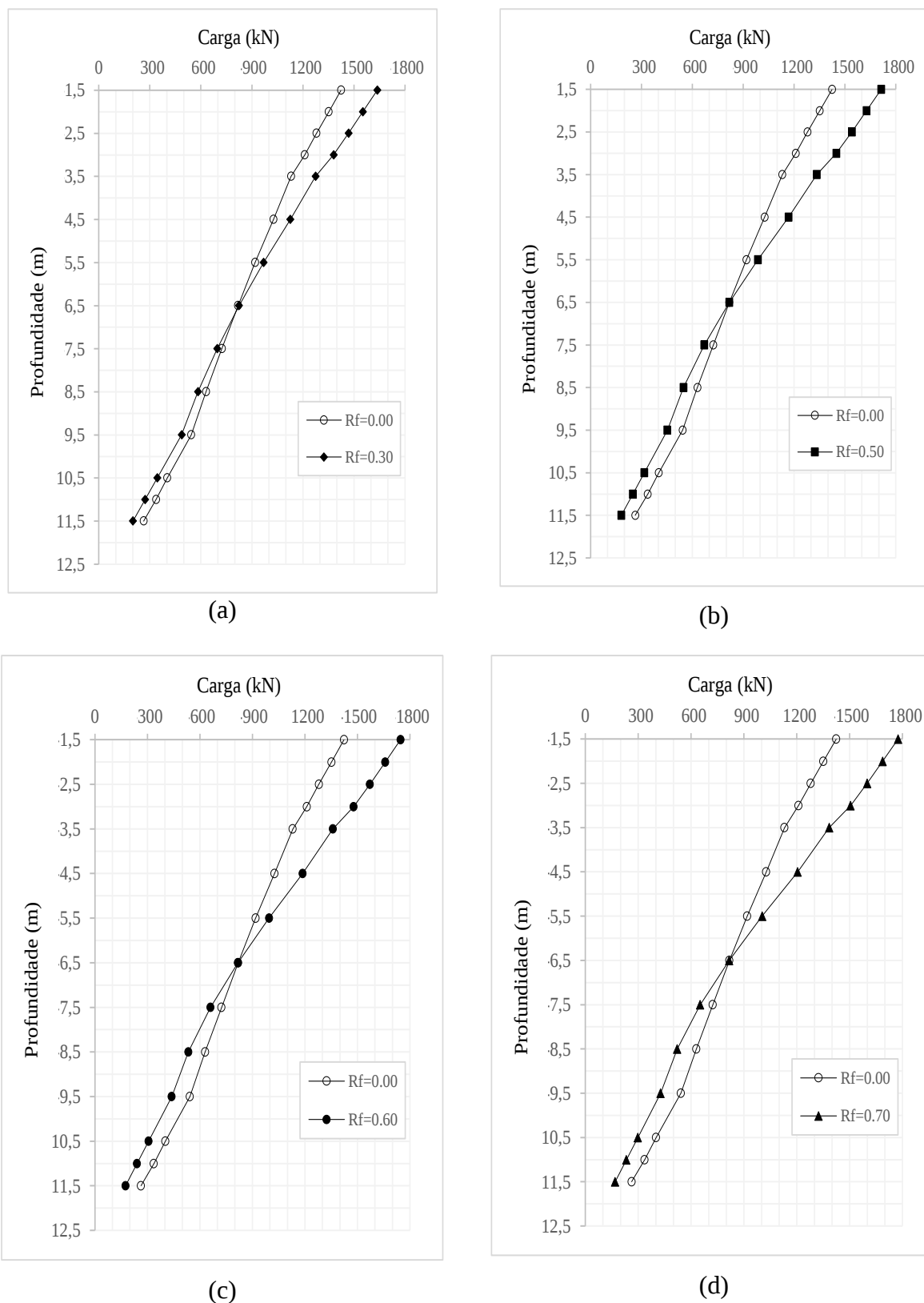
Figura 5.63 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento em função do fator R_f – B36Figura 5.64 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento para o Fator $R_f=0,70$ em função do incremento de carga aplicado – B36

Figura 5.65 (b), sendo o maior aumento no topo da estaca em que a magnitude deste esforço é mais elevada, apresentou variação de 163 kN entre as análises linear e não linear de $R_f=0,70$.

Em relação à estaca do tipo 4 (Figura 6.1) houve pouca variação em relação aos esforços cortantes e os momentos fletores atuantes nessa estaca para as duas formas de análise, Apenas um pequeno aumento no cortante em relação ao topo da estaca (cota -1,5m) e nos momentos houve também uma pequena variação no topo da estaca no trecho entre as cotas -2,5m e -5m.

Figura 5.62 – Comparativo das distribuições de carga nas estacas do tipo 6 nas análises Lineares x Não linear (B36)



Assim como nos radiers B4 e B16, o radier B36 mostrou a mesma tendência de distribuição de carregamento entre as estacas e placa, como pode ser visto na Figura 5.63. Quando considerou-

se o carregamento incremental para o mesmo comportamento foi observado, como pode ser visto na Figura 5.64. Para os casos analisado observou-se que o estaqueamento foi absorvendo mais carga, que por sua vez mostrou uma tendência de crescimento para α_p e decréscimo para α_{pr} .

Figura 5.63 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento em função do fator R_f – B36

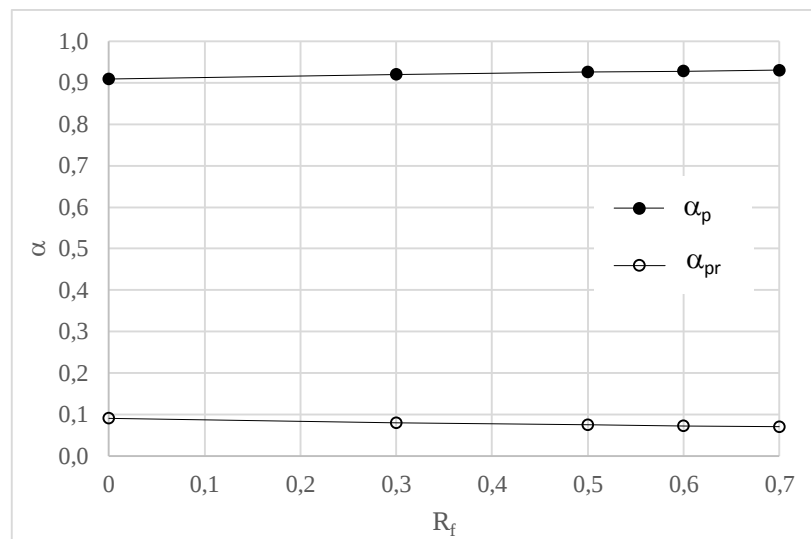


Figura 5.64 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento para o Fator $R_f=0,70$ em função do incremento de carga aplicado – B36

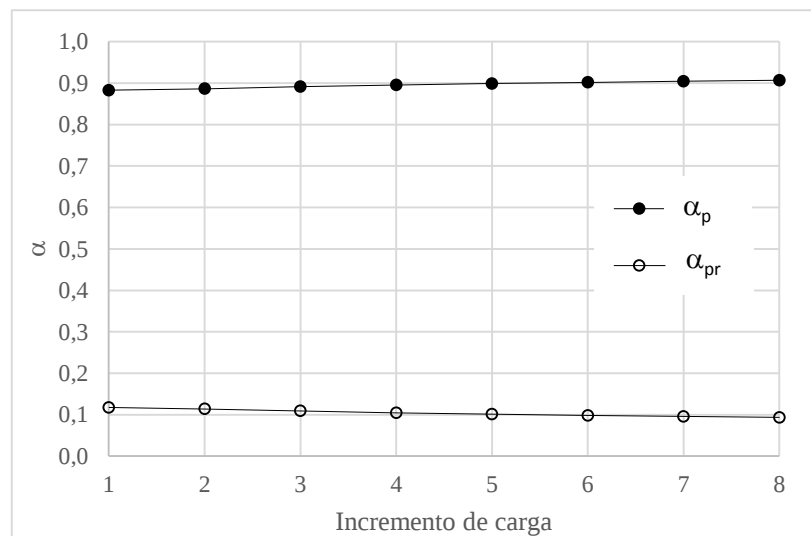


Figura 5.65 – Comparativo dos Momentos fletores e esforços cortantes ao longo do comprimento da estaca 6 nas análises com $R_f=0,0$ e $R_f=0,70$ (B36)

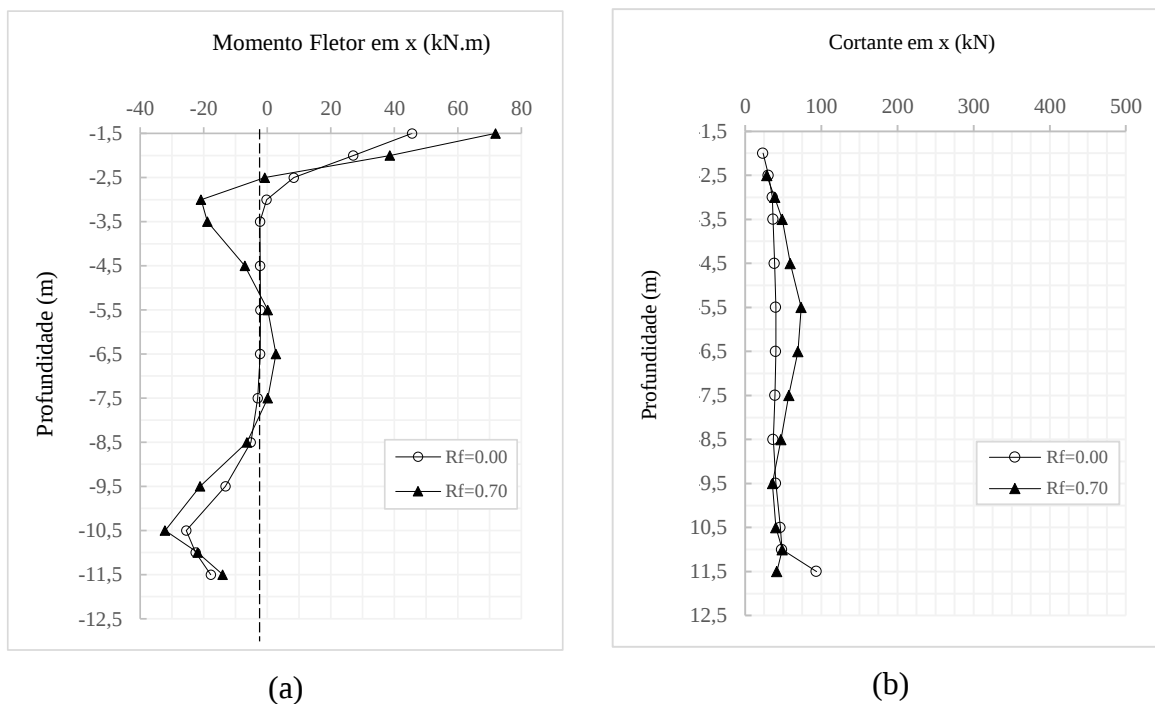
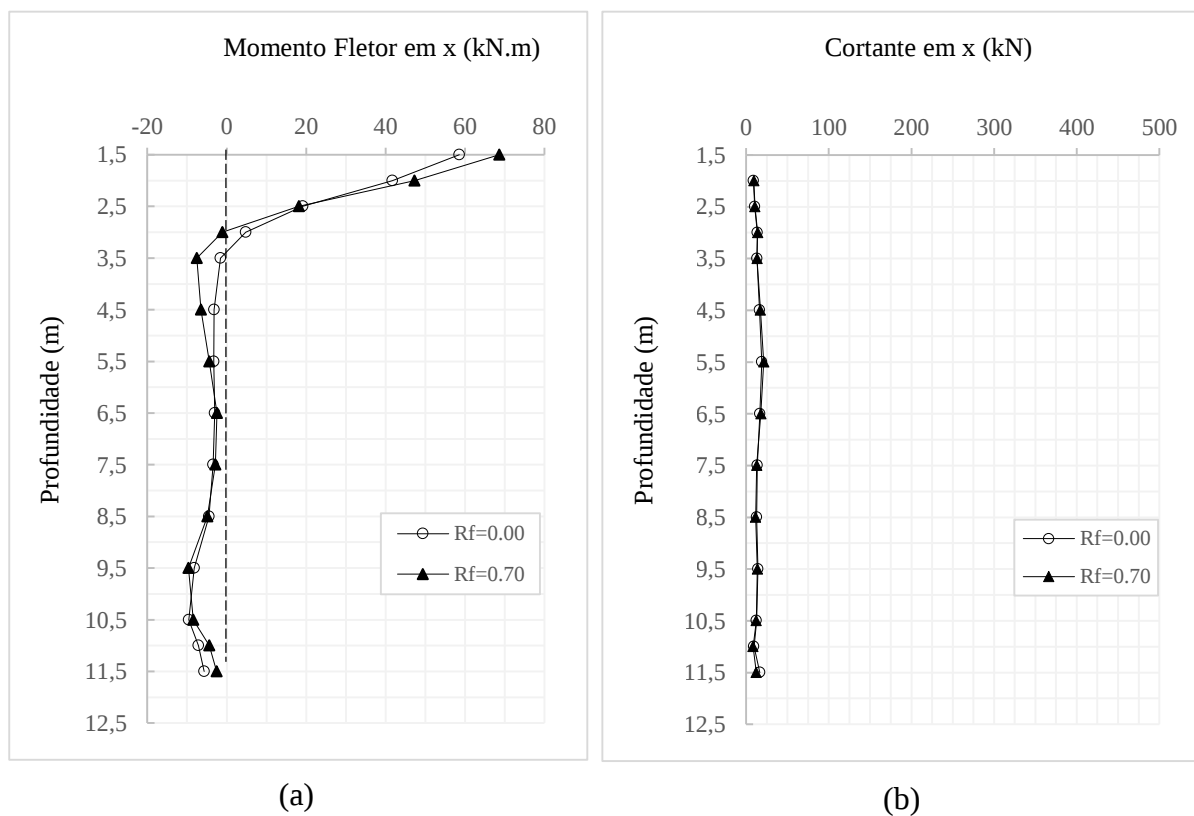


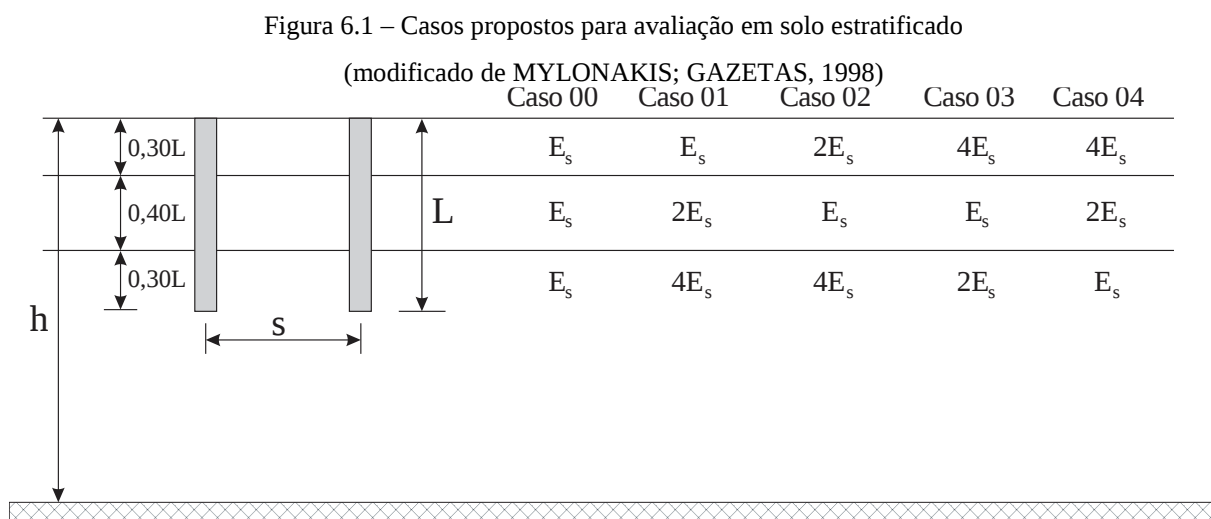
Figura 5.66 – Comparativo dos Momentos fletores e esforços cortantes ao longo do comprimento da estaca 4 nas análises com $R_f=0,0$ e $R_f=0,70$ (B36)



CAPÍTULO 6

EFEITO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR EM RADIER ESTaqueado COM SOLO HETEROGÊNEO

Para avaliar a interferência da estratificação do perfil do solo, escolheu-se o mesmo radier sobre 16 estacas analisado previamente. As simulações foram feitas utilizando um fator de ruptura (R_f) constante, $R_f=0,60$, pois foi valor de R_f intermediário entre os quais foram obtidos comportamentos não linear bastante satisfatório, isto é, $R_f=0,50$ e $R_f=0,70$. A nova avaliação foi feita para um perfil de solo estratificado proposto Mylonakis e Gazetas (1998). Como pode ser visto na Figura 6.1.



A princípio os autores sugeriram a análise de quatro casos (01,02,03 e 04). Visando fazer um comparativo destes quatro casos optou-se por adicionar mais uma análise, o Caso 00 (Figura 6.1) que se trata de um maciço homogêneo. Para todos os casos aqui estudados as estacas eram todas iguais com comprimento (L) igual a 10m, espaçamento entre as estacas (s) de 1,10m e $h=50,80$ m. as dimensões do domínio lateral são as mesmas do maciço homogêneo, domínio horizontal de com 54,3 m nas direções x e y e 50,80m.

De forma geral foram consideradas 3 camadas de solo e analisados os casos de 00 a 04. Em cada caso foi modificado o módulo de elasticidade do solo (E_s) e avaliada a interferência desta alteração no comportamento do maciço. As espessuras das duas primeiras camadas foram

definidas a partir de frações do comprimento das estacas e a última foi adotada com módulo constante até o indeslocável.

O módulo de elasticidade E_s utilizado foi de 35 MPa, contudo dependendo do caso em análise esse valor foi modificado para múltiplos deste mesmo módulo inicial ($2 \times E_s$ e $4 \times E_s$), sendo a variação do módulo ao longo da profundidade, crescente e decrescente nos casos de 01 até 04, para o caso 00 o módulo foi mantido constante ao longo da profundidade. A Tabela 6.1 resume essa configuração.

Tabela 6.1 – Módulo de elasticidade do solo em MPa

	Caso 00	Caso 01	Caso 02	Caso 03	Caso 04
Camada 01	35	35	70	140	140
Camada 02	35	70	35	35	70
Camada 03	35	140	140	70	35

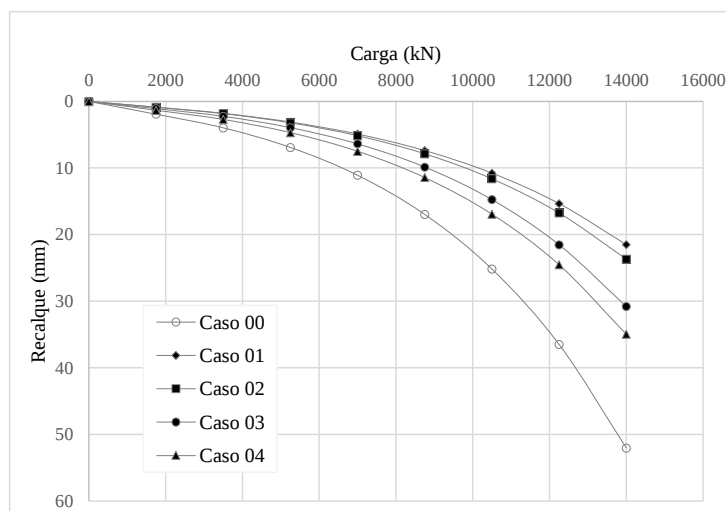
O radier escolhido para esta nova análise foi o B16 (Figura 5.21) com as mesmas características como carregamento, comprimento, diâmetro e espaçamento das estacas. O carregamento de 14 MN, na face de um elemento de 33 cm x 33 cm como mostrado na Figura 5.23. Para diferenciar do caso B16 este novo caso analisado foi denominado BE16

6.1. RECALQUE DO CONJUNTO – BE16

A Figura 6.2 mostra como as mudanças na rigidezes do solo podem gerar comportamentos diferentes no sistema de fundações. Para este caso de estudo, um bloco de 1,20m de altura sobre 16 estacas imersas em um solo estratificado (BE16), neste caso adotou-se apenas um valor para o fator de ruptura (R_f), todas as análises foram feitas utilizando $R_f=0,60$ e medindo-se os recalques na parte central do topo do bloco.

Na Figura 6.2 é feito um comparativo entre cinco análises do BE16 referentes aos cinco casos de configuração das camadas que compõe o solo em estudo como descrito na Tabela 6.1. O Caso 00 foi o mesmo utilizado na análise do B16 com $R_f=0,60$ visando comparar os resultados de um solo homogêneo com um de um heterogêneo. Ao plotar as curvas cargas recalques em um só gráfico é possível ver o caso em que o solo apresenta um módulo de elasticidade constante apresentou recalques superiores comparados com os outros casos, devido ao solo no caso 00 ser mais deformável.

Figura 6.2 – Curva carga-recalque para o bloco de 16 estacas em solo estratificado



Nos demais casos, o maciço é dividido em 3 camadas como mostra a Figura 6.1. No Caso 01 a camada mais rígida encontra-se próxima a base das estacas e a menos rígida próximo a superfície enquanto que no Caso 04 ocorre o contrário, com o mesmo módulo elástico na camada intermediária. Com os resultados obtidos com esses dois casos, é visto que módulo de elasticidade exercesse grande influência na redução dos recalques, uma vez que o recalque máximo obtido no Caso 01 foi de 22mm, para o Caso 04 de 35mm e o Caso 00 52 mm, ou seja, recalques do Caso 01 como uma redução de 63% e 142% comparados com os Casos 04 e 01 respectivamente. O solo mais rígido próximo à base e por toda camada sob as estacas promoveu uma considerável redução nos recalques (Caso 01).

Nos Casos 02 e 03 a camada intermediária é a menos resistente, sobrejacente a uma a camada mais rígida do maciço (Caso 02) e logo abaixo da camada mais resistente (Caso 03). Mostrou-se com o mesmo comportamento dos dois outros casos, mostrando a influência da resistência de base das estacas, gerando recalques menores para o Caso 02 em comparação com o Caso 03.

O recalque máximo obtido no Caso 02 foi de 23,7mm bem próximo ao Caso 01. Como o Caso 02 é muito semelhante ao caso 1, fica claro a importância muito maior da camada espessa sob a ponta, do que as camadas intermediárias, mas mesmo a presença de um solo melhor (Casos 02 e 01) não foi o bastante para resultar em menores recalques. E para o Caso 03 o recalque máximo foi de 31mm.

Da Figura 6.3 até a Figura 6.10, são mostradas as distribuições dos recalques no conjunto maciço-radier estaqueado, mostrando também a influência ao longo de todo o domínio. É possível ver os recalques em toda a extensão do domínio de solo. No Caso 04 (Figura 6.9) e os

menores estão no Caso 01 (Figura 6.3) mostrando a grande influência da camada onde a base das estacas está apoiada em relação aos recalques do sistema de fundação.

Figura 6.3 –Recalques obtidos para o caso 01 (BE16)

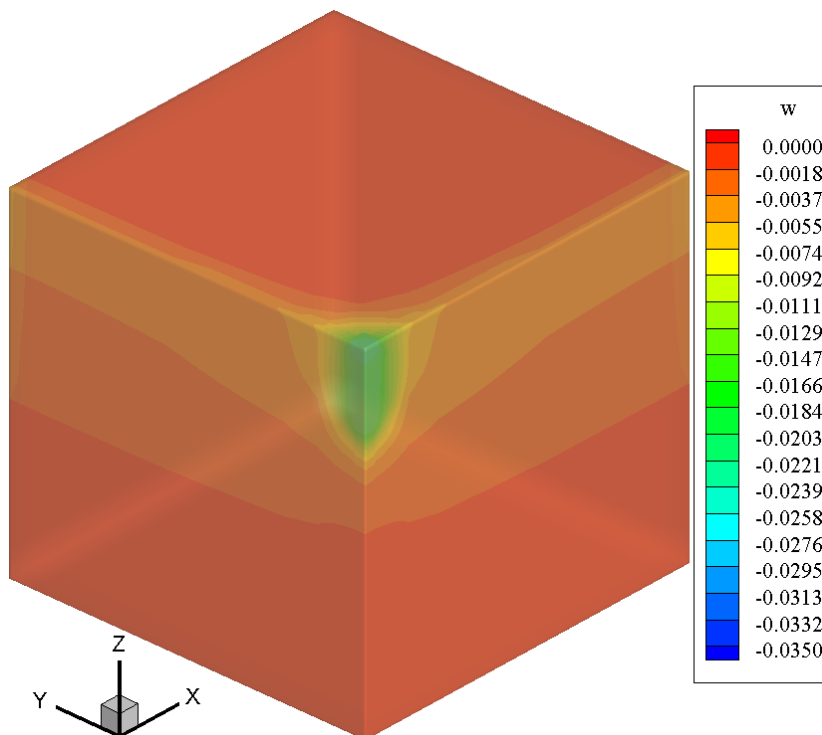


Figura 6.4 – Bacia de recalque junto com a representação do bloco e da estaca modelada para o caso 01.

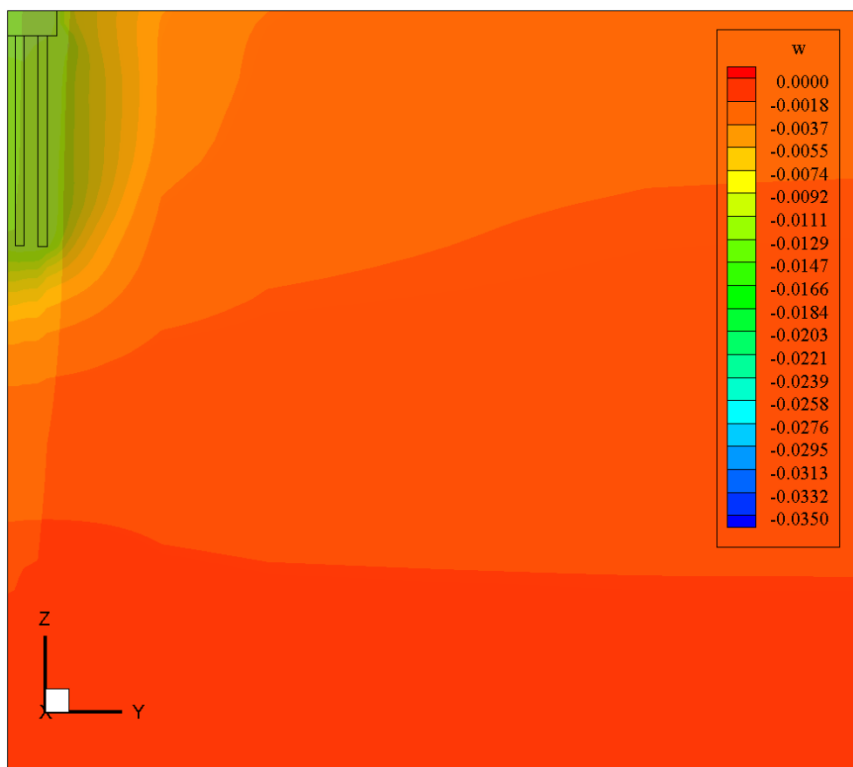


Figura 6.5 – Recalques obtidos para o caso 02 (BE16)

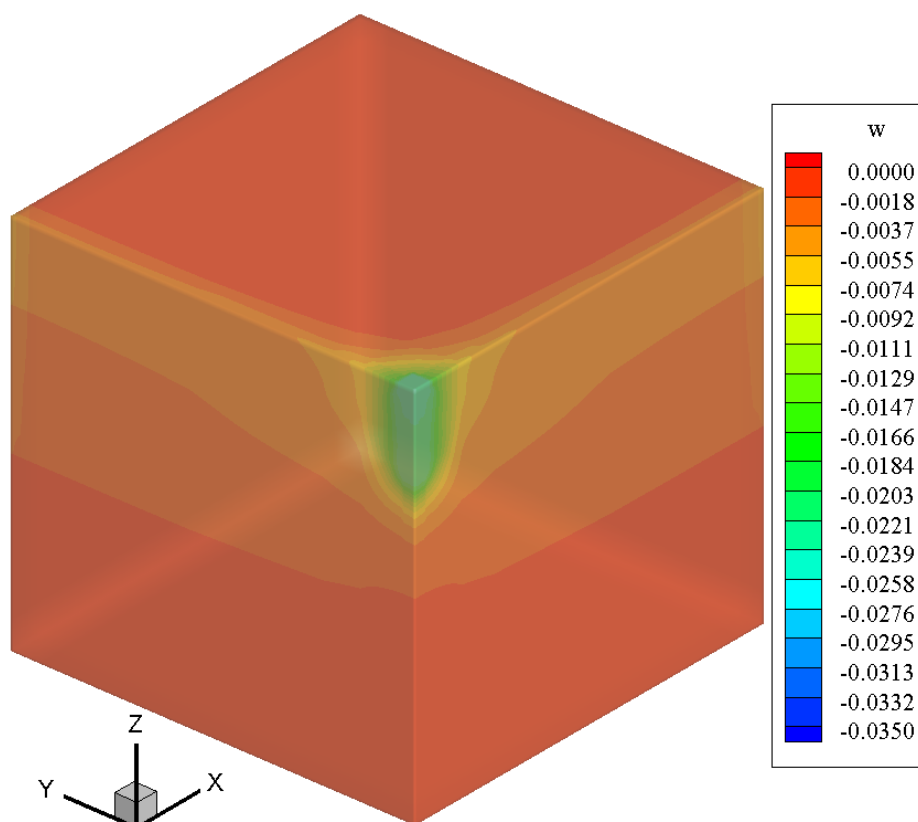


Figura 6.6 – Bacia de recalque junto com a representação do bloco e da estaca modelada para o caso 02.

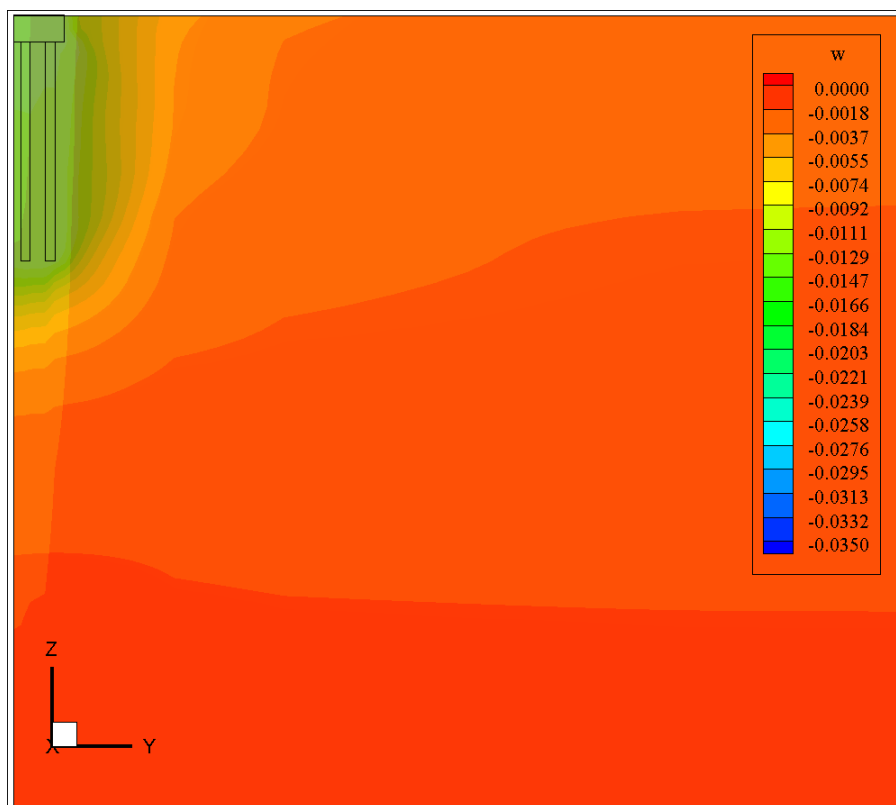


Figura 6.7 – Recalques obtidos para o caso 03 (BE16)

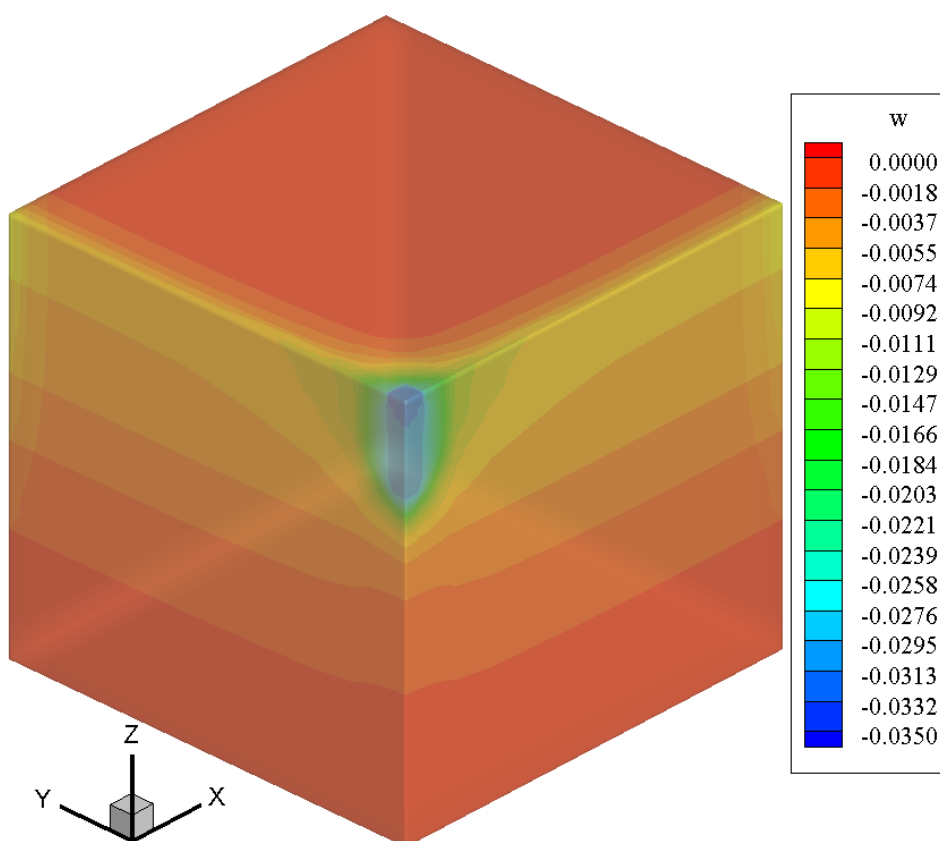


Figura 6.8 – Bacia de recalque junto com a representação do bloco e da estaca modelada para o caso 03

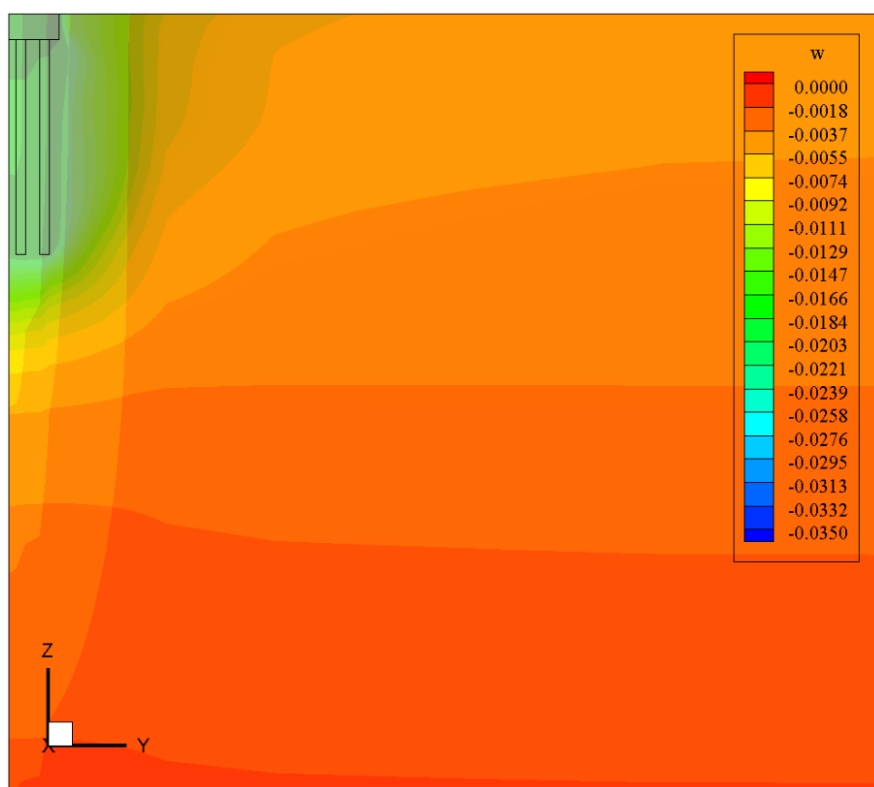


Figura 6.9 – Recalques obtidos para o caso 04 (BE16)

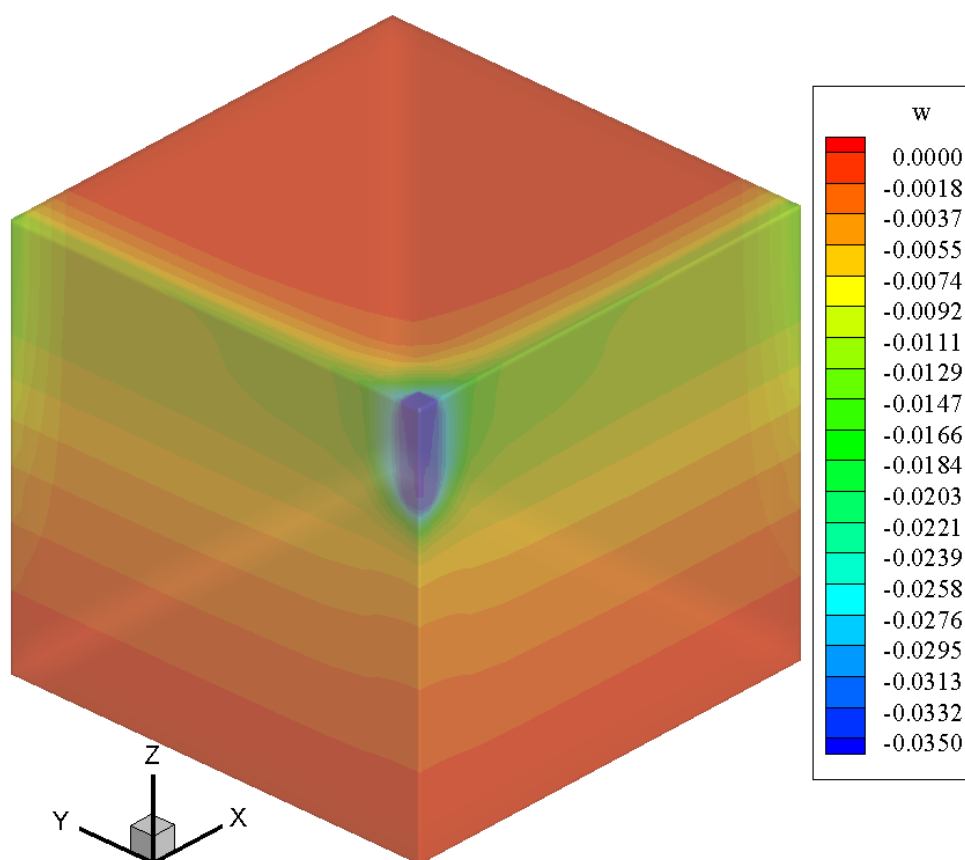
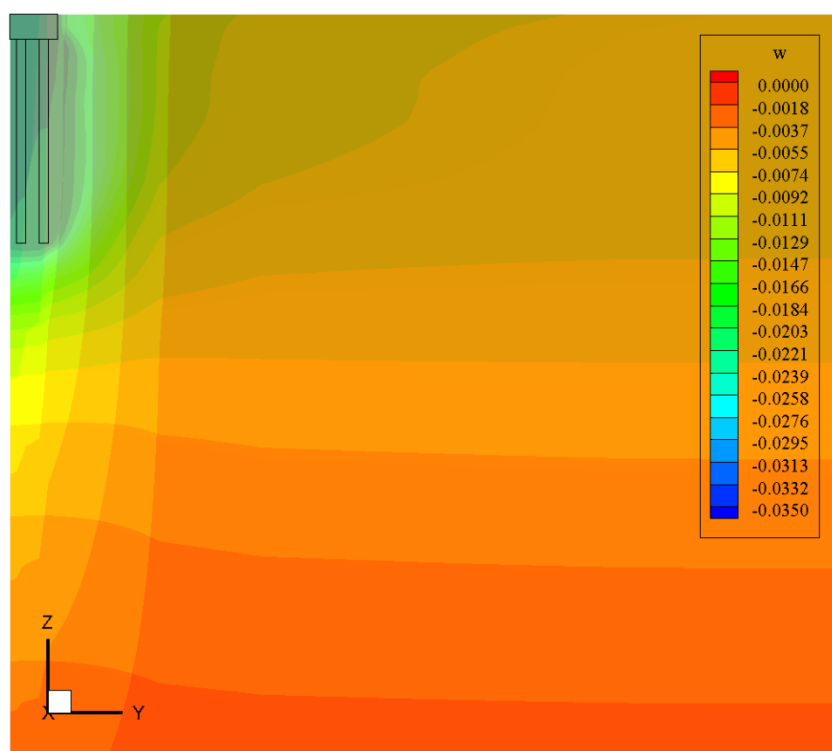


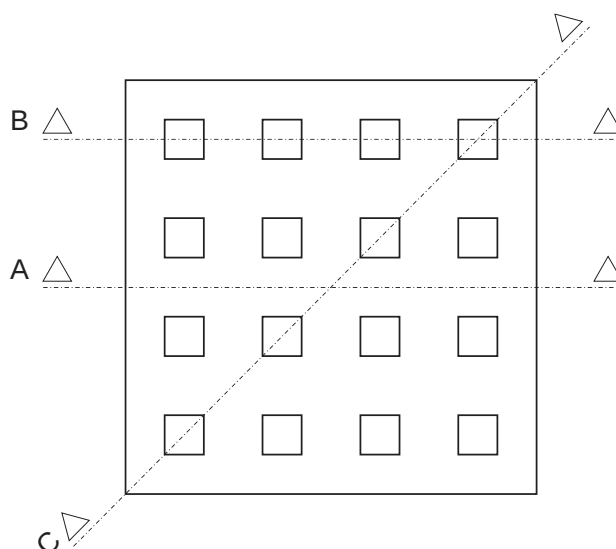
Figura 6.10 – Bacia de recalque junto com a representação do bloco e da estaca modelada para o caso 04



6.2. RECALQUE DO RADIER – BE16

As seções foram traçadas no centro do radier na coordenada $y=0$ (seção A), na coordenada $y= 1,65$ m (seção B) e outra na diagonal passando pelo centro das estacas e o centro do radier (seção C), as mesmas traçadas no B16. A Figura 6.11 ilustra a localização de cada seção.

Figura 6.11 – Seções no radier sobre 16 estacas (BE16)



As bacias de recalques obtidas nas seções A, B, e C para as cinco análises são mostradas respectivamente nas Figuras 6.12, 6.13 e 6.14. Os recalques computados seguem uma mesma tendência para os cinco casos. Nas Figura 6.12 e Figura 6.14 os maiores recalques se encontram no centro do bloco estabilizando-se depois de um raio de 1m. Essa estabilização é vista com mais clareza ao observar a Figura 6.14 em que a bacia de recalques pra todos os casos apresentam o mesmo formato, uma configuração quase que plana. Sendo os maiores recalque para o caso do solo homogêneo e mais flexível, os menores para o caso em que a camada mais rígida é a mais profunda do maciço.

As distorções angulares do bloco são mostradas nas Figuras 6.15, 6.16 e 6.16 para o BE16. As distorções para o caso do solo heterogêneo, assim como para o solo homogêneo não se mostraram preocupantes. Em todas as seções o comportamento de todos os casos foram bastantes semelhantes, menores valores são registrados para o Caso 04, mostrando a influência do contato com o bloco na camada de solo mais resistente. Isso quer dizer que a melhoria do solo sob o radier pode contribuir na redução de recalques diferenciais.

Figura 6.12 – Bacia de recalques para a seção A (BE16)

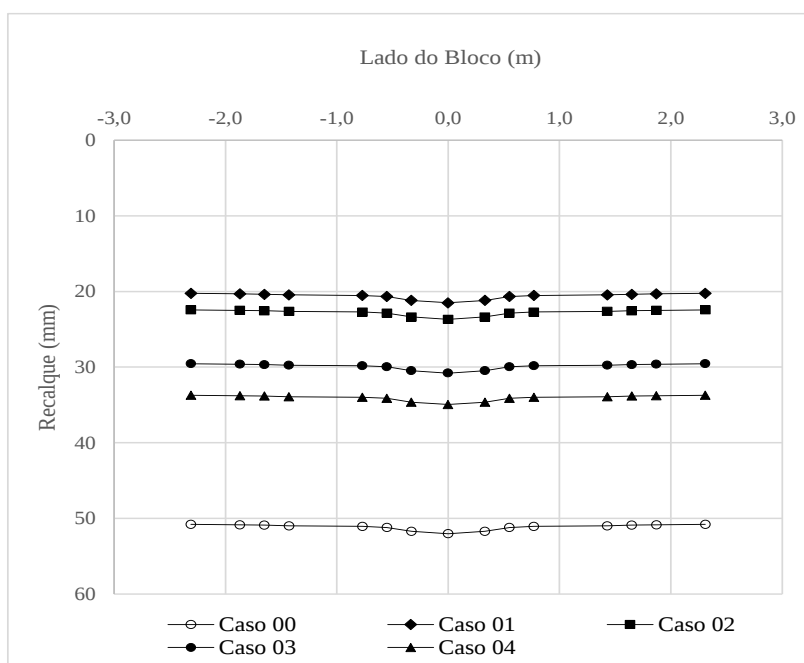


Figura 6.13 – Bacia de recalques para a seção B (BE16)

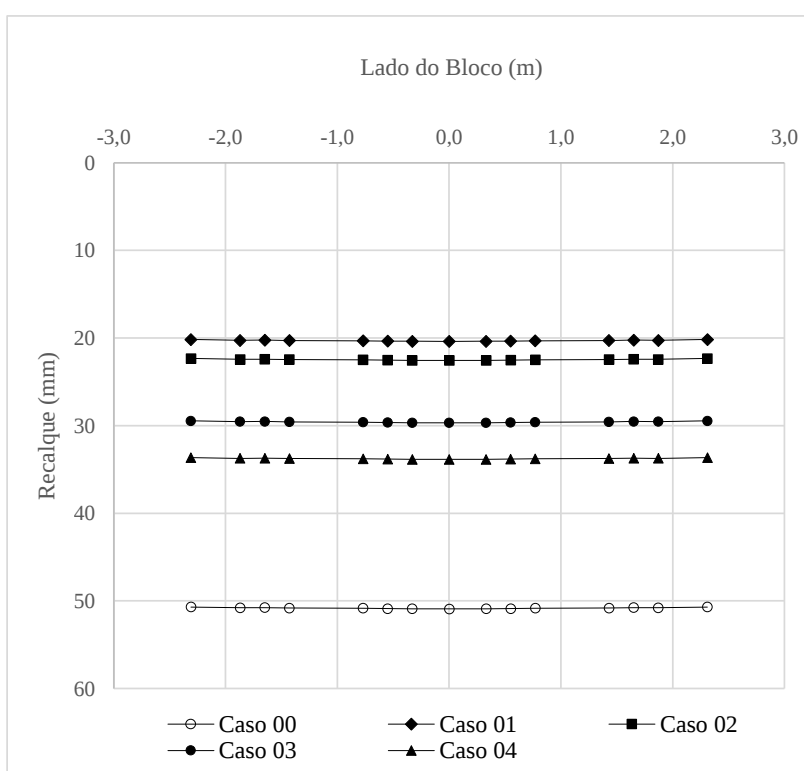


Figura 6.14 – Bacia de recalques para a seção C (BE16)

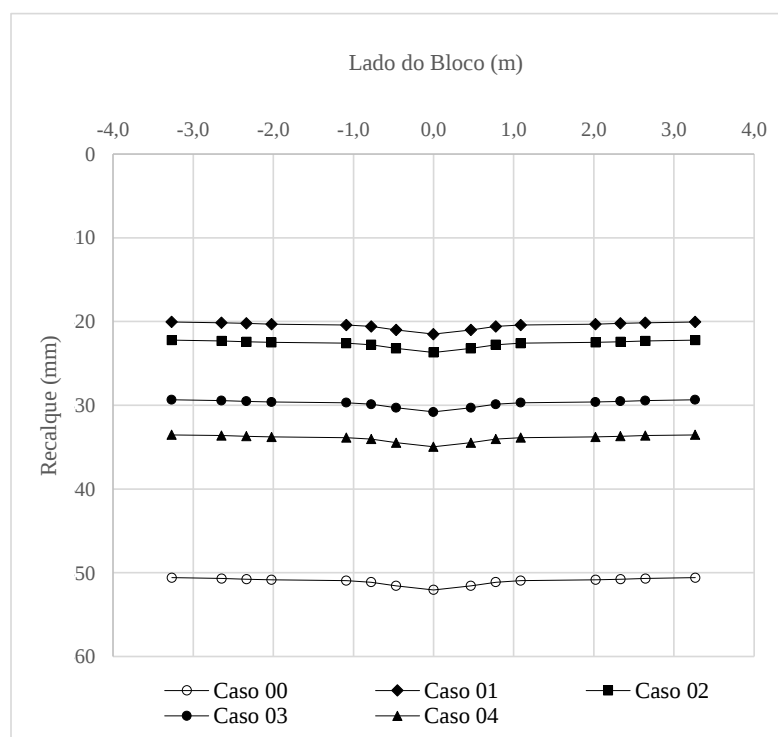


Figura 6.15 – Evolução da distorção angular na seção A para os diferentes casos (BE16)

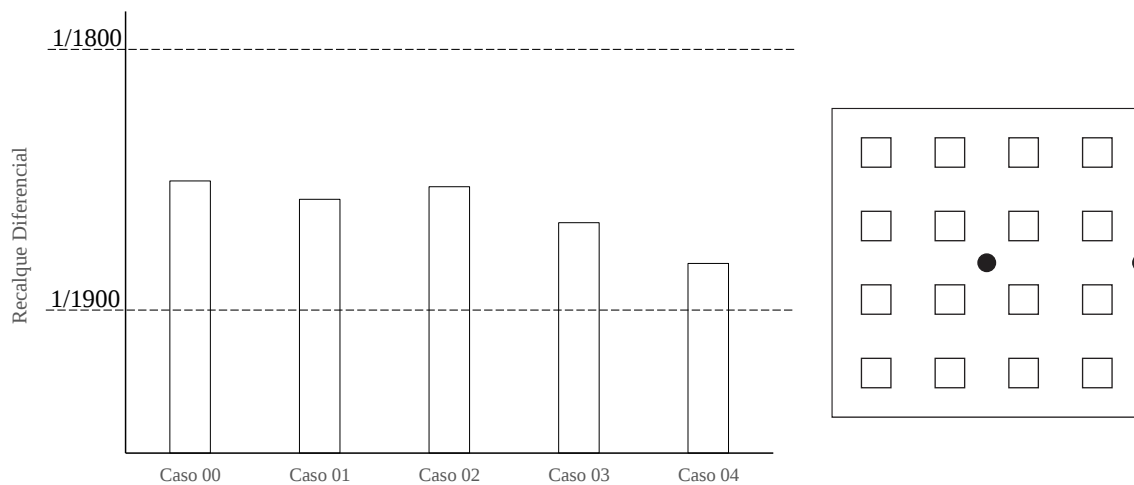


Figura 6.16 – Evolução da distorção angular na seção B para os diferentes casos (BE16)

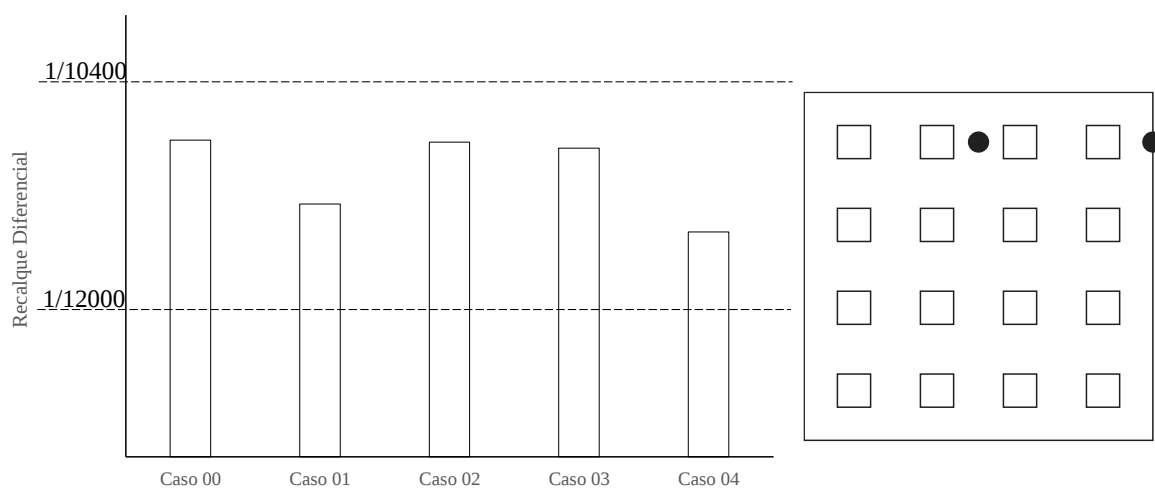
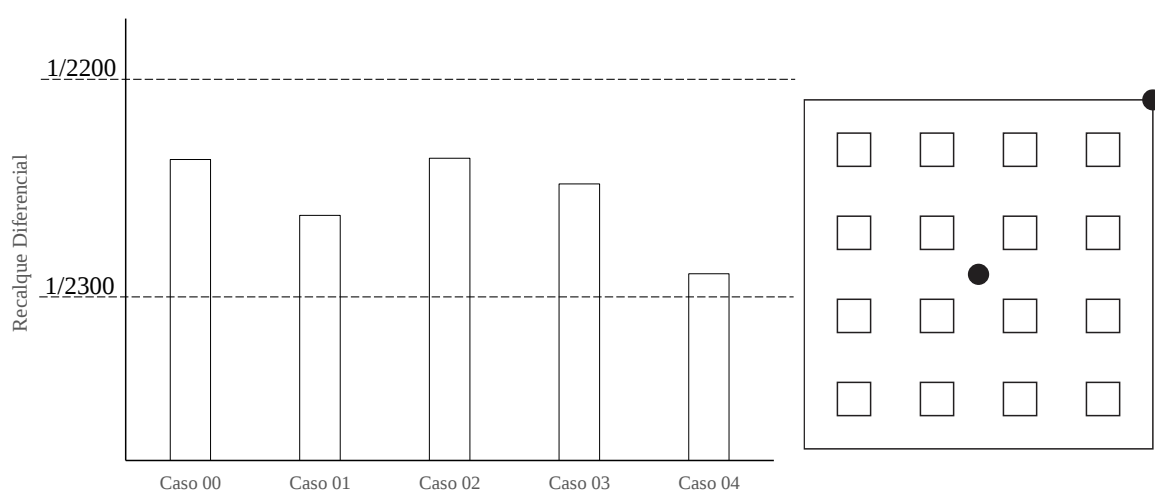


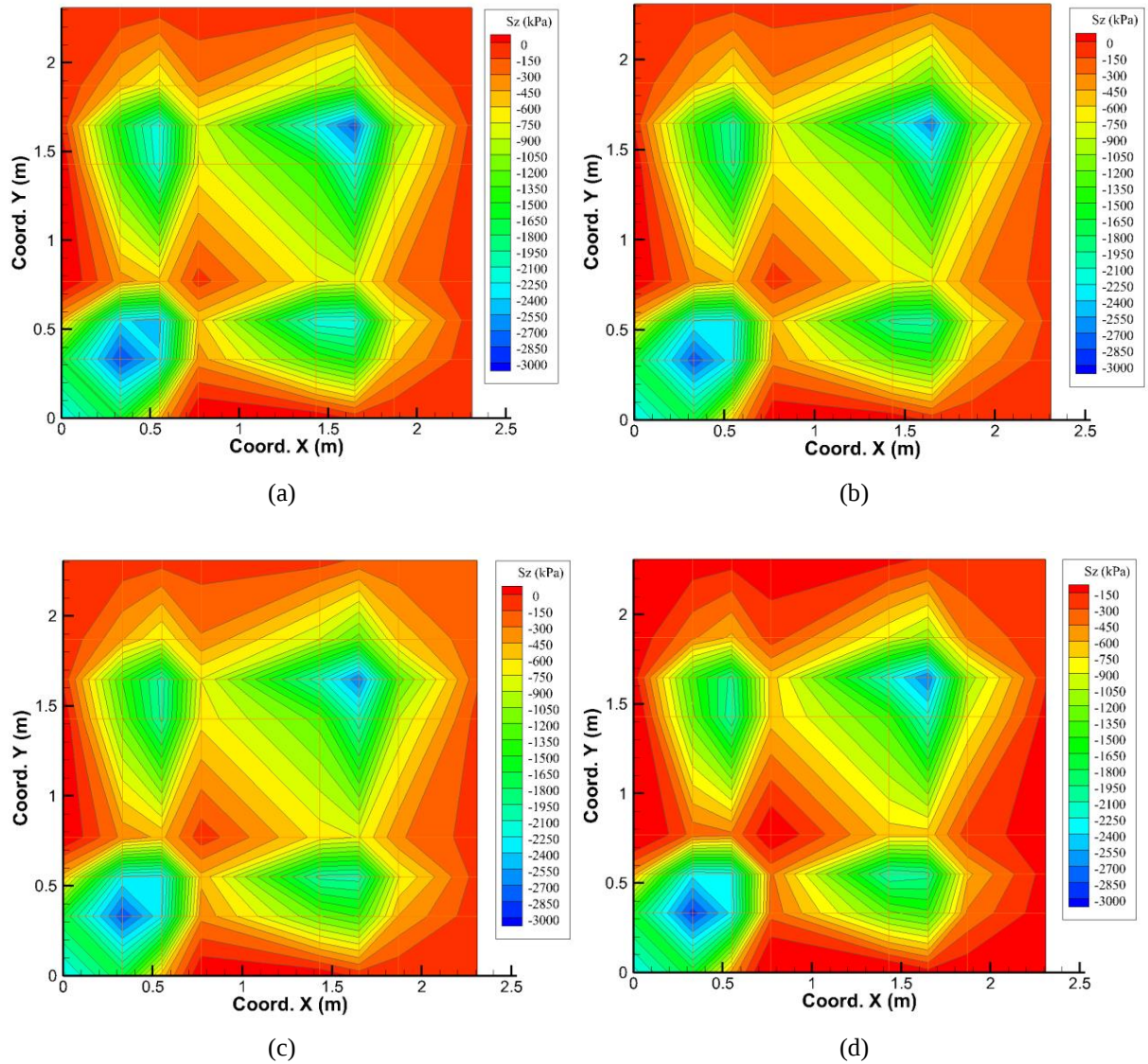
Figura 6.17 – Evolução da distorção angular na seção C para os diferentes casos (BE16)



6.2.1. Distribuição de esforços no radier – BE16

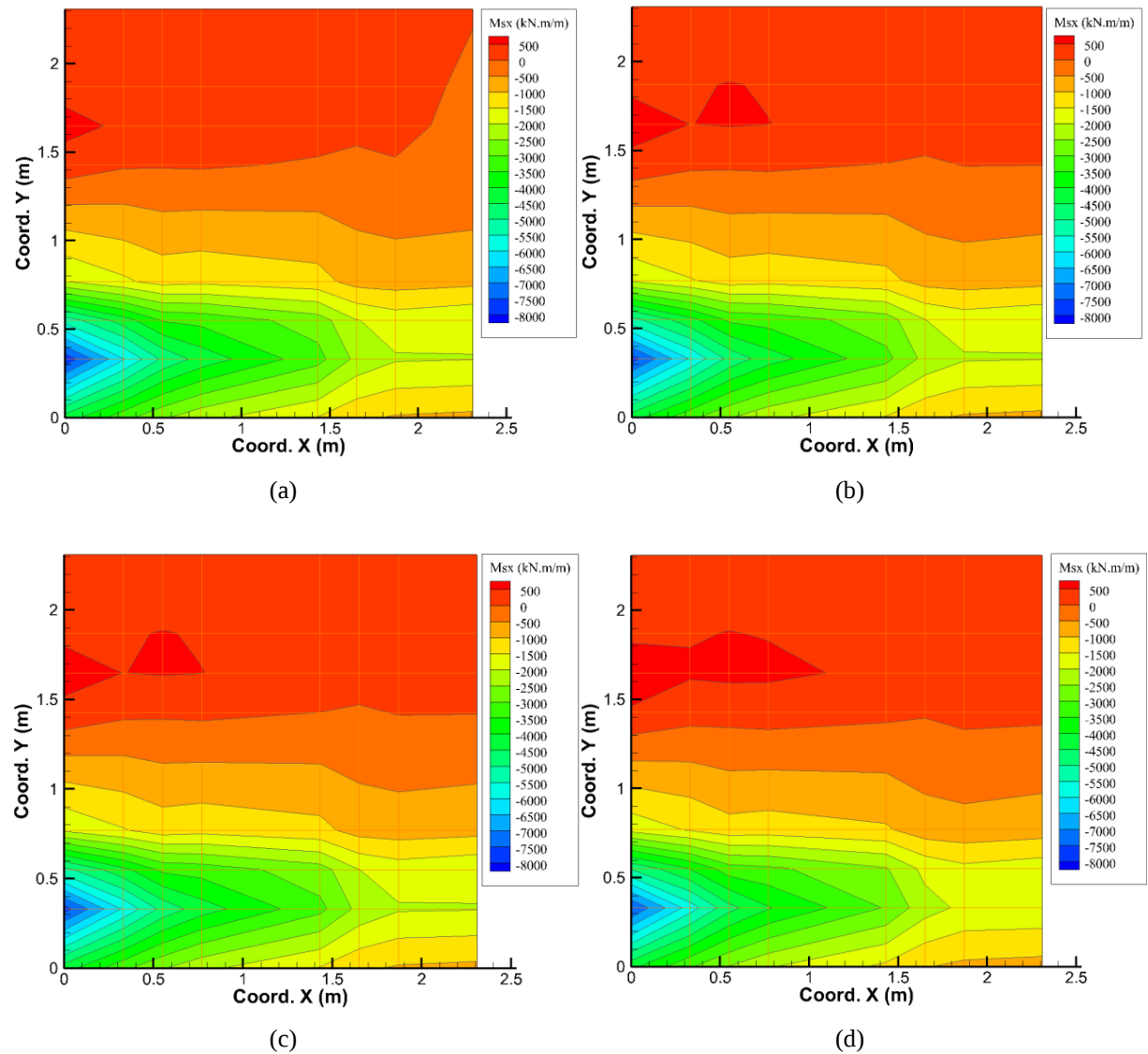
As tensões normais no bloco, variaram pouco de um caso a outro, na região central do bloco é onde se regista os maiores valores de tensão normal, na ordem de 3000 kPa (Figura 6.18).

Figura 6.18 – Esforços Normais no bloco(a) Caso 01, (b) Caso 02, (c) Caso 03, e (d) Caso 04.



Os momentos fletores como as tensões normais só apresentaram sutis variações, sendo os valores máximos registrados próximo onde o carregamento foi imposto. Cerca de 8MN.m como pode ser visto na Figura 6.19.

Figura 6.19 – Momentos Fletores no bloco(a) Caso 01, (b) Caso 02, (c) Caso 03, e (d) Caso 04.

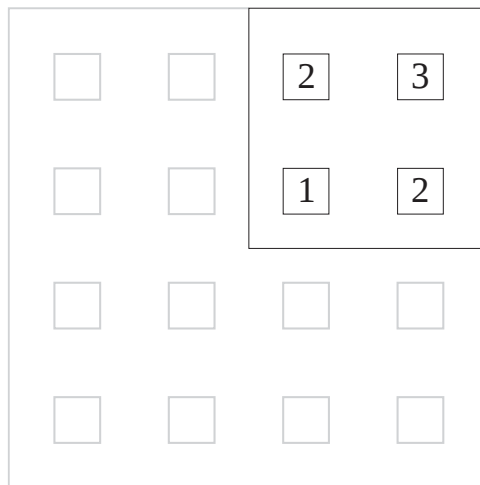


6.2.2. Distribuição de esforços nas estacas – BE16

O radier apresenta 3 tipos de estacas, em função da posição relativa das estacas, como pode ser visto na Figura 6.20. Sendo a estacas 1 é a estaca mais próximas do centro (estaca central), 2 a

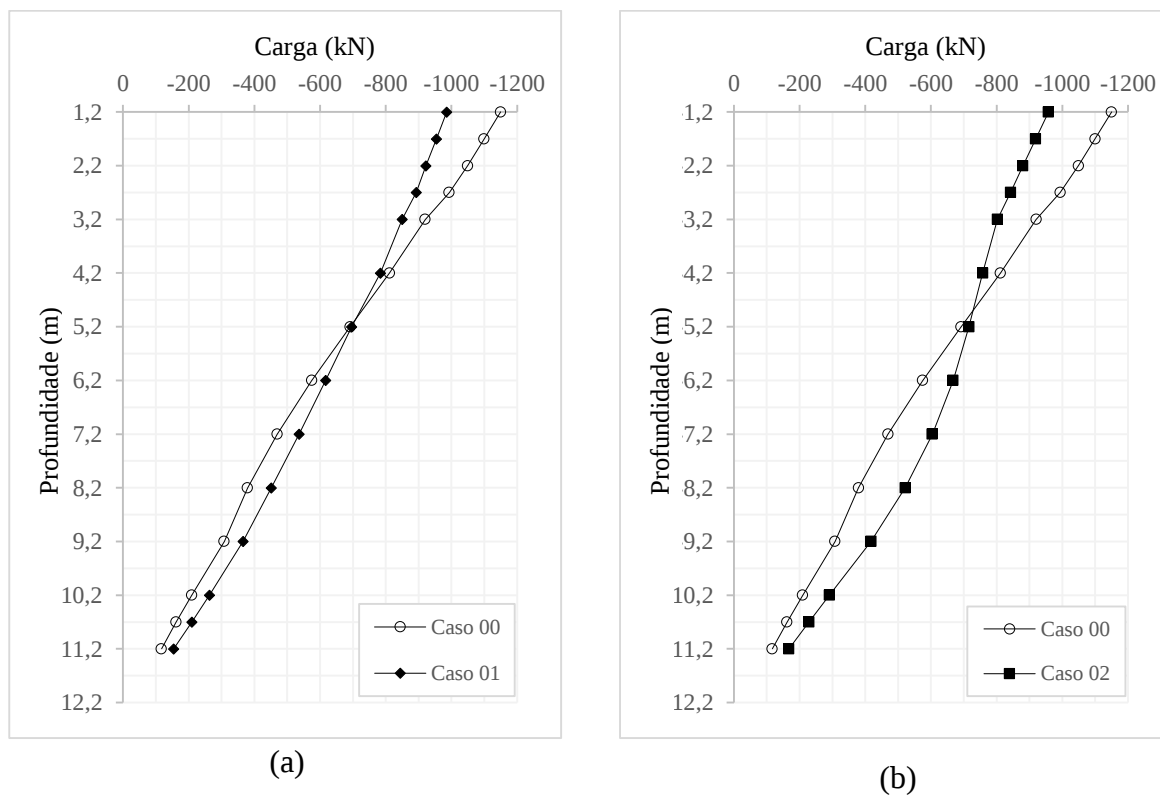
estacas da borda do radier (estaca de bordo) e 3 a estaca mais afastada do centro (estaca de canto).

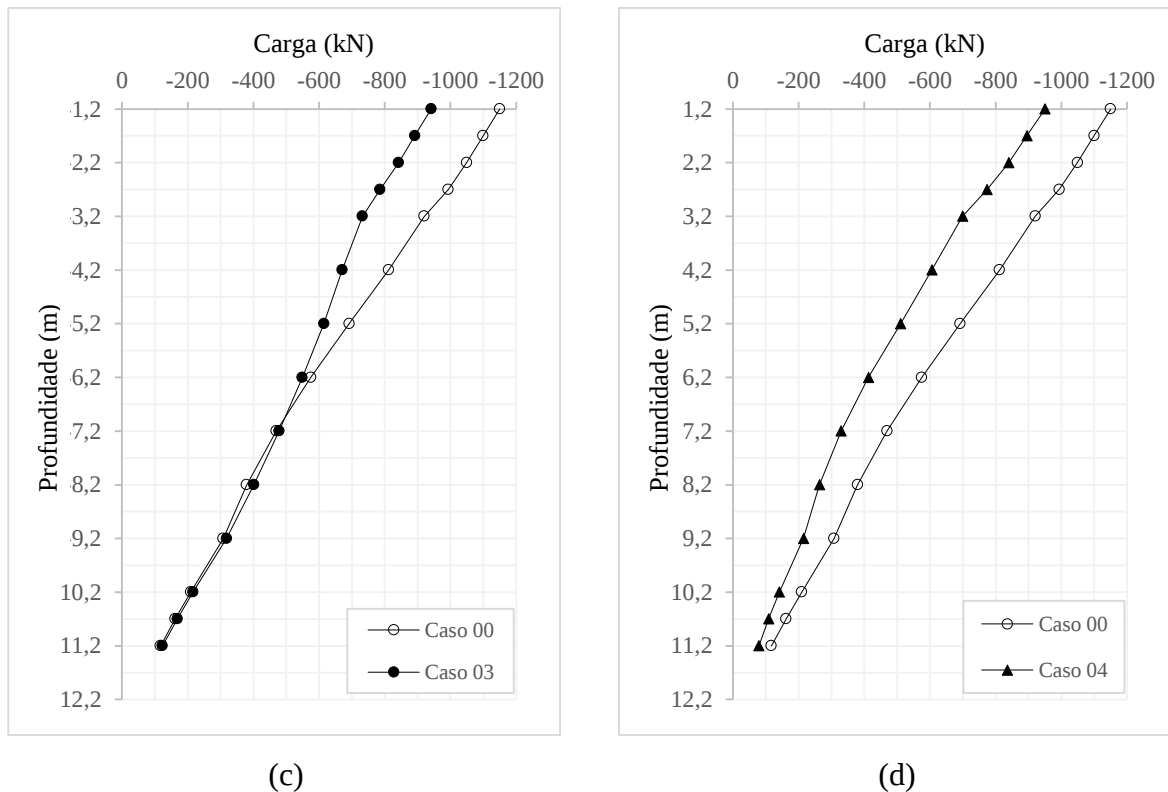
Figura 6.20 - Tipos de estacas (BE16)



A Figura 6.21 mostra a distribuição do carregamento em profundidade para os casos de 1 a 4. Nesta figura cada caso é comparado ao caso em que o solo é dito homogêneo. Todas as análises foram feitas para a estaca do tipo 3.

Figura 6.21 – Comparativo das distribuições de carga nas estacas do tipo 3 nas análises com os quatro casos (BE36)





É possível perceber em todas as análises a influência da mudança de rigidez das camadas de solo nos casos em que a camada mais rígida encontra-se mais profunda a distribuição de carga no topo das estacas diminui e sofre um aumento a uma profundidade de 4m abaixo da base do bloco (uma cota de 5,2m), a partir desta profundidade nota-se um certo aumento na carga desta estaca, vide Figura 6.21 (a) e Figura 6.21 (b) onde a mudança é mais explicita.

Já na Figura 6.21 (c) a partir da cota 6,2m o Caso 00 e Caso 03 se tornam muito semelhantes, o módulo de elasticidade da 3ª camada é mesmo do caso em que o solo é homogêneo. Na Figura 6.21 (d) assim como o solo perde a rigidez com a profundidade a distribuição de carga também diminui ao longo de toda a profundidade.

Dois fatores contribuem para a mudança na distribuição dos carregamentos: O enrijecimento das camadas inferiores (melhoria do solo) deixa a estaca mais rígida e assim recalcaria menos. Já a melhoria das camadas superficiais faz com que o radier absorva mais carga e as cargas nas estacas seriam reduzidas. As curvas 01 e 02 (Figura 6.21 (a) e (b)) mostram os dois efeitos em direções opostas. Já no caso 04 (Figura 6.21 (d)), o solo não melhorou na base da estaca, e a melhoria perto da superfície resultou em considerável carga em toda a extensão da estaca.

Na Figura 6.22 a distribuição dos momentos ao longo da profundidade é mostrada com certa oscilação ao longo do comprimento da estaca, sempre com diminuição no topo e apresentando valores quase que iguais na base da estaca.

A Figura 6.23 a distribuição esforços cortantes ao longo da profundidade é mostrada geralmente com uma diminuição no topo e um aumento ao longo de toda a com exceção do trecho em que a camada intermediária é igual ao caso homogêneo como pode ser visto nas Figura 6.23 (b) e Figura 6.23 (c).e pelo mesmo motivo na base da estaca do Caso 04, Figura 6.23 (d). Notou-se que nos trechos de solo com o mesmo módulo levou a cortantes bastante semelhante e no trecho de solo onde o módulo elástico era maior, maior foi o esforço cortante.

Figura 6.22 – Comparativo das distribuições dos momentos nas estacas do tipo 3 (BE16)

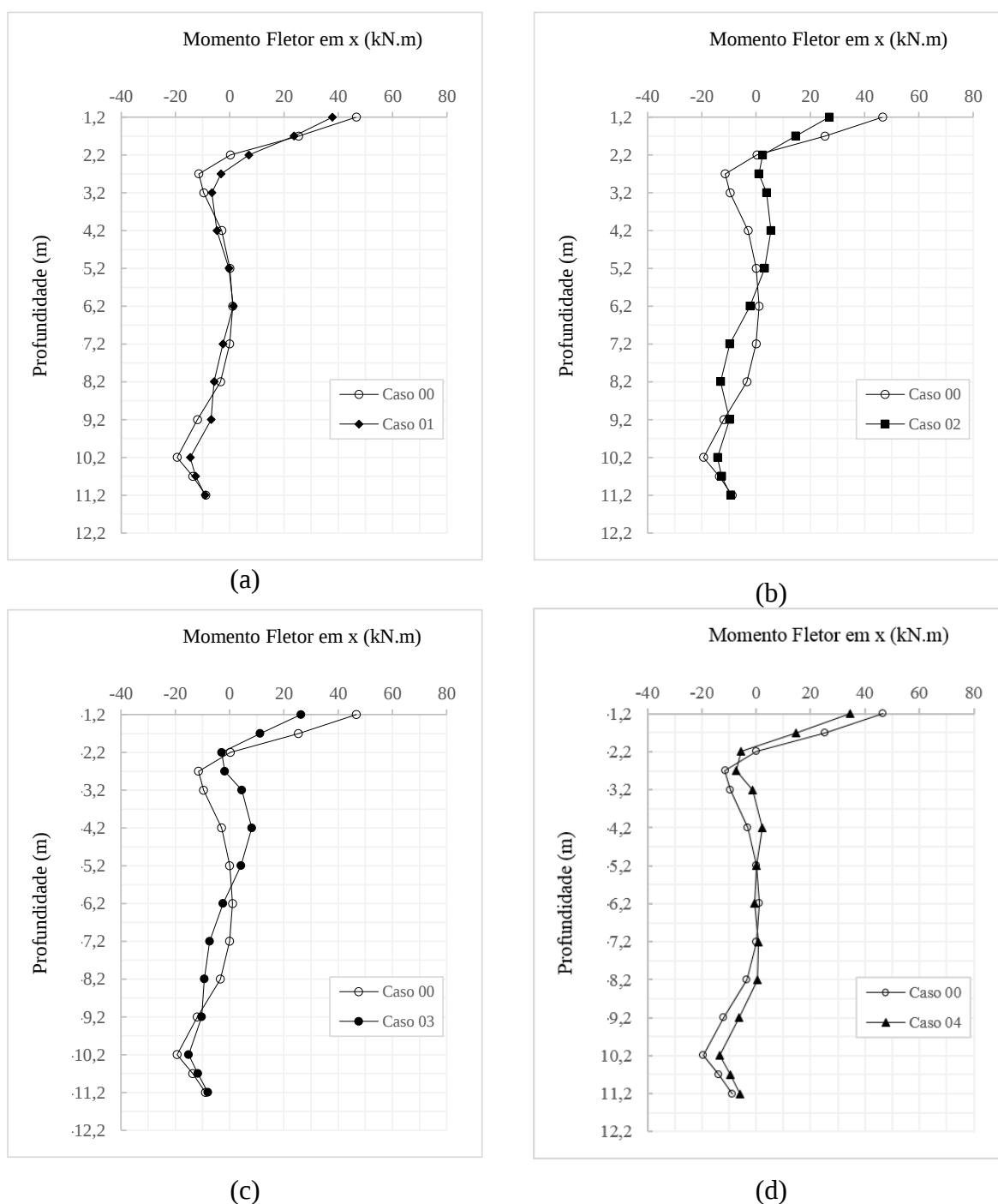
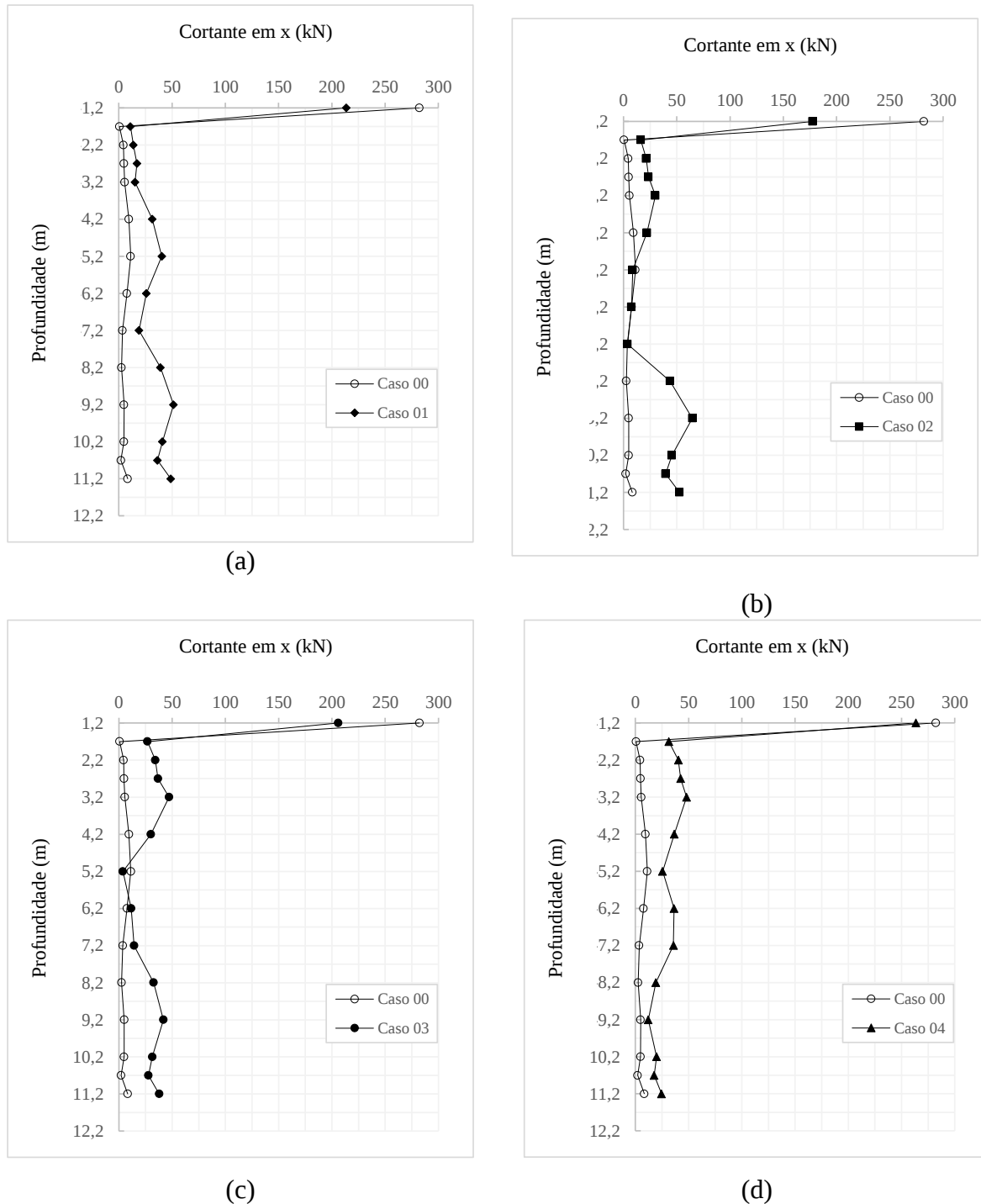


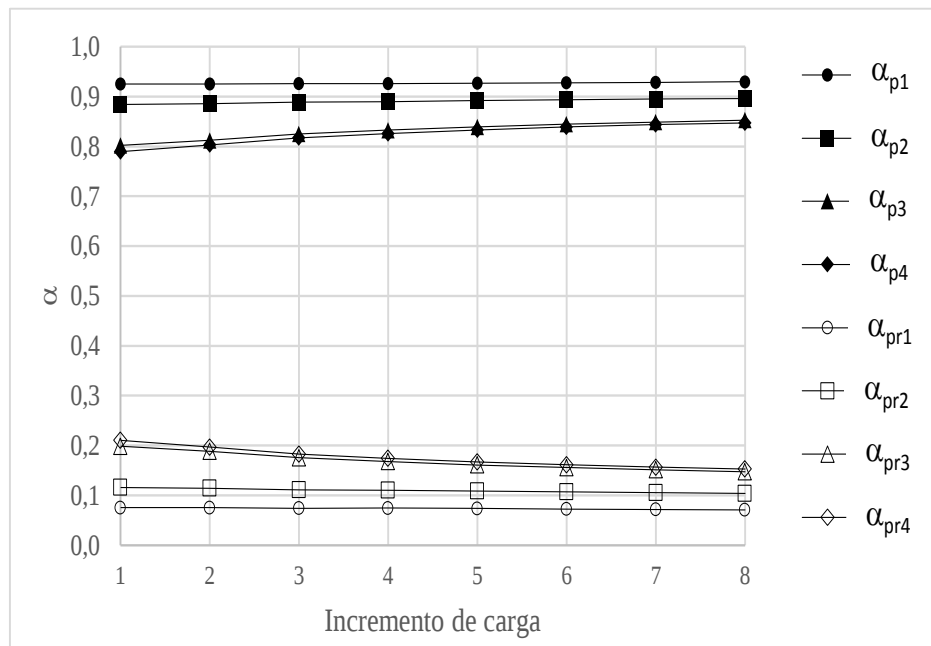
Figura 6.23 – Comparativo das distribuições dos esforços cortantes nas estacas do tipo 3 (BE16)



O fator de distribuição de carga (α) foi analisado para o quatro caso de estratificação do solo, como pode ser observado na Figura 6.24. Para os casos analisado assim como no radier B36 observou-se que o estaqueamento foi absorvendo mais carga, que por sua vez mostrou uma tendência de crescimento para α_p e decréscimo para α_{pr} . Nos casos 03 e 04 é possível observar

que mais 20% do carregamento inicial foi absorvido pela placas, que por sua vez estava em contato com a camada mais rígido de solo, entretanto o desempenho do estaqueamento é bastante expressivo no problemas em questão. Para os casos 01 e 02 quase não houve variação entre as parcelas de carregamento do radier e do estaqueamento devido à grande influência que a camada mais profunda exerce na resistência de base das estacas.

Figura 6.24 - Fator de distribuição de carga entre o radier e o estaqueamento para os quatro casos de estratificação do solo.



CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E PROPOSTA DE NOVAS PESQUISAS

Esta dissertação apresentou a implementação de um modelo de análise elástica não linear ao programa desenvolvido na Universidade Federal de Goiás para análise de fundações por meio de elementos finitos. Um modelo hiperbólico foi implementado no programa, Ferramenta Numérica para Análise de Fundações (FENF). Considerando este novo modelo, foram analisados blocos sobre estacas com três configurações de estacas diferente, todas as análises foram feitas considerando os blocos como radiers estaqueados, as interações entre os elementos constituintes do sistema de fundação também foram analisadas. A distribuição de cargas entre os elementos de fundação, aos recalques, e os esforços solicitantes no bloco também foram analisados.

Após a validação, conforme apresentado no Capítulo 4, foram analisadas três configurações de estaqueamento, matrizes de estacas 2x2, 4x4 e 6x6, todos os casos foram analisados considerando o solo homogêneo variando o fator de ruptura (R_f). E a configuração de 4x4 também foi analisada considerando o maciço de solo heterogêneo, mas com um valor de R_f constante. Para estes casos em questão pode-se concluir que:

- ◆ As curvas carga-recalque para todos os casos em solo homogêneo se apresentaram bastantes satisfatórias. Os recalques cresciam de maneira mais linear quanto maiores eram os valores de R_f . Ao fazer um comparativo entre as análises linear e não linear elástica pode se notar grandes diferenças nas magnitudes dos recalques entre essas duas análises, para todas as análise não lineares em que se adotou o valor de $R_f=0,70$ notou-se que os recalques mais que dobravam em comparação com a análise linear elástica. Mesmo se tratando de uma análise não linear, não foi possível a identificação da carga de “ruptura”, por se tratar de uma aproximação feitas por funções hiperbólicas e essas apresentarem forma gráfica com curvaturas bastantes suaves.
- ◆ Mesmo os maiores recalques sendo registrados próximos ao bloco e ao longo do comprimento das estacas, nos três casos analisados para o maciço homogêneo houve registro de recalques em quase todo domínio de solo considerado. Em maior magnitude para o bloco sobre 36 estacas na análise não linear de maior R_f , em que o carregamento normal

imposto no centro do bloco provocou deslocamento em todo o domínio horizontal de solo (54,3m).

- ◆ O maior deslocamento foi no centro do bloco (onde o carregamento foi aplicado), entretanto esses valores não foram muito maiores que os recalque registrados nas bordas do bloco. As bacias de recalques mostraram-se tendo praticamente o mesmo formato tanto para os dois tipos de análise mudando somente a magnitude dos recalques quanto mais não linear foi a análise. Os recalques foram quase que uniformes no bloco como um todo, outra coisa que evidencia isso fora as distorções angulares no bloco que para todas as análises não se mostraram relevantes.
- ◆ Diferentes de como geralmente admite-se na prática, em que dimensionamento de bloco sobre estacas em geral assume-se a carga média em cada estaca como valor total do carregamento dividido pelo número de estacas. O carregamento nas estacas se deu de maneira desuniforme, sendo as estacas da periferia do bloco as mais carregadas e as do centro as menos carregadas. A estaca de canto foi a mais solicitada em todas as análises chegando a superar o carregamento em mais de três vezes a carga da estaca central do bloco para o caso do bloco sobre 36 estacas na análise não linear.
- ◆ A respeito dos esforços cortantes e momentos fletores nas estacas houve apenas grandes variações somente nos primeiros metros das estacas para as duas formas de análise, os momentos mostraram-se de forma mais atuante somente numa faixa de até 4m de profundidade em relação a base do bloco, concluindo-se assim que apenas até esse trecho a adição de armadura é necessária para as estacas.. Os esforços no bloco, como momento fletor e tensão normal, pouco variaram devido as distorções angulares serem pouco expressivas para estes casos. Pode-se notar que houve uma redução na carga de base das estacas quando se fez as análises não lineares.
- ◆ Os recalques para o maciço heterogêneo nos quatro cenários analisados se mostraram menores em comparação ao mesmo bloco quando analisado em macio homogêneo. O maior recalque registrado para caso 04 do maciço heterogêneo foi pouco mais que a metade do recalque registrado para o caso 00, sendo que ambos os casos tratavam-se do mesmo carregamento e da mesma geometria de bloco. Isso leva a crer na grande influência que a rigidez das camadas podem acarretar diminuição dos recalques.
- ◆ Os esforços no bloco assim como nos casos do solo homogêneo se deram de forma muito semelhante para todos casos do solo heterogêneo. Devido os recalques do bloco terem

apresentado crescimento constantes e as distorções angulares serem pouco expressivas, apresentaram uma tendência de decréscimo quanto mais rígida era a camada em contato com o bloco.

- ◆ No caso 04 em que camada em a camada mais rígida encontrava-se próximo ao bloco e a camada mais flexível na base das estacas houve uma absorção maior do carregamento pelo bloco e uma evidente diminuição do carregamento das estacas.
- ◆ Na análise não linear os momentos fletores apresentaram variações não muito elevadas, entretanto notou-se que e os esforços cortantes nas camadas de solo com o mesmo módulo levou a cortantes bastante semelhante e no trecho de solo onde o módulo elástico era maior, maior foi o esforço cortante.
- ◆ Nos radier analisados em solo homogêneo quase não houve pouca variação entre as parcelas de carregamento entre o estaqueamento e o radier. Mas na análise com o solo estratificado pode-se notar a influência das camada na absorção do carregamento por parte do radier ou das estacas.

A presente pesquisa possibilitou, conforme apresentado, a melhor representação e compreensão do desempenho de radiers estaqueados quando analisados por meio de modelagens numéricas considerando o comportamento não linear do solo. Para tanto, sugere-se como tópicos para trabalhos futuros na mesma linha de pesquisa deste trabalho:

- ◆ Incorporar ao programa FENF outros modelos constitutivos para os materiais.
- ◆ Implementar um modelo com elementos de interface entre as estacas e o solo, de tal forma que seja possível simular o esgotamento da capacidade de carga das estacas e o seu descolamento do solo
- ◆ A implementação de outros tipos de elemento finitos
- ◆ Incorporar um sistema em paralelo para a determinação dos deslocamentos nodais de forma a diminuir o tempo de processamento das análises.

REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 – Projeto e execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010, 91p.
- AL-SHAYEA, N.; ABDULJAUWAD, S.; BASHIR, R.; AL-GHAMEDY, H.; ASI, I. Determination of parameter for a hyperbolic model of soil from the eastern province of Saudi Arabia. **Geotechnical Engineering** **149 Issue 4**. P. 1-14, paper 13008. 2001.
- ARAKI, M.S. Aspectos Relacionados às Propriedades de Solos Colapsíveis do Distrito Federal. 1997. 121 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 1997.
- BARCELAR, C. J. R. Análise de Recalques em Radiers Estaqueados 2003. Pontifícia universidade Católica do Rio de Janeiro. 2003. 193 f. Teses (Doutorado em Geotecnia) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2003.
- BITTENCOURT, D. M. A. Construção de uma ferramenta numérica para análise de radiers estaqueados 2012; 222 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, 2012.
- BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; MELLO, V. F. B. Behaviour of foundations and structures. **Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.**, Tóquio, v. 2, p. 495-546, 1977.
- CHUNG NGUYEN, D.; KIM, D.; and JO; S. Settlement of Piled Rafts with Different Pile Arrangement Schemes via Centrifuge Tests. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, v 139, n 10, p.1690–1698, 2013.
- CLOUGH R. W.; WILSON E. L. Early finite element research at berkeley, **Fifth U.S. National Conference on Computational Mechanics**, p. 1 – 35, 1999.
- COOK, R. D.; MALKUS, D. S.; PLESHA, M. E.; WITT, R. J. **Concepts and applications of finite element analysis**. 4th ed. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 2002, 719 p. ISBN: 0-471-35605-0.
- CUNHA, F. R. L. Análise numérica da interação solo-estrutura em fundações estaqueadas. 2003; 125 f. Dissertações (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, 2003.

- DOEHLER, T. A. Análise da interação solo-estrutura em blocos sobre estacas via modelagens numéricas 2012; 129 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, 2012.
- DRUCKER, D.C.; PRAGER, W. Soil Mechanics and plastic analysis or limit design. *Quart. Appl. Math.*, v10, n. 2, p. 157 – 165, 1952.
- DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v 96, n. 5, p. 1629 – 1653, 1970.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. EN 1997-1: Eurocode 7 - Geotechnical design, 2004, 168p.
- FAHEY, M.; CARTER, J.P. A finite element study of the pressurimeter test in sand using a non-linear elastic plastic model. **Canadian Geotechnical Journal**. v 30, p. 348-362, 1993.
- FELLENIUS, B. The analysis of results from routine pile load tests. **Ground Engineering**, London, v. 13, n. 6, p. 19 – 31, 1980.
- FLEMING, W. G. K. A new method for single pile settlement prediction and analysis **Geotechnique**. v 42, n. 3, p. 411 – 425, 1992.
- FRASER, R. A.; WARDLE, L. J. Numerical analysis of rectangular rafts on layered foundations. **Géotechnique**. v. 26, n 4, p. 613 – 630, 1976.
- FU, L. Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modeling method. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, p. 1269 – 1278, 2009.
- GRIFFITHS, D. V.; LANE, P.A. Slope stability analysis by finite elements. **Geotechnique**, v. 49, n. 3, p. 387 – 403, 1999.
- JARDINE, R.J.; POTTS, D.; FOUIC, A.B.; BURLAND, J.B. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. **Geotechnique**, n. 36, v. 3, p. 377 – 396, 1986.
- JIRASEK, M.; BAZANT, Z. P. **Inelastic Analysis of Structures**. 1 ed. John Wiley e Sons, 2001. 758 p. ISBN: 978-0-471-98716-1

- KATZENBACH, R.; ASLAN, U.; MOORMANN, C. Piled raft foundation project in Germany. In: HEMSLEY, J. A. **Design applications of raft foundations**. 1ª ed. Londres: Thomas Telford LTDA, 2000. 626 p.
- LEUNG, Y.; KLAR, A.; SOGA, K. Theoretical Study on Pile Length Optimization of Pile Groups and Piled Rafts. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, v. 136, n. 2, p. 319 – 330, 2010.
- MANDOLINI, A.; VIGGIANI, C. Settlement of piled foundations. **Geotechnique**, v. 47, n. 4, p. 791 – 816, 1997.
- MYLONAKIS, G.; GAZETAS, G. Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil. **Geotechnique**, v. 48, n. 1, p. 55 – 72, 1998.
- OTTAVIANI, M. Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. **Géotechnique**, London, v. 25, n. 2, p. 159-174, 1975.
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. **Pile Foundations Analysis and Design**. John Wiley and Sons, New York, 1980. 397 p.
- POULOS, H.G. An approximate numerical analysis of pile-raft interaction. **Int. Journal for Num. & Anal. Meth. in Geomechanics**, v. 18, p. 73-92. 1994.
- POULOS, H.G. Methods of Analysis of Piled Raft Foundations. A Report Prepared on Behalf of Technical Committee **TC18 on Piled Foundations**. **International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, 2001b.
- POULOS, H.G. Piled Raft Foundations – Design and Applications. **Geotechnique**, v. 51, n. 2, p. 95 – 113, 2001a.
- PRAKOSO, W. A.; FELLOW, H. K. Contribution to piled raft foundation design. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 1, 2001.
- PRAKOSO, W.; KULHAWY, F.; Retaining Structure Effect on Piled Raft Foundation Performance. **Deep Foundations 2002 ASCE**, p. 236-244, 2002.
- RANDOLPH, M. F. Design methods for pile groups and piled rafts. **XIII ICSMFE**, New Delhi, India, p. 61-82, 1994.
- REUL, O. Numerical Study of the Bearing Behavior of Piled Rafts. **International Journal of Geomechanics**, v. 4, n. 2, p. 59-68, 2004.

SADD, M. H. **Elasticity**: Theory, Applications, and Numerics. 1. ed. New York: Elsevier Butterworth–Heinemann, 2005. 461 p. ISBN 0-12-605811-3.

SALES, M. M. Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. XXVII. 2000. 229 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2000.

SOMMER, H.; TAMARO, G.; DEBENEDICTTIS, C. Messe Turm, foundations for the tallest building in Europe. **4th International DFI Conference**, Balkema, Rotterdam, 139 – 145, 1991.

SOUZA, R. M. O método dos elementos finitos aplicado ao problema de condução de calor. Belém, 2005. 40p.

TAYLOR, G. I.; QUINNEY, H. The plastic distortion of metals. **Philosophical Transactions of the Royal Society A**. Londres, v 230, p. 323 – 362, 1931.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. Jonh Wiley and Sons, New York. 1967. 512 p.

TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J. N. **Theory of Elasticity**. 3. ed. McGraw-Hill Book Company, New York, 1970. 545 p.

TNO BUILDING AND CONSTRUCTION RESEARCH. **DIANA User's Manual**: Release 9.3. Delft, Netherlands, 2008.

TURNER, M.; CLOUGH R. W.; MARTIN, H. C.; TOPP, L. J. Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures, **Journal of the Aeronautical Science**, v. 23, n 9, p. 805 – 823, 1956.

VÁSQUEZ, L. G.; WANG, S. T., ISENHOWER, W. M. Estimation of the Capacity of Pile-Raft foundations by Three-Dimensional Non-Linear Finite Element Analysis. GeoCongress, p. 1 – 6, 2006.

XU, Y.; ZHANG, L. M. Settlement Ratio of Pile Groups in Sandy Soils from Field Load Tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n 8, 2007.

YOUNG, R. K.; KO. H-Y. 1981. Limit equilibrium, plasticity and generalized stress-strain in geotechnical engineering. **American Society of Civil Engineers**. New York, p. 256 – 327, 1981.