

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

**USO DA TÉCNICA DE RADIER ESTAQUEADO PARA PEQUENOS**  
**EDIFÍCIOS ASSENTES SOBRE SOLO COLAPSÍVEL**

**DANNY JOEL AYALA CASTILLO**

**ORIENTADOR: Prof. RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-223/13**

**BRASÍLIA / DF**

**MAIO - 2013**

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

**USO DA TÉCNICA DE RADIER ESTAQUEADO PARA PEQUENOS  
EDIFÍCIOS ASSENTES SOBRE SOLO COLAPSÍVEL**

**DANNY JOEL AYALA CASTILLO**

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

**APROVADA POR:**

---

**Renato Pinto da Cunha, PhD (UnB)**

**(ORIENTADOR)**

---

**Manoel P. Cordão Neto, PhD (UnB)**

**(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**Carlos Medeiros Silva, DSc (EMBRE/ENGENHARIA)**

**(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 08 de Maio de 2013.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

CASTILLO, DANNY JOEL AYALA

Uso da Técnica de Radier Estaqueado para Pequenos Edifícios assentes sobre Solo Colapsível, 154 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2013)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Fundações

2. Radier Estaqueado

3. Estacas

4. Métodos numéricos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CASTILLO, D.Y.A. (2013). Uso da Técnica de Radier Estaqueado para Pequenos Edifícios assentes sobre Solo Colapsível. Dissertação de Mestrado, Publicação nº G.DM-223/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 154 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Danny Joel Ayala Castillo.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Uso da Técnica de Radier Estaqueado para Pequenos Edifícios assentes sobre Solo Colapsível.

GRAU / ANO: Mestre / 2013

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

---

Danny Joel Ayala Castillo

SCN 407, Bloco C – Apt 103 – Asa Norte

72030-100 - Brasília/DF – Brasil

Tel. Cel. (061) 8251 4784

Correspondência eletrônica: joelayalac@yahoo.com.br

## DEDICATÓRIA

---

*Com muito carinho para  
Roxanita e minha família  
As pessoas que sempre estiveram  
Apoiando-me nesta etapa de minha vida.*

## AGRADECIMENTOS

---

*Agradeço a Deus por me ajudar neste sucesso, por estar sempre na minha guarda e por tudo o que faz em minha vida.*

*Aos meus amados pais, Juana pela eterna complacência, amor e empenho desde o princípio da minha vida, meu irmãos (Alex e Luis) por seu apoio.*

*Aos meus familiares (Viviana) que mesmo distantes geograficamente, desejaram sempre o melhor pra min.*

*Aos meus amigos do mestrado, de Brasília e os que sempre estiveram em todo momento me apoiando.*

*Ao meu orientador, Dr. Renato P. Cunha, por todo o seu empenho, incentivo e compromisso na realização deste trabalho, pela sua amizade.*

*A CNPq pelo auxílio financeiro durante o curso de mestrado.*

## RESUMO

---

O constante crescimento populacional e a tendência de verticalização levam ao emprego de todas as técnicas e o uso de todos os solos disponíveis. Especificamente na cidade de Brasília/DF, a maioria dos solos caracteriza-se por sua má qualidade geotécnica (solos argilosos moles e colapsíveis). Para estes solos, os sistemas de fundação em prédios de pequeno e médio porte, geralmente, levam ao emprego de fundações profundas (estacas isoladas, grupo de estacas e tubulões) para se atingir os critérios de segurança da edificação, mas ao mesmo tempo encarecem o custo do empreendimento. A presente dissertação pretende validar, numericamente, a aplicação do sistema de radier estaqueado sobre estes solos, combinado com uma camada de solo melhorada com espessura finita, a fim de demonstrar que, conjuntamente ambos possam absorver as tensões de colapso nos primeiros metros, e assim permitam assegurar uma estrutura mais competente. Realizaram-se recompilações de informações sobre a caracterização dos solos argilosos colapsíveis do Distrito Federal (campo experimental da UnB), a aplicação do radier estaqueado sobre solos moles, a classificação da metodologia de projeto e as vantagens e desvantagens deste sistema. Utilizou-se como estudo de caso, um projeto real (prédio de 4 andares) executado pela metodologia convencional. Realizaram-se as retroanálises numérica das provas de carga de Sales (2000) e Mota (2003) para obterem-se os valores dos parâmetros do solo ( $E_s$ ,  $c$ ,  $\phi$ ) nas camadas estratigráficas já conhecidas da área de trabalho, que representa um solo típico de Brasília. Para tanto utilizou-se a metodologia dos elementos finitos (MEF 3D), implementada no pacote CESAR-LCPC, versão 4.0, empregando-se um modelo constitutivo de Mohr Coulomb para o solo. Foi validado o pacote CESAR-LCPC, para sua aplicação em radier estaqueado, e calibrou-se o modelo numérico com a finalidade de se obter a quantidade de nós, número de elementos, o tipo de interpolação e os tipos de elementos a serem utilizados. Realizou-se a análise de sensibilidade para estudo de caso, modificando o sistema convencional para o sistema de radier estaqueado combinado. Realizaram-se combinações numéricas com variações da quantidade de estacas, do comprimento nas estacas e da espessura da camada. Estas análises foram controladas por meio de critérios de recalque admissível, distorção angular, tensões máximas de projeto, fator de segurança global do sistema e parcial no grupo de estacas. Por fim, foram escolhidas as melhores soluções a serem empregadas.

## ABSTRACT

---

The steady population growth and the trend of verticalization take us to the use of all available land. Knowing that most soils of Brasilia are characterized by poor quality (clay collapsible) materials if using generally conventional systems foundations (isolated piles, caissons and pile group) that results in great costs for the works, this dissertation wants to numerically validate the application of the piled raft on these soils, combined with a layer of improved soil with finite thickness. It was performed a compilation of information on the characterization of collapsible clayey soils in the Federal District (experimental research site of UnB), as well as the application of piled raft system on soft ground. It was classified the design methodology, and studied the advantages and disadvantages of this system. Back Analyses were performed with obtain the soil load tests extracted from the work of Sales (2000) and Mota (2003) in order to obtained parameters ( $E_s$ ,  $c$ ,  $\phi$ ) and the stratigraphic layers according to the reality of Brasilia. It was done with the help of the finite element method (FEM 3D), implemented in the package CESAR-LCPC, version 4.0, using a constitutive model of Mohr Coulomb. The CESAR package has been validated for its application in piled raft system, and the numerical model has been calibrated in order to obtain the number of nodes, number of elements, the interpolation type and types of elements to use. It was conducted a sensitivity study for the application of the methodology in a real project (building with 4 floors) case which was designed under the conventional methodology, and herein tested in the piled raft combined system. 37 combinations were performed with the numeric variation of the amount of piles, the pile length, and the thickness of the compacted layer. The analysis were interpreted with the obtained angular distortion, maximum stresses and, factor of safeties of the system and of the group components. The thesis concludes on the best methodology of design for such low rise building founded on collapsible materials.

# ÍNDICE

CAPÍTULO	PÁGINA
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 MOTIVAÇÃO.....	2
1.2 OBJETIVOS .....	3
1.3 ESBOÇO DA DISSERTAÇÃO .....	3
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
2.1 SOLOS COLAPSÍVEIS.....	5
2.2 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS EM BRASÍLIA – DF .....	8
2.3 CAMPO EXPERIMENTAL DA UNB .....	9
2.4 SISTEMAS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS .....	13
2.5 ABORDAGEM DE RADIER ESTAQUEADO .....	15
2.6 VANTAGEM E LIMITAÇÕES DO EMPREGO DE RADIER ESTAQUEADO .....	17
2.7 CLASSIFICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PROJETO .....	19
2.7.1 MÉTODOS SIMPLIFICADOS OU PRELIMINARES .....	19
2.7.2 MÉTODOS DETALHADOS .....	21
2.8 TRABALHOS REGIONAIS SOBRE RADIER ESTAQUEADO.....	25
2.9 RADIER ESTAQUEADO SOB SOLO COLAPSÍVEL .....	26
2.10 CONTROLE DE TENSÕES VERTICAIS EM SOLOS COLAPSÍVEIS .....	29
<b>3. CASO DE ESTUDO E RETROANÁLISES NUMÉRICAS .....</b>	<b>36</b>
3.1 DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO .....	36
3.2 RETROANÁLISES NUMÉRICAS .....	44
3.3 ENSAIOS DE SALES (2000).....	46
3.1.1 SAPATA ISOLADA - TESTE I .....	46
3.1.2 ESTACA ISOLADA - TESTE II .....	49
3.1.3 GRUPO DE 04 ESTACAS - TESTE IV .....	51
3.1.4 RADIER ESTAQUEADO COM 4 ESTACAS - TESTE VI .....	53
3.1.5 SAPATA ISOLADA (ESTADO INUNDADO) - TESTE VII .....	55
3.1.6 ESTACA ISOLADA (ESTADO INUNDADO) - TESTE VIII .....	56
3.4 ENSAIOS DE MOTA (2003) .....	57



3.2.1	ESTACA ISOLADA - E1	59
3.2.2	ESTACA ISOLADA - E4	60
3.2.3	ESTACA ISOLADA - E5	60
3.5	COMPARAÇÕES DOS RESULTADOS .....	62
3.6	CONCLUSÕES PARCIAIS .....	63
<b>4.</b>	<b>FERRAMENTA NUMÉRICA .....</b>	<b>65</b>
4.1	PROGRAMA CESAR-LCPC .....	65
4.1.1	ÁREAS DE APLICAÇÃO DO CESAR	67
4.1.2	PROCEDIMENTO DE ANÁLISES DO CESAR - LCPC	67
4.2	VALIDAÇÃO DO CESAR- LCPC .....	69
4.2.1	CONDIÇÕES GEOMÉTRICAS	72
4.2.2	CONDIÇÕES DE CONTORNO	74
4.3	CALIBRAÇÃO COM CESAR- LCPC .....	74
4.4	CALIBRAÇÃO DO MODELO REAL COM CESAR-LCPC .....	77
4.5	CONCLUSÕES PARCIAIS .....	86
<b>5.</b>	<b>ANÁLISES DE SENSIBILIDADE .....</b>	<b>88</b>
5.1	RADIER ESTAQUEADO COM 19 ESTACAS .....	93
5.1.1	TENSÕES VERTICAIS AO LONGO DA PROFUNDIDADE	94
5.1.2	TENSÕES DE COLAPSO X TENSÕES VERTICAIS	96
5.1.3	RECALQUES NO RADIER ESTAQUEADO	100
5.1.4	CARGAS ATUANTES NAS ESTACAS	102
5.1.5	DISTORÇÃO ANGULAR NO RADIER ESTAQUEADO	106
5.1.6	AVALIAÇÃO DAS ANÁLISES ALCANÇADAS	109
5.2	RADIER ESTAQUEADO COM 26 ESTACAS .....	115
5.2.1	TENSÕES VERTICAIS AO LONGO DA PROFUNDIDADE	117
5.2.2	TENSÕES DE COLAPSO X TENSÕES VERTICAIS	118
5.2.3	RECALQUES NO RADIER ESTAQUEADO	120
5.2.4	CARGAS ATUANTES NAS ESTACAS	120
5.2.5	DISTORÇÃO ANGULAR NO RADIER ESTAQUEADO	122
5.2.6	AVALIAÇÃO DAS ANÁLISES ALCANÇADAS	123
5.3	RADIER ESTAQUEADO COM 32 ESTACAS .....	130
5.3.1	TENSÕES VERTICAIS AO LONGO DA PROFUNDIDADE	131
5.3.2	TENSÕES DE COLAPSO X TENSÕES VERTICAIS	132
5.3.3	RECALQUES NO RADIER ESTAQUEADO	133

5.3.4	CARGAS ATUANTES NAS ESTACAS	134
5.3.5	DISTORÇÃO ANGULAR NO RADIER ESTAQUEADO	134
5.3.6	AVALIAÇÃO DAS ANÁLISES ALCANÇADAS	136
5.4	RESUMO FINAL DAS ANÁLISES.....	142
<b>6.</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....</b>	<b>145</b>
<b>7.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>148</b>

## **ANEXOS**

APÊNDICE A: CARGAS DE RUPTURA NAS ESTACAS - MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953).

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 2.1 - Estrutura do solo colapsível carregada: a) antes da inundação; b) depois da inundação (Jennings & Knight, 1957).....	7
Figura 2.2 - Plano de localização do campo experimental da UnB (Sales, 2000). ....	10
Figura 2.3 - Caracterização física do solo do campo experimental de geotecnia da UnB Guimarães (2002). ....	12
Figura 2.4 - Perfil do solo característico do campo experimental da unb (Mota, 2003). ....	13
Figura 2.5 - Tipos de sistemas de fundação: a) grupo de estacas, b) radier estaqueado, c) radier estaqueado combinado, d) radier, e) estaca isolada. ....	14
Figura 2.6 - Conceito de radier estaqueado (Katzenbach <i>et al.</i> 2000). ....	15
Figura 2.7 - Fator $\alpha_{PR}$ para definição de tipo de fundações (Mandolini, 2003). ....	16
Figura 2.8 - Metodologia PDR – (modificado - Mandolini, 2003). ....	20
Figura 2.9 - Curva carga x recalque do modelo PDR (Poulos-Davis-Randolph). ....	21
Figura 2.10 - Curvas índice de vazios $x$ tensão vertical obtidas de um ensaio edométrico duplo (Futai,1997). ....	29
Figura 2.11 - Curva índice de vazios $x$ tensão vertical obtida de um ensaio edométrico simples (Futai,1997). ....	29
Figura 2.12 - Principais parâmetros apresentados pelas amostras nos ensaio oedométricos do solo do campo experimental da UnB (Guimarães, 2002). ....	32
Figura 3.1 - Localização geral do projeto. ....	37
Figura 3.2 - Planimetria dos módulos projetados. ....	38
Figura 3.3 - Plano de arquitetura em planta para o bloco do tipo II. ....	39
Figura 3.4 - Plano de elevação do corte A-A para o bloco do tipo II. ....	40
Figura 3.5 - Plano de elevação do corte B-B para o bloco do tipo II. ....	40
Figura 3.6 - Plano de locação das estacas para bloco do tipo II. ....	41
Figura 3.7 - Plano de fundação para o bloco do tipo II. ....	42
Figura 3.8 - Localização das sondagens de SPT para os blocos do tipo II. ....	43
Figura 3.9 - Ensaio de SPT para os blocos do tipo II. ....	43
Figura 3.10 - Localização dos ensaios de provas de carga – (modificado - Sales, 2000). ....	46
Figura 3.11 - Vista isométrica do modelo para sapata isolada com o programa CESAR-LCPC. ....	47

Figura 3.12 - Condições geométricas consideradas para a sapata isolada com o programa CESAR-LCPC. ....	47
Figura 3.13 - Retroanálise da sapata isolada (teste I) com o programa CESAR-LCPC.....	48
Figura 3.14 - Vista isométrica do modelo para estaca isolada com o programa CESAR-LCPC. ....	49
Figura 3.15 - Condições geométricas consideradas para a estaca isolada com o programa CESAR-LCPC. ....	49
Figura 3.16 - Retroanálise da estaca isolado (teste II) com o programa o programa CESAR-LCPC. ....	50
Figura 3.17 - Vista isométrica do modelo para grupo de quatro estacas com o programa CESAR-LCPC. ....	51
Figura 3.18 - Condições geométricas consideradas para grupo de quatro estacas com o programa CESAR-LCPC. ....	51
Figura 3.19 - Retroanálise de grupo de 04 estacas (teste IV) com o programa CESAR-LCPC. ....	52
Figura 3.20 - Vista isométrica do modelo para radier estaqueado com o programa CESAR-LCPC. ....	53
Figura 3.21 - Condições geométricas consideradas para radier estaqueado com o programa CESAR-LCPC. ....	54
Figura 3.22 - Retroanálise da radier estaqueado (teste VI) com o programa CESAR-LCPC..	54
Figura 3.23 - Retroanálise da sapata isolada no estado inundado (teste VII) com o programa CESAR-LCPC. ....	55
Figura 3.24 - Retroanálise da estaca isolada no estado inundado (teste VIII) com o programa CESAR-LCPC. ....	56
Figura 3.25 - Estratigrafia adotada para as retroanálises das estacas (Mota, 2003).....	58
Figura 3.26 - Vista isométrica das estacas isoladas com o programa CESAR-LCPC.....	58
Figura 3.27 - Condições geométricas consideradas para as estacas isoladas com o programa CESAR-LCPC. ....	59
Figura 3.28 - Retroanálise da estaca isolada (E1) com o programa CESAR-LCPC. ....	59
Figura 3.29 - Retroanálise da estaca isolada (E4) com o programa CESAR-LCPC. ....	60
Figura 3.30 - Retroanálise da estaca isolada (E5) com o programa CESAR-LCPC. ....	61
Figura 4.1 - História do software (LCPC, 2005).....	66
Figura 4.2 - Componentes do CESAR- LCPC versão 4.0 – (modificado - LCPC, 2005).....	66

Figura 4.3 - Esquema do solucionador – (modificado - LCPC, 2005). .....	68
Figura 4.4 - Janela principal do programa CESAR LCPC versão 4.0. ....	68
Figura 4.5 - Exemplo hipotético para validação do CESAR-LCPC (Poulos <i>et al.</i> , 1997). .....	69
Figura 4.6 - Vista isométrica do radier estaqueado com 09 estacas considerando $\frac{1}{4}$ do modelo. .....	70
Figura 4.7 - Condições de contorno adotadas para a validação do modelo. ....	70
Figura 4.8 - Comparação do recalque no radier estaqueado de nove estacas (P=12 MN). .....	71
Figura 4.9 - Comparação das cargas nas estacas no radier estaqueado de 9 estacas (P=12 MN). .....	71
Figura 4.10 - Recalque diferencial no radier estaqueado de 9 estacas (P=12 MN). ....	72
Figura 4.11 - Condições geométricas para estaca isolada – (modificado - Figueredo, 2010)..	72
Figura 4.12 - Condições geométricas para radier isolado - (modificado - Figueredo, 2010)..	73
Figura 4.13 - Condições geométricas para radier estaqueado – (modificado - Figueredo, 2010) .....	73
Figura 4.14 - Condições de contorno para radier estaqueado – (modificado - Figueredo, 2010) .....	74
Figura 4.15 - Radier sobre 16 estacas proposto pelo TC-18. ....	75
Figura 4.16 - Casos analisados para calibração do tipo de elemento do problema proposto na figura 4.15 do comite tecnico TC-18 da ISSMGE. ....	77
Figura 4.17 - Características do radier estaqueado com 26 estacas para bloco tipo II. ....	78
Figura 4.18 - Geometria em planta para o radier estaqueado considerando $\frac{1}{4}$ do radier a ser simulado numericamente. ....	79
Figura 4.19 - Geometria em perfil para o radier estaqueado considerando $\frac{1}{4}$ do radier a ser simulado numericamente. ....	80
Figura 4.20 - Condições geométrica para modelo do radier estaqueado com o programa CESAR-LCPC. ....	81
Figura 4.21 - Comparação dos valores do recalque no radier empregando elementos sólidos e do tipo shell. ....	82
Figura 4.22 - Curva tensão vertical x profundidade para o radier estaqueado com 26 estacas.	84
Figura 4.23 - Curva recalque x profundidade para o radier estaqueado com 26 estacas. ....	84
Figura 4.24 - Curva recalque no eixo X-X para o radier estaqueado com 26 estacas. ....	85
Figura 4.25 - Curva recalque no eixo Y-Y para o radier estaqueado com 26 estacas. ....	85
Figura 5.1 - Localização das cargas atuantes sobre o radier estaqueado. ....	91

Figura 5.2 - Condições geométricas de borde e planta para a modelagem numérica. ....	91
Figura 5.3 - Condições geométricas de borde e perfil estratigráfico empregado para a modelagem numérica.....	92
Figura 5.4 - Modelo simulado com o programa CESAR-LCPC para ¼ do radier estaqueado com 19 estacas. ....	93
Figura 5.5 - a) Modelo em 3D do radier estaqueado e solo b) Isométrico do radier estaqueado c) Vista em planta da malha gerada pelo radier com 19 estacas.....	94
Figura 5.6 - Tensão vertical x profundidade para radier estaqueado com 19 estacas.....	95
Figura 5.7 - Tensões verticais x tensões de colapso para o radier estaqueado com 19 estacas. ....	97
Figura 5.8 – Tensões de colapso para radier estaqueado com 19 estacas combinado com camada de solo melhorado de h= 1 m. ....	98
Figura 5.9 - Tensões de colapso para radier estaqueado com 19 estacas combinado com camada de solo melhorado de h= 2 m. ....	98
Figura 5.10 - Tensões de colapso para radier estaqueado com 19 estacas combinado com camada de solo melhorado de h= 3 m. ....	99
Figura 5.11 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 19 estacas. ....	101
Figura 5.12 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 19 estacas, L=17 m e com camada de solo melhorada. ....	101
Figura 5.13 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 19 estacas, L=15 m com camada de solo melhorada. ....	102
Figura 5.14 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 19 estacas, L=12 m com camada de solo melhorada. ....	102
Figura 5.15 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 19 estacas, L=17 m e camada de solo melhorada. ....	104
Figura 5.16 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 19 estacas, L=15 m e camada de solo melhorada. ....	105
Figura 5.17 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 19 estacas, L=12 m e camada de solo melhorada. ....	105
Figura 5.18 - Controle das distorções angulares no radier estaqueado analisado. ....	106
Figura 5.19 - Distorção angular no radier estaqueado com 19 estacas, L=17 m e camada de solo melhorada. ....	107

Figura 5.20 - Distorção angular no radier estaqueado com 19 estacas, L=15 m com camada de solo melhorada. ....	108
Figura 5.21 - Distorção angular no radier estaqueado com 19 estacas, L=12 m com camada de solo melhorada. ....	108
Figura 5.22 – Porcentagens do recalques admissível e distorções máximas atuantes para o radier estaqueado com 19 estacas. ....	110
Figura 5.23 - Porcentagens das tensões atuantes x tensões máximas de projeto para o radier estaqueado com 19 estacas. ....	111
Figura 5.24 - Fatores de segurança global no sistema e parcial nas estacas para o radier estaqueado com 19 estacas. ....	112
Figura 5.25 - Modelo simulado com o programa CESAR para ¼ do radier estaqueado com 26 estacas. ....	116
Figura 5.26 - a) Modelo em 3D do radier estaqueado e solo b) Isométrico do radier estaqueado c) Vista em planta da malha gerada pelo radier, estacas e solo. ....	116
Figura 5.27 - a) Recalque do radier estaqueado E= 26 L=17 m, h=3,0, D=0,50 m b) Recalque no eixo X-X x profundidade c) Recalque no eixo Y-Y x profundidade. ....	116
Figura 5.28 - Tensão vertical x profundidade para radier estaqueado com 26 estacas. ....	117
Figura 5.29 - Tensões verticais x tensões de colapso para o radier estaqueado com 26 estacas. ....	119
Figura 5.30 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 26 estacas. ....	120
Figura 5.31 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 26 estacas para comprimentos de L=17 m e camada de solo melhorada. ....	121
Figura 5.32 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 26 estacas para comprimentos de L=15 m e camada de solo melhorada. ....	121
Figura 5.33 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 26 estacas para compimentos de L=12 m e camada de solo melhorada. ....	121
Figura 5.34 - Distorção angular no radier estaqueado com 26 estacas. ....	123
Figura 5.35 - Porcentagens do recalques admissível e distorções máximas atuantes para o radier estaqueado com 26 estacas. ....	125
Figura 5.36 - Porcentagens das tensões atuantes x tensões máximas de projeto para o radier estaqueado com 26 estacas. ....	126
Figura 5.37 - Fatores de segurança global no sistema e parcial nas estacas para o radier estaqueado com 26 estacas. ....	127

Figura 5.38 - Modelo a ser simulado com o programa cesar para $\frac{1}{4}$ do radier estaqueado com 32 estacas.....	130
Figura 5.39 - a) Modelo em 3D do radier estaqueado e solo b) Isométrico do radier estaqueado c) Vista em planta da malha para o radier estaqueado com 32 estacas.....	131
Figura 5.40 - Tensão vertical x profundidade para radier estaqueado com 32 estacas.....	131
Figura 5.41 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 32 estacas.....	133
Figura 5.42 - Distorção angular no radier estaqueado com 32 estacas.....	135
Figura 5.43 - Porcentagens do recalques e distorções máximas atuantes para o radier estaqueado com 32 estacas.....	137
Figura 5.44 - Porcentagens das tensões atuantes x tensões máximas de projeto para o radier estaqueado com 32 estacas.....	138
Figura 5.45 - Fatores de segurança global no sistema e parcial nas estacas para o radier estaqueado com 32 estacas.....	139



## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 2.1 - Valores da carga de ruptura convencional obtidos nas provas de carga.....	8
Tabela 2.2 - Parâmetros geotécnicos da argila porosa de Brasília (modificado - Araki, 1997).	9
Tabela 2.3 - Caracterização geotécnica do campo experimental da UnB (modificado - Perez, 1997).....	10
Tabela 2.4 - Furos de sondagem SPT no campo experimental da UnB (Sales, 2000).	11
Tabela 2.5 - Parâmetros médios obtidos nos ensaios de resistência para o solo do campo experimental da UnB. (Guimarães, 2002).....	13
Tabela 2.6 - Classificação da colapsividade nas obras de engenharia (Jennings & Knight, 1975).....	31
Tabela 2.7 - Classificação da colapsividade nas obras de engenharia (Luternegger & Saber, 1988).....	32
Tabela 2.8 - Ensaios de adensamento do solo no campo experimental da UnB (Guimarães, 2002).....	32
Tabela 2.9 - Potencial de colapso dos solos do campo experimental da UnB por inundação (Guimarães, 2002).....	34
Tabela 2.10 - Variação da sucção e deformação com carregamentos nos ensaios oedométrico (Guimarães, 2002).....	34
Tabela 2.12 - Valores das tensões máximas de projeto a serem empregos.....	35
Tabela 3.1 - Ensaios médios de SPT considerados para os blocos do tipo II, desvio standard do SPT, coeficiente de variação e o modulo de elasticidade por camadas.....	44
Tabela 3.2 - Resumo dos parâmetros retroanalizados das provas de carga de Sales (2000)....	57
Tabela 3.3 - Parâmetros de projeto para as provas de carga (modificado - Mota, 2003).....	58
Tabela 3.4 - Resumo dos parâmetros retroanalizados das provas de carga de Mota (2003)....	61
Tabela 3.5 - Valores retroanalizados para o módulo de elasticidade.....	62
Tabela 3.6 - Valores retroanalizados para a coesão.....	63
Tabela 3.7 - Resumo final dos parâmetros drenados do solo retroanalizado e valores obtidos de laboratório.....	63
Tabela 4.1 - Tipos de elementos finitos empregados com CESAR-LCPC.....	69
Tabela 4.2 - Características dos modelos de elementos finitos empregados.....	76
Tabela 4.3 - Propriedades e características do solo e radier estaqueado a serem empregadas.	79

Tabela 4.4 - Comparação do recalque de uma estaca circular isolada com aproximações por outras geometrias ( $h/L = 5$ ), calculado com o programa ALLFINE (Sales, 2000). .....	82
Tabela 4.5 - Características da malha e elementos dos modelos numéricos em radier estaqueado. ....	83
Tabela 4.6 - Valores dos resultados dos modelos numéricos analisados. ....	83
Tabela 4.7 - Quadro resumo das características dos elementos empregados. ....	86
Tabela 4.8 - Parâmetros empregados do concreto nas estacas e no radier. ....	87
Tabela 4.9 - Parâmetros das camadas de solo para serem empregos em radier estaqueado. ...	87
Tabela 5.1 - Parâmetros experimentais do solo melhorado a serem empregados nas análises de sensibilidade. ....	89
Tabela 5.2 - Simbologia empregada para as análises de radier estaqueado combinado. ....	92
Tabela 5.3 - Características do modelo empregado para radier estaqueado com 19 estacas. ..	93
Tabela 5.4 - Valores das tensões verticais geradas numericamente para radier estaqueado com 19 estacas. ....	95
Tabela 5.5 - Tensão máxima estimada de projeto com base nas tensões de colapso de Guimarães (2002). ....	96
Tabela 5.6 - Tensões atuantes x tensões máximas de projeto ao longo da profundidade. ....	99
Tabela 5.7 - Valores de recalque máximo admissível. ....	100
Tabela 5.8 - Quadro de cargas admissíveis para estacas isoladas considerando um fator de segurança de 2,0. ....	103
Tabela 5.9 - Quadro resumo das cargas atuantes nas estacas do radier estaqueado com 19 estacas. ....	106
Tabela 5.10 - Valores de esforços e fatores de segurança obtidos para as diversas análises do radier estaqueado com 19 estacas. ....	113
Tabela 5.11 - Resumo das considerações de avaliação para as análises realizadas em radier estaqueado com 19 estacas. ....	114
Tabela 5.12 - Características do modelo empregado para radier estaqueado com 26 estacas. ....	115
Tabela 5.13 - Valores das tensões verticais para radier estaqueado com 26 estacas. ....	118
Tabela 5.14 - Tensões atuantes x tensões máximas de projeto ao longo da profundidade. ....	119
Tabela 5.15 - Quadro resumo das cargas atuantes sobre o sistema de radier estaqueado com 26 estacas. ....	122

Tabela 5.16 - Valores de esforços e fatores de segurança obtidos para as diversas análises do radier estaqueado com 26 estacas. ....	128
Tabela 5.17 - Resumo das considerações de avaliação para as análises realizadas em radier estaqueado com 26 estacas. ....	129
Tabela 5.18 - Características do modelo empregado para radier estaqueado com 32 estacas. ....	130
Tabela 5.19 - Valores das tensões verticais geradas numericamente para radier estaqueado com 32 estacas. ....	132
Tabela 5.20 - Tensões atuantes x tensões máximas de projeto ao longo da profundidade.....	133
Tabela 5.21 - Quadro resumo das cargas atuantes sobre o sistema de radier estaqueado com 32 estacas.....	134
Tabela 5.22 - Valores de esforços e fatores de segurança obtidos para as diversas análises do radier estaqueado com 32 estacas. ....	140
Tabela 5.23 - Resumo das considerações de avaliação para as análises realizadas em radier estaqueado com 32 estacas. ....	141
Tabela 5.24 - Resumo das considerações de avaliação para 19 estacas. ....	142
Tabela 5.25 - Resumo das considerações de avaliação para 26 e 32 estacas. ....	143
Tabela 5.26 - Melhores soluções encontradas em sistema de radier estaqueado combinado.	144

## LISTA DE SÍMBOLOS

$c$	Coesão do solo
$e$	Índice de vazios; expoente de eficiência de Fleming
$f_s$	Tensão de atrito lateral mobilizado
$f_b$	Resistência de ponta da estaca em compressão
$h$	Espessura da camada de solo melhorada
$k$	Coefficiente de permeabilidade
$w$	Recalque da fundação
$w$	Teor de umidade natural
$w_r$	Recalque do radier
$w_t$	Recalque no topo da estaca
$w_{rad}$	Recalque do radier
$z$	Profundidade
ABNT	Associação Brasileira de normas técnicas
ASCE	American Society of Civil Engineers
$B$	Largura da fundação
$C$	Coefficiente de colapso
C.A	Cota de arrasamento
CP	Porcentagem de colapso
CPT	Ensaio de penetração de cone elétrico
$C_{sm}$	Coesão do solo melhorado
$D$	Diâmetro da estaca
$E_p$	Módulo de elasticidade da estaca
$E_s$	Módulo de elasticidade (Young) do solo
$E_c$	Módulo de elasticidade (Young) das estacas
$E_{radier}$	Módulo de elasticidade (Young) do radier
$E_{solo}$	Módulo de elasticidade (Young) do solo
$E_{sm}$	Módulo de elasticidade (Young) do solo melhorado
FS	Fator de segurança
$f_s$	Resistência por atrito lateral do ensaio de CPT
$G_s$	Módulo cisalhante do solo
$H$	Espessura da sapata ou radier

IP	Índice de plasticidade
ISSMGE	Sociedade internacional de mecânica de solos e engenharia geotécnica
K	Rigidez relativa de uma estaca
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso
L	Comprimento da estaca
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LCPC	Laboratório Central de Pontes e Estradas
M	Carga momento
MEC	Método dos Elementos de Contorno.
MEF	Método dos Elementos Finitos.
N	Número de estacas
N.I	Nível de implantação
N.S	Nível do solo
N.T	Nível do topo do radier
$N_{SPT}$	Número de golpes na sondagem a percussão
P	Carga atuante no topo de uma estaca; Carga vertical
$P_t$	Carga total atuante no radier estaqueado
$P_{pg}$	Carga absorvida pelo grupo de estacas
$P_r$	Carga absorvida pelo radier
$P_{ult}$	Carga última de uma estaca ou de um radier
qc	Resistência de ponta do ensaio CPT
S	Espaçamento entre estacas
SPT	Sondagem a percussão dinâmica
$W_p$	Peso próprio da estaca
$\phi$	Ângulo de atrito
$\phi_{sm}$	Ângulo de atrito do solo melhorado
$\gamma_{nat}$	Peso específico da amostra
$\gamma_{sat}$	Peso específico da amostra saturada
$\nu_c$	Coefficiente de Poisson do concreto
$\nu_s$	Coefficiente de Poisson do solo
$\nu_{sm}$	Coefficiente de Poisson do solo melhorado

$C_v$	Coefficiente de variação
$\sigma$	Desvio padrão
$\sigma_v$	Tensões verticais
$\sigma'_{vo}$	Tensões efetivas iniciais no solo
$\sigma'_{vr}$	Tensões efetivas no solo gerado pelo radier isolado
$\Delta\sigma'_v$	Tensões efetivas atuantes no solo geradas pela aplicação do radier estaqueado combinado
$\tau$	Tensão cisalhante
$\delta$	Recalque do radier estaqueado
$\epsilon_v$ :	Deformação volumétrica do solo
$\Delta S$	Recalque diferencial
$\Delta w$	Variação da umidade
$\delta_{max}$	Recalque máximo admissível

## 1. INTRODUÇÃO

O constante crescimento populacional e a tendência de verticalização têm como consequência a construção de edificações cada vez mais elevadas com a necessária otimização do uso do espaço. Em certas ocasiões, as áreas disponíveis para a instalação destas obras de engenharia não coincidem com a presença de solos de boa qualidade geotécnica ou de comportamento adequado. No caso de Brasília, o subsolo é composto por uma camada de argila porosa, caracterizada por um comportamento colapsível, que pode atingir até 30 metros de espessura. Tal condição impõe em diversas situações a opção por projetos de fundações do tipo profundas. Concomitantemente à necessidade de se estabelecer a melhor alternativa técnica para fundações em solos, sob uma determinada condição geológica, existe a necessidade de se preocupar com o custo da execução dos respectivos projetos. Diante de tais perspectivas, surge como uma alternativa o emprego da metodologia do “radier estaqueado”<sup>1</sup>, a qual, comparada às fundações profundas convencionais, apresenta uma significativa redução de custos. Além disso, no sistema de radier estaqueado, o radier esbelto atua como elemento redutor de recalques totais e diferenciais, bem como absorvendo uma porcentagem do carregamento. Por outro lado, as disposições das estacas em posições estratégicas incrementam também a capacidade de suporte, e reduzem o recalque diferencial.

Nesta pesquisa será empregado o sistema de radier estaqueado aos solos colapsíveis do Distrito Federal (solos do campo experimental da UnB), para projetos de médio porte (até 04 andares), entendendo que a carga de colapso representa uma redução da capacidade de carga, assim como recalques diferenciais acima dos toleráveis, os quais poderiam causar o dano irreversível da estrutura. Para evitar tais problemas, propõe-se o emprego de uma camada de solo melhorada (material argiloso compactado proveniente da mesma zona do projeto), a qual trabalharia como reforço combinado com o radier estaqueado, gerando uma

---

<sup>1</sup> Segundo Janda *et al.*, (2009) definem o radier estaqueado como: “sistema de fundação em que ambos

melhor transferência de tensões entre as estacas e o radier e, por conseguinte diminuindo as tensões no solo abaixo da fundação.

Para a obtenção dos parâmetros do solo, foram feitas retroanálises numéricas dos ensaios de prova de carga realizados por Sales (2000) e Mota (2003), no campo experimental da UnB. As retroanálises foram realizadas com auxílio do programa CESAR-LCPC, idealizando em 3 D os referidos teste, para posteriormente comparar valores numéricos obtidos com aqueles publicados pelos mesmos autores.

Foram realizadas análises de sensibilidade do projeto em radier estaqueado, considerando as variáveis a altura da camada de reforço, comprimento das estacas, disposição das estacas e a altura do radier, com a finalidade de se obter as melhores soluções. No presente trabalho, foram controlados os valores de recalques totais na superfície e ao longo da profundidade, o recalque diferencial, o estado de tensões geradas pela aplicação do radier e do carregamento, o controle das tensões de colapso comparadas com as tensões máximas de projeto obtidos dos trabalhos de Guimarães (2002), os fatores de segurança do grupo de estacas e global do sistema, assim como o valor das cargas atuantes nas estacas e no radier.

Inicialmente, empregou-se nas análises preliminares a metodologia simplificada de radier estaqueado do PDR, implementada no pacote de MATH CAD por Ibanez (2011). Posteriormente, foram realizadas análises detalhadas mediante o emprego do pacote CESAR-LCPC (MEF 3D) no projeto de pequeno porte (residencial de 01 térreo + 03 andares). Este projeto, localizado em Santa Maria, Brasília – DF, foi planejado segundo a metodologia “convencional” (toda a carga absorvida pelas estacas), conhecendo-se os ensaios de SPT da zona, a carga última atuantes na fundação, a informação dos trabalhos realizados nessa zona e as desvantagens que apresenta o emprego direto de fundações convencionais.

Este projeto descrito será modificado para radier estaqueado e idealizado numericamente como se fosse assente sobre os solos do campo experimental da UnB, permitindo assim, entender as vantagens do sistema combinando de radier estaqueado e encontrar possíveis alternativas de emprego, considerado somente o critério da segurança.

## **1.1 MOTIVAÇÃO**

Segundo Poulos (1998), o uso da metodologia de radier estaqueado não é recomendada para ser aplicada em solos colapsíveis, mas para a realidade de Brasília que se tem quase 80% da área coberta por este tipo de material, vê-se a necessidade de planejar o



emprego de um sistema de radier estaqueado e uma camada de solo argiloso compactado contra os métodos convencionais, que geralmente resultam com maiores custos. Tal solução aplicada em conjunto pode-se tornar viável para edificações de pequeno porte, que tem um elevado custo relativo da fundação “convencional” em relação ao custo da edificação.

## **1.2 OBJETIVOS**

O objetivo geral desta pesquisa é o de aplicar e validar a metodologia de radier estaqueado sobre solos colapsíveis do Distrito Federal, empregando uma camada de solo argiloso compactado abaixo do radier das fundações para absorver tensões geradas e diminuir os valores transmitidos ao solo natural.

Para alcançar este objetivo geral serão estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- a. Fazer uma revisão bibliográfica dos trabalhos em radier estaqueado, solos colapsíveis e a aplicação da metodologia combinada com solo melhorado;
- b. Fazer retroanálises “numéricas” dos trabalhos de provas de carga, realizados por Sales (2000) em estacas isoladas, radier isolado, grupos de estacas e radier estaqueado, para se calibrar os parâmetros do solo com o emprego do programa numérico CESAR-LCPC (MEF 3D);
- c. Fazer retroanálises “numéricas” das provas de carga, realizadas por Mota (2003) para estacas isoladas, calibrando-se os parâmetros do solo para as quatro camadas do solo com ajuda do programa numérico CESAR-LCPC (MEF 3D);
- d. Validação do CESAR-LCPC (MEF 3D) e calibração numérica do programa aplicado ao caso prático em radier estaqueado;
- e. Simular numericamente o emprego do radier estaqueado com a camada de solo argiloso compactado com ajuda do programa CESAR-LCPC, levando em consideração um estudo de sensibilidade para seu melhor desempenho “real” de campo;

## **1.3 ESBOÇO DA DISSERTAÇÃO**

Este trabalho encontra-se dividido em oito capítulos, resumidamente descritos a seguir:

1. *Introdução*: Corresponde ao presente capítulo, donde se expõe a importância e a motivação para o estudo do tema proposto, a motivação que nos leva a fazer a presente

dissertação, o objetivo principal e os específicos a serem atingidos conjuntamente com o esboço do trabalho.

2. *Revisão bibliográfica:* Foi feita uma abordagem dos temas principais em relação ao solo colapsível, o sistema de radier estaqueado, trabalhos internacionais e nacionais realizados e a aplicação desta metodologia conjuntamente com o MEF.
3. *Caso de estudo e retroanálises numéricas:* Foi detalhado um trabalho real em sistema convencional a ser aplicado numericamente, e foram realizados os trabalhos de retroanálises numérica dos autores Sales (2000) e Mota (2003) com a finalidade de se obter parâmetros do solo do campo experimental UnB, considerando os procedimentos construtivos de cada prova de carga.
4. *Ferramenta numérica:* Foi validada a ferramenta numérica CESAR-LCPC com trabalhos feitos com a metodologia simplificada e métodos avançados, assim como a calibração numérica do modelo a ser simulado em radier estaqueado para a escolha do tipo de elemento finito, o tipo de interpolação a ser empregado.
5. *Análises de sensibilidade:* Foram realizadas análises numéricas para o radier estaqueado com variações da quantidade de estacas, comprimento de estacas, altura da camada de solo melhorada e altura do radier, resultando um total 37 análises numéricas com o programa CESAR-LCPC, com a finalidade de se obter posteriormente alternativas satisfatórias de emprego.
6. *Conclusões e sugestões para futuras pesquisas:* Foram apresentadas as principais conclusões do trabalho e recomendações a respeito de projetos em radier estaqueado com camadas de solo melhorado, além de sugestões para futuras pesquisas.
7. *Referências bibliográficas:* Foram apresentadas as referências bibliográficas indicadas ao longo dos capítulos, em ordem alfabética e cronológica.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 SOLOS COLAPSÍVEIS

Reginatto (1970) define o solo colapsível como aquele que possui baixo conteúdo de umidade e suporte de cargas. Entretanto, com sua saturação, sofrem desmoronamento brusco, ocorrendo grande subsidência.

Mariz (1993) define solos colapsíveis como aqueles que possuem estrutura instável e brusca mudança no comportamento tensão-deformação, quando ocorre aumento do grau de saturação, sem mudança do estado de tensão devido às cargas externas.

Araki (1997) define o solo colapsível como um solo não saturado caracterizado por sofrer um recalque abrupto e de grandes proporções, e que dependendo do grau de colapsividade, estes solos apresentam uma estrutura metaestável com elevado índice de vazios ( $> 0,8$ ) e baixo grau de saturação ( $< 60\%$ ). Indicando que as partículas maiores e os grumos de partículas menores são mantidos em suas posições pela presença de um vínculo capaz de proporcionar ao solo uma resistência adicional aparente.

Existem solos colapsíveis que, ao serem inundados, entram em colapso apenas pelo próprio peso da camada. Em outros, o colapso está associado a uma sobrecarga e mais frequentemente, o fenômeno ocorre por uma combinação do efeito da sobrecarga e do acréscimo ocasional do grau de saturação, (Cintra, 1998).

Reginatto & Ferrero (1973) definem os solos realmente colapsíveis como aqueles que, quando sob aumentos do valor de seu grau de saturação não suportam o peso das camadas superiores. E solos condicionalmente colapsíveis como aqueles que, na saturação suportam certo valor de sobrecarga, dependendo da relação entre a carga aplicada e a tensão de pré-adensamento do solo.

Segundo Sultan (1971), citado por Rodrigues (2003), os solos colapsíveis apresentam alguns comportamentos particulares:

- Alguns solos apresentam colapso instantâneo quando umedecidos, tanto para pequenas quanto para grandes profundidades;
- O colapso pode ocorrer, em alguns solos, pelo rebaixamento do nível de água, pois a retirada de água por rebaixamento aumenta as tensões efetivas das camadas de solo mais profundas, devido ao peso das camadas sobrejacentes;
- Alguns solos que têm na sua constituição a montmorilonita (ou, em geral, argilominerais altamente expansivos) sofrem expansão quando umedecidos e posteriores recalques consideráveis, quando sobrecarregados;
- Para algumas areias, não ocorre a recuperação, ao longo do tempo, de nenhuma parcela do volume reduzido por colapso;
- Para algumas argilas, foi verificada a recuperação de alguma parcela de volume perdido com o tempo, ainda que submetido ao carregamento que gerou o processo de colapso.

O mecanismo de colapso em solos não saturados como estes se encontra associado ao equilíbrio de duas componentes distintas de tensão efetiva: a tensão aplicada que desenvolve tensões cisalhantes instabilizantes nos contatos entre os grãos, e a sucção que é uma tensão normal que promove a estabilidade nos contatos intergranulares (Barden *et al*, 1973), sendo que segundo este mesmo autor o colapso de solos não saturados pode estar associado a:

- Presença de uma estrutura meta-instável;
- Aumento da tensão externa aplicada ao solo, em grau suficiente para destruir sua estrutura;
- Diminuição da sucção existente no solo.

Mendonça (1990) e Ferreira (1995) apresentam várias explicações do mecanismo de colapso, sendo em geral, a diminuição de resistência explicada pela diminuição da sucção matricial e pela quebra das ligações (Futai, 1997 e 2000).

Os solos colapsíveis no Brasil são normalmente encontrados em depósitos aluvionares, coluvionares e residuais que sofreram lixiviação dos horizontes mais superficiais, em regiões onde há alternância de estações seca e de intensa precipitação (Camapum de carvalho *et al.*, 1994).

Os solos colapsíveis de Brasília possuem uma estrutura altamente porosa (macroporosa) em que as maiores partículas presentes são mantidas em suas posições por meio de vínculos capazes de lhes conferir uma resistência adicional temporária. Essa resistência temporária tem sido atribuída à sucção (forças capilares e de adsorção) e à

presença de alguma substância cimentante, como os óxidos de ferro e os carbonatos (Gutierrez, 2005). Assim na Figura 2.1 apresenta-se a estrutura do solo colapsível na etapa de carregamento.

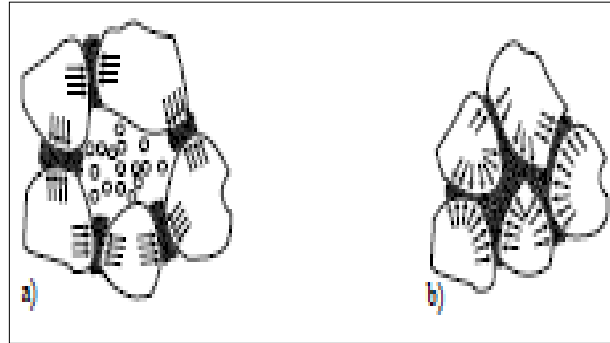


Figura 2.1 - Estrutura do solo colapsível carregada: a) antes da inundação; b) depois da inundação (Jennings & Knight, 1957)

Quando se projeta estacas em solos colapsíveis e elas não foram previstas com esforços adicionais de ocorrência de colapso, estas podem gerar mobilização do atrito lateral no caso de estacas flutuantes, diminuindo ou aumentando seu valor de acordo com o movimento relativo entre o solo e o fuste da mesma (Poulos & Davis, 1980).

Os pesquisadores Sinha & Poulos (1997) apresentam soluções derivadas da Teoria da Elasticidade, sumarizadas em ábacos úteis para estimativa dos efeitos dos solos com aquelas características de colapsividade e expansibilidade.

Sales (2000) apresenta uma recopilção de ensaios de estacas e placas em solos colapsíveis brasileiros, estes ensaios levaram em conta a influência da inundação dos solos nos resultados de provas de carga com carregamento vertical, se observando que a redução na capacidade de carga foi bastante variada na faixa de (23 – 77%).

Diversos autores apresentaram estudos nestes tipos de solos, e para a presente dissertação, é importante citar dois autores que realizaram ensaios de provas de carga em solos colapsíveis de Brasília, no campo experimental do programa de pós graduação em Geotecnia da UnB. Por um lado, Sales (2000) que realizou provas de carga para estacas isoladas, radier isolado, grupo de estacas, radier estaqueado na condição natural e na condição inundada do solo. Estes ensaios e os respectivos valores das cargas de ruptura aplicados estão descritos na Tabela 2.1, a seguir:

Tabela 2.1 Valores da carga de ruptura convencional obtidos nas provas de carga.

Solo	Ensaio	Teste	Carga de Ruptura (kN)	deformações na ruptura (% B ou D)
Natural	Sapata isolada	I	150	3,0 (B)
	Estaca isolada – virgem	II	75	3,5 (D)
	Estaca isolada – reensaio	II	67	1,9 (D)
	Grupo de 4 estacas	IV	300	12,3 (D)
	Sapata sobre 4 estaca testadas	V	360	0,75 (B)
	Sapata sobre 4 estacas virgens	VI	400	1,2 (B)
Pré - Inundado	Sapata isolada	VII	90	1,3 (B)
	Estaca isolada – virgem	VIII	32,4	2,3 (D)
	Estaca isolada – reensaio	VIII	30	1,5 (D)
	Sapata sobre 1 estaca testada	IX	120	2,2 (B)

Obs.: B - largura da sapata (100cm) e D - diâmetro da estaca (15cm)

Mota (2003) realizou provas de carga para estacas isoladas nas mesmas condições de solo (campo experimental da UnB), obtendo parâmetros do solo mediante as retroanálises das provas de carga realizadas. Todos estes testes serão simulados numericamente com ajuda do CESAR-LCPC com a finalidade de se obter parâmetros do solo do campo experimental, para se aplicar nas análises de sensibilidade a serem realizadas.

## 2.2 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS EM BRASÍLIA – DF

O Distrito Federal encontra-se em grande parte recoberto por um manto superficial poroso e colapsível até profundidades de 5 a 30 m aproximadamente (Ortigão, 1996). Este manto de solo é resultante do intemperismo, principalmente químico, associado ao processo de lixiviação e laterização da idade Terciária/Quartenária (Mendonça *et al.*, 1994 citado por Araki, 1997).

Camapum de Carvalho *et al.* (1987) observaram que para a argila porosa de Brasília, quando há infiltração de água em diferentes pH, o colapso pode ser atribuído aos seguintes fatores:

- Ataques químicos nas cimentações;
- Modificação das forças de repulsão facilitando a transferência das partículas para uma nova posição de equilíbrio;
- Redução da sucção matricial com o aumento do teor de água;
- Modificação da sucção osmótica com a alteração da composição química da água.

Estes solos, denominados pelos geotécnicos locais de argila porosa, apresentam altos índices de vazios e conseqüentemente baixos pesos específicos, e uma estrutura bastante

porosa que tem baixa resistência à penetração ( $N_{SPT} < 4$  golpes) o que torna inviável o uso de fundações superficiais mesmo para obras de pequeno porte. Além disso, são instáveis quando submetidos a variações no estado de tensões, apresentando um comportamento colapsível segundo Araki (1997). Apresenta-se na Tabela 2.2, um resumo das propriedades e parâmetros dos solos argilosos de Brasília.

Tabela 2.2 Parâmetros geotécnicos da argila porosa de Brasília (modificado - Araki, 1997).

Parâmetro	Und.	Faixa de Valores
Areia	%	12 — 27
Silte	%	8 — 36
Argila	%	35 — 76
Peso específico	kN/m <sup>3</sup>	14 — 19
Teor de Umidade Natural (w)	%	30 — 34
Grau de Saturação (S)	%	50 — 86
Coesão Efetiva (c)	kPa	10 — 34
Ângulo de Atrito ( $\Phi$ )	°	26 — 34
Modulo de Young (Es)	MPa	2 — 14
Coefficiente de Empuxo no Repouso ( $K_0$ )	--	0,44 — 0,54
Coefficiente de Colapso	%	0 — 12

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1994), no Distrito Federal, as grandes variações de grau de saturação ocorrem, predominantemente, nos primeiros três metros do perfil de solo, onde a variação de umidade  $\Delta w$  chega a atingir até valores de 35% ao longo do ano. Esta ideia foi reforçada por Mota (2003) ao organizar um ábaco de classificação do solo tropical do DF, onde definiu esta camada de solo como “zona ativa”. Esta zona é influenciada pelas variações de umidade/sucção, que por sua vez provocam variações nas medidas de  $q_c$  e  $f_s$  registradas pelo CPT. Por outro lado, para profundidades superiores, as variações de umidade atingem o valor máximo de 8%, entre o período mais chuvoso e o mais seco (Camapum de Carvalho *et al.*, 1994).

### 2.3 CAMPO EXPERIMENTAL DA UNB

O campo experimental se localiza no centro da unidade Federativa do DF, formado por solos com espessas camadas de coberturas silto-argilosas, avermelhadas, com alto índice

de vazio e baixo peso específico (Sales, 2000). Na Figura 2.2 apresenta-se o plano de localização do plano piloto de Brasília conjuntamente com o campo experimental da UnB.

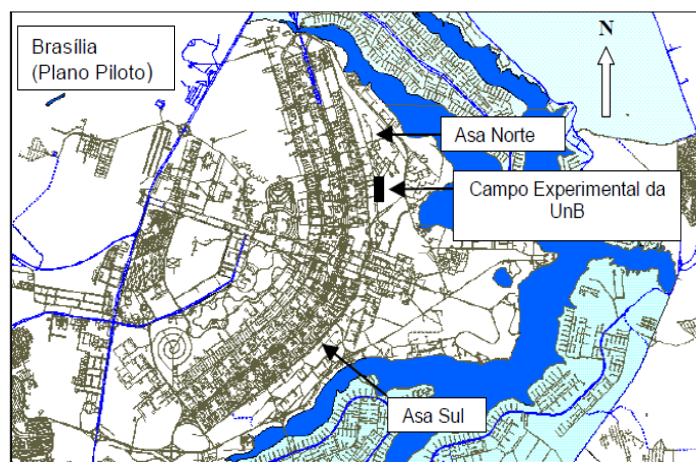


Figura 2.2 - Plano de localização do campo experimental da UnB (Sales, 2000).

Os solos do campo experimental apresentam comportamento colapsível, com estrutura bastante porosa e instável quando seu estado de tensões é alterado. Portanto, estes solos apresentam baixa capacidade de suporte e baixo nível de saturação.

Realizaram-se muitos ensaios de caracterização neste solo, cujos resultados foram apresentados em diversas teses e publicações que serviram como parâmetros para subsidiar as retroanálises desta pesquisa. Maiores detalhes do comportamento dos solos colapsíveis e caracterização dos solos de Brasília são encontrados nos trabalhos de Camapum de Carvalho *et al.* (1994), Araki (1997), Pastore (1996), Peixoto (1999), Guimarães (2002) e Mota (2003) respectivamente. A seguir, detalharam-se algumas características referidas à estratigrafia do solo para compreender melhor a maneira que foi empregada para obter as camadas do solo para as análises numéricas.

Na Tabela 2.3, Perez (1997) apresentou resultados dos ensaios de caracterização do solo, realizando ensaios ao longo da profundidade até valores de 9 m.

Tabela 2.3 Caracterização geotécnica do campo experimental da UnB (modificado - Perez, 1997).

Prof. (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedreg. (%)	w <sub>L</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	γ <sub>nat</sub> kN/m <sup>3</sup>	G	e	c <sub>nat</sub> kPa	c <sub>sat</sub> kPa	φ <sub>nat</sub> (°)	φ <sub>sat</sub> (°)
1							15,0						
2	52	36	12	0	53,2	21,8	15,5	2,64		0	10	28	5
3							16,0	2,63	1,20				
4					47,9	14,7	16,1	2,67	1,22				
5	35	8	27	30	43,2	13,4	16,3	2,71	1,23	22	0	31	5
6					52,4	13,5			1,20				
7					50,4	12,8			1,17				
8					50,4	12,8			1,08	18	0	40	9
9	37	8	13	42	61,0	18,1		2,72					



Pastore (1996) realizou uma caracterização do perfil do campo experimental da UnB e descreveu três horizontes de camadas detalhadas:

- De: 0 a 8,8 m: horizonte de solo residual laterítico, que sofreu processo de intemperismo, sendo constituído por uma argila arenosa vermelho escura (0 a 5 m) e uma argila com pedregulho arenosa vermelho escura (5 a 8,8 m);
- De: 8,8 a 10,3 m: horizonte de transição, composto de um solo laterítico (8,8 a 9,8 m) e poucas estruturas reliquiares (9,8 a 10,3 m);
- De: 10,3 a 15 m: horizonte de solo saprolítico de ardósia, constituído por intercalações de quartzo (10,3 a 11,3) e um silte argiloso vermelho (11,3 a 15,0 m).

Sales (2000) realizou três furos de sondagem de SPT em distintas datas no campo experimental da UnB, que são apresentados na Tabela 2.4 e descritas a seguir:

- Até 5 m, os valores de N<sub>spt</sub> são baixos (não superiores a 4);
- A partir de 5 m há uma leve alteração no horizonte de solo, com o aparecimento de pedregulhos lateríticos, elevando um pouco os valores de N<sub>spt</sub>;
- Entre 8,80 e 10,30m conforme Pastore (1996), os valores de N<sub>spt</sub> são mais dispersos;
- Ao entrar no horizonte de solo saprolítico, após 10,30m, os resultados de N<sub>spt</sub> crescem para valores próximos ou superiores a 20 golpes.

Tabela 2.4 Furos de sondagem SPT no campo experimental da UnB (Sales, 2000).

Prof. (m)	SPT1 (ago/95)	SPT2 (ago/95)	SPT3 (nov/97)
1	--	--	--
2	4	2	4
3	2	2	2
4	4	2	2
5	4	4	4
6	7	9	7
7	8	10	6
8	14	11	5
9	20	15	8
10	23	10	6
11	23	24	19
12	26	24	18
13		23	
14		54	

P.S. : Nível d'água não encontrado em todos os furos.

Guimarães (2002) dividiu o subsolo do campo experimental da UnB nas seguintes subcamadas e com umas características do solo ao longo da profundidade apresentadas na Figura 2.3:

- De: 0 a 3,5 m: camada de areia argilo-siltosa porosa, com predominância de gibbsita, macroporos e muitos agregados, com alto índice de vazios (entre 1,27 e 1,60), peso específico dos sólidos em torno de 26,5 kN/m<sup>3</sup>. Destaca-se que as propriedades de 3 a 4 m correspondem à zona de transição. Esta zona corresponde ao trecho de maior bioturbação, e na qual ocorrem as maiores variações de umidade ao longo do ano;
- De: 3,5 a 8,5 m: camada de argila areno-siltosa, zona na qual as propriedades físicas, mineralógicas e microestruturais vão gradualmente se alterando até encontrar o residual mais jovem a 8,5 m. Neste trecho, o teor de gibbsita, a porosidade e a macroporosidade vão paulatinamente diminuindo, com índice de vazios decrescente (1,27 para 0,89), peso específico dos sólidos e índice de plasticidade semelhante à camada anterior. A profundidade de 8 m corresponde à zona de transição;
- De: 8,5m: profundidade a partir da qual o solo assume textura mais siltosa, caracterizada pelo aumento do índice de vazios (0,96 a 1,08), do peso específico dos sólidos (em torno de 27,4 kN/m<sup>3</sup>) e do IP (valor médio 17) com distribuição de poros mais homogênea, nesta profundidade já não aparece a gibbsita.

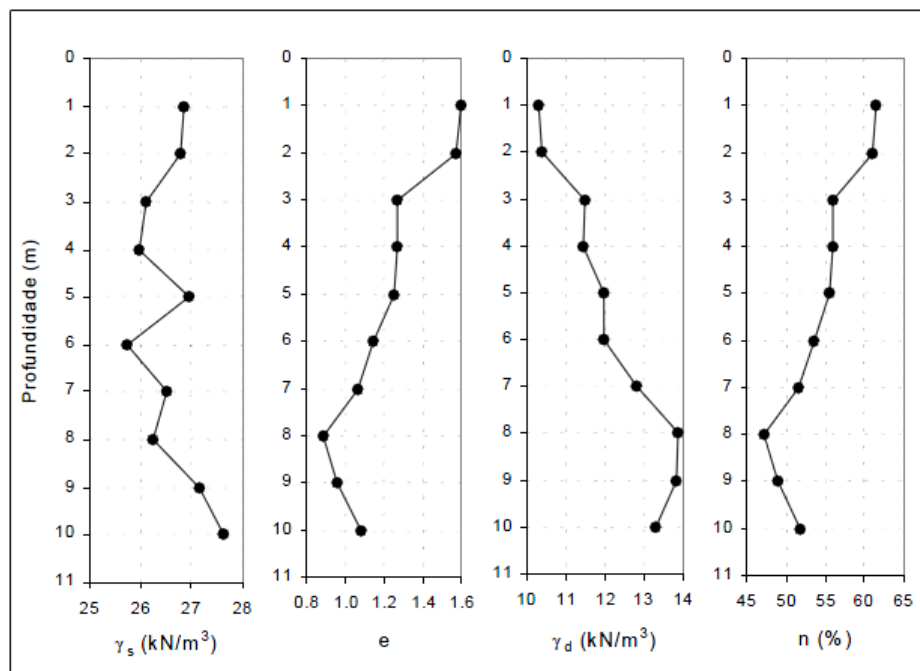


Figura 2.3 - Caracterização física do solo do Campo Experimental de Geotecnia da UnB Guimarães (2002).

Para complementar esta idéia, na Figura 2.4 apresenta-se o perfil característico para este solo descrito por Mota (2003).

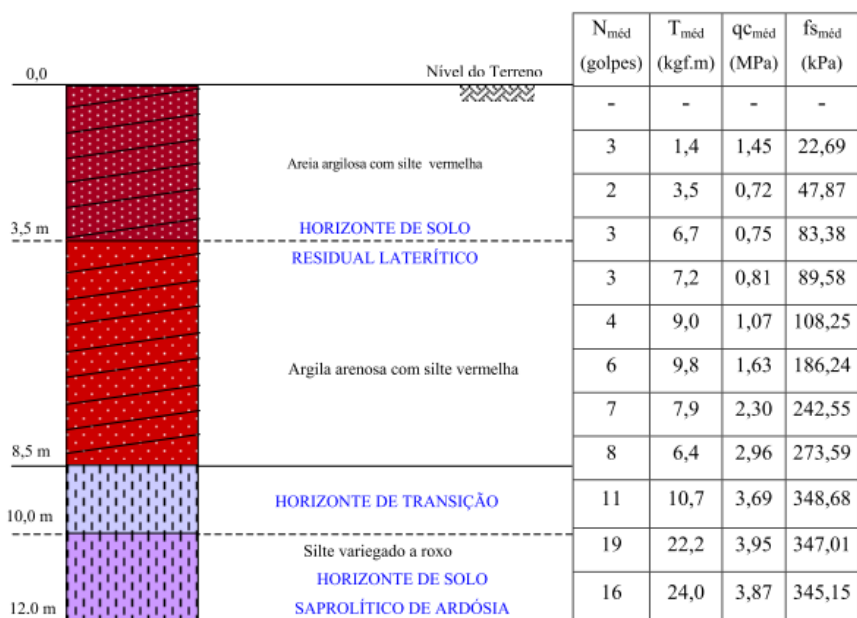


Figura 2.4 - Perfil do solo característico do campo experimental da UnB (Mota, 2003).

Foram realizados ensaios de resistência do solo, de cisalhamento e triaxiais por Guimarães (2002) para o solo na condição natural e inundando apresentado na Tabela 2.5, nos permitindo apreciar o comportamento ao longo da profundidade e sendo estes valores comparados com os parâmetros do solo a serem retroanalizados dos testes de prova de carga de Sales (2000) e Mota (2003).

Tabela 2.5 Parâmetros médios obtidos nos ensaios de resistência para o solo do campo experimental da UnB (Guimarães, 2002)

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ângulo de atrito (°)	26,0	26,5	27,0	26,5	-	27,8	25,5	27,0	28,0	23,8
Coesão natural (kPa)	13,0	26,7	-	18,0	-	32,5	53,0	-	31,0	44,5
Coesão saturada (kPa)	6,0	1,7	0,0	2,0	-	12,3	11,0	-	22,0	17,5

## 2.4 SISTEMAS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Os sistemas de fundação mais comumente empregados em Brasília são as estacas isoladas, grupo de estacas e tubulões. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010). A seguir, dar-se-á uma definição aos casos já mencionados, assim como também para o radier estaqueado e sua

variante com o sistema combinado, entendendo que a norma brasileira não menciona uma definição, sendo apresentado na Figura 2.5 respectivamente.

- ❖ *Estacas isoladas*: Elementos estruturais que são cravados ou escavados e que transmitem os esforços da estrutura para o solo em forma de resistência lateral do fuste e da ponta seguindo as diversas metodologias convencionais existentes;
- ❖ *Radier Isolado*: São placas de concreto que recebem diretamente as cargas provenientes dos pilares e transmitem os esforços para o solo, geralmente são empregados quando se tem solos de boa qualidade;
- ❖ *Grupos de estacas*: São conjuntos de estacas unidas por um bloco de concreto de grande rigidez que ajuda a transmitir as cargas da estrutura de forma proporcional ao solo, considerando que o bloco não se encontra em contato direto com o solo;
- ❖ *Radier estaqueado*: São associações de estacas com o elemento estrutural denominado radier ou placa. A diferença básica entre grupos de estacas e radier estaqueado deve-se ao fato que, no último, o elemento de ligação, o radier, está em contato direto com o solo e deste modo contribui na absorção das cargas derivadas da superestrutura;
- ❖ *Radier estaqueado combinado*: Entende-se pela mesma definição da anterior, mais que, pelo fato de ter uma camada de solo melhorada (material argiloso compactado) como reforço superficial, ele pode incrementar a rigidez em conjunto e absorver uma porcentagem dos esforços atuantes sobre o solo mole. Deste modo na presente dissertação se avalia a possibilidade de ser aplicado.

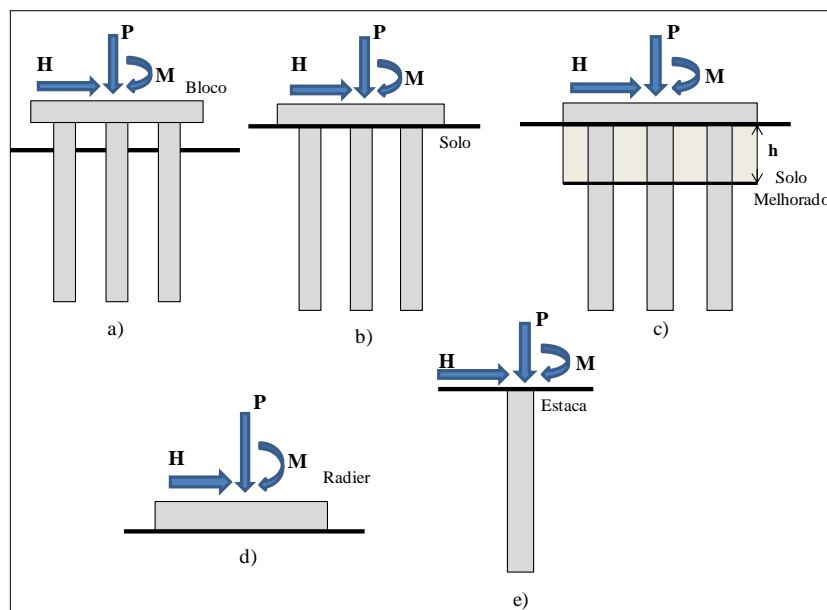


Figura 2.5 - Tipos de sistemas de fundação: a) grupo de estacas, b) radier estaqueado, c) radier estaqueado combinado, d) radier, e) estaca isolada.

## 2.5 ABORDAGEM DE RADIER ESTAQUEADO

Poulos (1980) define o radier estaqueado basicamente como o sistema que absorve as cargas da estrutura conforme a seguinte Eq.(2.1):

$$Q_{PR} = Q_R + Q_{PG} \quad (2.1)$$

Onde:

$Q_{PR}$ : Capacidade de carga do radier estaqueado.

$Q_R$  : Capacidade de carga do radier.

$Q_{PG}$ : Capacidade de carga do grupo de estacas.

Katzenbach *et al.* (2000) definem o comportamento do radier estaqueado por meio do coeficiente do radier estaqueado  $\alpha_L$ , que define a relação entre a quantidade de carga transferida para o grupo de estacas e a carga total atuante na fundação, onde o valor zero do coeficiente representa um radier isolado, e o valor de um representa o sistema convencional de grupo de estacas ignorando a influência do radier, conforme apresentado na Figura 2.6.

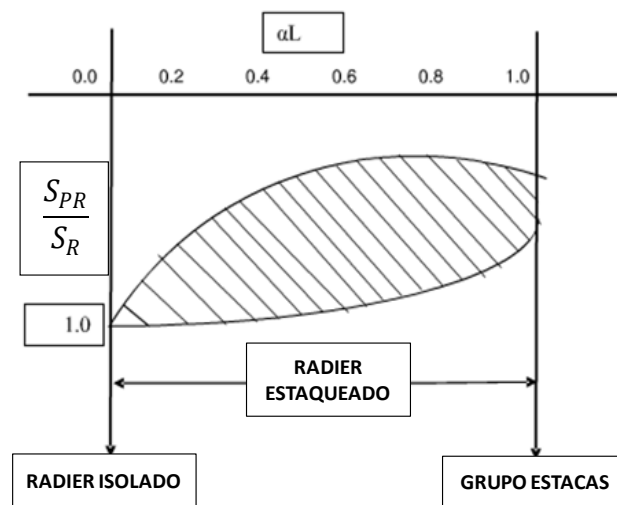


Figura 2.6 - Conceito de radier estaqueado (Katzenbach *et al.*, 2000).

Onde:

$\alpha_L$ : Variação da relação carga estacas/ carga total;

$S_{PR}$ : Recalque do radier estaqueado;

$S_R$ : Recalque do radier isolado.

Mandolini (2003) define-se a carga que é capaz de suportar a fundação entre suas duas componentes. Para expressar as porcentagens de cada uma são expressas pelo seguinte parâmetro conhecido como coeficiente de radier estaqueado apresentado na Eq.(2.2):

$$\alpha_{PR} = \frac{Q_{PG}}{Q_{PR}} \quad (2.2)$$

Este parâmetro pode descrever a transferência de carga entre o radier e as estacas. Assim, um radier estaqueado que tem  $\alpha_{PR} = 0$  representaria um radier isolado. Entretanto com  $\alpha_{PR} = 1$  teríamos uma fundação em que as estacas absorvem toda a carga e com um índice entre 0 e 1 temos a notação em radier estaqueado, sendo este conceito apresentado na Figura 2.7.

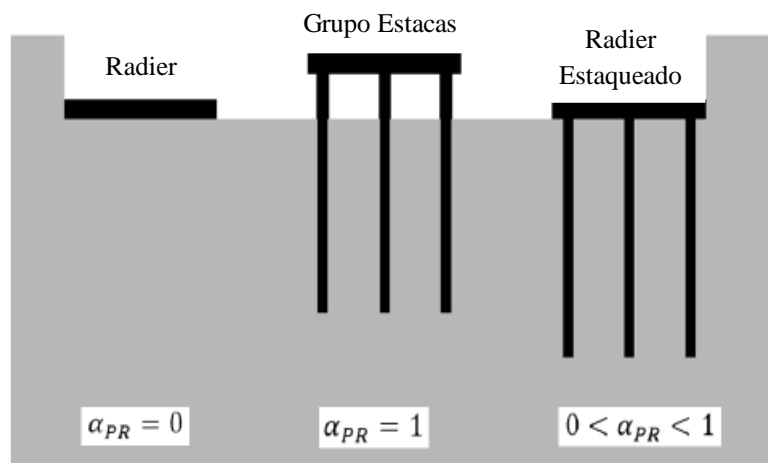


Figura 2.7 - Fator  $\alpha_{PR}$  para definição de tipo de fundações (Mandolini, 2003).

Para o projeto de fundação do tipo radier estaqueado, são necessárias as verificações das seguintes questões propostas por (Poulos, 1998, 2000, 2001a).

- Capacidade de carga última para cargas verticais, horizontais e momentos;
- Recalque máximo;
- Recalque diferencial;
- Esforços no radier para o projeto estrutural;
- Esforços nas estacas.

A partir das considerações mencionadas é que o mesmo autor sugere que todo projeto em radier estaqueado deve envolver três fases que são descritas a seguir:

- a) Estágio preliminar: avalia a viabilidade do uso de um radier estaqueado e o número de estacas para satisfazer às exigências do projeto. Corresponde a uma etapa em que o efeito do número de estacas é avaliado por meio de uma análise aproximada;
- b) Segundo estágio: uma análise mais detalhada que permitirá avaliar onde as estacas são exigidas e suas características gerais;

c) Estágio final: detalhar o projeto, obter o número ótimo de estacas, sua localização e configuração, computar uma distribuição detalhada dos recalques, momentos fletores, cortantes no radier, cargas e momentos nas estacas.

## **2.6 VANTAGEM E LIMITAÇÕES DO EMPREGO DE RADIER ESTAQUEADO**

As fundações em radier estaqueado fornecem uma opção de fundação econômica para casos onde o desempenho de radiers isolados não satisfaz os critérios do projeto, a partir dessas condições o incremento de um número limitado de estacas podem melhorar a capacidade de carga última, o recalque total, recalque diferencial e a espessura do radier requerido (Van Impe *et al.*, 2001).

Poulos (1991) realizou diversas análises variando o perfil do solo de suporte do radier estaqueado, e encontrou situações que podem ser favoráveis ao emprego de radier estaqueado, como os perfis de solos constituídos de argilas relativamente rígidas ou perfis de solo constituído por areias relativamente densas.

Nas duas situações acima descritas, o radier pode fornecer uma proporção representativa da capacidade de carga e rigidez exigidas, com estacas agindo como melhoramentos do desempenho da fundação, no lugar da atuação apenas como elementos de compensação da capacidade de carga do radier.

De acordo com Poulos (1991) existem algumas situações nas quais o emprego de fundações em radier estaqueado são desfavoráveis, como por exemplo:

- Perfis de solo que contenham argilas moles próximas à superfície do terreno;
- Perfis de solo contendo areias fofas próximas à superfície;
- Perfil de solo contendo camadas compressíveis em profundidade relativamente rasa;
- Perfis de solo que se apresentam efeitos sobre os recalques por consolidação;
- Perfis de solos sujeitos a movimentos de expansão devido a causas externas.

Nos dois primeiros casos, o radier apresenta baixa capacidade de carga e rigidez, enquanto que no terceiro caso os recalques com o tempo de camadas compressíveis sobre o radier podem levá-lo a perder sua parcela de contribuição na rigidez final do sistema. Os dois últimos casos envolvem recalques por consolidação (recalques decorrentes da saída de água ou contração de um solo argiloso ativo) podendo resultar na perda de contato entre o radier e o solo, e levando ao aumento de cargas nas estacas, conseqüentemente aumentando os recalques do sistema.

Segundo Franke *et al.* (2000) citados por (Bittencourt, 2012) o radier estaqueado é usualmente apropriado para edifícios com:

- Índice de esbeltez maior a 4 da relação altura (H) e largura (B) pelo fato de ser sensível à inclinação;
- Elevadas pressões de contato no radier (média de 500 a 600 kPa) e grandes recalques;
- Excentricidade do carregamento da superestrutura;
- Fundação profunda com escavação superior a 10 m pelo fato de ser fundações compensadas gerando pressões nas paredes;
- Estruturas adjacentes (edifícios, pontes, túneis, tubulações de esgoto, etc) próximas a fundação.

Segundo Maharaj & Gandhi (2004) as vantagens do emprego de radier estaqueado seriam:

- Redução do recalque total, recalque diferencial;
- Aumento da estabilidade global da estrutura;
- Redução do número de estacas comparado com o sistema convencional (grupo de estacas);
- Redução das tensões de flexão para o radier;
- Otimização do custo da fundação;
- Aumento da rigidez e valido para solos moles.

Segundo Sousa & Cunha (2005) algumas das principais vantagens do emprego do radier estaqueado são:

- Redução do recalque diferencial no projeto de fundações e, eventualmente, dos movimentos das fundações vizinhas;
- Aumento da capacidade de carga global das fundações.

### **Fatores que Influenciam o custo do Radier Estaqueado**

O custo de construção em radier estaqueado depende principalmente de:

- Custo de instalação de grupo de estacas;
- Custo de construção do radier.

O custo total do radier estaqueado pode ser minimizado pela redução da instalação de estacas e pelo custo de construção com ajuda da otimização do numero estacas segundo sua configuração necessária que permitam controlar o recalque total, recalques diferenciais, os momentos fletores e as forças cortantes atuantes no radier.



Katzenbach (2012) comenta que a otimização e sustentabilidade de projetos têm muita importância especialmente para edifícios altos onde se precisa um maior projeto geotécnico de fundações, onde o material de construção empregado, o tempo de construção e energia consumida podem ser reduzidos dentro da construção civil e no tempo de serviço. O autor aplica a presente metodologia para diversos casos, descrevendo, por exemplo, o edifício Mirax Plaza, em Kiev, na Ucrânia onde foram projetados dois edifícios de 192 m que ao utilizar as abordagens de otimização avançadas e aproveitando os efeitos positivos do radier estaqueado, o número de estacas foi reduzido para 120 com comprimentos de 40 m, 64 estacas com comprimentos de 33 m e altura do radier de 3m. A otimização da fundação leva a uma diminuição considerável de recursos empregados, água, energia, tempo, etc. e uma redução de custo de 3,3 milhões de US\$.

## **2.7 CLASSIFICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PROJETO**

Poulos (2001) agrupou os principais métodos em dois grandes grupos assim denotado neste trabalho, sendo eles:

- Métodos Simplificados ou Preliminares;
- Métodos Detalhados ou Métodos Numéricos.

### **2.7.1 Métodos Simplificados ou Preliminares**

Os métodos simplificados para avaliação do comportamento de estacas, grupos de estacas e radier estaqueado são constituídos pelos seguintes métodos:

- Correlações empíricas;
- Métodos das fundações equivalentes;
- Método do radier equivalente;
- Método do Tubulão Equivalente;
- Método do Pórtico Equivalente;
- Método dos “Suportes de Reação Constante”;
- Métodos baseados na Teoria da Elasticidade: são dados pelos métodos de Poulos & Davis (1980), Randolph e Wroth (1979), Sales (2000) e pelo método do Poulos-Davis-Randolph (2000) o que será motivo de emprego na presente dissertação como

metodologia preliminar que nos permita obter valores referenciais da quantidade de estacas, recalque total e fator de segurança do sistema de radier estaqueado.

**Poulos-Davis-Randolph (2000)**

Baseado primeiramente na metodologia de Poulos & Davis (1980) para descrever uma curva tri-linear, e tendo apresentando uma modificação nas inclinações das primeiras retas, produto das análises feitas por Randolph & Wroth (1979). Na Figura 2.8 apresenta-se a metodologia PDR.

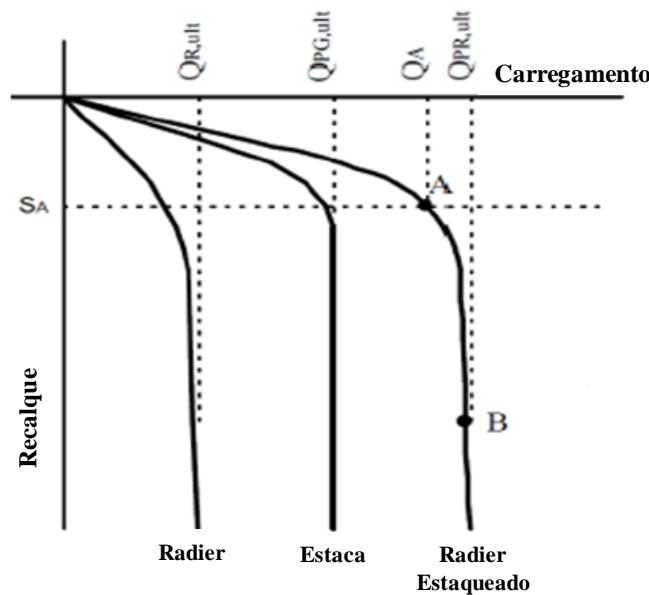


Figura 2.8 - Metodologia PDR (Modificado - Mandolini, 2003).

Segundo Mandolini (2003), o ponto A apresenta a capacidade de carga última do grupo de estacas que foram completamente mobilizadas  $Q_{PG,ult}$ . Antes desse valor a carga era compartilhada pelo radier e as estacas, uma vez excedida, qualquer aumento da carga será unicamente absorvida pelo radier até atingir sua capacidade de carga última  $Q_{PU,ult}$ .

O recalque do radier estaqueado pode ser obtido pelas Eq.(2.3) e Eq.(2.4) respectivamente, sendo apresentados na Figura 2.9.

$$P \leq P_A: \quad \delta = \frac{P}{K_{PR}} \quad (2.3)$$

$$P > P_A: \quad \delta = \frac{P_A}{K_{PR}} + \frac{(P-P_A)}{K_R} \quad (2.4)$$

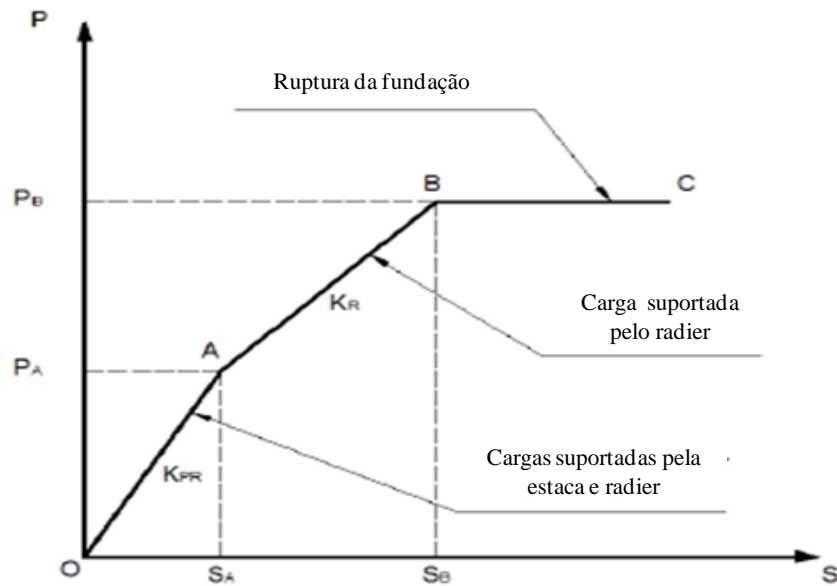


Figura 2.9 - Curva carga x recalque do modelo PDR (Poulos-Davis-Randolph).

Segundo Reinaldo (2010) a modificação mais importante desta metodologia é que quando se tem em conta o aporte da rigidez do radier no primeiro estágio de carregamento, as metodologias de Poulos-David-Randolph (2000) e Sales (2000) oferecem os mesmos resultados para os recalques e valores de carga antes da falha das estacas. Entretanto, após a ruptura, a metodologia do PDR (Poulos-David-Randolph) subestima os valores de recalque, e neste caso é a metodologia de Sales (2000) a que melhor simula a curva carga- recalque em toda a etapa de carregamento do radier estaqueado.

Menciona-se que, para a presente dissertação foi empregada inicialmente a metodologia PDR para se obter valores referenciais da quantidade de estacas, o recalque total e o fator de segurança global do sistema como estágio preliminar, indica-se que ambas metodologias não levam em conta a influencia de camadas estratificadas, o radier com geometrias irregulares, o não consideram carregamentos variáveis entre outros.

### 2.7.2 Métodos Detalhados

Com o avanço dos métodos numéricos e da tecnologia computacional nas últimas décadas, os métodos de análise numérica como o Método dos Elementos Finitos (MEF), o Método de Diferenças Finitas (MDF) e o de Elementos de Contorno (MEC) tornaram se mais solicitados pelos pesquisadores e assim puderam ser desenvolvidos e empregados com cada vez mais constância (Zhang, 2000).

O radier estaqueado e o solo são discretizados em elementos finitos e uma análise completa pode ser feita pelo MEF em três dimensões (3D), juntamente com a adaptação de modelos constitutivos mais aprimorados para descrever o comportamento do solo (p.ex., elasto-plásticos; plásticos e visco-plásticos) assim como para o radier estaqueado. A seguir descreve-se uma quantidade de trabalhos realizados nos últimos dez anos no mundo e que serviram como apoio na realização do presente trabalho.

Ottaviani (1975) foi o pioneiro na utilização do MEF em 3D. Comparou o recalque em função da rigidez relativa entre o material do solo e das estacas e a distribuição de cargas entre estacas em blocos com nove e quinze estacas. Para os resultados com uma estaca isolada, suas conclusões foram precursoras daquelas obtidas pelo MEC por Kuwabara (1989).

As limitações principais estão ainda relacionadas com o tempo de discretização e obtenção da solução, mesmo com todo o desenvolvimento tecnológico.

Reul & Randolph (2003) apresentam os resultados de retroanálises detalhadas utilizando análises tridimensionais em elementos finitos de três fundações em radier estaqueado assentes em argila sobre adensada. Comparações de recalques totais e diferenciais e de carga conduzida pelas estacas apresentaram boa concordância, embora as análises de elementos finitos geralmente mostrem uma maior proporção de carga sendo suportada pelas estacas do que o estimado a partir das medidas de campo. Três indicadores de desempenho são propostos: a proporção de carga conduzida pelas estacas, o recalque máximo e o recalque diferencial máximo. É recomendado que os dois últimos sejam dados como uma proporção com relação ao que se obteria em uma fundação em radier sem estacas. Por fim, sugere-se que uma disposição ótima das estacas possa conduzir a uma melhoria do último indicador.

Maharaj (2003) empregou a metodologia do MEF em 3D para um radier estaqueado aplicando um carregamento uniformemente distribuído, utilizando um modelo elasto-plástico de Drucker-Prager para descrever o comportamento do radier, das estacas e do solo, apresentando as curvas carga x recalque do radier e radier estaqueado. Dos trabalhos realizados se concluiu que a capacidade de carga última do radier se incrementa com o aumento do módulo de rigidez do solo, com os comprimentos das estacas, (elas contribuem na redução do recalque diferencial quando se tem um radier flexível) e finalmente que o aumento do módulo de elasticidade do solo reduz o recalque total e diferencial do sistema. Com base na análise feita se verificou que a capacidade de carga final do radier flexível aumentou com o aumento no comprimento da estaca e com o módulo de elasticidade do solo.

Bacelar (2003) emprega o programa ABAQUS para análises de radier estaqueado ou submetidos a carregamento vertical, realizando um estudo paramétrico, observando os recalques e as cargas nas estacas, modificando características geométricas e empregando parâmetros elásticos dos materiais. Conclui que o sistema é diferente para condições de carregamento drenado e não-drenado.

Maharaj & Gandhi (2004) realizaram análises paramétricas para radier estaqueado sobre solos moles com emprego de modelos elásticos e elasto-plásticos do solo, empregando o programa ABAQUS com a metodologia de elementos finitos em 3D, concluindo que para este tipo de solos moles que o aumento de estacas reduz o recalque da relação de 5% para cada metro de estaca adicional, e a redução do recalque no radier está diretamente relacionada com o módulo de rigidez do solo assim como a diminuição do recalque diferencial está relacionado com o aumento do diâmetro das estacas. Comenta também que o emprego de um modelo constitutivo linear para descrever o comportamento do radier seria o mais aconselhado pelo fato de representar um comportamento mais realista.

Novak *et al.* (2005) comentaram que, para projetos de fundações e especificamente para radier estaqueado, cada vez mais precisar-se-ia do emprego de metodologias mais sofisticadas pelo fato de que os projetos muita vezes não são regulares e as metodologias convencionais não representam o verdadeiro comportamento. Realizaram modelagens numéricas em 3D empregando o MEF com ajuda do programa AMPS (2004) nos projetos em radier estaqueado como o edifício Westendstrasse, localizado em Frankfurt, Alemanha, sendo este o mesmo que já foi estudado por diversos autores (El-Mossallamy e Franke, 1997; Franke, 1991, Franke, *et al.*, 1994) assim como também um projeto na cidade de Urawa, Japão. Para os dois casos foi encontrado que os MEF em 3D representam o comportamento de interação solo-estrutura e levam a valores mais pertos com respeito à instrumentação do projeto, sendo assim mais “reais” quando comparados com as metodologias convencionais.

Baghdadi (2006) realizou análises paramétricas para radier estaqueado sobre solos com comportamento não linear mediante o emprego da metodologia de elementos finitos em 3D com ajuda do programa 3DSPRANO, concluindo que o aumento de estacas no radier incrementa a capacidade de suporte e reduz os recalques finais e diferenciais. Menciona também que é possível uma redução do 40% do recalque inicial ao se incrementar o comprimento das estacas.

Rabiei (2009) empregou o programa ELPLA baseado na metodologia de MEF para realizar análises paramétricas no radier estaqueado em 2D, realizando variações na

configuração das estacas, quantidade de estacas, comprimento e altura do radier sujeitas a carregamento uniforme distribuído. Conferiu que o incremento do momento de flexão máximo é proporcional ao incremento da espessura do radier e o recalque diferencial, por outro lado o recalque no centro do radier diminui com o incremento da espessura do radier assim como o incremento uniforme do comprimento das estacas têm muita importância na configuração das estacas.

Lee *et al.* (2010) empregam o programa em MEF PLAXIS 3D Foundations para estudar o comportamento dos raders estaqueados dos edifícios Torhaus e Westend 1, construídos em Frankfurt, Alemanha. Empregou-se um modelo constitutivo com endurecimento do solo, e para o radier e estacas um modelo linear elástico. Estes resultados foram comparadas com trabalhos anteriores de Reul e Randolph (2003) que empregaram o ABAQUS MEF 3D.

Lee, Kim, & Jeong (2010) realizaram uma análise paramétrica para um projeto em radier estaqueado sobre solos argilosos moles, empregando a metodologia dos elementos finitos em 3D mediante o programa ABAQUS. Consideraram elementos de interface no radier e solo, variação dos comprimentos das estacas, a quantidade de estacas, o carregamento vertical, e o solo estratificado com três camadas (argila mole - argila compacta – rocha) para finalmente avaliar o recalque, a carga absorvida pelas estacas, pelo radier e finalmente o fator de segurança global do sistema. Do presente trabalho pode-se mencionar que o emprego de um número limitado de estacas, estrategicamente posicionadas, pode melhorar a capacidade de suporte e controlar o recalque do radier estaqueado. Por outro lado, o tipo de carregamento (carga uniforme ou ponto) influência de acordo com seu posicionamento, comprimento, quantidade de estacas assim também quando se aplica uma carga uniforme ou variável.

Figueredo (2010) fez análises de radier estaqueado com MEF 3D empregando o programa PLAXIS 3D Foundations, calibrando as condições de contorno, quantidade de elementos e nós a ser empregos no radier isolado, estaca isolada e radier estaqueado para obter gráficos paramétricos das análises mencionadas.

Rabiei (2010) fez análises paramétricas considerando o efeito de três tipos de carregamento uniforme distribuído, validando também o emprego do radier estaqueado para estas condições ao ter melhor desempenho respeito aos sistemas convencionais.

Reinaldo (2010) realizou um estudo sobre a aplicação da teoria da segurança sobre radier estaqueado, concluindo que existem maiores vantagens o emprego da metodologia de estados limite sobre os de fator de segurança global para radier estaqueado.

Poulos *et al.* (2011) fizeram uma abordagem de projeto em estado limite de serviço para o radier estaqueado para um projeto de 151 andares localizado sob um aterro construído em argila marinha mole em Songdo - Coréia. O sistema de fundação considerado compreende 172 estacas de 2,5 m de diâmetro com um radier de 5.5m de espessura sendo analisada com o programa PLAXIS 3D Foundations, concluindo que, dever-se-ia considerar o efeito de compensação de solo quando se faz escavações para sub solos inferiores, onde as deflexões laterais são menores nesta condição e reduzem os momentos nas estacas.

## **2.8 TRABALHOS REGIONAIS SOBRE RADIER ESTAQUEADO**

Os seguintes trabalhos apresentados formam uma compilação do realizado até agora sobre o emprego da metodologia do radier estaqueado na região Centro Oeste do Brasil destacando principalmente o aporte de duas escolas: a UnB e a UFG, respectivamente.

Sales (2000) desenvolveu um trabalho precursor na UnB sobre radier estaqueado, com a realização de revisão crítica da literatura sobre o comportamento de radiers estaqueados apresentando os conceitos, as metodologias de cálculo e os trabalhos pioneiros realizados nesta metodologia. Foram feitas provas de carga em radier estaqueado com o solo na condição natural e pré-inundada comparando os resultados obtidos dos ensaios com os previstos por um método híbrido (MEF e MEC). Realizou uma comparação dos testes realizados com as diversas metodologias presentes na literatura, e finalmente este autor propôs uma nova metodologia para considerar as respostas das estacas totalmente mobilizadas, implementando-a na ferramenta híbrida (GARP). Ressalta-se o trabalho deste autor, pelo fato de ser o ponto de partida para as posteriores pesquisas realizadas em radier estaqueado pela UnB. Percebe-se ainda que, atualmente há uma carência de trabalhos experimentais que ajudem a entender melhor o comportamento do sistema de radier estaqueado assente sobre solos moles colapsíveis do DF, indicando que todos os valores paramétricos retroanalisados até o momento foram baseados nestas teses.

Bezerra (2003) retroanalisou ensaios de campo, feitos anteriormente, utilizando ferramentas numéricas simples para o comportamento linear e detalhado do solo a fim de verificar o desempenho de cada uma dessas ferramentas. Fez análises paramétricas em radiers estaqueados alterando suas propriedades geométricas e seus materiais constituintes, desenvolvendo alguns conceitos de otimização do radier estaqueado.

Cordeiro (2007) fez análises com o programa GARP onde foram simulados danos nas estacas defeituosas, que podiam ocorrer durante a execução da obra e as possíveis soluções a serem adotadas, caso esses danos viessem a ocorrer.

Lima (2007) fez um estudo onde se procurou analisar a fundação em radier estaqueado sob o ponto de vista da otimização, sendo analisados diversos casos, utilizando-se de um programa de otimização, variando o tipo de carregamento, tipo de solo e diâmetro das estacas.

Janda *et al.* (2009) fizeram um estudo numérico/experimental, no campo experimental da UnB, levando a conclusões acerca da adequabilidade de se adotar parâmetros de laboratório, de campo ou retroanalisados como dados de entrada do programa numérico Plaxis 3D Foundations que simulam tridimensionalmente fundações em radier estaqueado com os estágios de procedimento construtivo respectivo.

Souza (2010) estudou o efeito da interação entre estacas, empregado métodos híbridos, para analisar radiers estaqueados, tendo depois comparado os resultados obtidos do GARP com os resultados do DIANA que emprega a metodologia dos elementos finitos, obtendo os fatores de interação do radier estaqueado com variações do número de estacas e a estratificação do solo para os dois programas utilizados.

Doehler (2012) realizou uma análise numérica para um radier estaqueado de 25 estacas com ajuda do programa DIANA e comparou com metodologias simplificadas comumente empregadas na atualidade. Realizou variações para o radier como modelos lineares, não lineares do solo, e perda de rigidez no bloco.

Bittencourt (2012) desenvolveu uma ferramenta numérica para análises de radier estaqueado chamada de FENF, fazendo conceitos de otimização, validação do programa e comparando com trabalhos de outros autores para observar as vantagens e desvantagens do programa proposto.

## **2.9 RADIER ESTAQUEADO SOB SOLO COLAPSIVEL**

Quando se projeta estacas em solos colapsíveis e elas não são previstas com esforços adicionais de ocorrência de colapso, pode ser gerada uma mobilização elevada do atrito lateral no caso de estacas flutuantes, diminuindo ou incrementando seu valor de acordo com o movimento relativo entre o solo e o fuste da mesma (Poulos & Davis, 1980).

Cunha & Sales (1998) apresentam ensaios de estacas e radier feitos em argila porosa de Brasília que objetivam o conhecimento do comportamento destes sistemas num solo com



características intrínsecas do local: colapsível e argiloso. Neste sentido, a influência da colapsividade do solo no desempenho final das fundações foi avaliada induzindo ao solo situações de umidade natural e de saturação. Dessa forma eles concluíram que a colapsividade do solo de Brasília afeta consideravelmente o comportamento do radier estaqueado e que a saturação induzida ao solo tende a resultar numa redução da capacidade última das fundações, independentemente do tipo do sistema de fundação. Além disso, concluiu-se que o comportamento dos sistemas de fundações estaqueadas é dependente do número de estacas.

Sales *et al.* (1999) realizaram retroanálises sobre ensaios de campo em três tipos distintos de fundações (sapata isolada; sapata em contato com o solo e grupo de estacas), dos quais comentaram o seguinte:

- A retroanálise das propriedades do solo e dos materiais da fundação foi considerada satisfatória mediante a complexidade e a problemática do comportamento do solo local (argila porosa colapsível);
- Para solos colapsíveis, a instalação de estacas abaixo de fundações rasas apresenta-se como uma alternativa eficaz e econômica para projetos de baixas cargas.

Os trabalhos de Abelev & Askalonos (1957) citados por Cintra & Aoki (2009) descrevem um procedimento de melhoria de solos para evitar o recalque por colapso mediante um sistema de estabilização de solos por injeção de uma solução de silicato de sódio.

Ensaio feitos por Cintra *et al.* (1986) concluíram que a porcentagem de recalque pode ser reduzida até em 86% só com a compactação do solo.

Cintra (1985) propõe para a determinação da carga admissível ( $P_a$ ) nas fundações em solos colapsíveis, além das verificações usuais de segurança à ruptura e ao recalque, uma verificação da segurança ao colapso do solo. Essa verificação consiste na aplicação de um fator de segurança ( $F_s$ ) mínimo de 1,5 à carga de colapso, sendo apresentada na Eq.(2.5):

$$P_a = \begin{cases} R/2,0 \\ R_c/1.5 \end{cases} \quad (2.5)$$

Onde:

$P_a$ : Carga admissível.

$R$ : Capacidade de carga na condição não inundada.

$R_c$ : Carga de colapso.

Da presente metodologia se faz a verificação do colapso através de provas de carga, onde se pode levar em conta a colapsividade na própria determinação da carga, sendo que

para isso precisar-se-ia dos ensaios de prova de carga com solo inundado e solo natural conforme os ensaios feitos por Sales (2000).

Além disso, é importante mencionar que a capacidade de carga de uma fundação é função da variável de sucção matricial e que uma das condições críticas corresponderia à sucção matricial nula (solo inundado), em que a capacidade de carga atinge o valor mínimo denominado de “carga de colapso”.

Segundo Tan, Y.C. & Chow (2004) o emprego da metodologia do radier estaqueado sobre solos moles é muito vantajosa com respeito às metodologias convencionais. Estes autores apresentaram três casos históricos realizados sobre estes tipos de solos, validando o emprego do radier estaqueado em projetos menores (menos de três prédios) e medianos (três até cinco prédios). Para o caso de projetos menores utilizou-se do conceito do emprego de estacas para a redução do recalque segundo sua configuração, enquanto que para os projetos medianos empregaram-se as estacas com comprimentos variáveis segundo seu posicionamento para o melhor controle do recalque diferencial admissível.

Segundo Chun-yi Cui *et al.* (2010) para solos moles, o efeito de recalque e de desempenho do sistema de radier estaqueado e estrutura não pode ser negligenciado devido às características da interação não linear. As metodologias de projeto convencionais e o emprego de simulações numéricas em 2D não consideram a análise o efeito de interação entre os elementos, o tipo de aplicação do carregamento e o mecanismo de deformação, assim os autores apresentaram uma análise acoplada da estrutura e do solo em 3D com o programa ABAQUS. Para a super estrutura as vigas e colunas foram modeladas com elementos do tipo B32 (três nós quadráticos), para as lajes e para o radier foi empregado elementos do tipo Shell S8R (oito nós quadráticos), para as estacas empregou-se elementos sólidos do tipo C3D8R, e finalmente para o sub solo foram empregados do tipo C3D8RP. Foi considerado um modelo de Mohr-Coulomb para descrever a não linearidade do solo, e por outro lado para o fenômeno de consolidação do sub solo baixo carregamento foram empregados as equações de Biot`s. Conclui-se do presente trabalho que o comportamento do sub solo causado pela consolidação depende do tempo e tem efeitos na interação do sistema super estrutura – radier estaqueado - sob solo e que na pratica este efeito da consolidação com o tempo não deveria ser negligenciado pelo fato de se ter muita influencia no comportamento final do sistema.

## 2.10 CONTROLE DE TENSÕES VERTICAIS EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Os valores das tensões de colapso e as máximas de projeto que foram empregados como critério de controle nesta Dissertação, aplicação ao sistema de radier estaqueado com camada de solo compactado, foram obtidos a partir de ensaios oedométricos e de inundação do solo realizados por Guimarães (2002) no campo experimental da UnB.

Descrevem-se a seguir as definições dos ensaios edométricos e o critério que foi considerado para determinar o módulo de deformação volumétrica chamado também de grau de colapsividade.

Os ensaios edométricos realizados para avaliar o colapso de solos podem ser efetuados seguindo-se de duas metodologias distintas e que se designam por ensaios edométricos duplos e ensaios edométricos simples, tal como se ilustra nas Figura 2.10 e Figura 2.11, respectivamente.

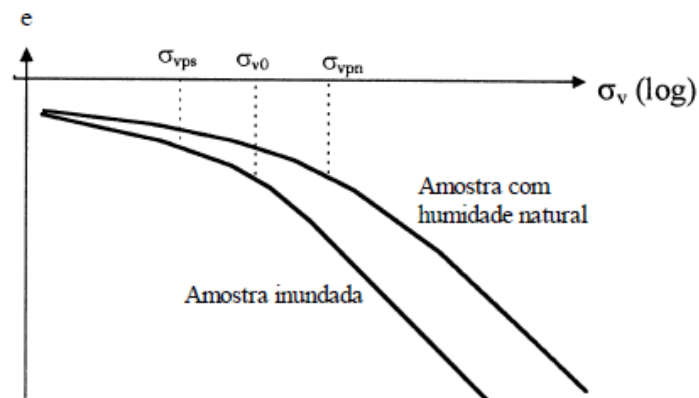


Figura 2.10 - Curvas índice de vazios  $x$  tensão vertical obtidas de um ensaio edométrico duplo (Futai,1997).

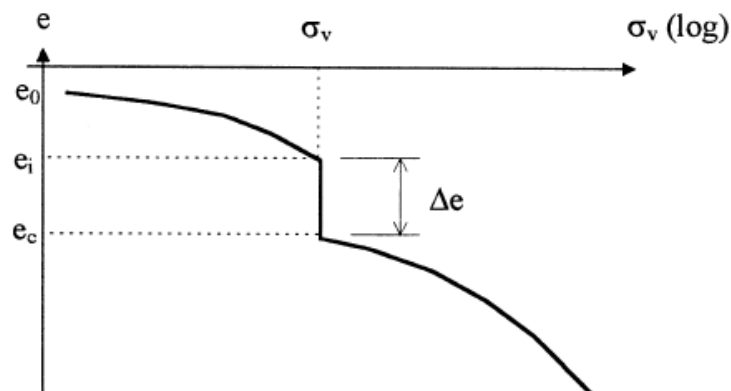


Figura 2.11 - Curva índice de vazios  $x$  tensão vertical obtida de um ensaio edométrico simples (Futai,1997).

A metodologia empregada no ensaio edométrico duplo, proposta por Jennings & Knight (1975) e Reginatto & Ferrero (1973), consiste na realização de dois ensaios edométricos com amostras nas mesmas condições iniciais. Um dos ensaios é previamente saturado, aplicando-se em seguida os vários estágios de carregamento. No outro ensaio a amostra de solo é ensaiada na sua condição natural, sendo os vários estágios de carregamento aplicados com um constante teor de umidade.

Reginatto & Ferrero (1973) propuseram que o coeficiente de colapsividade do solo, utilizando os resultados de ensaios edométricos, fosse determinado se usando a expressão seguinte Eq.(2.6):

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (2.6)$$

Sendo:

$C$ : Coeficiente de colapsividade do solo;

$\sigma_{vpn}$ : Tensão de pré-consolidação virtual do solo na umidade natural;

$\sigma_{vps}$ : Tensão de pré-consolidação virtual do solo saturado;

$\sigma_{v0}$ : Tensão vertical *in situ* devido ao peso próprio do solo.

O valor superior da tensão de pré-consolidação da amostra no estado natural relativamente à amostra saturada, tal como se ilustra na Figura 2.10, é devido ao efeito da sucção, que promove um aumento do enrijecimento do solo (Futai, 1997).

Utilizando o coeficiente de colapsividade definido pela equação (2.6), o valor da tensão de pré-consolidação e o estado de tensão *in situ*, pode-se classificar o solo da seguinte forma:

- i) Solo verdadeiramente colapsível  $\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$  e  $C < 0$ ; o solo sofre colapso sem carregamento externo;
- ii) Solo condicionado ao colapso  $\sigma_{vps} > \sigma_{v0}$  e  $0 < C < 1$ ; a ocorrência de colapso depende do nível de tensão induzido pelo carregamento externo, subdividindo-se em:
  - ii-1) não ocorre colapso com a inundação do solo  $\sigma_v < \sigma_{vps}$ ;  
o incremento máximo que o solo suporta sem colapsar é  $(\sigma_{vps} - \sigma_{v0})$ ;
  - ii-2) ocorre colapso quando o solo for inundado após carregamento  
 $\sigma_{vps} < \sigma_v < \sigma_{vpn}$ ;
  - ii-3) pode ocorrer colapso mesmo sem inundação  $\sigma_v > \sigma_{vpn}$ ;

iii) No caso de se verificar a condição  $\sigma_{vpn} = \sigma_{vps}$  e  $C = 1$  existe indefinição quanto à ocorrência de colapso.

A metodologia seguida nos ensaios edométricos simples consiste em se carregar normalmente as amostras de solo, mantendo constante o seu teor de umidade, até uma determinada tensão, provocando-se então a saturação do solo, registrando-se as deformações verificadas devido ao colapso e prosseguindo depois com o carregamento, tal como se ilustra na Figura 2.11. Esta metodologia foi proposta por Jennings & Knight (1975), Vargas (1978) e Lutenegger & Saber (1988), os quais apresentaram a expressão seguinte para definir o potencial de colapso dos solos na Eq.(2.7):

$$CP = \frac{\Delta e}{1 - e_i} \quad (2.7)$$

Sendo:

$CP$ : Potencial de colapso;

$\Delta e$ : Variação do índice de vazios devido ao colapso;

$e_i$ : Índice de vazios correspondente à tensão em que se realizou a saturação.

O valor do potencial de colapso aqui definido não é outra coisa que o valor da deformação volumétrica ( $\mathcal{E}_v = CP$ ) expressada em valores de porcentagem.

Vargas (1978) classificou como solos colapsíveis aqueles que apresentam uma deformação volumétrica igual ou superior a 2%, independentemente da tensão vertical em que se realizou a saturação da amostra.

Jennings & Knight (1975) e Lutenegger & Saber (1988) classificaram os solos quanto ao colapso, da forma que é apresentada na Tabela 2.6 e Tabela 2.7, respectivamente, a partir dos resultados obtidos de ensaios edométricos simples, nos quais as tensões de inundação dos testes foram de 200 kPa e 300 kPa, respectivamente.

Tabela 2.6 Classificação da colapsividade nas obras de engenharia (Jennings & Knight, 1975).

$\mathcal{E}_v$ (%)	Gravidade do Problema
0 a 1	Sem problema
1 a 5	Problema moderado
5 a 10	Problemático
> 20	Problema muito grave

Tabela 2.7 Classificação da colapsividade nas obras de engenharia (Luternegger & Saber, 1988).

$\epsilon_v$ (%)	Gravidade do Problema
2	Leve
6	Moderado
10	Alto

Guimarães (2002) realizou ensaios oedométricos convencionais e simples, para obter os parâmetros de compressibilidade e colapso do solo do campo experimental da UnB. O referido autor define o ensaio convencional como o ensaio oedométrico duplo, e o ensaio simples como o ensaio oedométrico simples. Os valores encontram-se na Tabela 2.8 e Figura 2.12, a seguir.

Tabela 2.8 Ensaios de adensamento do solo no campo experimental da UnB (Guimarães, 2002).

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cc	0,518	0,626	0,467	0,502	0,484	0,403	0,319	0,249	0,078	0,115
Cs	-	0,024	0,019	0,018	0,015	0,020	0,017	0,014	0,030	0,048
$\sigma'_{Pa}$ (kPa)	30	33	81	57	80	100	89	107	150	156
$\sigma'_{P_0}$ (kPa)	13	27	42	56	71	85	101	119	137	154
OCR	2,3	1,2	1,9	1,0	1,1	1,2	0,9	0,9	1,1	1,0
e inicial	1,70	1,70	1,34	1,37	1,36	1,20	1,14	0,91	0,94	0,96
e final	0,95	0,67	0,75	0,74	0,79	0,82	0,72	0,76	0,99	1,00
w inicial (%)	28,4	29,2	27,1	25,6	25,0	26,8	20,4	18,0	28,8	31,3
Sr inicial (%)	45,9	47,1	54,0	49,3	50,5	58,8	48,3	52,8	85,0	91,4

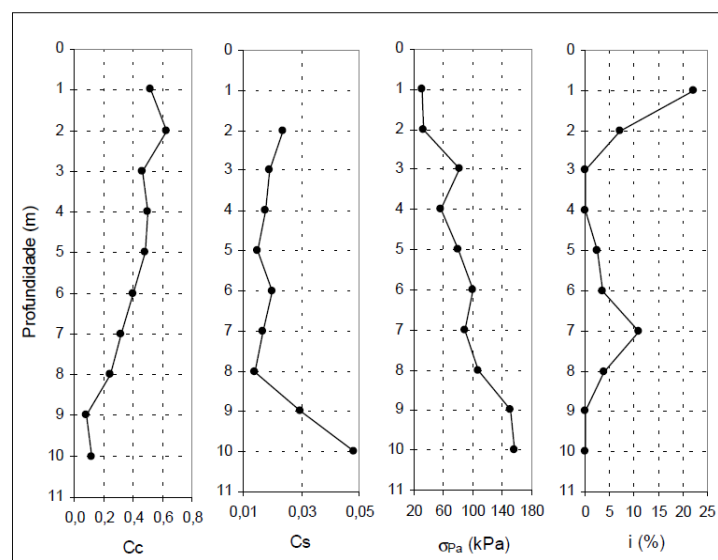


Figura 2.12 - Principais parâmetros apresentados pelas amostras nos ensaios oedométricos do solo do campo experimental da UnB (Guimarães, 2002).

Guimarães (2002) propõe que, devido à alta porosidade do solo do campo experimental da UnB, o solo apresentou grande compressibilidade quando submetido ao acréscimo de pressões, obtendo-se valores da ordem de 40% nos três primeiros metros para tensões de até 100 kPa, o que pode ser desastroso para uma construção. Por outro lado, nota-se que, o coeficiente de compressibilidade ( $C_c$ ) calculado para o solo inundado é decrescente com a profundidade e apresenta a mesma tendência do índice de vazios. Por outro lado, o valor do coeficiente de expansão ( $C_s$ ) deste perfil é praticamente constante com a profundidade, apresentando um pequeno acréscimo para 9 e 10 m, com valores baixos da ordem de 0,02.

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1987), os principais fatores que influenciam o colapso do solo são: o índice de vazios, o grau de saturação inicial, a natureza do meio (fluido de saturação), o aumento das tensões, a história do material. Outro ponto importante é a simples alteração do estado de tensões ou deformações, como mostraram Assis & Farias (1998).

Segundo Guimarães (2002) a alteração do estado de tensões pode ser oriunda de escavações, carregamentos externos ou variações de sucção. Desta forma o autor sugere medir o colapso não somente devido à inundação (i), mas também devido à alteração do estado de tensões (ic). Dos ensaios realizados comenta-se que:

- A diferença das curvas do ensaio natural e inundado, quando os corpos-de-prova são idênticos, resulta no colapso, para o estado de tensão gerado pela condição oedométrica. Mesmo sabendo que estes ensaios não permitem previsões acuradas quanto a todos os aspectos, é o método que fornece uma avaliação quantitativa do colapso, ao contrário de propostas empíricas;
- A diferença entre as curvas natural e inundada normalizada pelo índice de vazios inicial mostra o potencial de colapso devido à inundação (estimativa do colapso) denominado por (iw) e apresentada na Tabela 2.9;
- Para levar em conta o estado de tensões, o mesmo autor apresenta na Tabela 2.10 os valores da sucção e o colapso devido ao carregamento ao longo da profundidade, denominando o colapso devido ao carregamento como (ic).

Tabela 2.9 Potencial de colapso dos solos do campo experimental da UnB por inundação (Guimarães, 2002).

Profundidade (m)	iw (%) para as tensões aplicadas (kPa)					
	6,25	12,5	25	50	100	200
1	1,2	2,7	5,0	7,6	12,7	17,2
2	4,9	4,4	3,6	6,0	8,8	8,2
3	0,4	0,9	1,0	0,6	-0,8	-2,6
4	0,5	-0,3	-1,1	-2,1	-3,0	-3,4
5	0,3	0,6	0,2	0,3	0,6	2,2
6	-	0,2	0,5	1,3	2,2	4,3
7	0,5	0,7	0,3	-0,7	-0,6	1,6
8	-	0,1	0,2	0,3	0,4	1,0

Tabela 2.10 Variação da sucção e deformação com carregamentos nos ensaios oedométrico (Guimarães, 2002).

Profundidade (m)	Parâmetros	Tensão vertical de consolidação (kPa)							
		6,25	6,25/12,5	12,5	25	50	100	200	400
1	Sucção (kPa)	15,9	0	0	0	0	0	0	0
	Convencional ic (%)	0,8	0	1,6	2,4	3,6	5,5	6,8	5,8
1	Sucção (kPa)	18,2	-	17,9	17,3	16,0	15,4	13,5	0
	Simples ic (%)	0	-	0,2	0,4	0,2	0,3	1,1	5,9
2	Sucção (kPa)	9,1	0	0	0	0	0	0	0
	Convencional ic (%)	0,9	4,3	0,2	0,3	4,1	6,8	7,8	8,1
2	Sucção (kPa)	14,8	-	14,3	13,5	11,9	9,7	5,1	0
	Simples ic (%)	0,6	-	0,6	1,1	2,3	4,1	7,9	8,0
3	Sucção (kPa)	8,4	0	0	0	0	0	0	0
	Convencional ic (%)	0,3	0	0,6	1,2	1,6	2,6	5,1	6,1
3	Sucção (kPa)	9,9	-	9,0	7,2	6,9	6,3	5,2	0
	Simples ic (%)	0,3	-	0,3	1,1	2,0	4,0	8,0	8,9
4	Sucção (kPa)	80,9	0	0	0	0	0	0	0
	Convencional ic (%)	0,9	0	0,1	0,7	1,3	4,1	5,8	6,4
4	Sucção (kPa)	106,8	-	96,3	78,9	55,2	24,4	7,6	0
	Simples ic (%)	0,3	-	0,8	1,4	2,4	5,3	6,7	6,9
5	Sucção (kPa)	153,9	0	0	0	0	0	0	0
	Convencional ic (%)	0,3	0,1	0,4	0,7	1,3	2,2	5,3	6,2
5	Sucção (kPa)	259,2	-	245,3	212,9	175,8	132,8	81,9	0
	Simples ic (%)	0,3	-	0,3	1,0	1,3	2,1	3,6	5,8
6	Sucção (kPa)	-	45,3	0	0	0	0	0	0
	Convencional ic (%)	-	0,2	0	0,3	0,7	1,4	3,1	4,8
6	Sucção (kPa)	-	-	34,2	33,7	32,9	30,9	27,8	0
	Simples ic (%)	-	-	0,1	0,2	0,2	0,7	1,4	1,3
7	Sucção (kPa)	2258	0	0	0	0	0	0	0
	Convencional ic (%)	0,4	0	0,3	0,7	1,1	1,7	2,9	4,1
7	Sucção (kPa)	2576	-	2586	2620	2578	2421	2149	0
	Simples ic (%)	0,3	-	0,3	1,2	2,2	1,8	1,9	4,8
8	Sucção (kPa)	-	1000	0	0	0	0	0	0
	Convencional ic (%)	-	0,4	0	0,2	0,3	0,5	0,9	2,6
8	Sucção (kPa)	-	-	1995	1995	1594	1584	1259	0
	Simples ic (%)	-	-	0,3	0,2	0,3	0,4	0,8	3,1

Guimarães (2002) comenta que nos solos superficiais (até 3m), a componente principal da metaestabilidade do solo é a sucção, observando-se que para pequenas variações



de sucção (de 2 a 10 kPa), o solo apresentou comportamento colapsível ( $\epsilon_v > 2\%$ ). Observa-se que, mesmo para baixas tensões aplicadas (tensões menores que 50 kPa), as amostras tanto natural como inundada apresentaram comportamento colapsível ( $i_c > 2\%$ ), ocorrendo deformação de forma quase instantânea com o carregamento (menos de 15s após o carregamento o solo apresenta cerca de 80% da deformação total ocorrida no carregamento).

Com base neste trabalho, obtiveram-se as tensões máximas de projeto, que serviram como ponto de controle para as análises numéricas realizadas nesta dissertação. Para profundidade até 3m (zona crítica), considera-se um critério de colapsividade do solo com valores de deformação volumétrica até 2%. Para profundidade superiores a 3 m, considera-se um valor de deformação até 3%. Este se deve ao fato do critério de colapso por inundação não apresentar deformações volumétricas para carregamentos até 200 kPa, pois a diferença de sucção, entre as duas curvas natural e inundada, é pequena (menos de 10 kPa). Um fator de segurança de 1,50 foi considerado para se obter os valores das tensões máximas de projeto, as quais encontram-se apresentadas na Tabela 2.11.

Tabela 2.11 Valores das tensões máximas de projeto a serem empregos.

Profundidade (m)	Tensão Adotada de Colapso (kPa)	Tensão Efetiva Máxima de Projeto (kPa)
0	25	17
1	25	17
2	50	33
3	100	67
4	120	80
5	150	100
6	200	133
7	200	133
8	400	267

Observações:

- Até 3m de profundidade se considera  $\epsilon_v = 2\%$  por ser a zona ativa definida por Mota (2003);
- A partir de 3m de profundidade foi avaliado com  $\epsilon_v = 3\%$ ;
- Não foram considerados os valores do ensaio simples que apresentaram sucção muito elevada.

### 3. CASO DE ESTUDO E RETROANÁLISES NUMÉRICAS

#### 3.1 DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Descrevem-se alguns trabalhos de investigação geotécnica solicitados pela empresa JC Gontijo Engenharia S.A. na vizinhança do projeto a ser estudo de caso. A empresa solicitou um relatório técnico para a possibilidade do emprego de estacas para um empreendimento de edificações, este localizado nas margens da via EPCT – Riacho Fundo – DF e apresentado na Figura 3.1.

Os ensaios de sondagens do SPT para a zona referencial foram realizados pela empresa FAVA Engenharia e os trabalhos de caracterização geotécnica, resistência ao cisalhamento do solo, adensamento e colapso do solo, pela empresa LTEC Laboratório Técnico e Engenharia. Por fim, os ensaios de curva característica foram realizados pela empresa SSCAP Engenharia e esta, reuniu os relatórios de todos os ensaios para elaboração do relatório final dos estudos geotécnicos para a identificação, caracterização e avaliação do comportamento mecânico do solo, para verificar a possibilidade do emprego das estacas escavadas na zona de estudo.

O relatório técnico realizado pela SSCAP Engenharia, proporciona uma informação de referência para nosso caso de estudo sobre a caracterização do solo e comportamento geotécnico nessa região, as principais considerações são apresentadas a seguir:

- Foram feitas cinco provas de carga para estacas com diâmetros de 30 e 40 cm e com comprimentos de estacas de 8 e 10 m;
- Os resultados da caracterização do solo e ensaios de adensamento confirmaram a presença de solos colapsíveis;
- O recalque observado por efeito do carregamento é considerado elevado. Por outro lado, o recalque por efeito da inundação é relativamente pequeno, devido à elevada umidade natural do perfil do solo;

- A utilização de estacas escavadas poderiam ser adotadas como opção construtiva levando em conta as respectivas recomendações de projeto.

O projeto a ser analisado na presente Dissertação encontra-se localizado no Setor Meireles, na cidade de Santa Maria, no Distrito Federal, conforme a Figura 3.1. O lote 401, caso em estudo, tem uma área total de 26.125,45 m<sup>2</sup>, e foi inicialmente analisado com a metodologia convencional (grupo de estacas e estacas isoladas). Pretende-se aqui avaliar hipoteticamente o projeto para um novo sistema de “radier estaqueado combinado” com uma camada de solo argiloso compactado aplicado ao solo do campo experimental da UnB.

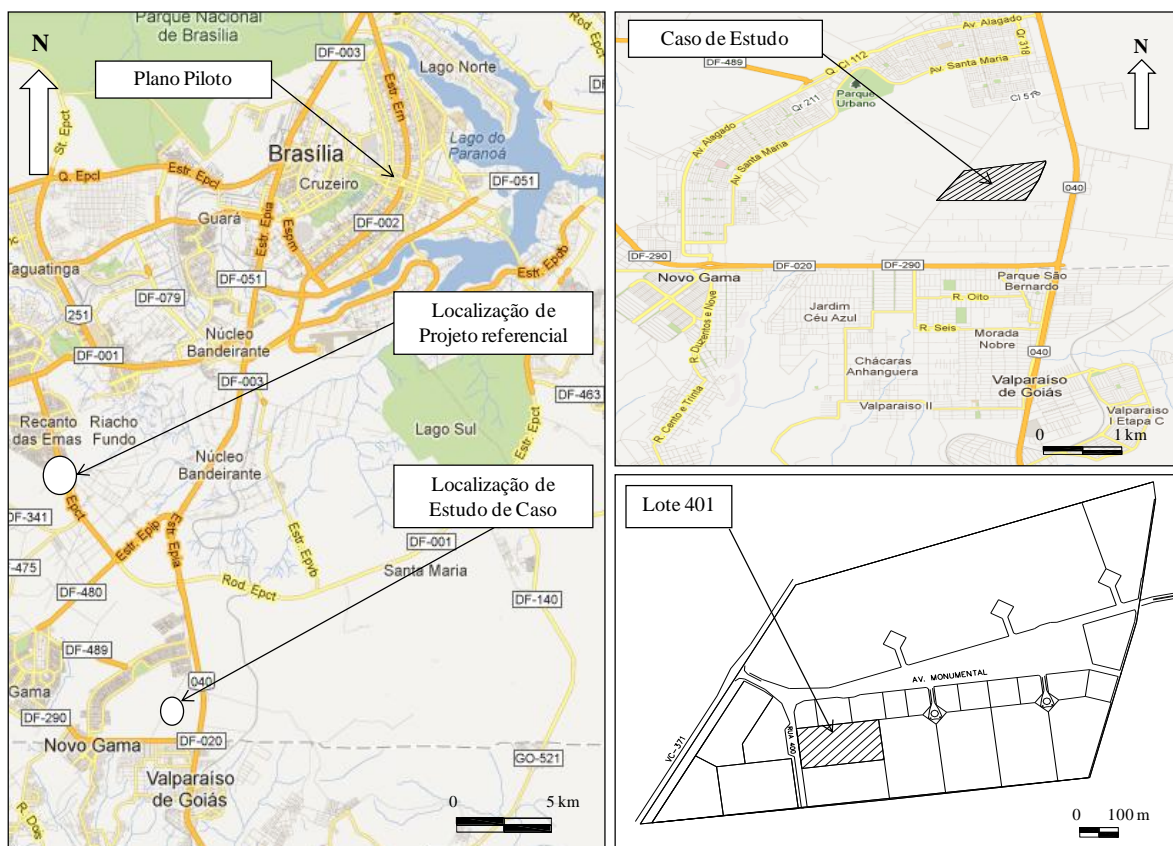


Figura 3.1 - Localização geral do projeto estudo de caso e referencial.

O projeto contempla três tipos de blocos residenciais apresentados na Figura 3.2, sendo suas respectivas características as seguintes:

- ❖ Tipo I: Habitação unifamiliar térrea, totalizando 86 unidades habitacionais de 02 quartos cada, com área individual de 49,51 m<sup>2</sup>;
- ❖ Tipo II: 12 blocos de habitação coletiva, com 04 pavimentos (térreo + 03 pavimentos) totalizando 192 unidades habitacionais de 02 quartos cada, sendo os blocos denominados como: C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M e N;

- ❖ Tipo III: 02 blocos de habitação coletiva, com 04 pavimentos (térreo + 03 pavimentos) totalizando 32 unidades habitacionais de 03 quartos cada, sendo os blocos denominados de A e B.

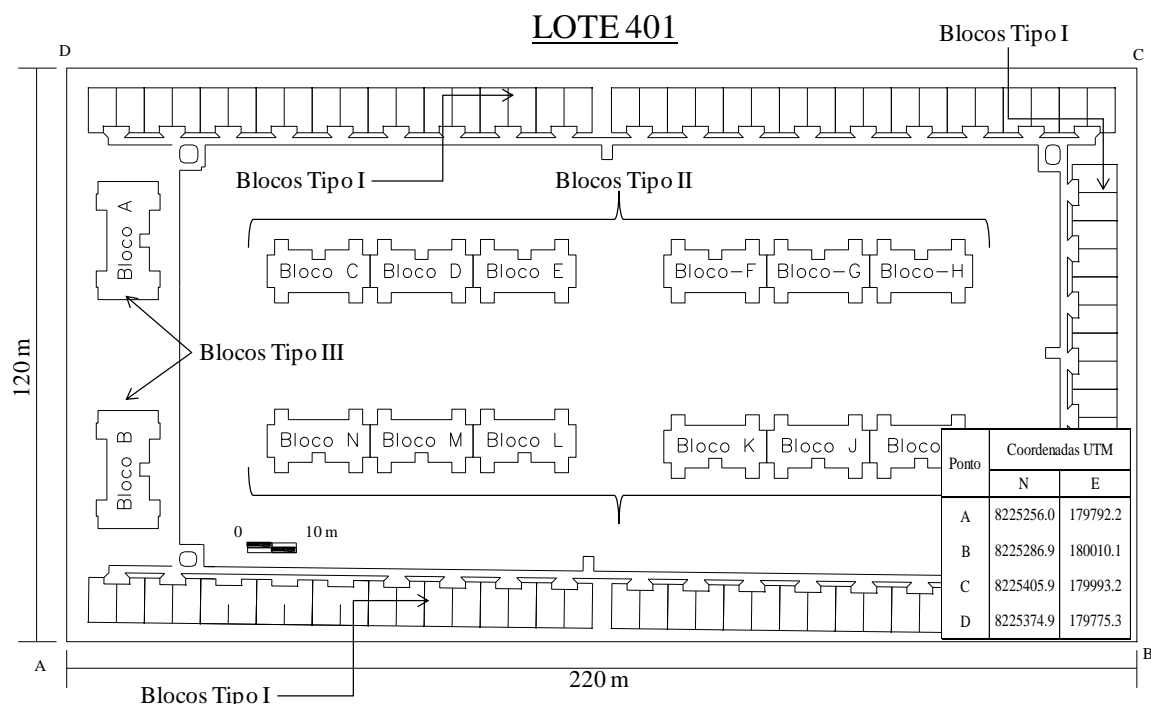


Figura 3.2 - Planimetria dos módulos projetados.

Na Figura 3.3, Figura 3.4 e Figura 3.5 apresentam-se o plano de fundação do Bloco tipo II e seus planos de elevações respectivos, sendo este bloco empregado nas respectivas análises pelo fato de ser similar para as 12 unidades e também representativo para este tipo de edificação “popular”.

Apresentam-se na Figura 3.6 e Figura 3.7 o plano de locação das estacas e o plano de fundações para o Bloco tipo II, de forma a ajudarem em um melhor entendimento das fundações convencionais, e de forma que possam ser posteriormente comparadas com o sistema em radier estaqueado combinado a ser aqui simulado para o mesmo local e edificação.

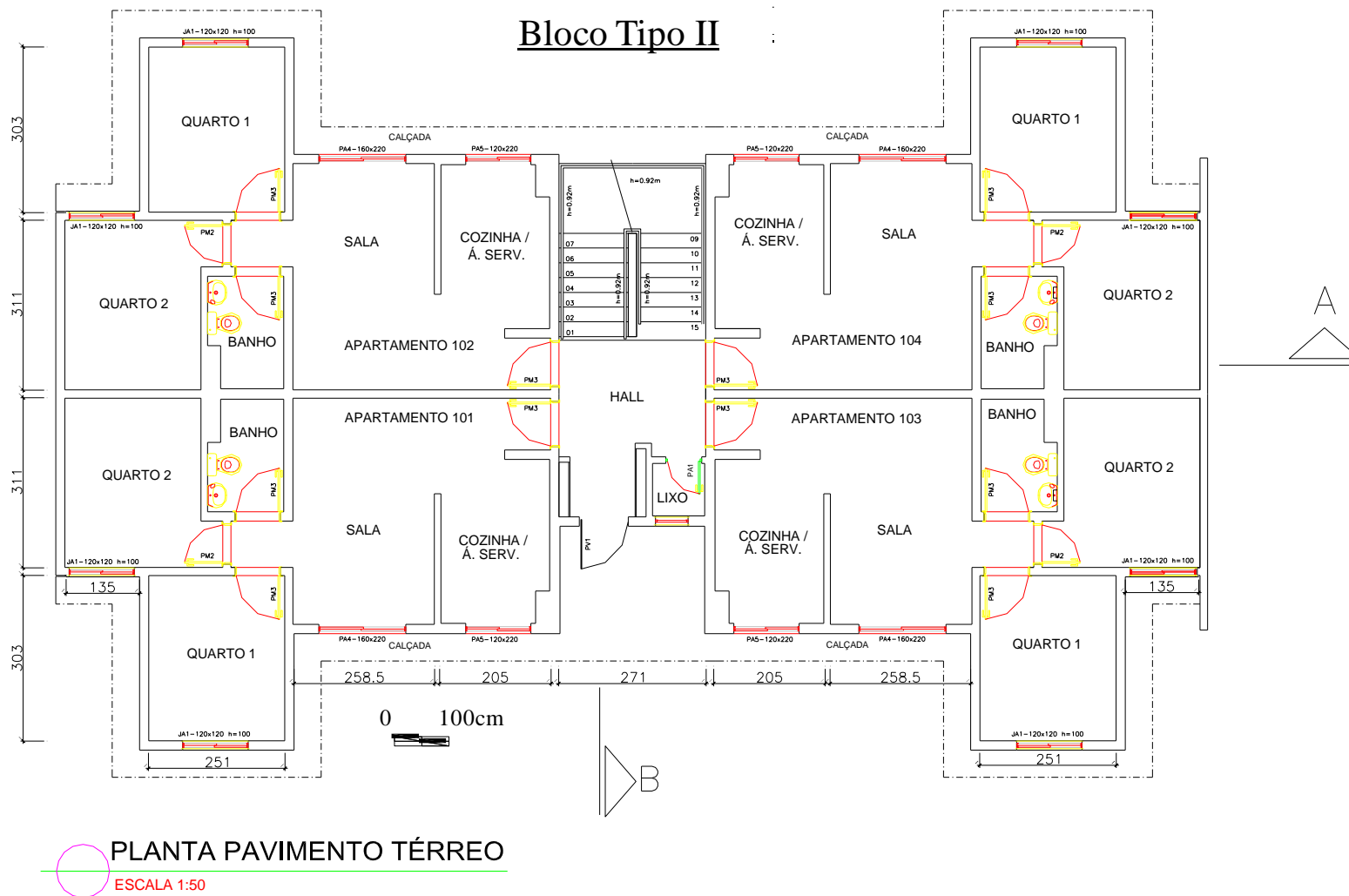


Figura 3.3 - Plano de arquitetura em planta para o Bloco do tipo II.

### Bloco Tipo II



Figura 3.4 Plano de elevação do corte A-A para o Bloco do tipo II.

### Bloco Tipo II

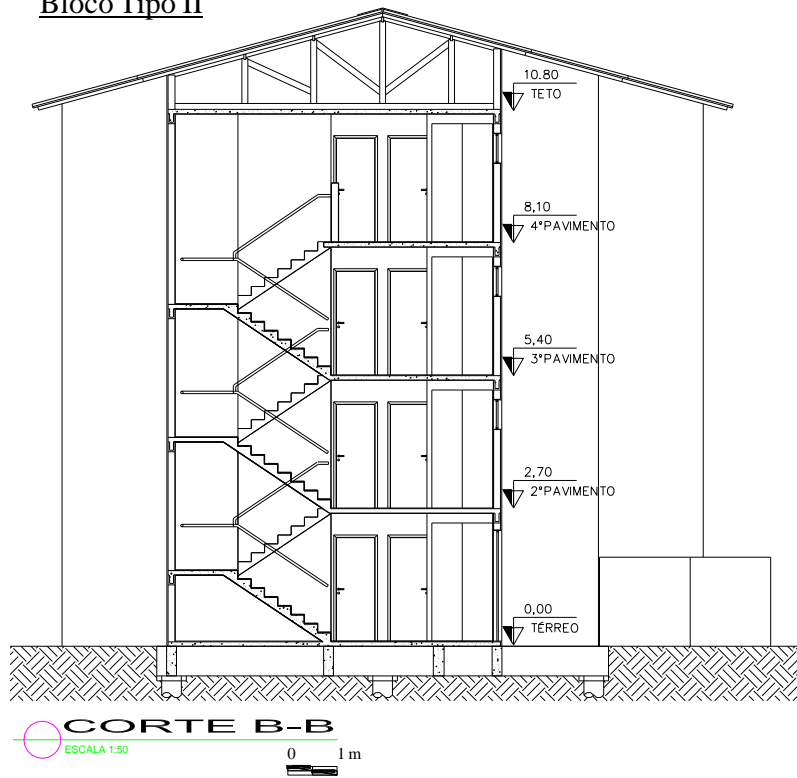
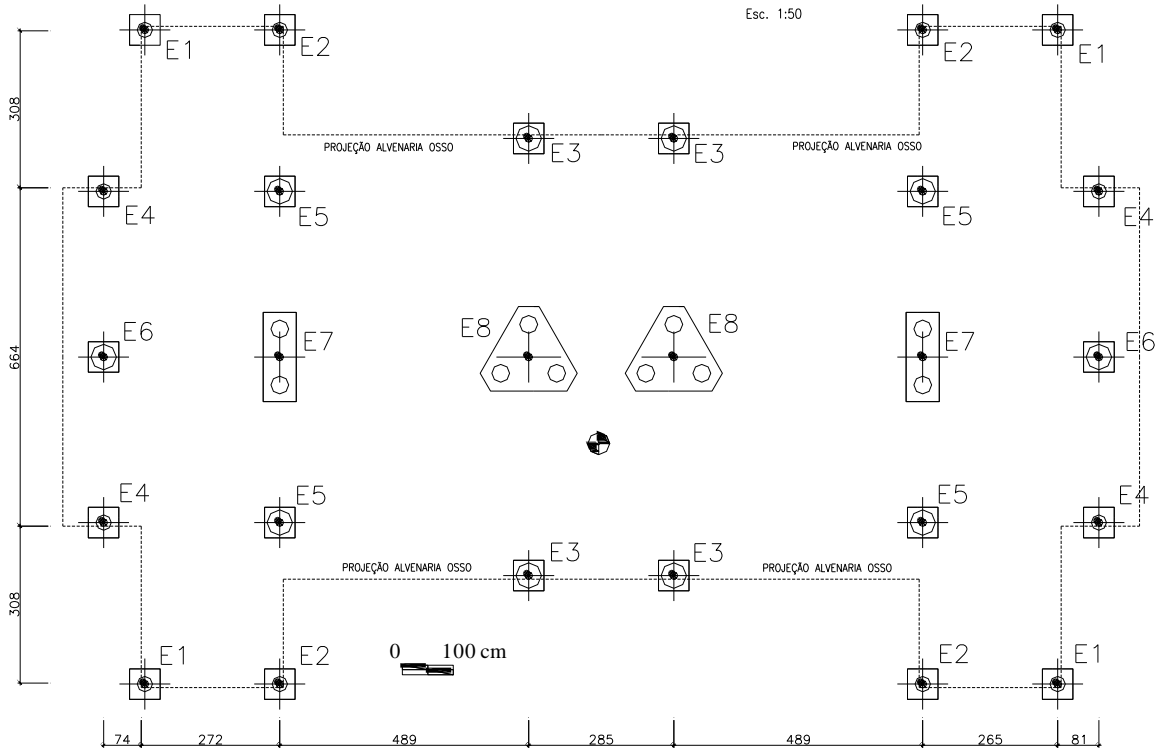


Figura 3.5 - Plano de elevação do corte B-B para o Bloco do tipo II.

## Bloco Tipo II

### LOCAÇÃO DE ESTACAS



DETALHE DAS ESTACAS				
ESTACA	Nro	CARGA ATUANTE (kN)	DIAMETRO (cm.)	COMPRIMENTO (m.)
E1	4	140	30,0	12,00
E2	4	150	30,0	13,00
E3	4	470	50,0	17,00
E4	4	280	35,0	15,00
E5	4	470	50,0	17,00
E6	2	400	50,0	16,00
E7	4	580	2x35,0	16,00
E8	6	880	3x35,0	17,00
TOTAL	32			

#### 1) Volume Concreto:

Estacas: 61,80 m<sup>3</sup>

Blocos: 11,60 m<sup>3</sup>

Cintos: 0,97 m<sup>3</sup>

Pisos: 20,20 m<sup>3</sup>

VT= 94,57 m<sup>3</sup>

#### 2) Volume de Excavações:

Ve= 107,86 m<sup>3</sup>

#### NOTAS GERAIS

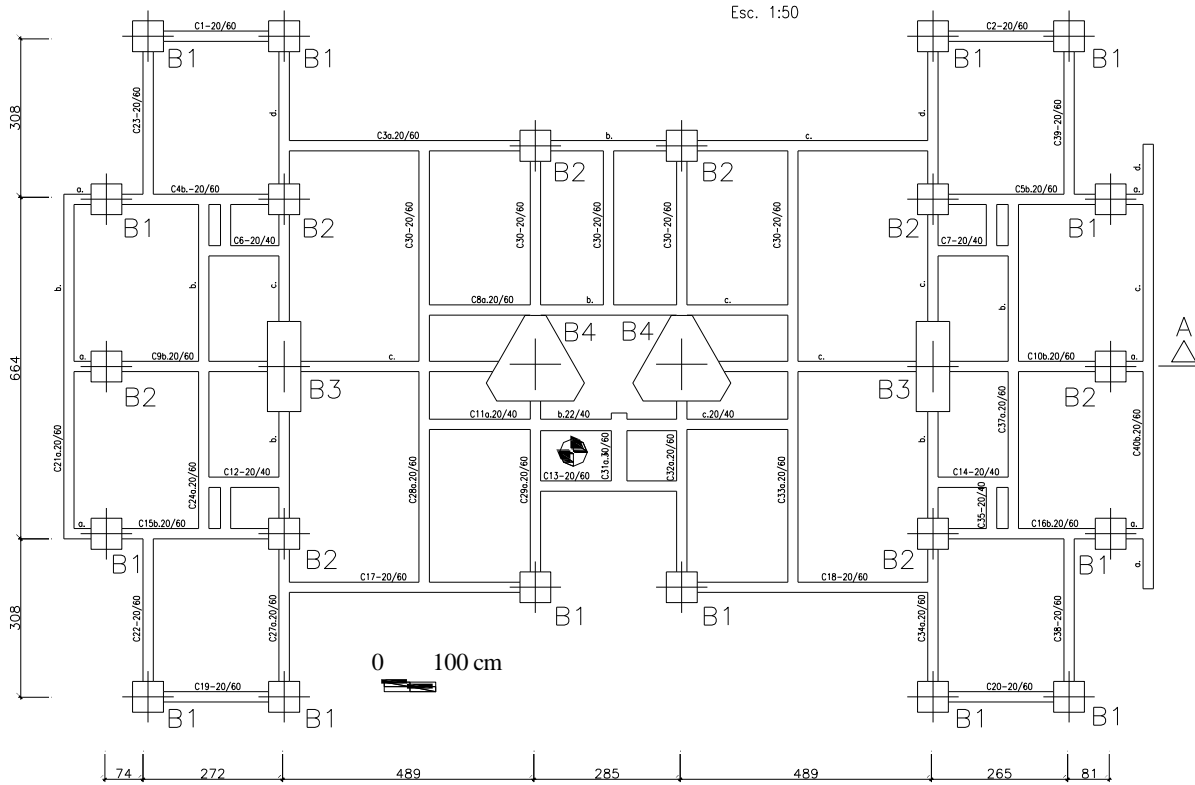
- 1 - MEDIDAS EM cm.
- 2 - CONCRETO PISOS:  $f_{ck} = 15,0 \text{ MPa}$ .
- 3 - CONCRETO CINTOS:  $f_{ck} = 15,0 \text{ MPa}$ .
- 4 - CONCRETO BLOCO:  $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ .
- 5 - CONCRETO ESTACAS:  $f_{ck} = 15,0 \text{ MPa}$ .

- Tipo Estaca
- coluna
- Ensaio SPT
- Escala 1:50

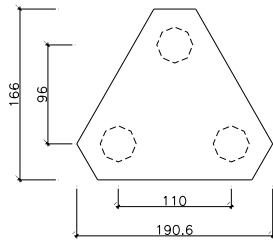
Figura 3.6 - Plano de locação das estacas para Bloco do tipo II.

# Bloco Tipo II

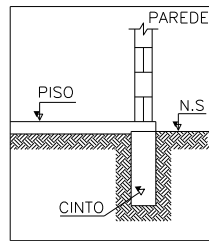
## FUNDAÇÃO DOS BLOCOS



**DETALHE DO BLOCO B4**  
Esc. 1:25 h=100



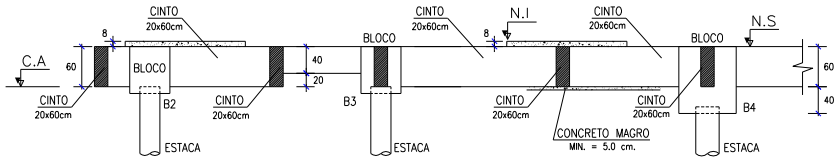
**DETALHE TÍPICO DO PISO ACABADO**  
S/E



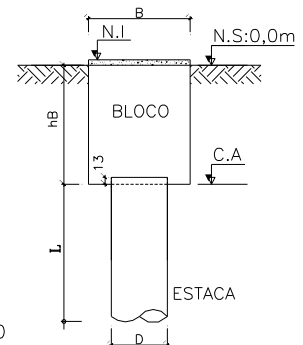
**DETALHE DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO**  
S/E

DETALHES DOS BLOCOS				
BLOCO	N	B (cm)	L (cm)	hB (cm)
B1	14	60	60	70
B2	8	60	60	70
B3	2	65	175	80
B4	2	-	-	100
TOTAL	26			

**CORTE A-A**  
Esc. 1:50



**ESTACAS ELEVÇÃO TÍPICA**



RESUMO FUSTES
Fustes diâmetro D = 30cm, 08
Fustes diâmetro D = 35cm, 14
Fustes diâmetro D = 50cm, 10

NOTAS GERAIS
MEDIDAS EM cm.
N.I.=+0,10 NÍVEL DE IMPLANTAÇÃO EM m.
N.S.= 0,00 NÍVEL DO SOLO EM m.
C.A.=-0,70 COTA DE ARRASAMENTO EM m.

- Tipo Bloco
- Ensaio SPT
- Escala 1:50

Figura 3.7 - Plano de fundação para o Bloco do tipo II.



Da figura anterior, pode-se observar que as cargas atuam diretamente sobre as estacas, e os diâmetros das estacas são variáveis entre 30 até 50 cm, com comprimentos variáveis entre 12 até 17 m, sendo agrupados em grupos de três estacas e de estacas isoladas.

A Figura 3.8 apresenta a localização de 15 sondagens para o lote 401, detalhando, além disto, as coordenadas de cada ensaio de SPT que foi realizado para os blocos deste tipo.

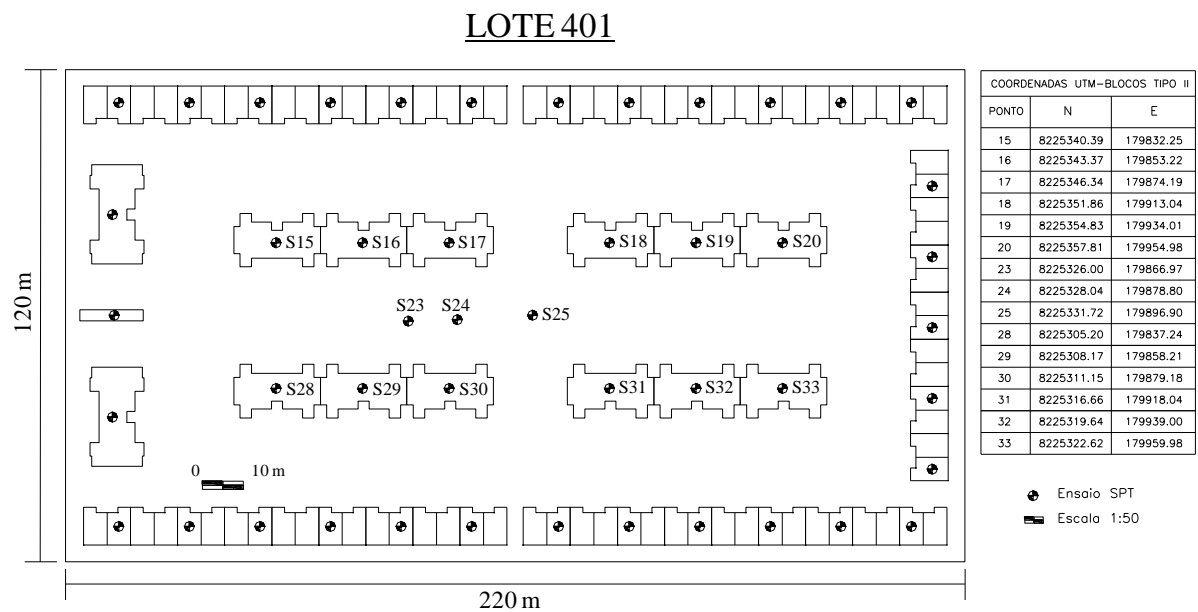


Figura 3.8 - Localização das sondagens de SPT para os Blocos do tipo II.

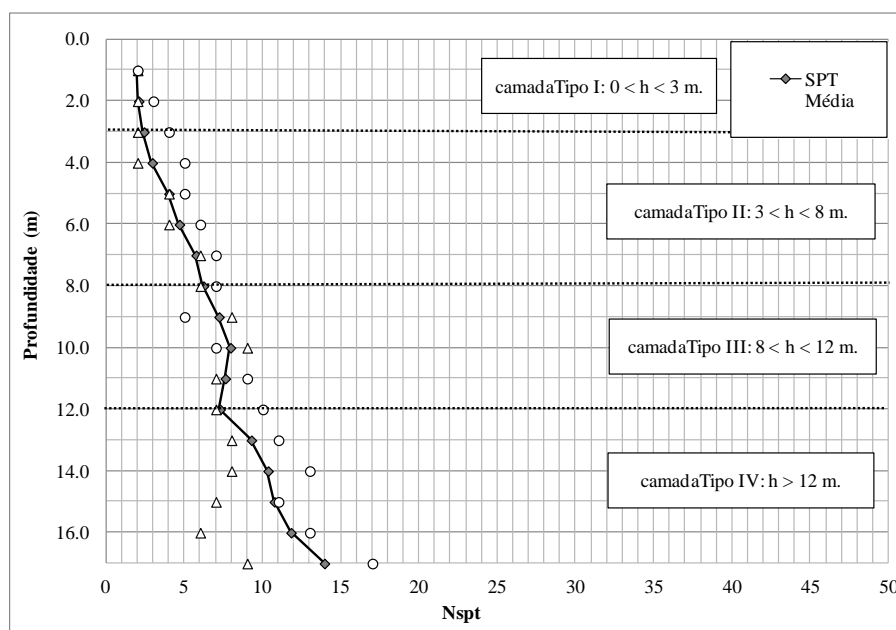


Figura 3.9 - Ensaios de SPT para os Blocos do tipo II.

Por outro lado na Tabela 3.1 são apresentados os valores dos ensaios de SPT para os blocos do tipo II conjuntamente com sua classificação do tipo de solo por camadas e valores médios, desvio standard e seu respectivo coeficiente de variação.

Tabela 3.1 Ensaios médios de SPT considerados para os blocos do tipo II, desvio standard do SPT, coeficiente de variação e o modulo de elasticidade por camadas.

Prof. (m)	Tipo de Camada	Classificação	Designação	Ensaios de SPT obtidos no Situ para os Blocos do tipo II				Es = 2,7*N <sub>SPT</sub> - Teixeira (1993)		
				SPT Média	SPT Média camada	SPT $\sigma$	SPT Cv	Es (MPa/m <sup>2</sup> )	Es Médio (MPa/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (MPa/m <sup>2</sup> )
1	I	Argila Arenosa Vermelha	Muito mole	2.0	2.2	0.2	8.1%	5.40	5.8	0.5
2				2.1				5.58		
3				2.4				6.48		
4	II		Mole	2.9	4.7	1.2	25.0%	7.92	12.7	3.2
5				4.0				10.80		
6				4.7				12.60		
7				5.7				15.48		
8			6.2	16.74						
9	III		Média	7.2	7.5	0.3	3.9%	19.44	20.3	0.8
10				7.9				21.42		
11				7.6				20.52		
12				7.3				19.62		
13	IV		Média	9.3	11.2	1.6	14.1%	25.02	30.3	4.3
14				10.3				27.90		
15				10.7				28.98		
16				11.8				31.86		
17				13.9				37.62		

Observações:

SPT: Valor do ensaio de penetração standar;

Es: Modulo de elasticidade do solo;

Es Médio: Modulo de elasticidade Médio da camada;

$\sigma$  : Desviação standar;

Cv: Coeficiente de variação.

### 3.2 RETROANÁLISES NUMÉRICAS

As retroanálises são um procedimento iterativo de ensaio (tentativa e erro) realizadas numericamente para determinar os parâmetros do solo que atingem os valores próximos da prova de carga x recalque. No entanto, representam uma forma mais coerente de determinar os valores dos parâmetros do solo em comparação com as correlações empíricas do SPT, CPT entre outras, que são mais comumente empregadas junto com os ensaios feitos no laboratório (Janda *et al.*, 2009).

As retroanálises relacionam diretamente as propriedades do material com os esforços gerados pelo ensaio da prova de carga, mas é recomendável conhecer previamente algumas propriedades dos materiais, como a densidade do solo, obtidas pelos ensaios de caracterização.

Janda *et al.* (2009) realizaram trabalhos de comparação de parâmetros do solo argiloso colapsível típico de Brasília no campo experimental da UnB. Os parâmetros foram obtidos *em situ*, através de ensaios de laboratório e também retroanalizados das provas de carga com o emprego do programa PLAXIS 3D Foundations considerando estágios do procedimento construtivo. Eles chegaram à conclusão que, para estes tipos de solos, os parâmetros obtidos pelas retroanálises seriam os mais recomendáveis por serem próximos das provas de carga, uma vez comparados com os valores dos ensaios de laboratório que foram um tanto conservadores.

Sales (2000) realizou trabalhos de retroanálises numéricas empregando o programa GARP6 para descrever o comportamento linear do solo.

Mota (2003) empregou os pacotes do GEOFINE e PLAXIS 2D com um modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para o solo, e finalmente, Bezerra, (2003) empregou o APRAFR para descrever o comportamento linear do solo.

Propõe-se então, o emprego da ferramenta numérica CESAR-LCPC 3D, versão 4.0 para os trabalhos de retroanálises numérica dos ensaios de provas de carga realizados pelos autores (Sales 2000) e (Mota 2003), sendo estes ensaios representados espacialmente com a finalidade de representar melhor o comportamento do sistema radier estaqueado para obter valores mais pertos da realidade, e pelo fato de não considerar limitações nos planos de análises ao empregar elementos finitos sólidos (3D). Assim, finalmente obter resultados dos parâmetros e aplicá-los em análises de sensibilidade no radier estaqueado detalhados mais em diante, para um projeto real projetado com estacas e grupos de estacas que será modificado ao radier estaqueado com camadas de solo melhorado. Os parâmetros do solo obtidos no campo experimental podem ser empregados para simular as condições do solo deste projeto, pelo fato de terem os mesmos valores dos ensaios de SPT e características geotécnicas do solo.

Será descrita cada uma das condições que foram adotadas pelos autores já mencionados quanto ao tipo de ensaio (estacas isolada, radier isolado, grupo de estacas e radier estaqueado), que será o eventual motivo de retroanálise. Serão ainda abordadas as considerações feitas para cada uma das retroanálises, tal que todas as condições sejam

representadas numericamente, adquirindo-se melhores resultados referentes à obtenção dos parâmetros do solo argiloso colapsível típico de Brasília.

Adotou-se respectivamente um modelo Elástico-Linear para descrever o comportamento do radier e as estacas e o modelo de Mohr-Coulomb para o solo.

### 3.3 ENSAIOS DE SALES (2000)

Foram considerados os ensaios de provas de carga apresentados na Figura 3.10, testados no campo experimental da UnB.

Solo natural:

Teste (I): Sapata Isolada;

Teste (II): Estaca isolada;

Teste (IV): Grupo de quatro Estacas;

Teste (VI): Radier Estaqueado;

Solo inundado:

Teste (VII): Sapata Isolada;

Teste (VIII): Estaca Isolada;

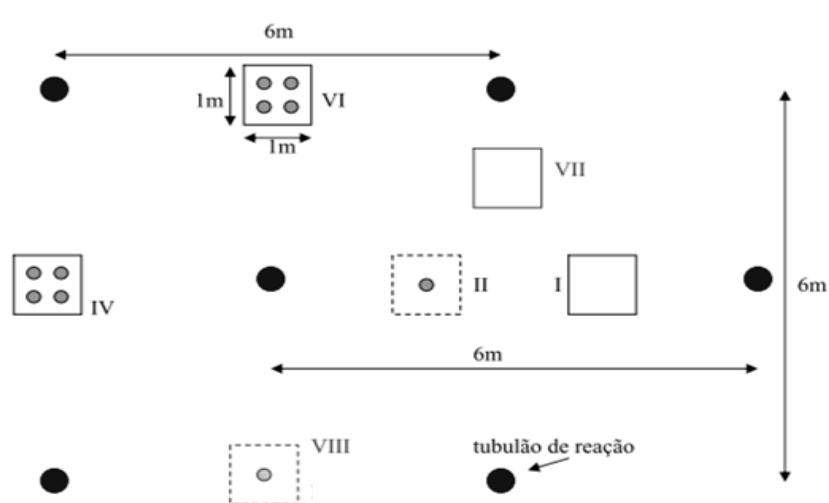


Figura 3.10 - Localização dos ensaios de provas de carga – (Modificado - Sales, 2000).

#### 3.1.1 Sapata Isolada - Teste I

Realizaram-se, na representação numérica desta prova de carga, os procedimentos considerados por Sales (2000). Para uma seção da sapata de 1 m x 1 m, com uma espessura de 7,5 cm, as condições geométricas de contorno empregadas foram iguais àsquelas definidas por (Figueredo, 2010), descritas mais a frente. Considerando-se a área de influência do radier com só uma camada de solo (Camada I), foi feita uma análise numérica para  $\frac{1}{4}$  do modelo, levando em conta a simetria do mesmo e com a finalidade de diminuir o tempo de processamento. O

modelo e as condições geométricas são representados na Figura 3.2 e Figura 3.3, respectivamente.

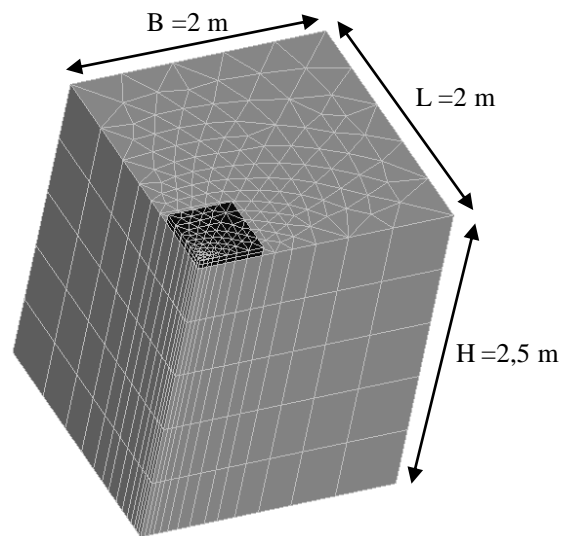


Figura 3.11 - Vista isométrica do modelo para sapata isolada com o programa CESAR-LCPC.

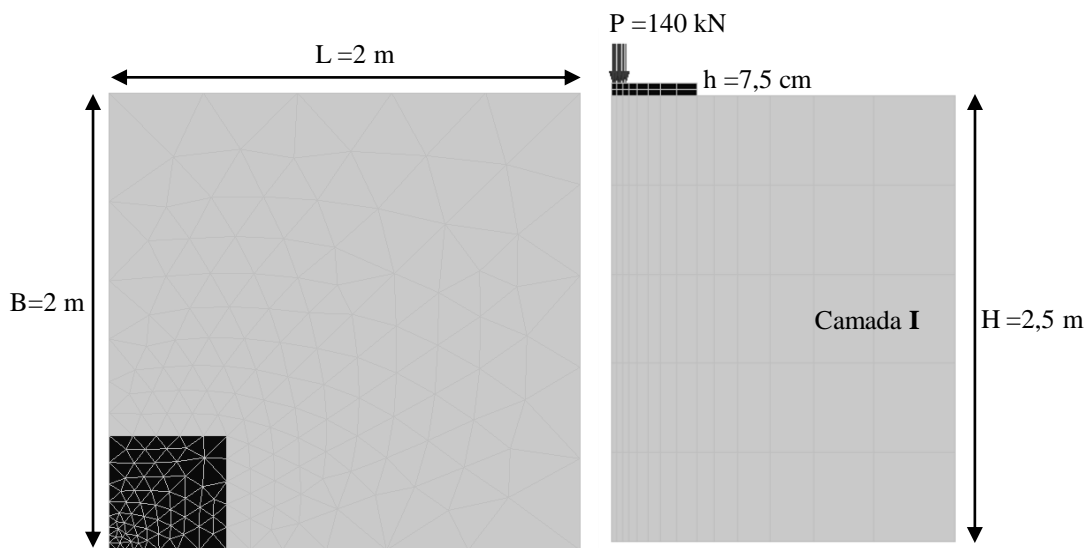


Figura 3.12 - Condições geométricas consideradas para a sapata isolada com o programa CESAR-LCPC.

Os parâmetros do concreto empregados na prova de carga e simulados numericamente para a sapata foram:

- O módulo de elasticidade  $E_c = 15 \text{ GPa}$ ;
- A densidade do concreto  $\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ ;
- O módulo de Poisson  $\nu_c = 0.20$ .

A carga de ruptura considerada da prova de carga foi de 140 kN, obtida pela metodologia van der Veen (1953) segundo o trabalho de Sales (2000).

O tipo de elemento finito empregado foi o P15 (pentaedro de quinze nós) com uma interpolação do tipo quadrática, uma quantidade de nós de 6 043 e 1 974 elementos. Para cada uma das análises empregou-se um tempo de processamento de 256 segundos, considerando vinte aumentos de carga. Cabe-se mencionar que o processo de análise foi iterativo até atingir a curva carga x recalque do teste.

Na Figura 3.13 apresentam-se os resultados das retroanálises numéricas realizadas com o programa CESAR-LCPC para a prova de carga, indicando que a leitura dos resultados foi obtida no topo central da sapata, de acordo com o descrito na instrumentação. Em seguida foi considerada uma correção da curva original, comentada por Sales (2000), referente a um erro (até 20 kN) resultante da acomodação da sapata sob o solo, diminuindo, em geral, um valor de 2,20 mm no recalque. Deste modo pode-se representar numericamente melhor o comportamento descrito no teste.

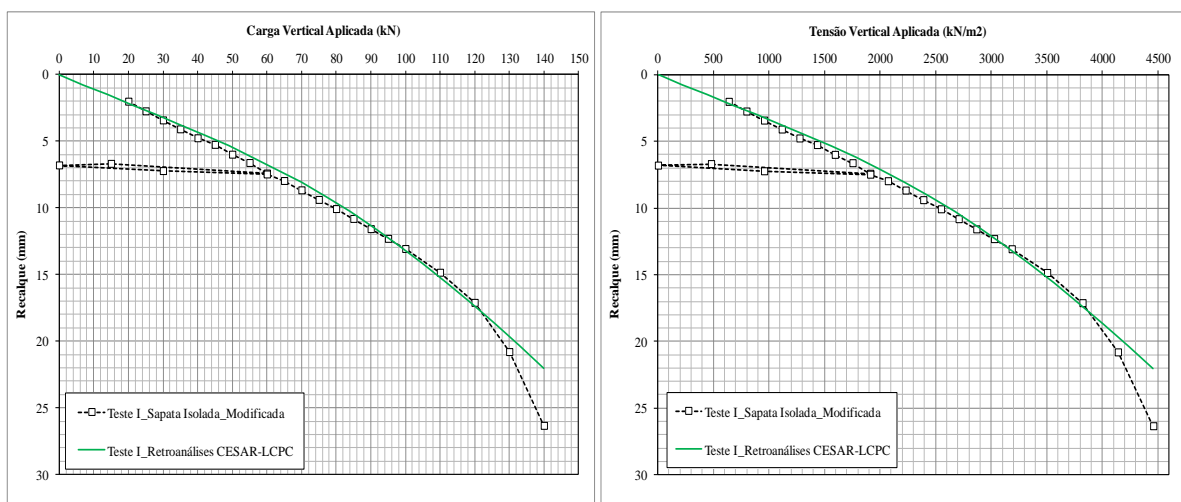


Figura 3.13 - Retroanálise da sapata isolada (teste I) com o programa CESAR-LCPC.

Os parâmetros obtidos pelas retroanálises numéricas foram:

- O módulo de elasticidade  $E_s = 6 \text{ MPa}$ ;
- A coesão  $c' = 10 \text{ kPa}$ ;
- O ângulo de atrito  $\phi = 27^\circ$ .

Enquanto os dados obtidos dos ensaios de laboratório foram utilizados via trabalho de Mota (2003), sendo neste caso adotados um módulo de Poisson de  $\nu_s = 0,35$  e densidade do solo para a camada I de  $\gamma_s = 1\,388 \text{ kg/m}^3$ .

### 3.1.2 Estaca Isolada - Teste II

Representou-se numericamente uma estaca isolada com diâmetro  $D=15$  cm e comprimento  $L=5$  m, onde as condições geométricas de contorno foram tiradas das definidas pelo trabalho de Figueredo (2010). De acordo com a área de influência vertical, foram adotadas duas camadas de solo (Camada I e Camada II). As análises numéricas foram realizadas para  $\frac{1}{4}$  do modelo, sendo apresentadas na Figura 3.14 e Figura 3.15 respectivamente.

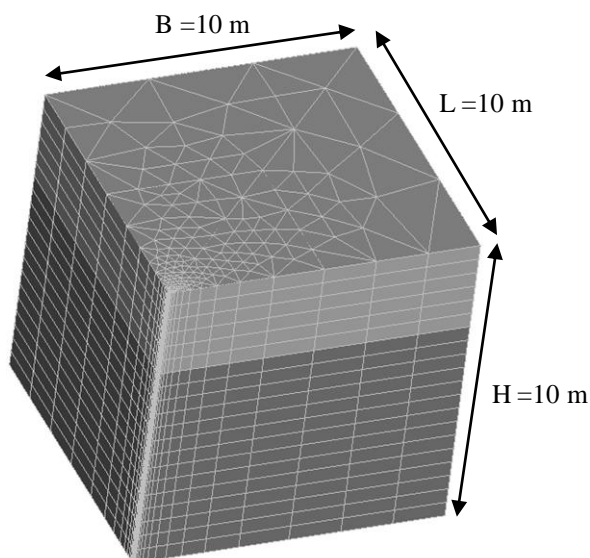


Figura 3.14 - Vista isométrica do modelo para estaca isolada com o programa CESAR-LCPC.

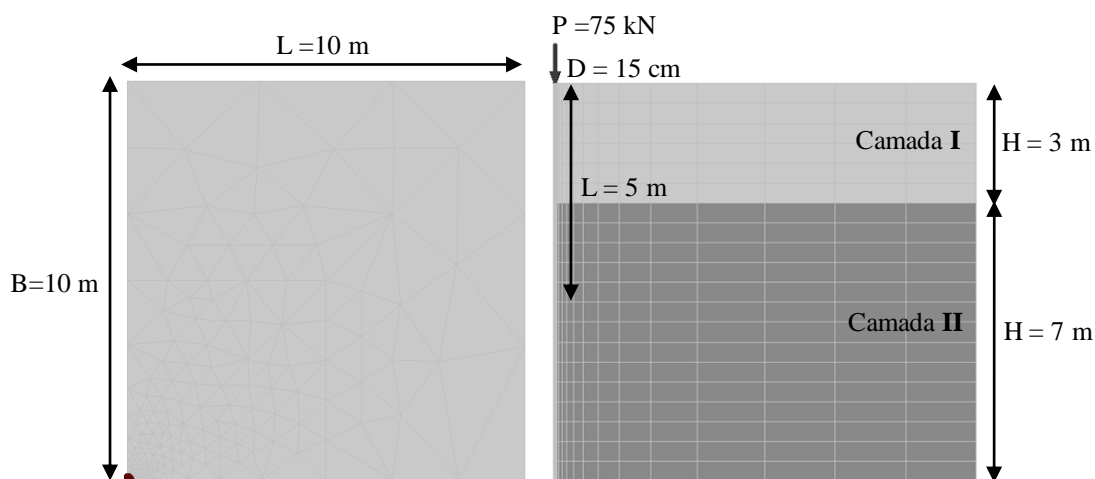


Figura 3.15 - Condições geométricas consideradas para a estaca isolada com o programa CESAR-LCPC.

Os parâmetros do concreto empregados para a estaca isolada foram: o módulo de elasticidade  $E_c= 20$  GPa, a densidade do concreto  $\gamma_c= 2\ 400$  kg/m<sup>3</sup> e módulo de Poisson  $\nu_c= 0.20$ . Considerou-se uma carga de ruptura de 75 kN, conforme descrito no teste.

O tipo de elemento finito usado foi o P15 (pentaedro de quinze nós) com uma interpolação de tipo quadrática, gerando uma quantidade de nós de 19 065 e 6 840 elementos, empregando na análise um tempo de processamento final para os vinte aumentos de carga de 2760 segundos.

Na Figura 3.16 apresentam-se o resultado da retroanálises numéricas empregando o programa CESAR-LCPC e o ensaio de prova de carga, indicando que a leitura dos dados foi obtida no topo médio, de acordo com a instrumentação.

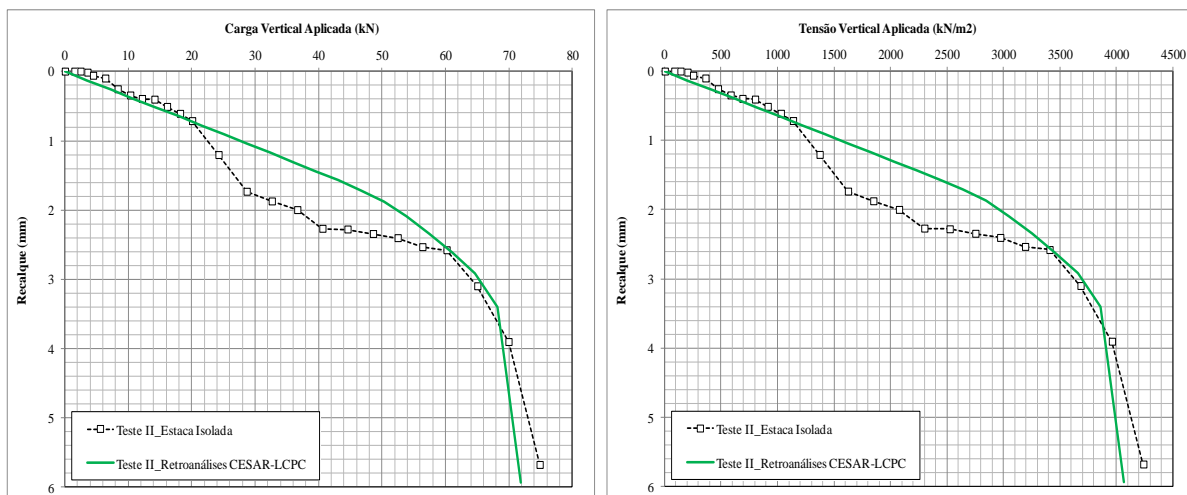


Figura 3.16 - Retroanálise da estaca isolado (teste II) com o programa o programa CESAR-LCPC.

Os parâmetros obtidos pelas retroanálises numéricas para a camada I foram:

- O módulo de elasticidade  $E_s = 10$  MPa;
- A coesão  $c' = 12$  kPa;
- O ângulo de atrito  $\phi = 27^\circ$ .

Para a camada II:

- O módulo de elasticidade  $E_s = 15$  MPa;
- A coesão  $c' = 28$  kPa;
- O ângulo de atrito  $\phi = 27^\circ$ .

Por outro lado, os valores do modulo de Poisson  $\nu_s = 0,35$  e da densidade do solo  $\gamma_s = 1$  545 kg/m<sup>3</sup> para a camada II, foram obtidos do trabalho de retroanálises desenvolvidas por Mota (2003), com a finalidade de comparação.



### 3.1.3 Grupo de 04 estacas - Teste IV

Para o grupo de quatro estacas, consideraram-se estacas com diâmetros de  $D=15$  cm, comprimentos  $L=5$  m, um bloco de concreto de  $1\text{ m} \times 1\text{ m}$  com espessura de  $h=15$  cm, situado a cinco centímetros da superfície do solo. Adotaram-se ainda duas camadas de solo (camada I e camada II) conforme as condições de contorno e realizou-se a análise numérica para  $\frac{1}{4}$  do modelo, como apresentada na Figura 3.14 e Figura 3.15.

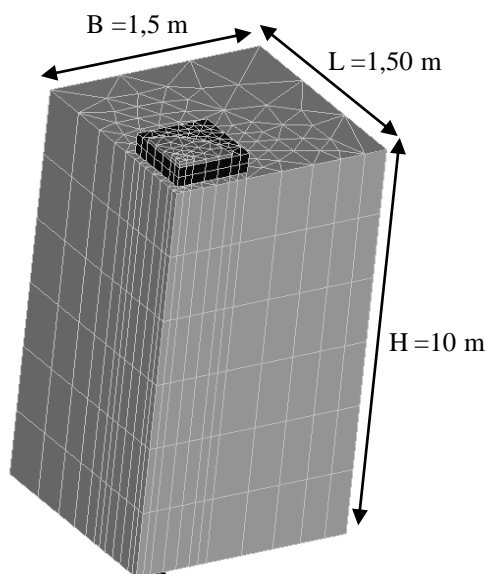


Figura 3.17 - Vista isométrica do modelo para grupo de quatro estacas com o programa CESAR-LCPC.

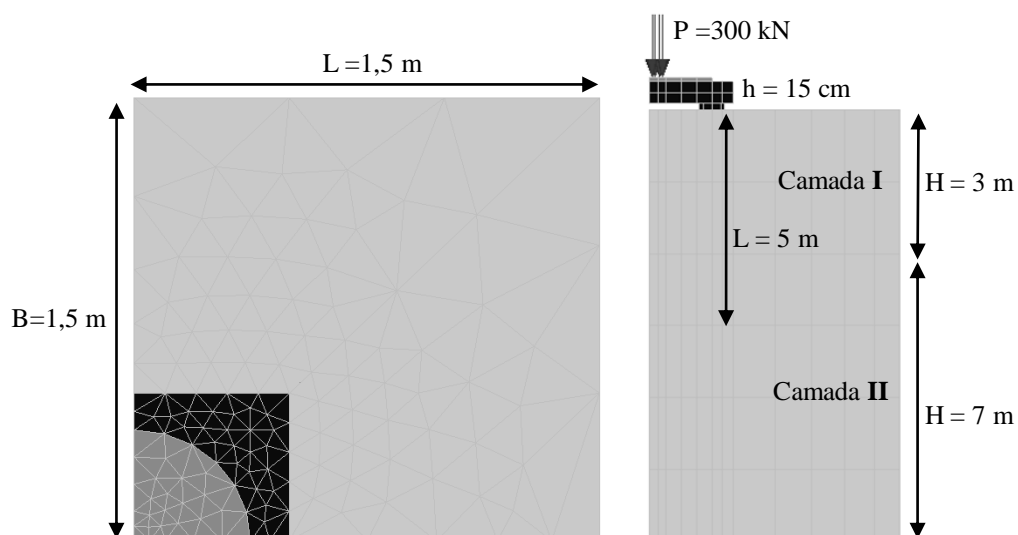


Figura 3.18 - Condições geométricas consideradas para grupo de quatro estacas com o programa CESAR-LCPC.

Os parâmetros do concreto empregados para o grupo de estacas foram:

- O módulo de elasticidade do concreto de  $E_c = 15 \text{ GPa}$ ;
- Densidade do Concreto  $\gamma_c = 2\,500 \text{ kg/m}^3$ ;
- Módulo de Poisson  $\nu_c = 0.20$ .

Considerou-se uma carga de ruptura de 300 kN.

Foi também representada no modelo numérico uma placa de aço conforme no procedimento descrito por Sales (2000) para o teste. Isto foi feito deste modo pelo fato de causar melhor transferência do carregamento no bloco e nas estacas, sendo descritas a seguir sua geometria e propriedades:

- Diâmetro de 75 cm;
- Espessura de 2,5 cm;
- Módulo de elasticidade do aço de  $E_a = 210 \text{ GPa}$ ;
- Densidade do aço  $\gamma_a = 7\,850 \text{ kg/m}^3$ ;
- Módulo de Poisson  $\nu_a = 0.30$ .

O tipo de elemento finito usado foi o P6 (pentaedro de seis nós) com uma interpolação do tipo linear, gerando uma quantidade de nós de 9 548 e 9 550 elementos, e empregando um tempo de processamento de 313,2 segundos

Na Figura 3.16 apresentam-se os resultados das retroanálises numéricas com o programa CESAR-LCPC e provas de carga, indicando que a leitura dos resultados foi obtida no meio da região de topo da placa de acordo com a instrumentação.

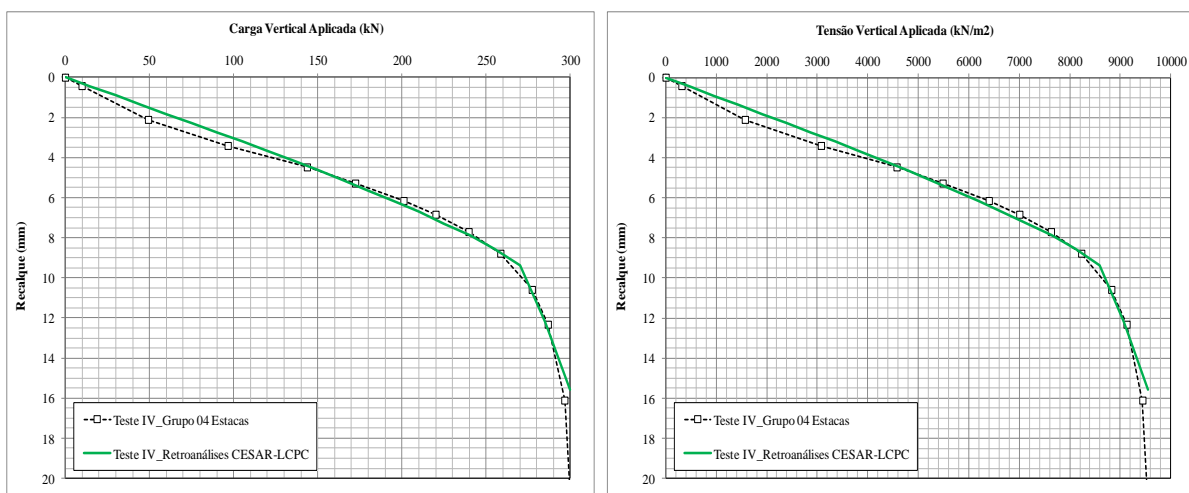


Figura 3.19 - Retroanálise de grupo de 04 estacas (teste IV) com o programa CESAR-LCPC.

Os parâmetros obtidos numericamente para a camada I foram:

- O módulo de elasticidade  $E_s = 6 \text{ MPa}$ ;
- A coesão  $c' = 22 \text{ kPa}$ ;

- O ângulo de atrito  $\phi = 27^\circ$ .

Para a Camada II:

- O módulo de elasticidade  $E_s = 15 \text{ MPa}$ ;
- A coesão  $c' = 18 \text{ kPa}$ ;
- O ângulo de atrito  $\phi = 27^\circ$ .

### 3.1.4 Radier Estaqueado com 4 Estacas - Teste VI

Consideraram-se quatro estacas com diâmetros de  $D = 15 \text{ cm}$  e comprimentos de  $L = 5 \text{ m}$ . O radier empregado foi de  $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$  com uma espessura de  $15 \text{ cm}$ , e as condições geométricas de contorno foram tiradas de Figueredo (2010). Foram empregadas duas camadas de solo (camada I e camada II) devido a sua área de influência. A vista isométrica do modelo e as condições geométricas consideradas são apresentadas na Figura 3.14 e Figura 3.15, respectivamente.

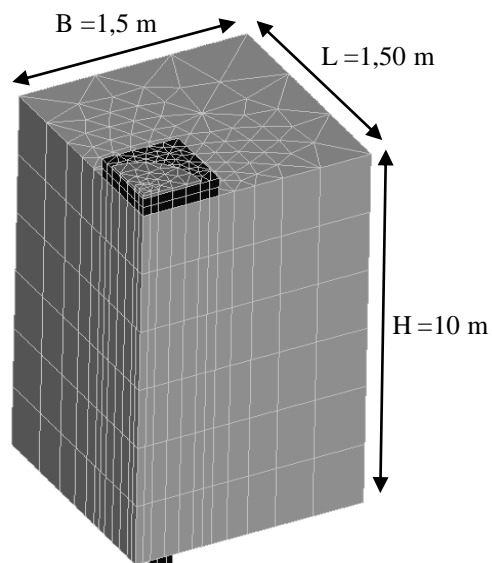


Figura 3.20 - Vista isométrica do modelo para radier estaqueado com o programa CESAR-LCPC.

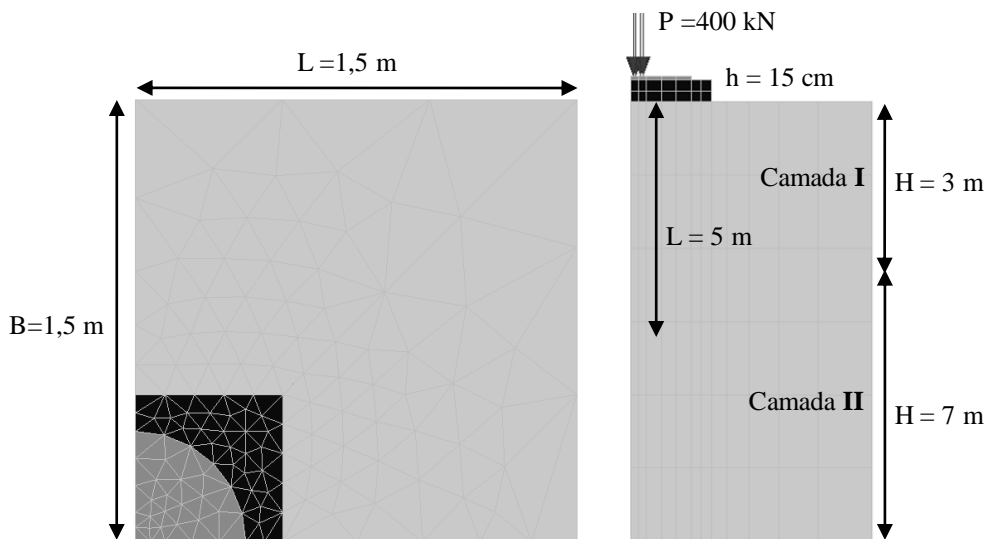


Figura 3.21 - Condições geométricas consideradas para radier estaqueado com o programa CESAR-LCPC.

Os parâmetros do concreto que foram empregados são:

- O módulo de elasticidade  $E_c = 15 \text{ GPa}$ ;
- A densidade do concreto  $\gamma_c = 2\,500 \text{ kg/m}^3$ ;
- O módulo de Poisson  $\nu_c = 0.20$ .

Foi considerada uma carga de ruptura de 400 kN de acordo com o teste.

O elemento finito utilizado foi o P6 (pentaedro de seis nós), com uma interpolação do tipo linear, gerando uma quantidade de nós de 3 071 e 5 171 elementos, e um tempo de processamento de 150,4 segundos

Na Figura 3.16 apresentam-se os resultados das retroanálises numéricas com o programa CESAR-LCPC e as respectivas provas de carga.

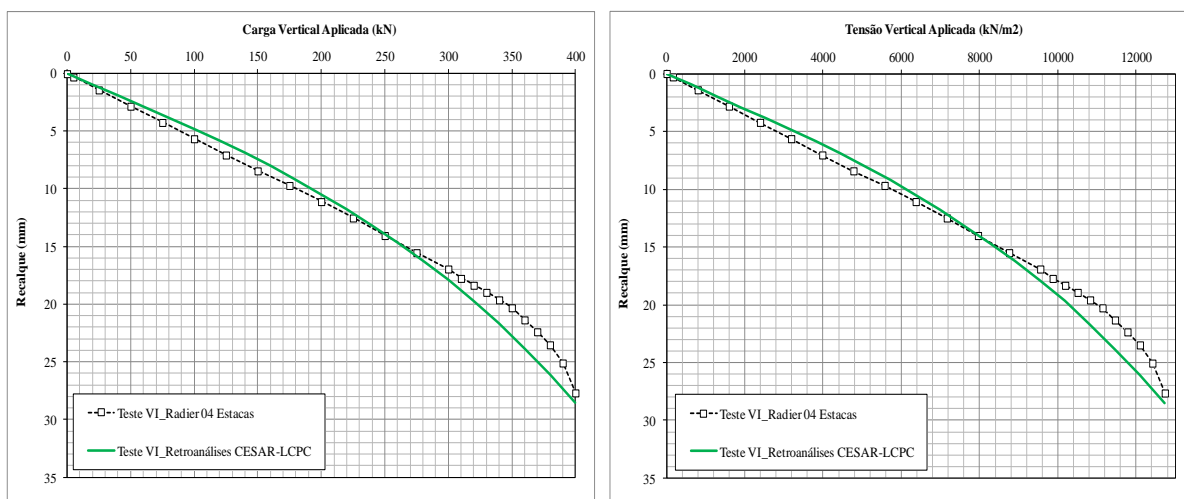


Figura 3.22 - Retroanálise da radier estaqueado (teste VI) com o programa CESAR-LCPC.

Os parâmetros obtidos numericamente para a camada I foram:

- O módulo de elasticidade  $E_s = 4$  MPa;
- A coesão  $c' = 15$  kPa;
- O ângulo de atrito  $\phi = 27^\circ$ .

Para a Camada II:

- O módulo de elasticidade  $E_s = 10$  MPa;
- A coesão  $c' = 18$  kPa;
- O ângulo de atrito  $\phi = 27^\circ$ .

### 3.1.5 Sapata Isolada (Estado Inundado) - Teste VII

Para o teste da sapata no estado inundado foi considerada uma sapata de seção de 1 m x 1 m com espessura de 7,5 cm, igual àquela utilizada no teste I. Considerou-se uma carga de ruptura de 90 kN, conforme a prova de carga, ressaltando-se que a mesma foi menor que para o estado natural, descrita no trabalho de Sales (2000).

O elemento finito utilizado foi o P15 (pentaedro de quinze nós) com uma interpolação do tipo quadrática, uma quantidade de nós de 6 043 e 1 974 elementos, empregando um tempo de processamento de 226,4 segundos.

Na Figura 3.23 apresentam-se os resultados das retroanálises numéricas com o programa CESAR-LCPC para a etapa inicial de carregamento e a prova de carga, respectivamente, donde se observa que o colapso não pode ser representado por esta ferramenta numérica com o modelo reológico adotado (Mohr- Coulomb).

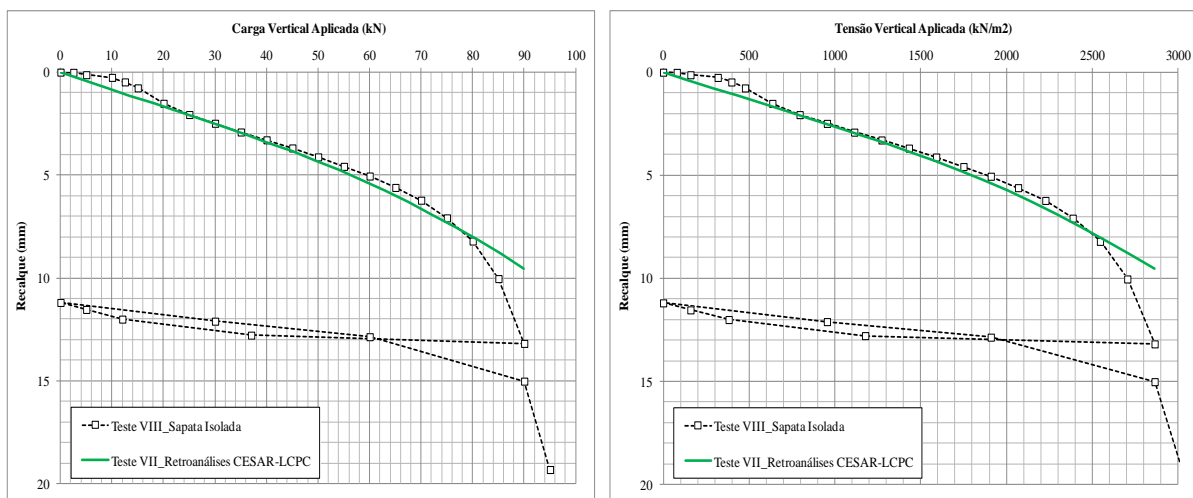


Figura 3.23 - Retroanálise da sapata isolada no estado inundado (teste VII) com o programa CESAR-LCPC.

Os parâmetros obtidos das retroanálises numéricas foram:

- O módulo de elasticidade  $E_s = 8 \text{ MPa}$ ;
- A coesão  $c = 8 \text{ kPa}$ ;
- O ângulo de atrito  $\phi = 27^\circ$ .

Sendo assumida a densidade do solo no estado saturado na camada I,  $\gamma_s = 1\,670 \text{ kg/m}^3$  conforme o trabalho de retroanálise de Mota (2003).

### 3.1.6 Estaca Isolada (Estado Inundado) - Teste VIII

Do mesmo modo que para o teste II, no estado saturado, foi considerada uma estaca com diâmetro  $D=15 \text{ cm}$  e comprimento  $L=5 \text{ m}$ , para duas camadas de solo (Camada I e Camada II), com os mesmos parâmetros do concreto, sendo o valor da carga de ruptura de  $32,40 \text{ kN}$  bem menor que para a prova de carga no estado natural.

O tipo de elemento finito empregado foi o P15 (pentaedro de quinze nós) com uma interpolação do tipo quadrática, gerando uma quantidade de nós de 19 065 e 6 840 elementos, utilizando um tempo de processamento de 1 785,3 segundos para os dez aumentos de carga considerados.

Na Figura 3.24 apresentam-se os resultados das retroanálises numéricas com o programa CESAR-LCPC e a prova de carga do recarregamento retroanalísada.

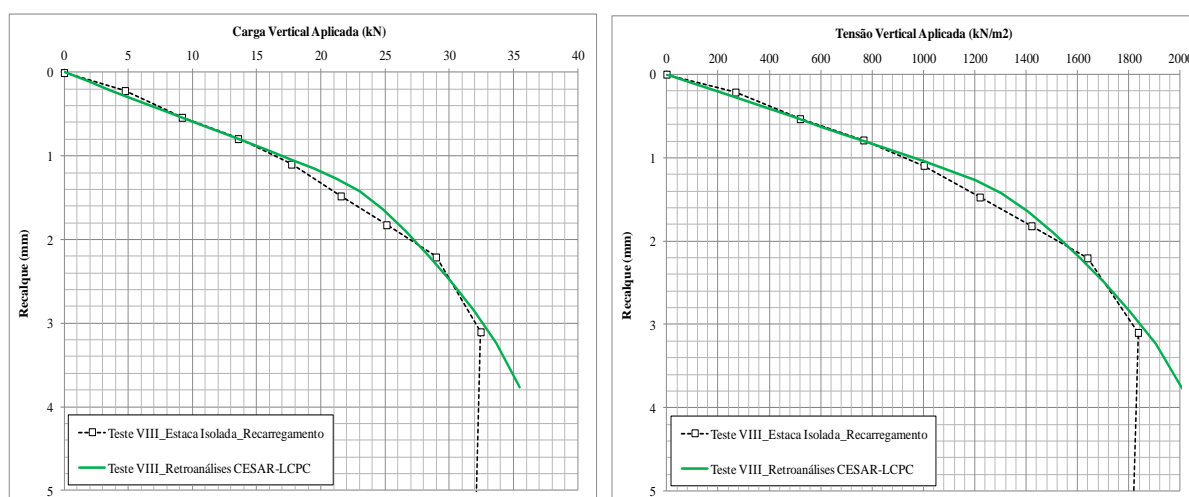


Figura 3.24 - Retroanálise da estaca isolada no estado inundado (teste VIII) com o programa CESAR-LCPC.

Os parâmetros retroanalísados numericamente para a camada I foram:

- O módulo de elasticidade  $E_s = 2 \text{ MPa}$ ;

- A coesão  $c' = 10$  kPa;
- O ângulo de atrito  $\phi = 27^\circ$ .

Para a Camada II:

- O módulo de elasticidade  $E_s = 10$  MPa;
- A coesão  $c' = 16$  kPa;
- O ângulo de atrito  $\phi = 27^\circ$ .

Foram também propostos o módulo de Poisson  $\nu_s = 0,35$  e a densidade do solo natural de  $\gamma_s = 1545$  kg/m<sup>3</sup>.

Finalizados os trabalhos em questão apresenta-se, na Tabela 3.2, um resumo dos parâmetros retroanalizados com o programa CESAR-LCPC, indicando que os valores de densidade no estado natural e saturado, assim como a estratigrafia do solo, foram obtidos do trabalho de Mota (2003).

Tabela 3.2. Resumo dos parâmetros retroanalizados das provas de carga de Sales (2000).

Items	Tipo de Ensaio	Tipo de Camada	Comprimento (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Es (MPa)	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)	$\nu_s$
a)	Sapata Isolada I	I	0,00 - 3,00	13,88	16,70	10,00	6,00	27,00	0.35
		II	3,10 - 10,00	15,45	17,69	-	-	-	-
b)	Estaca Isolada II	I	0,00 - 3,00	13,88	16,70	6,00	22,00	27,00	0.35
		II	3,10 - 10,00	15,45	17,69	15,00	28,00	27,00	0.35
c)	Grupo Estacas IV	I	0,00 - 3,00	13,88	16,70	10,00	12,00	27,00	0.35
		II	3,10 - 10,00	15,45	17,69	15,00	18,00	27,00	0.35
d)	Radier Estaqueado VI	I	0,00 - 3,00	13,88	16,70	4,00	15,00	27,00	0.35
		II	3,10 - 10,00	15,45	17,69	10,00	18,00	27,00	0.35
e)	Sapata Isolada VII	I	0,00 - 3,00	13,88	16,70	8,00	8,00	27,00	0.35
		II	3,10 - 10,00	15,45	17,69	-	-	-	-
f)	Estaca Isolada VIII	I	0,00 - 3,00	13,88	16,70	2,00	10,00	27,00	0.35
		II	3,10 - 10,00	15,45	17,69	10,00	16,00	27,00	0.35

### 3.4 ENSAIOS DE MOTA, (2003)

Os testes de prova de carga retroanalizados com o programa CESAR-LCPC foram para as estacas isoladas E1, E4 e E5, pelo fato de terem valores mais pertos entre si, de acordo com as retroanálises já realizadas por Mota (2003), neste caso com ajuda do programa GEOFINE e PLAXIS 2D. Apresenta-se na Figura 3.25 a estratigrafia proposta pela autora e empregada no presente trabalho. Os parâmetros e características geométricas das estacas são detalhados na Tabela 3.3 respectivamente.

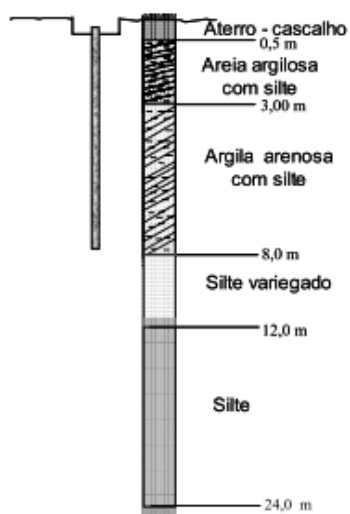


Figura 3.25 - Estratigrafia adotada para as retroanálises das estacas (Mota, 2003).

Tabela 3.3. Parâmetros de projeto para as provas de carga (modificado - Mota, 2003).

Parâmetro	Unidade	Ensaio Retroanalizados		
		E1	E4	E5
Comprimento da Estaca	m	7,65	7,30	7,85
Diâmetro do Fuste	m	0,30	0,30	0,30
Diâmetro da Base	m	0,30	0,30	0,30
Módulo de elasticidade ( $E_c$ )	GPa	15,00	15,00	15,00
Coefficiente de Poisson ( $\nu_c$ )	-	0,20	0,20	0,20
Densidade do concreto	( $kg/m^3$ )	25,00	25,00	25,00

As condições geométricas de contorno e restrições foram consideradas as mesmas que para os procedimentos do trabalho anterior e são apresentadas na Figura 3.26 e Figura 3.27.

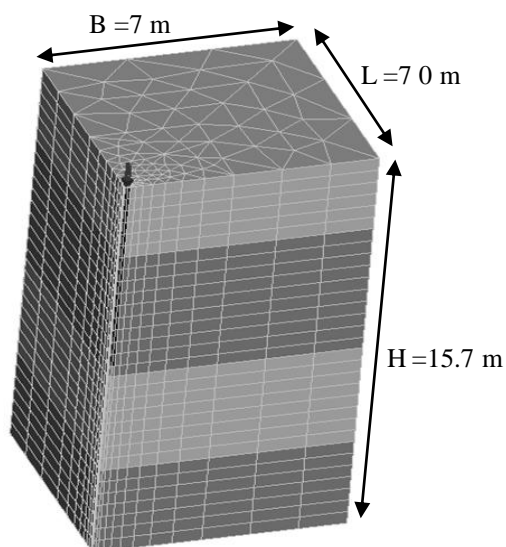


Figura 3.26 - Vista isométrica das estacas isoladas com o programa CESAR-LCPC.



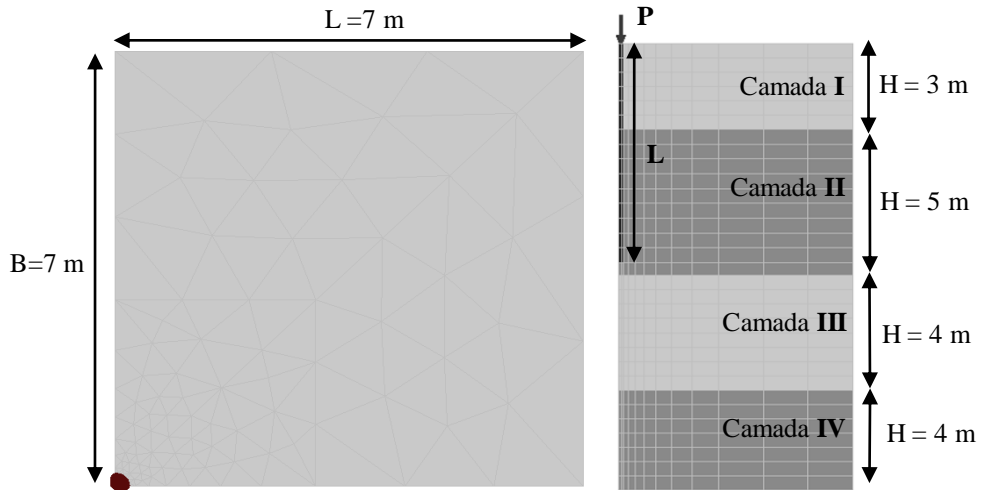


Figura 3.27 - Condições geométricas consideradas para as estacas isoladas com o programa CESAR-LCPC.

### 3.2.1 Estaca Isolada - E1

O tipo de elemento finito utilizado foi o P15 (pentaedro de quinze nós) com uma interpolação do tipo quadrática, uma quantidade de nós de 3 878 e 5 642 elementos, aplicando uma carga ultima de 270 kN no ensaio, e empregando um tempo de processamento de 183,36 segundos para os dez aumentos de carga. São apresentadas as retroanálises e a prova de carga na Figura 3.28.

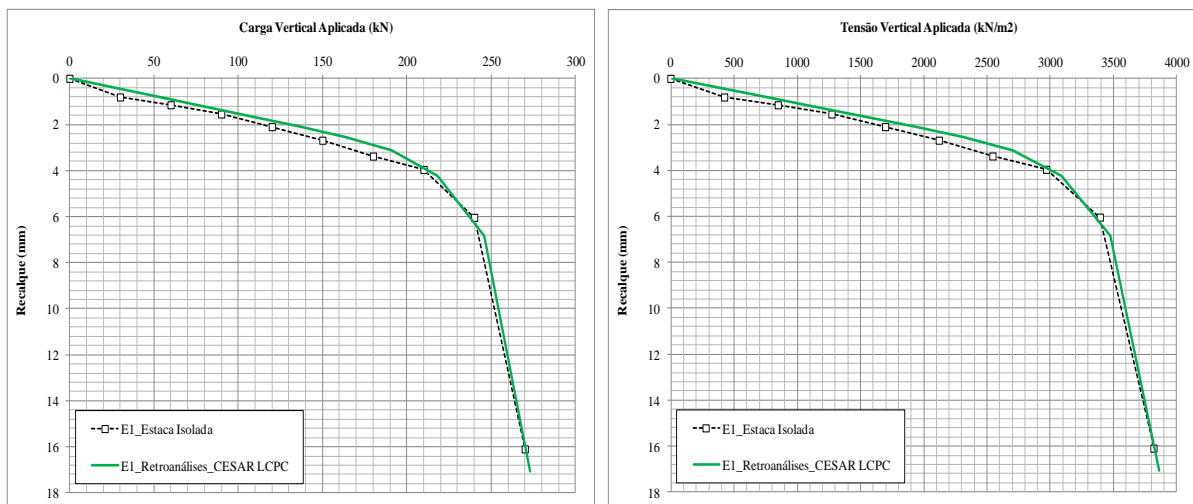


Figura 3.28 - Retroanálise da estaca isolada (E1) com o programa CESAR-LCPC.

### 3.2.2 Estaca Isolada - E4

O elemento finito empregado foi o P15 (pentaedro de quinze nós) com uma interpolação do tipo quadrática, uma quantidade de nós de 3 328 e 5 456 elementos, aplicando uma carga ultima de 210 kN no ensaio, e empregando um tempo de processamento de 1 753,6 segundos. Na Figura 3.29 são apresentadas as retroanálises e a prova de carga.

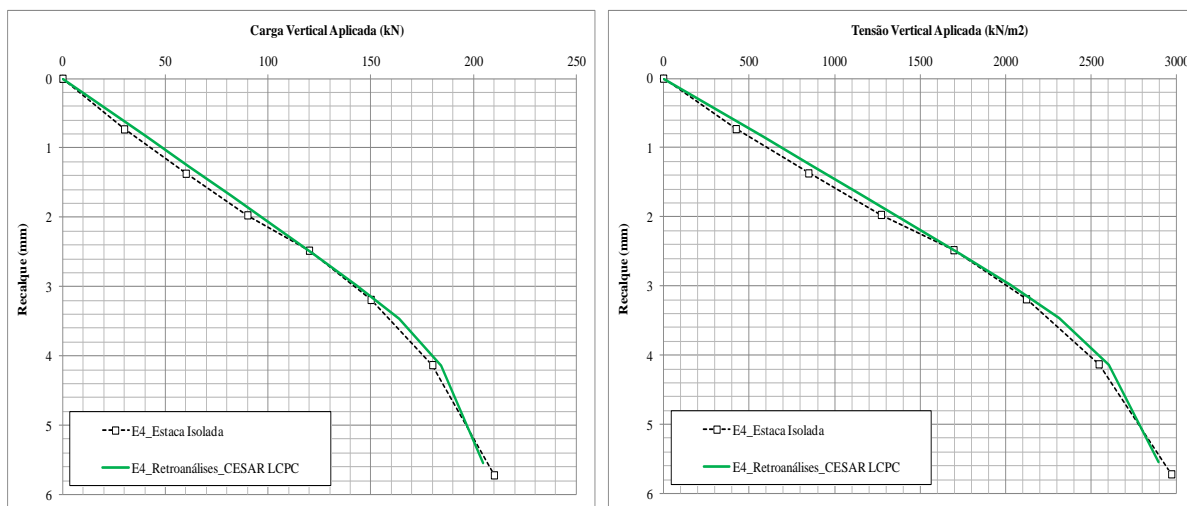


Figura 3.29 - Retroanálise da estaca isolada (E4) com o programa CESAR-LCPC.

### 3.2.3 Estaca Isolada - E5

O tipo de elemento finito empregado foi o P15 (pentaedro de quinze nós) com uma interpolação do tipo quadrática, sendo gerado o modelo com uma quantidade de nós de 11 474 e 3 968 elementos, aplicando uma carga de 210 kN no ensaio e empregando um tempo de processamento de 83,21 segundos nos dez aumentos de carga. São apresentadas a prova de carga com as retroanálises numéricas na Figura 3.21.

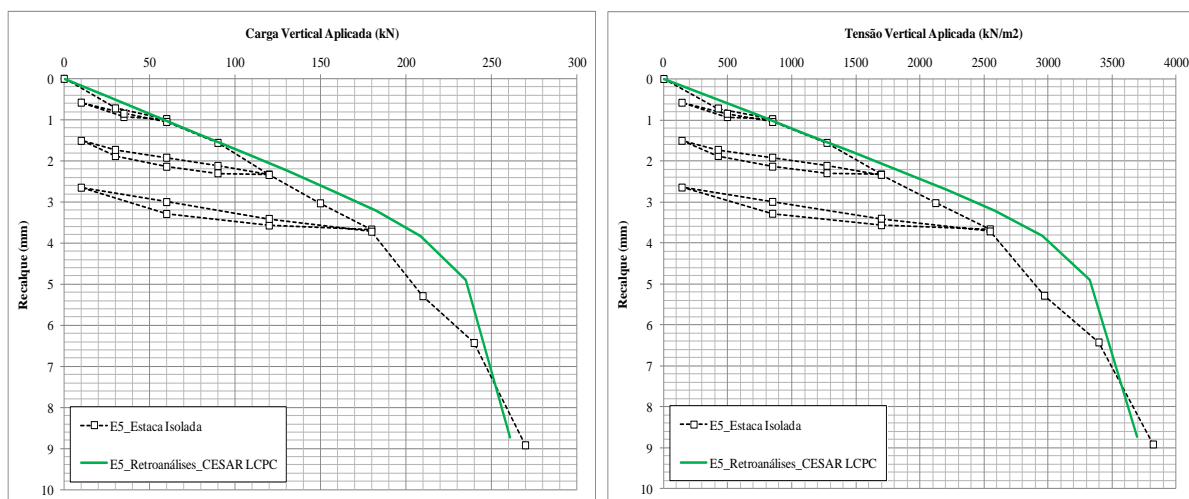


Figura 3.30 - Retroanálise da estaca isolada (E5) com o programa CESAR-LCPC.

De acordo com os trabalhos de retroanálises feitos com o programa CESAR-LCPC em 3D para as três estacas, é apresentado na Tabela 3.4 um resumo dos valores retroanalizados para o módulo de elasticidade do solo, e para a coesão e ângulo de atrito, indicando que os valores de densidade do solo natural, no estado saturado, e o módulo de Poisson foram tirados diretamente de Mota (2003), com a finalidade de estabelecer um mesmo padrão de comparação com as análises efetuadas no item anterior.

Tabela 3.4. Resumo dos parâmetros retroanalizados das provas de carga de Mota (2003).

Tipo de Ensaio	Tipo de Camada	Comprimento (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_s$ (MPa)	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)	$\nu_s$
Estaca Isolada E1	I	0,00 - 3,00	13,88	16,70	6,00	20,00	27,00	0,20
	II	3,00 - 8,00	15,45	17,69	13,00	23,00	27,00	0,20
	III	8,00 - 12,00	17,66	18,61	24,00	40,00	27,00	0,20
	IV	12,00 - 24,00	19,00	20,00	40,00	45,00	26,00	0,20
Estaca Isolada E4	I	0,00 - 3,00	13,88	16,70	6,00	18,00	27,00	0,20
	II	3,00 - 8,00	15,45	17,69	10,00	22,00	27,00	0,20
	III	8,00 - 12,00	17,66	18,61	16,00	40,00	27,00	0,20
	IV	12,00 - 24,00	19,00	20,00	35,00	45,00	26,00	0,20
Estaca Isolada E5	I	0,00 - 3,00	13,88	16,70	6,00	22,00	27,00	0,20
	II	3,00 - 8,00	15,45	17,69	11,00	27,00	27,00	0,20
	III	8,00 - 12,00	17,66	18,61	20,00	40,00	27,00	0,20
	IV	12,00 - 24,00	19,00	20,00	35,00	45,00	26,00	0,20

### 3.5 COMPARAÇÕES DOS RESULTADOS

Os testes aqui retroanalisados das provas de carga foram representados numericamente conforme a realidade, considerando todos os detalhes mencionados pelos dois autores, com o propósito de se obter valores mais próximos da realidade de campo que descrevam o comportamento do solo. Por este motivo foi empregado o programa CESAR LCPC em 3D, considerando para as retroanálises um modelo constitutivo não linear (Mohr - Coulomb) para descrever o comportamento do solo, tendo em conta que ele não permite representar o fenômeno de colapso, como já se observaram em alguns resultados anteriores.

Na Tabela 3.5 apresenta-se uma comparação dos módulos de elasticidade obtidos por uma média simples para cada prova.

Tabela 3.5. Valores retroanalisados para o módulo de elasticidade.

Retroanálises	Tipo de Camada	Módulo de Elasticidade do Solo (MPa)				Es média (MPa)	Es $\sigma$	Es Cv
		Teste E1	Teste E4	Teste E5				
Mota, (2003)	I	6.00	6.00	6.00		6.00	0.00	0.00%
	II	13.00	10.00	11.00		11.00	1.25	11.34%
	III	24.00	16.00	20.00		20.00	3.27	16.33%
	IV	40.00	35.00	35.00		37.00	2.36	6.37%
Sales, (2000)	I	Teste I	Teste II	Teste IV	Teste VII	9	1.89	20.95%
		10.00	6.00	10.00	8.00			
	II	-	15.00	15.00	-	15	0.00	0.00%

Nota: O tipo de camada é similar para ambos autores

Os ensaios que correspondem ao radier estaqueado (Teste VI), estaca isolada no estado saturado (Teste VIII) não foram considerados para as presentes análises, pelo fato de terem valores muito dispersos quanto aos aceitáveis, que foram mais próximos da média.

Na Tabela 3.6, são apresentados os valores retroanalisados da coesão do solo.

Tabela 3.6. Valores retroanalizados para a coesão.

Retroanálises	Tipo de Camada	Coesão do Solo (kPa)				c' média (kPa)	c' $\sigma$	c' Cv
		Teste E1	Teste E4	Teste E5				
Mota, (2003)	I	20	18	22		20.00	1.63	8.2%
	II	23	22	27		24.00	2.16	9.0%
	III	40	40	40		40.00	0.00	0.0%
	IV	45	45	45		45.00	0.00	0.0%
Sales, (2000)	I	Teste I	Teste II	Teste IV	Teste VII	12	6.60	55.0%
		6	22	12	8.00			
	II	-	28	18	-	23	5.00	21.7%

Nota: O tipo de camada é similar para ambos autores

Finalmente na Tabela 3.7, são apresentados os valores dos parâmetros finais retroanalizados, que foram propostos baseados em todos os casos analisados.

Tabela 3.7. Resumo final dos parâmetros drenados do solo retroanalizado e valores obtidos de laboratório.

Tipo de Camada	Comprimento (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Es (MPa)	c' (kPa)	$\phi$ (°)	$v_s$
I	0,00 - 3,00	13,88	16,70	8,00	16,00	27,00	0,35
II	3,00 - 8,00	15,45	17,69	13,00	24,00	27,00	0,35
III	8,00 - 12,00	17,66	18,61	20,00	40,00	27,00	0,20
IV	12,00 - 24,00	19,00	20,00	37,00	45,00	26,00	0,20

Observações:

- Os parâmetros de  $\gamma_n$ ,  $\gamma_{sat}$ ,  $\phi$  e  $v_s$  foram obtidos de provas de laboratório por Mota (2003);
- Os parâmetros de  $v_s$  foram adotados dos considerados por Mota (2003);
- Os parâmetros de  $E_s$  e  $c'$  foram obtidos das retroanálises numéricas com o programa CESAR-LCPC.

### 3.6 CONCLUSÕES PARCIAIS

Do presente capítulo, podem-se concluir o seguinte:

- Os valores retroanalizados para o modulo de elasticidade encontram-se coerentes para as duas primeiras camadas pelo fato de estarem muito pertos pelos trabalhos de provas de carga de ambos os autores. Já para as duas camadas seguintes foram adotadas só as

do trabalho de Mota (2003) por ser somente este autor quem considerou uma profundidade de influência maior;

- Para a coesão retroanalizada, os valores para a camada I apresentam uma variação na faixa de 12 até 20 kPa, sendo adotada uma média simples de 16 kPa para a camada II que não varia muito, e sendo adotado para as duas camadas seguintes os valores do trabalho de Mota (2003);
- Finalmente os valores médios obtidos pelas retroanálises com o programa CESAR-LCPC foram comparados com os trabalhos descritos por Mota (2003) e Cunha & Kuklik (2003), sendo concluído que são válidos para serem empregados na presente dissertação por se encontrarem na faixa aceitável, podem ser empregados para trabalhos futuros.

### 4. FERRAMENTA NUMÉRICA

O avanço dos métodos numéricos e da tecnologia computacional nas últimas décadas tornou possível o emprego dos métodos de análise numérica: o Método dos Elementos Finitos (M.E.F), o Método de Diferenças Finitas (M.D.F) e o Método de Elementos de Contorno (M.E.C) como alternativas mais confiáveis em relação às metodologias simplificadas (Zhang, 2000).

No presente capítulo, pretende-se fazer uma validação e calibração do programa CESAR-LCPC, que utiliza a Metodologia dos Elementos Finitos (MEF) em 2D e 3D para simular as características do sistema radier estaqueado e do solo estratificado de Brasília com emprego dos elementos sólidos em 3-D mediante a utilização do processador CLEO3D. Serão considerados os parâmetros do solo já descritos no capítulo anterior, e será empregado um modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para descrever o comportamento do solo e um modelo elástico - linear para o concreto.

#### 4.1 PROGRAMA CESAR-LCPC

O CESAR-LCPC foi desenvolvido pelo Laboratório Central de Pontes e Estradas da França (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* – LCPC), com a finalidade de sustentar e validar uma série de desenvolvimentos de pesquisa em unidades de engenharia.

A versão 4.0 adquirida pelo programa de Pós Graduação em Geotecnia da UnB foi posta em marcha no início de 2003, sendo o software um pacote de elementos finitos em 2D e 3D dedicado à solução de problemas em engenharia civil. Dentre suas principais vantagens estão um poderoso algoritmo de criação de malhas, uma grande variedade de leis constitutivas e uma extensa biblioteca de elementos.

A Figura 4.1 nos ajuda a compreender melhor a historia deste software.

De 1970 a 1983	O sistema de cálculo ROSALIE: dá origem para o cálculo de estruturas subterrâneas
1980	Primeira reestruturação: o desenvolvimento do solucionador CESAR
A partir de 1985	O CESAR-LCPC: - Solucionador CESAR, pré-post processador MAX e PEGGY - Distribuição por parte do LCPC
1992	CESAR-LCPC versão 3.0
1994	Distribuição pela sociedade ITECH.
De 1995 a 1997	O projeto CESAR conhecimentos do software e reflexões sobre a sua evolução.
De 1998 a 2002	O projeto CLEO atualização
2003	CESAR-LCPC versão 4.0
2011	CESAR-LCPC versão 5.0

Figura 4.1 - História do software (LCPC, 2005).

CESAR-LCPC é o conjunto formado pelo software de pré e pós-processamento como o CLEO2D e CLEO3D (respectivamente para a modelagem bidimensional ou tridimensional). Na Figura 4.2 é apresentada a sequência de processamentos que emprega o programa para a solução, mencionando que a forma de comunicação de um com o outro é através de uma base de dados limpa e assim cada modelo é executado pelo utilizador (LCPC, 2005).

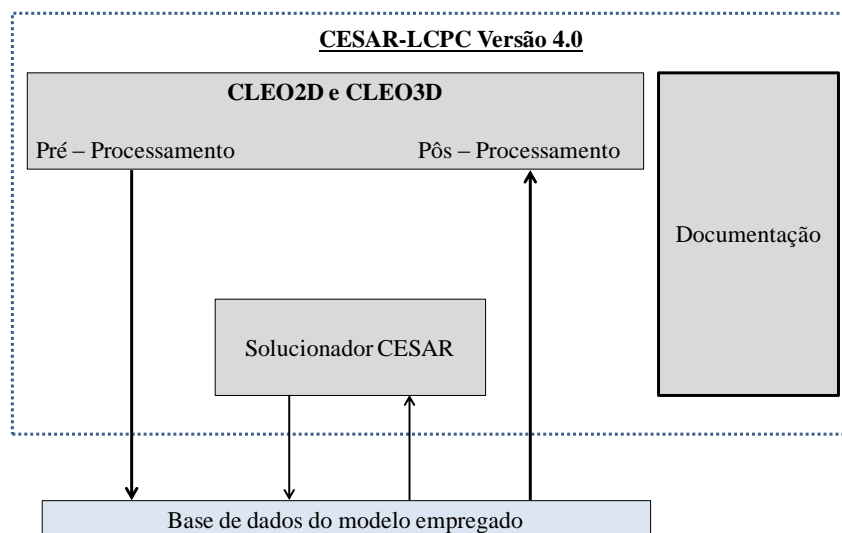


Figura 4.2 - Componentes do CESAR- LCPC versão 4.0 (Modificado - LCPC, 2005).

Realizar uma modelagem com CESAR-LCPC geralmente resulta na sequência dos seguintes passos:



- Uso de pré-processamento de funções do software CLEO2D ou CLEO3D para geração de dados para solução do CESAR (malha e conjunto de dados);
- Lançamento do solucionador de elementos finitos CESAR para realizar o estudo do problema;
- Utilização dos recursos do software de pós-processamento CLEO2D ou CLEO3D para interpretação dos resultados fornecidos pelo processador CESAR.

#### **4.1.1 Áreas de Aplicação do CESAR**

O CESAR-LCPC pode ser empregado em muitas áreas (mecânica, difusão, problemas acoplados, etc.). No entanto, suas principais áreas de aplicação relacionadas com a engenharia geotécnica são:

- Análise de estabilidade de taludes, aterros e cortes, taludes reforçados e estruturas de contenção;
- Análise de percolação, rebaixamento de nível freático e adensamento;
- Estruturas subterrâneas, túneis, minas, escavações profundas e soluções de armazenamento;
- Estruturas de pavimentos e aterros;
- Fundações superficiais e profundas com análises de recalque e ruptura, com a vantagem de possibilitar a análise da interação solo-estrutura.

#### **4.1.2 Procedimento de Análises do CESAR - LCPC**

O CESAR está organizado em módulos, bibliotecas e famílias, onde cada componente do software executa uma função específica. Esta organização foi escolhida a partir do início da solução, para facilitar a manutenção corretiva (consertos de erros) e esclarecer dúvidas (introdução de novas possibilidades), como apresentado na Figura 4.3.

Os módulos são utilizados para reconhecer a modelagem de solução. A modelagem é definida pela sua discretização geométrica, modelos constitutivos e parâmetros empregados, tendo em conta as cargas, as condições de contorno, etc.

Os diferentes tipos de elementos finitos são agrupados em famílias. Dentro da mesma família são encontrados os elementos finitos que lidam com o mesmo problema (mecânica, a

difusão de acoplamento), da mesma dimensão (2D ou 3D) e pertencentes à geometria do mesmo conjunto (estrutura sólida, viga, etc.).

A biblioteca recebe funções gerais dos componentes do software específico (por exemplo, operadores matemáticos), componentes comuns a vários módulos ou famílias (por exemplo, o tratamento de leis de comportamento), etc.

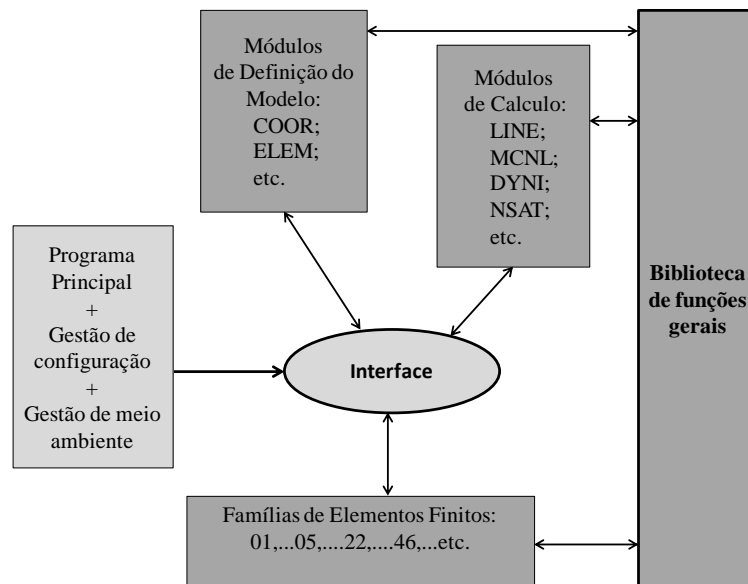


Figura 4.3 - Esquema do solucionador (Modificado - LCPC, 2005).

A Figura 4.4 nos permite conhecer melhor o entorno de trabalho com as principais ferramentas do CESAR-LCPC.

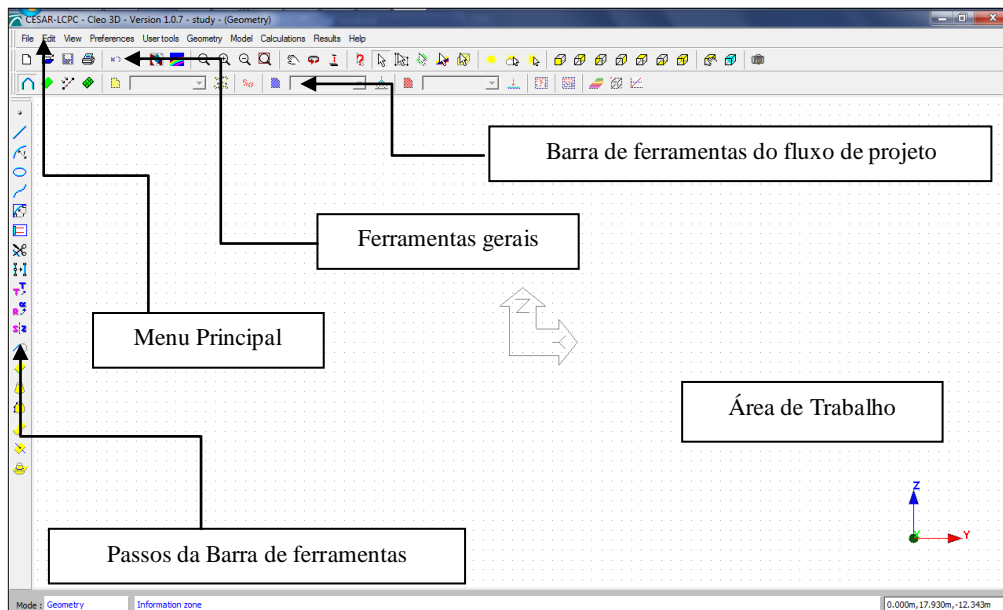


Figura 4.4 - Janela principal do programa CESAR LCPC versão 4.0.

## 4.2 VALIDAÇÃO DO CESAR-LCPC

Para a validação do programa CESAR-LCPC se empregou o exemplo prático proposto por Poulos *et al.* (1997), apresentado na Figura 4.5. Foram selecionadas as análises dos resultados publicados por Poulos (2001a), pelas metodologias simplificadas de Poulos e Davis (1980), Randolph (1994), Poulos (1991) usando o programa GASP, Poulos (1994a) com o programa GARP6, Ta e Small (1996) com o M.E.F., e Sinha (1997) com um método híbrido (combinando o M.E.C. e o M.E.F.) conjuntamente com as metodologias avançadas como o software PLAXIS 3D Foundations (M.E.F).

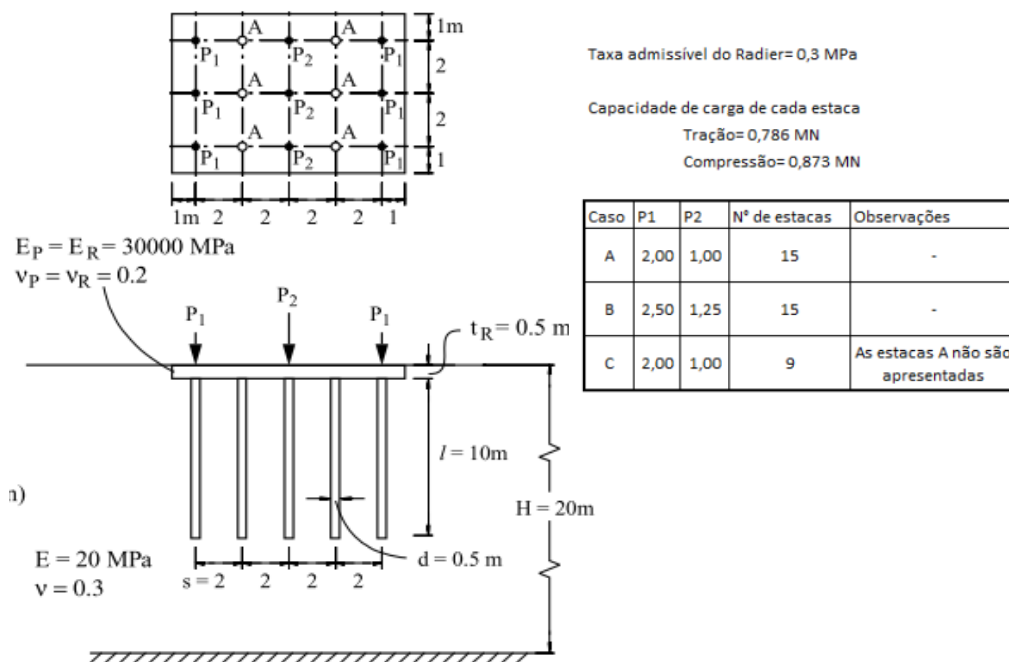


Figura 4.5 - Exemplo hipotético para validação do CESAR-LCPC (Poulos *et al.*, 1997).

Para as análises numéricas empregadas nos trabalhos de validação, calibração e análises posteriores foram empregados os elementos de tipo descritos na Tabela 4.1 implementadas no pacote CESAR-LCPC.

Tabela 4.1 Tipos de elementos finitos empregados com CESAR-LCPC.

Tipo Elemento	Numero de nós	Tipo Interpolação	Características
P6	6	Linear	Pentaedro de 6 nós
P15	15	Quadratica	Pentaedro de 15 nós
H20	20	Quadratica	Pentaedro de 20 nós

A validação com o CESAR-LCPC foi feita para o caso C do exemplo, considerando para isso uma carga atuante de 12 MN, e adotando-se um modelo elástico linear para descrever o comportamento do concreto e do solo. O tipo de elemento empregado foi o pentaedro (P6) que considera seis nós com interpolação de tipo linear. Além disso foram consideradas as condições geométricas de contorno para o radier estaqueado descritas no trabalho de Figueredo (2010), sendo apresentadas na Figura 4.6 e Figura 4.7.

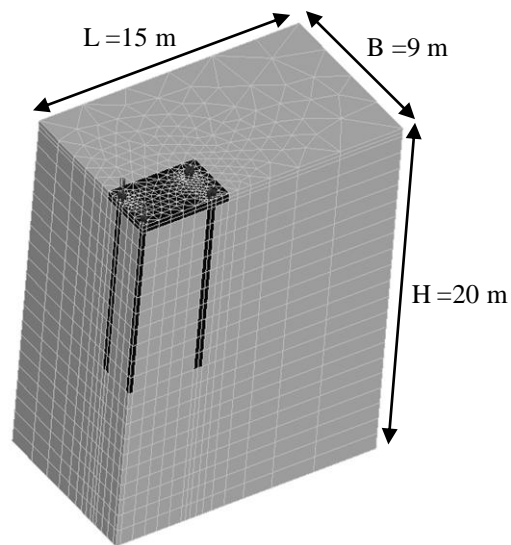


Figura 4.6 - Vista isométrica do radier estaqueado com 09 estacas considerando  $\frac{1}{4}$  do modelo.

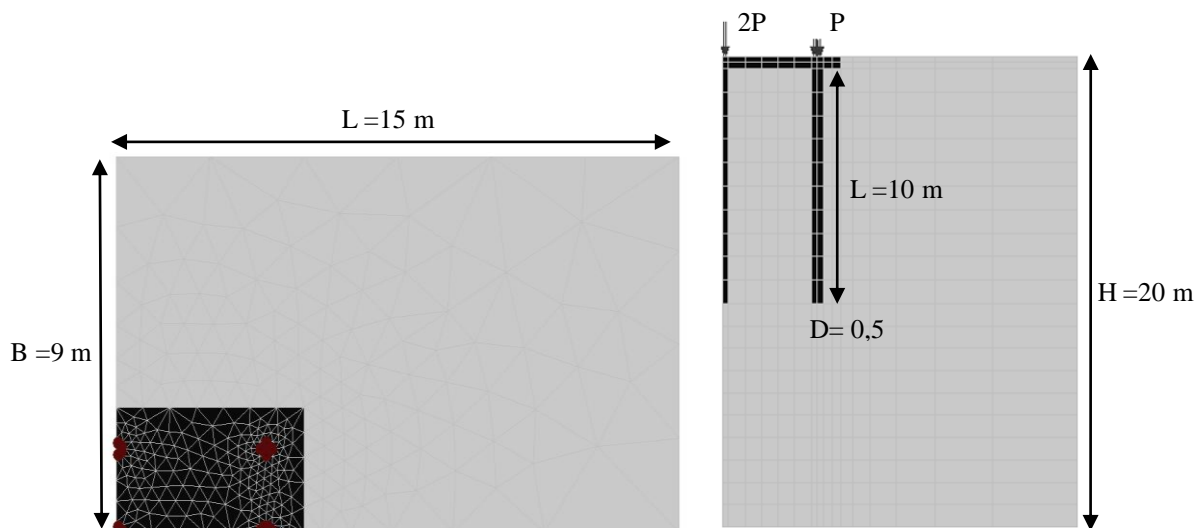


Figura 4.7 - Condições de contorno adotadas para a validação do modelo.

A quantidade de nós gerada pelo modelo numérico para este caso foi de 8 993 e os elementos de 16 082, empregando um tempo de processamento de 176,60 segundos.

De acordo com a Figura 4.8, são apresentados os valores obtidos do recalque pelas diversas metodologias simplificadas e as numéricas (PLAXIS 3D Foundations), indicando-se que o valor resultante para o recalque obtido pelo CESAR- LCPC (26,25 mm) foi bastante razoável por se encontrar dentro da faixa aceitável de variação.

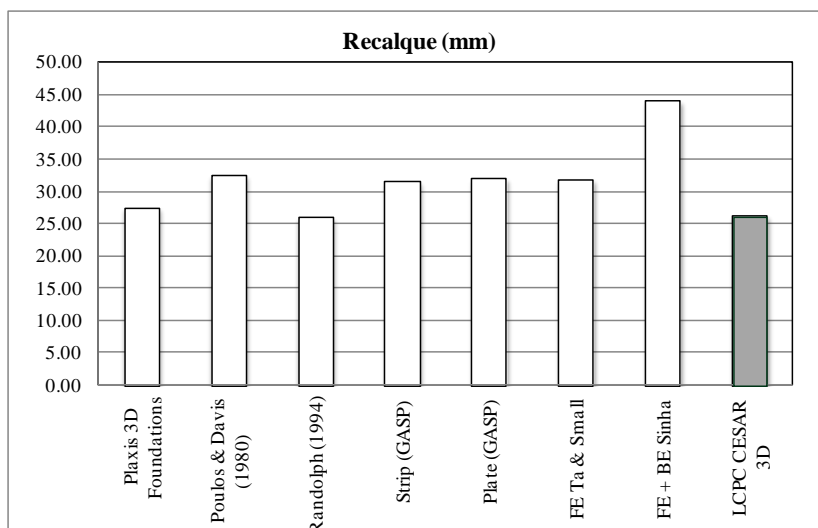


Figura 4.8 - Comparação do recalque no radier estaqueado de nove estacas (P=12 MN).

O valor de porcentagem de carga absorvido pelas estacas foi de 72 %, similar ao valor do PLAXIS 3D Foundations, sendo também considerado dentro da faixa referente às metodologias simplificadas, apresentado na Figura 4.9.

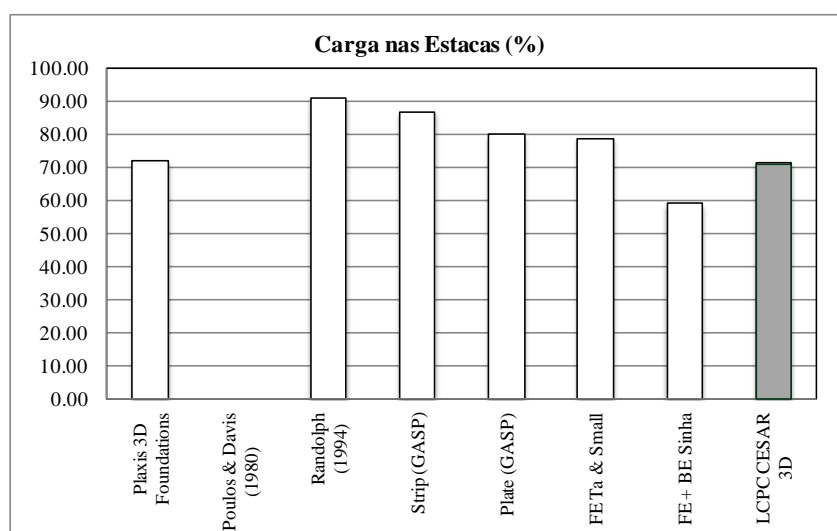


Figura 4.9 - Comparação das cargas nas estacas no radier estaqueado de 9 estacas (P=12 MN).

O valor do recalque diferencial foi de 5,50 mm, um valor bastante admissível se comparado aos demais valores. Observa-se este recalque diferencial na Figura 4.10.

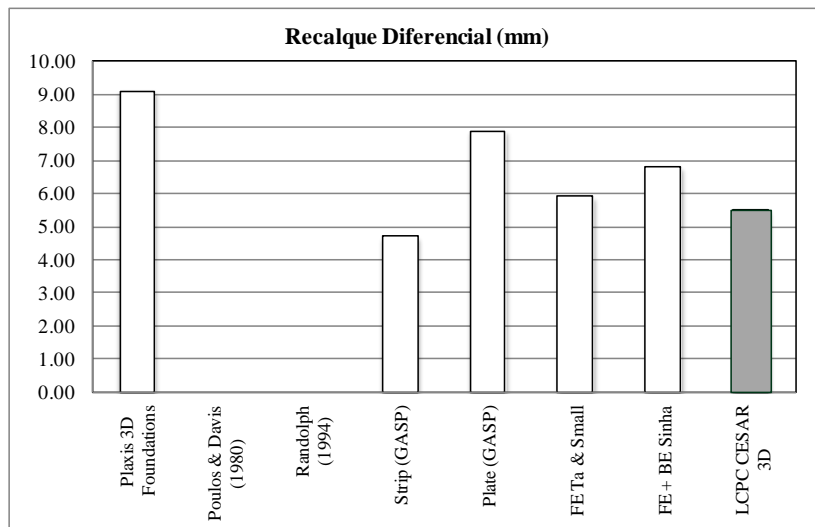


Figura 4.10 - Recalque diferencial no radier estaqueado de 9 estacas ( $P=12$  MN).

#### 4.2.1 Condições Geométricas

As condições geométricas empregadas foram obtidas do trabalho de Figueredo (2010), que recompilou as recomendações de Ibanez (2001) e Diaz (2008) para o caso de estacas isoladas e radier isolado, apresentadas na Figura 4.11 e Figura 4.12.

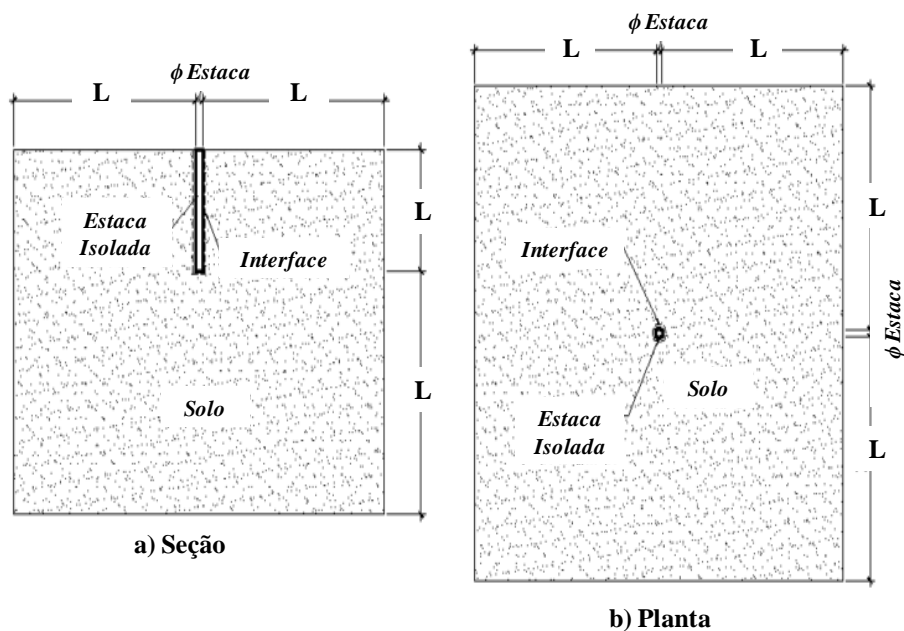


Figura 4.11 - Condições geométricas para estaca isolada (Modificado - Figueredo, 2010)

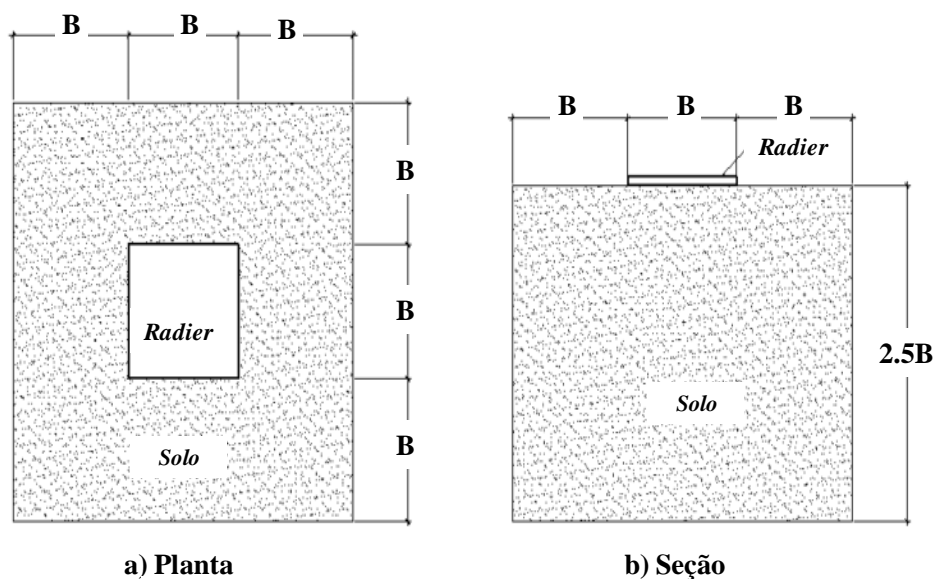


Figura 4.12 - Condições geométricas para radier isolado (Modificado - Figueredo, 2010)

Segundo Sales *et al.* (1998) para não interferir com os resultados das análises quando se emprega os M.E.F. o domínio lateral deve-se considerar  $2L$  ou algo superior.

Souza (2010) nas análises feitas com DIANA empregou  $3L$  para o domínio lateral, enquanto para o domínio vertical propõe considerar entre  $1,5L$  e  $2L$ .

Para o presente trabalho se considera  $2L$  no domínio lateral e  $2L$  para o vertical para o radier estaqueado, considera-se as combinações anteriores, apresentadas na Figura 4.13.

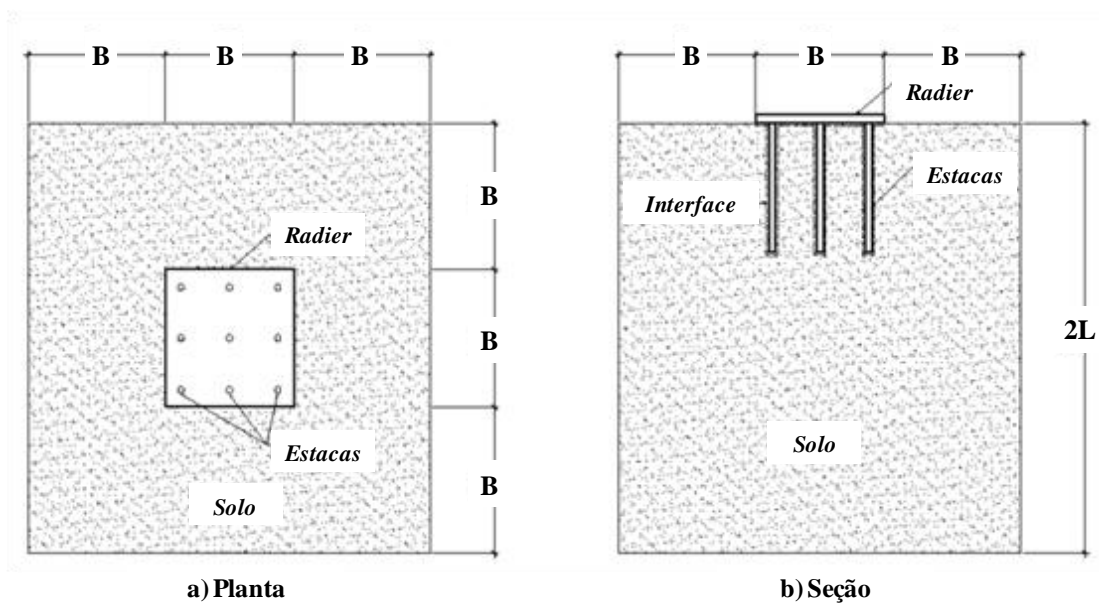


Figura 4.13 - Condições geométricas para radier estaqueado (Modificado - Figueredo, 2010)

## 4.2.2 Condições de Contorno

São consideradas de modo a não permitir uma distorção do modelo, o seja não influenciando assim no comportamento tensão- deformação do mesmo. Para o presente trabalho foram consideradas as condições abaixo. (também apresentadas na Figura 4.14).

- No plano horizontal inferior se restringe todas as rotações e recalques;
- Nos planos verticais se restringe os recalques horizontais e liberam-se os verticais.

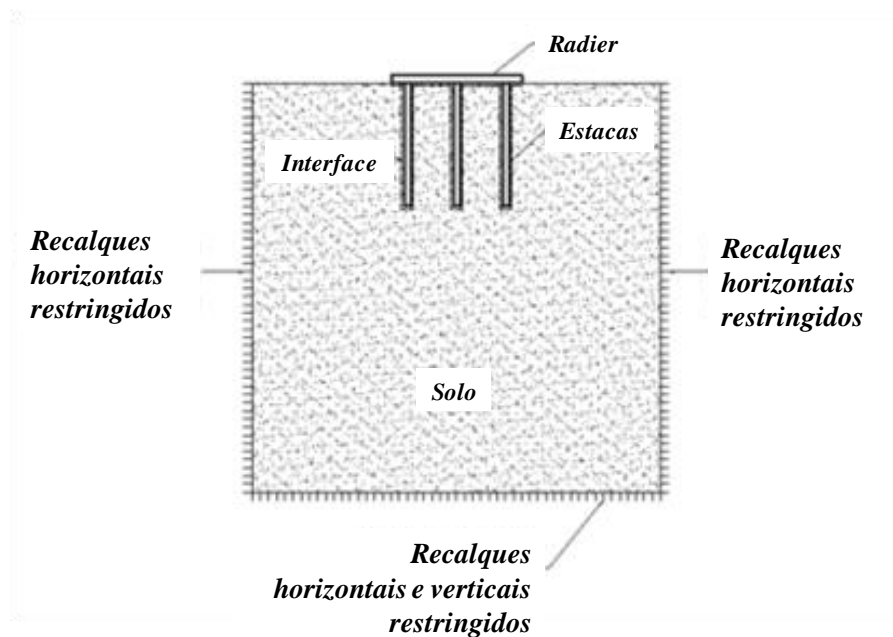


Figura 4.14 - Condições de contorno para radier estaqueado (Modificado - Figueredo, 2010)

## 4.3 CALIBRAÇÃO COM CESAR- LCPC

Considerou-se o problema proposto pelo comitê técnico TC-18 da ISSMGE, apresentado na Figura 4.15, do qual se escolheu o tipo de elemento finito, tipo de interpolação e a quantidade de nós que se poderia empregar, de modo a representar mais coerentemente os resultados dos modelos a serem empregados sem se ter distorções nos resultados.



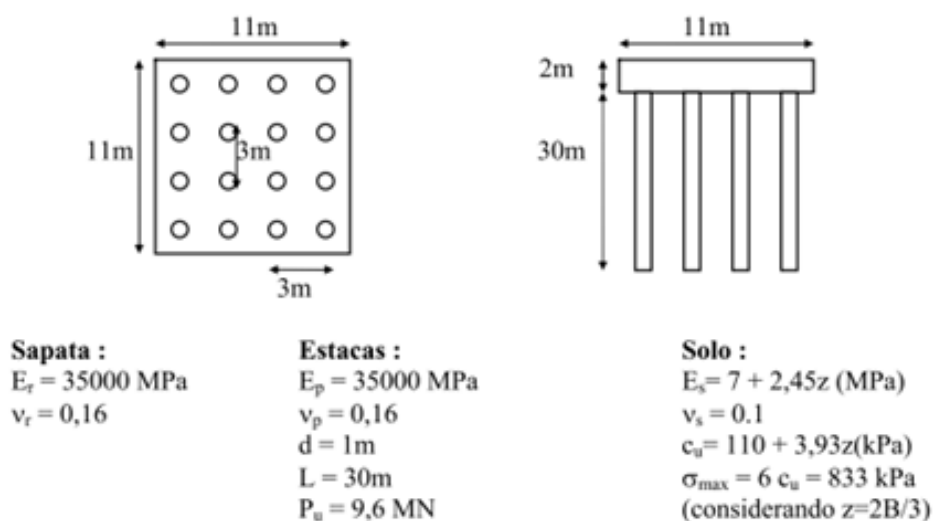


Figura 4.15 - Radier sobre 16 estacas proposto pelo TC-18.

O programa CESAR-LCPC para o presente exemplo não pode considerar a variação dos parâmetros do solo com a profundidade. No entanto, para este caso, se considerou uma simplificação para as camadas variando a cada 6 m. Assim foi possível se representar de alguma outra forma a variabilidade ao longo da camada de solo empregando um modelo constitutivo para o solo e concreto do tipo elástico linear, conforme o exemplo.

Foram realizados cinco casos numéricos empregando os elementos de tipo P6 (pentaedro de 6 nós) e quatro casos com os elementos de tipo P15 (pentaedro de 15 nós), considerando as recomendações de Figueredo (2010) para o tipo de densidade da malha, suas condições geométricas e de contorno.

As análises com o programa CESAR-LCPC são apresentadas na Tabela 4.2. Observa-se que o valor de recalque máximo na superfície não é muito influenciado pelo tipo de elemento ou pela quantidade de nós empregados. Junto não daria para escolher diretamente um tipo de elemento só por esta condição.

Tabela 4.2. Características dos modelos de elementos finitos empregados.

N° Análises	Tipo Elemento	Tipo Interpolação	Geração da Malha	Densidade da Malha	Quantidade de Nós	Quantidade de Elementos	Tempo Processamento (Seg.)	Recalque Maximo (mm)
1	P6	Linear	Quadrática	Muito Grosseira	4911	8024	34.70	47.06
2	P6	Linear	Quadrática	Grosseira	5362	9624	28.30	47.36
3	P6	Linear	Quadrática	Media	15752	29136	223.70	47.44
4	P6	Linear	Quadrática	Fina	21423	39360	153.40	47.47
5	P6	Linear	Quadrática	Muito Fina	21915	40320	168.10	47.47
1	P15	Quadrática	Quadrática	Grosseira	35511	13244	3172.10	47.34
2	P15	Quadrática	Quadrática	Media	52873	20016	8249.00	47.40
3	P15	Quadrática	Quadrática	Fina	56847	21308	6306.25	47.43
4	P15	Quadrática	Quadrática	Muito Fina	93805	35560	7651.30	47.42

Observações:

- Considerou-se um modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para o solo e Elástico-Linear para as estacas e radier.

Por este motivo, na Figura 4.16 apresentam-se as curvas de variação do recalque com a profundidade, considerando os dois tipos de elementos finitos comparados e a serem empregados na presente dissertação.

Nota-se que o elemento P6 com interpolação de tipo linear tem muita dispersão com respeito à variação na profundidade quando incrementa a densidade da malha. No entanto, o tipo de elemento P15 com interpolação quadrática apresenta valores próximos, mesmo havendo uma variação na quantidade de nós de quase 60 000 do primeiro em relação ao último. Observou-se ademais que o programa CESAR-LCPC versão 4 para o caso de análises de modelos numéricas em 3D não permite fazer a simulação para uma quantidade maior aos 95 000 nós, sendo restrita a este valor e definido como densidade de malha muito fina.

A partir das presentes análises foram considerados um tipo de densidade da malha médio que considera 50 000 nós como faixa aceitável para se obter valores razoáveis, sendo estes comparados com os 93 805 (análises N°4) que foi chamado de caso “ideal” e proposto na presente calibração, garantindo de fato a qualidade dos resultados mediante este valor.

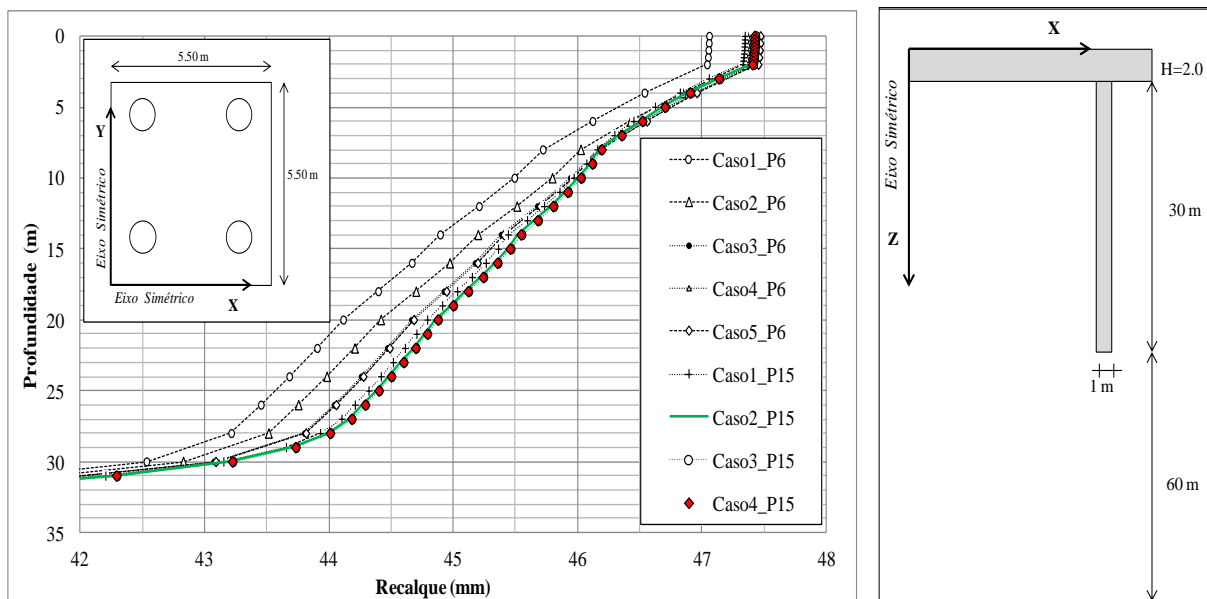


Figura 4.16 - Casos analisados para calibração do tipo de elemento do problema proposto na figura 4.15 do comite tecnico TC-18 da ISSMGE.

O tipo de elemento finito a ser utilizado nas seguintes análises deste trabalho (próximos capítulos) será do tipo P15 (Pentaedro de 15 nós) ao se observar que ele não apresenta variação significativa quando comparado com o P6 (pentaedro de 6 nós), o elemento adotado leva em conta uma interpolação do tipo quadrática e uma quantidade de nós da ordem média (> 50, 000).

#### 4.4 CALIBRAÇÃO DO MODELO REAL COM CESAR-LCPC

Definido o tipo de elemento finito a ser empregado e entendendo as vantagens da interpolação quadrática, pretende-se aplicar uma calibração específica ao modelo a ser estudado (Bloco do tipo II do projeto). Este modelo considera os parâmetros em camadas do solo retroanalisados definidos no capítulo 3, a carga total atuante, e o sistema de radier estaqueado a ser proposto.

Foi feito um projeto preliminar em radier estaqueado para o bloco do tipo II descrito no capítulo 3 com ajuda da Metodologia simplificada PDR (Poulos-Davis-Randolph) já implementada e validada no pacote do MATH CAD por Ibanez (2011), com a finalidade de se determinar os valores aproximados com respeito à quantidade de estacas, recalque total admissível e recalque diferencial.

Foram considerados os parâmetros do solo e do concreto apresentados na Tabela 4.3, mencionando que esta metodologia pelo fato de ser simplificada emprega só uma camada de

solo não levando em conta a influencia da variabilidade das camadas do solo sendo só adotada a camada de solo de tipo I, a geometria do radier foi representada por uma seção retangular equivalente, e a aplicação do carregamento foi mediante uma carga pontual.

Definiu-se que a quantidade de estacas a serem empregadas seria de 26, e a espessura do radier estaqueado de 0,40 m (radier flexível). Os resultados usando a planilha de Ibanez (2011) mostram que o recalque absoluto é de 53,13 mm, o recalque diferencial de 29,13 mm, a distorção angular de 1/720, o fator de segurança no grupo de estacas de 2,1 e com um fator de segurança (do sistema) global de 5,1 para o radier estaqueado, garantindo assim seu desempenho à ruptura.

Na Figura 4.17, apresenta-se o plano de fundação em radier estaqueado, considerando-se 26 estacas. Tendo base nas metodologias simplificadas e que serão corroboradas com o programa CESAR-LCPC, por outro lado, se indica que a localização das estacas partiu do princípio de serem aplicadas sempre que possível no mesmo ponto que as colunas da estrutura, com a finalidade de diminuir a geração dos momentos fletores e cortantes no radier.

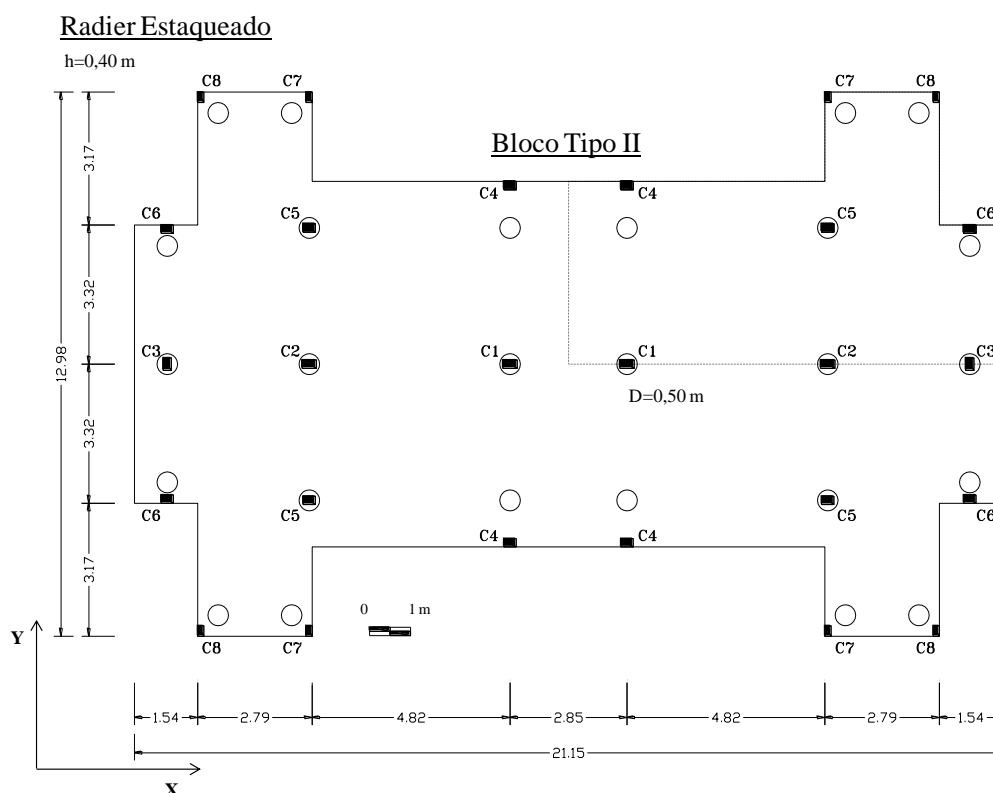


Figura 4.17 - Características do radier estaqueado com 26 estacas para bloco tipo II.

As condições empregadas para o presente projeto em radier estaqueado foram baseadas no projeto inicial (Bloco de Estacas – Estacas Isoladas) e descritas na Tabela 4.3 a seguir.

Tabela 4.3. Propriedades e características do solo e radier estaqueado a serem empregadas.

Propriedades Geometricas		Cargas Atuantes no Sistema	
Diâmetro das estacas, D	0,50 m	Coluna	Carga (kN)
Comprimento das estacas, L	17 m	C1	880
Espessura do radier, H	0,40 m	C2	580
Carga total Atuante, Pt	9760 kN	C3	400
		C4	470
		C5	470
		C6	280
		C7	150
		C8	140

Propriedades do Concreto	
Módulo de elasticidade das estacas, $E_c$	15 GPa
Módulo de elasticidade do radier, $E_{radier}$	15 GPa
Coefficiente de Poisson do concreto, $\nu_c$	0,20

Propriedades das camadas do solo	Camada I	Camada II	Camada III	Camada IV
	0 - 3 m	3 - 8 m	8 - 12 m	12 - 34 m
Peso específico do solo, $\gamma_n$	13,88 kN/m <sup>3</sup>	15,45 kN/m <sup>3</sup>	17,66 kN/m <sup>3</sup>	19,00 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad do solo, $E_s$	8 MPa	13 MPa	20 MPa	37 MPa
Coesão do solo, $c'$	16 kPa	24 kPa	40 kPa	45 kPa
Ângulo de atrito, $\phi$	27°	27°	27°	26°
Coefficiente de Poisson, $\nu_s$	0,35	0,35	0,20	0,20

Radier Estaqueado ¼ modelo

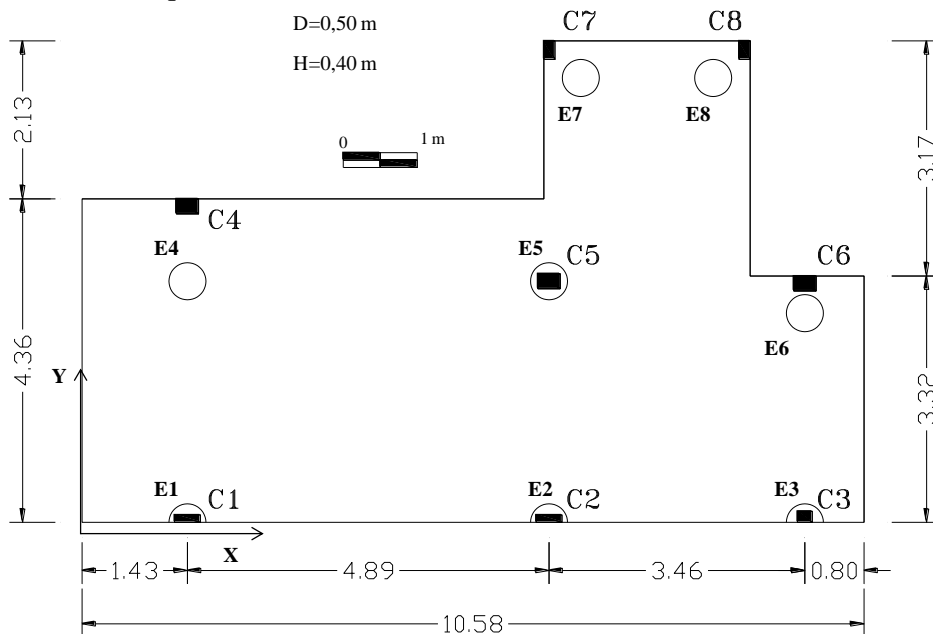


Figura 4.18 - Geometria em planta para o radier estaqueado considerando ¼ do radier a ser simulado numericamente.

### Perfil do radier Estaqueado

H=0.40 m

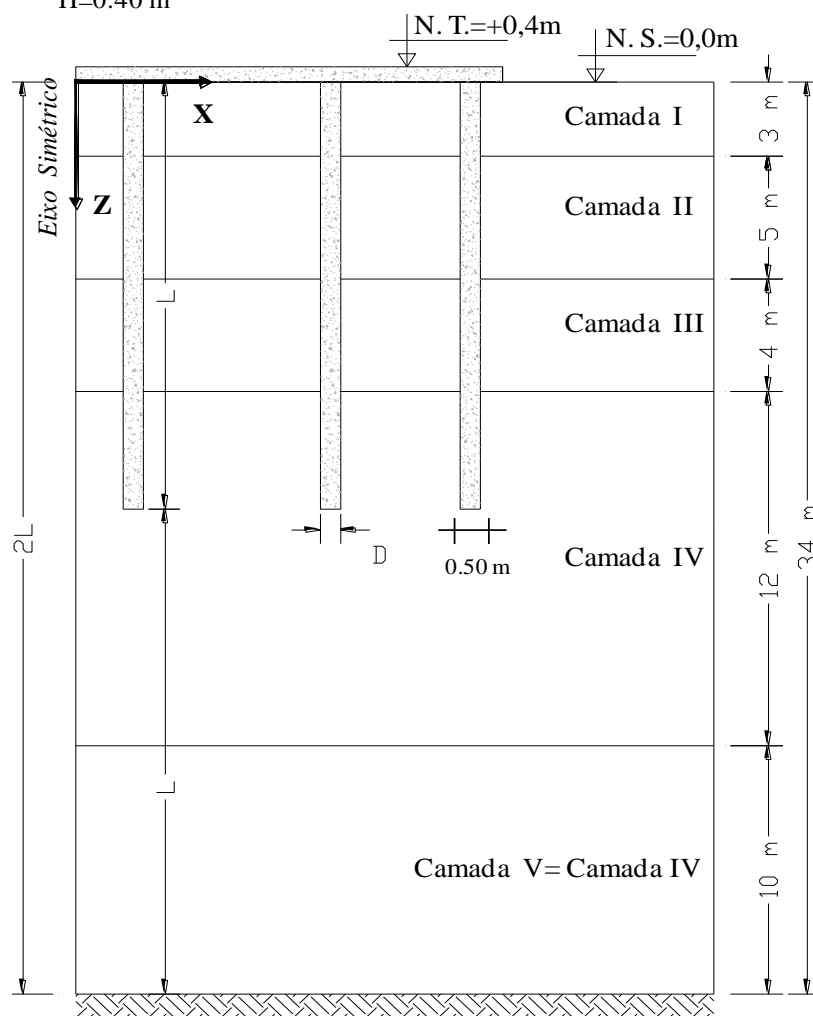


Figura 4.19 - Geometria em perfil para o radier estaqueado considerando  $\frac{1}{4}$  do radier a ser simulado numericamente.

Na Figura 4.20 são apresentadas as condições geométricas empregadas para a modelagem numérica com o programa CESAR-LCPC, considerando só  $\frac{1}{4}$  do projeto, devido a simetria do modelo com a finalidade de diminuir o tempo de processamento, e detalhando a estratigrafia do solo por meio de camadas que permitiram representar a realidade dos solos de Brasília.

Menciona-se que o valor da camada V, necessária para atingir a profundidade de influência do sistema de radier estaqueado, foi assumido similar à camada IV. Isto foi feito deste modo pelo fato de só existirem valores dos parâmetros de solo retroanalizados até uma profundidade total de 24 m.

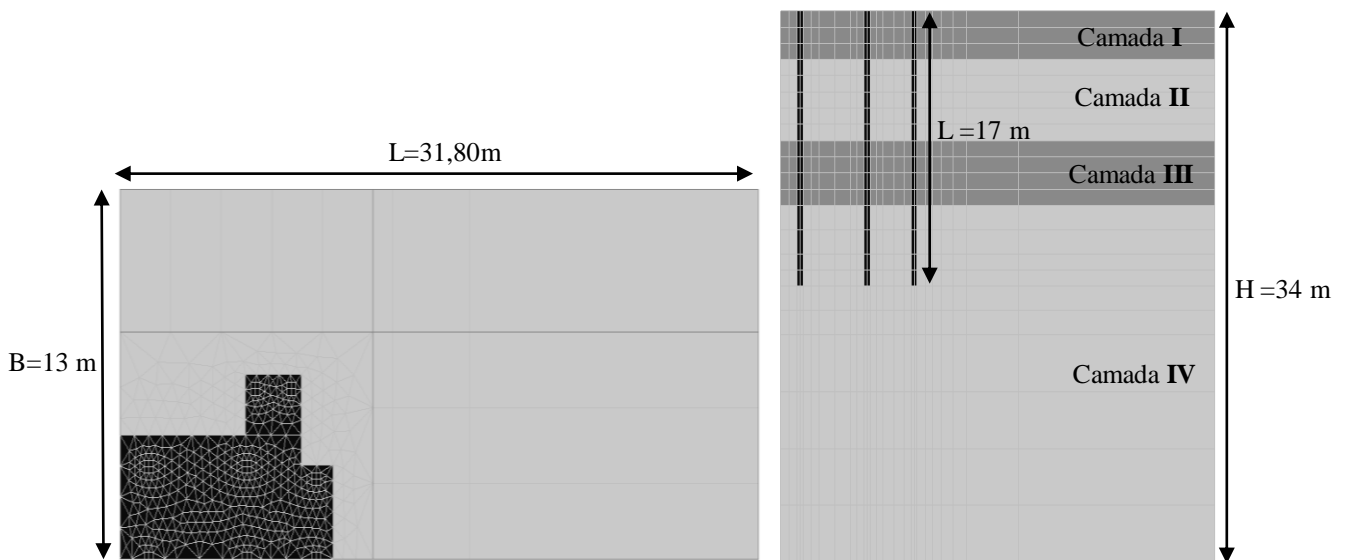


Figura 4.20 Condições geométrica para modelo do radier estacado com o programa CESAR-LCPC.

Sabe-se que para as análises de radier estacado, no caso das estacas em particular, estas são representadas por elementos circulares dentro de uma malha com MEF. No entanto, não são necessariamente representadas por círculos. Diversos autores tentam aproximar as estacas à outra figura geométrica, como por exemplo, um octógono. Mesmo assim isto traz dificuldades para a geração automática da malha, precisando maior quantidade de elementos.

Ottaviani (1975) questiona a necessidade deste “serviço extra”, comentando que a aproximação do círculo por um quadrado seria suficiente tanto em termos de deformações como de tensões.

Sales (2000) utilizou o programa ALLFINE para verificar o comentado por Ottaviani (1975), realizando diversas análises numéricas em estacas isoladas, sendo estas apresentadas na Tabela 4.4. Dos resultados destas análises comparativas, pode-se dizer que a comparação dos recalques normalizados ( $\delta.D.Es/P$ ) de uma estaca circular obtidos em uma análise 2-D axissimétrico com outros obtidos em análises 3-D (malha com 1694 elementos prismáticos de 8 nós e 2160 nós) aproximados por geometrias da estaca com formas diferentes, levam aos seguintes resultados:

- As aproximações não diferem muito entre si, com um erro relativo inferior a 6% em todos os casos. Esta faixa de precisão é melhor do que as diferenças;
- A utilização de um octógono não traz vantagens em relação a um quadrado com lado na faixa de 85 a 88,6% do diâmetro da estaca.

Tabela 4.4. Comparação do recalque de uma estaca circular isolada com aproximações por outras geometrias ( $H/L = 5$ ), calculado com o programa ALLFINE (Sales, 2000).

L/D	Círculo 2-D axissimétrico	Quadrado 3-D			Octógono 3-D lado=0.404D
		B=0.786D	B=0.85D	B=0.886D	
3.5	0.225	0.237	0.227	0.221	0.228
5	0.186	0.198	0.189	0.184	0.189
10.5	0.121	0.127	0.123	0.120	0.123
15	0.098	0.104	0.100	0.098	0.100
19.5	0.085	0.091	0.087	0.085	0.086

onde : B= 0.786 D → quadrado de mesmo perímetro do círculo;  
 B= 0.886 D → quadrado de mesma área do círculo;  
 lado= 0.404 D → octógono regular de mesma área do círculo;

Apoiando-se no trabalho de Sales (2000) e Ottaviani (1975), as análises serão feitas se empregando a estaca de tipo quadrada de mesma área da circular, com o fim de simplificar o esforço e o tempo de geração da malha em 3-D para ser empregada no programa CESAR-LCPC.

Por outro lado, Poulos (2001) realizou análises em 3-D para um exemplo do radier com nove estacas, fazendo uma comparação na modelagem do radier com o emprego de elementos finitos sólidos e do tipo “Shell”. Deste modo, a utilização de ambos com variações de rigidez do radier em contato com o solo, tornou possível concluir que o emprego do elemento de tipo Shell (em vez do elemento sólido) não tem variação significativa quanto a resultados. Entretanto, a redução da quantidade de nós empregados se pode influenciar no tempo de processamento. Os resultados da comparação de tipos de elementos são apresentados na Figura 4.21.

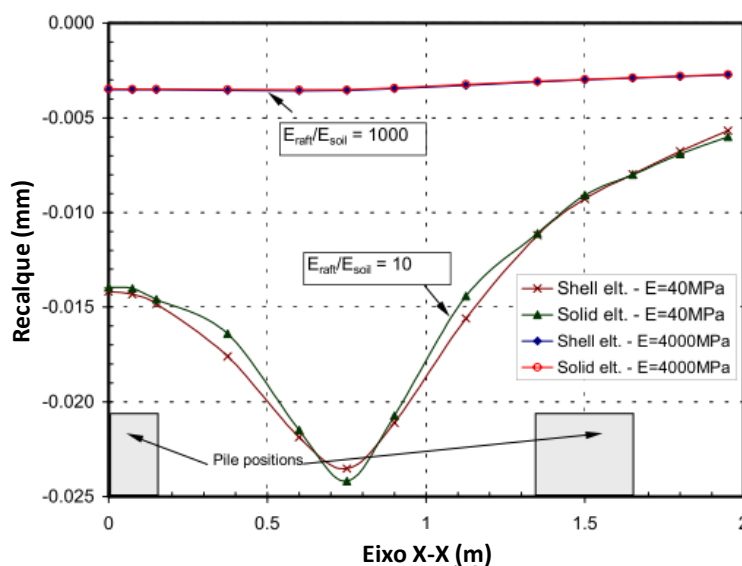


Figura 4.21 - Comparação dos valores do recalque no radier empregando elementos sólidos e do tipo Shell.



Para o caso em questão, a relação  $E_{\text{radier}}/E_{\text{solo}}$  seria de  $(15,000/8) = 1875$ , indicando que esta não teria uma variação significativa nos resultados finais. Deste modo a utilização do elemento Shell é válida para as subseqüentes análises numéricas.

Os trabalhos de calibração para o modelo real (bloco tipo II) a ser empregado neste trabalho, levando em consideração todas as condições já descritas, são apresentados na Tabela 4.5. Menciona-se que foi utilizado o elemento do tipo Pentaedro de 15 nós (P15) para os modelos N°1 e N°2, e foram também empregados uma combinação dos elementos finitos de tipo Hexaedro de 20 nós (H20) para representar as estacas no caso dos modelos N°3 e N°4 e o elemento do tipo Shell para simular o radier em todos os casos. Apresentam-se na Tabela 4.6 os resultados das análises realizadas com os valores dos recalques máximos e tensões no topo do radier.

Tabela 4.5. Características da malha e elementos dos modelos numéricos em radier estaqueado.

N° Modelo	Tipo Elemento	Descrição	Tipo de densidade da Malha	Quantidade de Nós	Quantidade de Elementos
1	P15	Pentaedro de 15 nós	Fina	67868	25808
2	P15	Pentaedro de 15 nós	Média	58190	22036
3	P15-H20	Pentaedro 15 nós - Hexaedro 20 nós	Média	53239	20133
4	P15-H20	Pentaedro 15 nós - Hexaedro 20 nós	Muito Fina	80178	30041

Observações:

- Foi empregado para o radier elementos do tipo Shell e estacas quadradas com área do diâmetro equivalente representados por elementos do tipo H20.
- Foi adotado um modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para o solo e Elástico-Linear para as estacas e radier.
- O Modelo N°4 foi considerado “ideal” pelo fato de apresentar a densidade de malha muito fina.

Tabela 4.6 Valores dos resultados dos modelos numéricos analisados.

N° Modelo	Tempo de Processamento (Seg.)			Recalque Maximo (mm)	Tensões na base do Radier (kN/m <sup>2</sup> )
	Estagio Inicial (Seg.)	Estagio Final (Seg.)	Tempo total (Seg.)		
1	8681.29	9338.44	18019.73	19.69	27.98
2	7693.45	8564.26	16257.71	19.26	29.74
3	6675.45	8567.61	15243.06	22.64	30.07
4	14078.54	23187.82	37266.36	23.07	32.93

A Figura 4.22 apresenta o nível de variação das tensões com a profundidade para os quatro modelos considerados segundo a calibração. No entanto, como já foi mencionado, o nível de tensões não varia muito em função do nível de densidade da malha, visto que todos os modelos são considerados acima dos 50 000 nós.

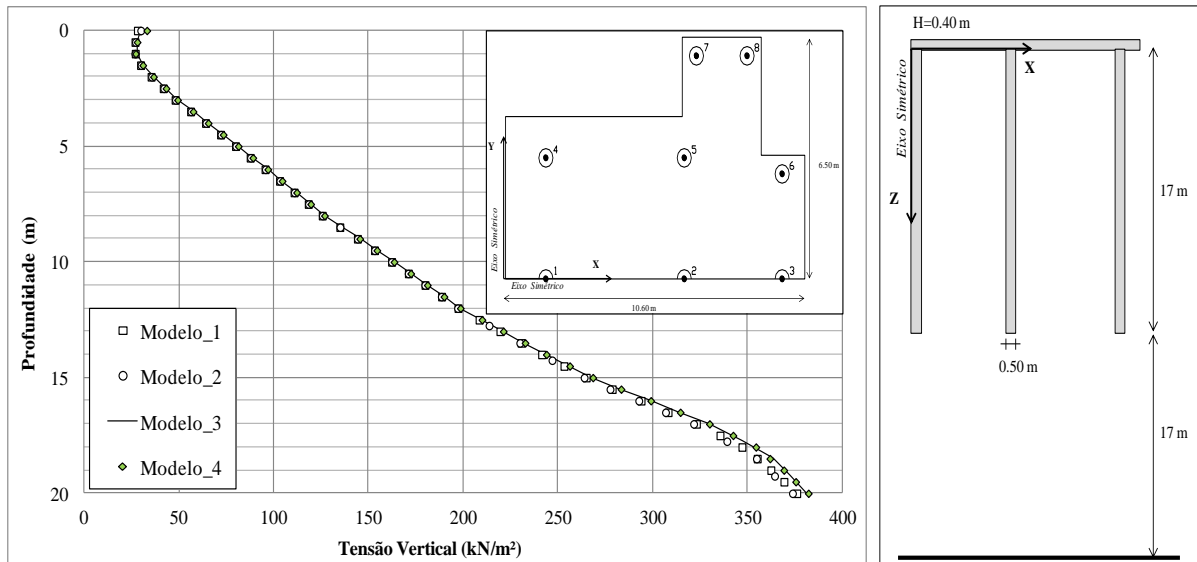


Figura 4.22 - Curva tensão vertical x profundidade para o radier estaqueado com 26 estacas.

A Figura 4.23 apresenta os resultados do recalque com a profundidade. Nota-se a variação de cada modelo quanto ao ideal (Modelo N°4), ressaltado-se que o modelo N°3 tem valores muito próximos deste. Assim seu emprego nas presentes análises é validado para o caso de recalque ao longo da profundidade.

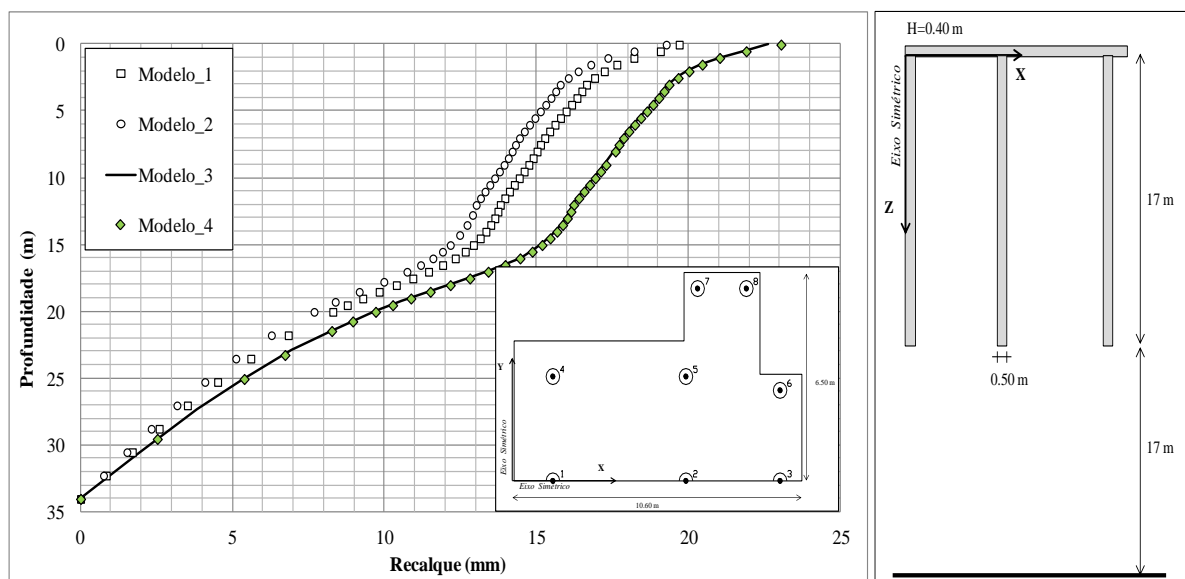


Figura 4.23 - Curva recalque x profundidade para o radier estaqueado com 26 estacas.

Na Figura 4.24 e Figura 4.25 são apresentados os valores de recalque na superfície do radier estaqueado com 26 estacas no eixo X-X e Y-Y para as condições geométricas de contorno já definidas, e com a aplicação do carregamento total. Dos quatro casos considerados o valor do recalque para o modelo N°3 está na faixa aceitável, por ser o mais perto do ideal (modelo N°4).

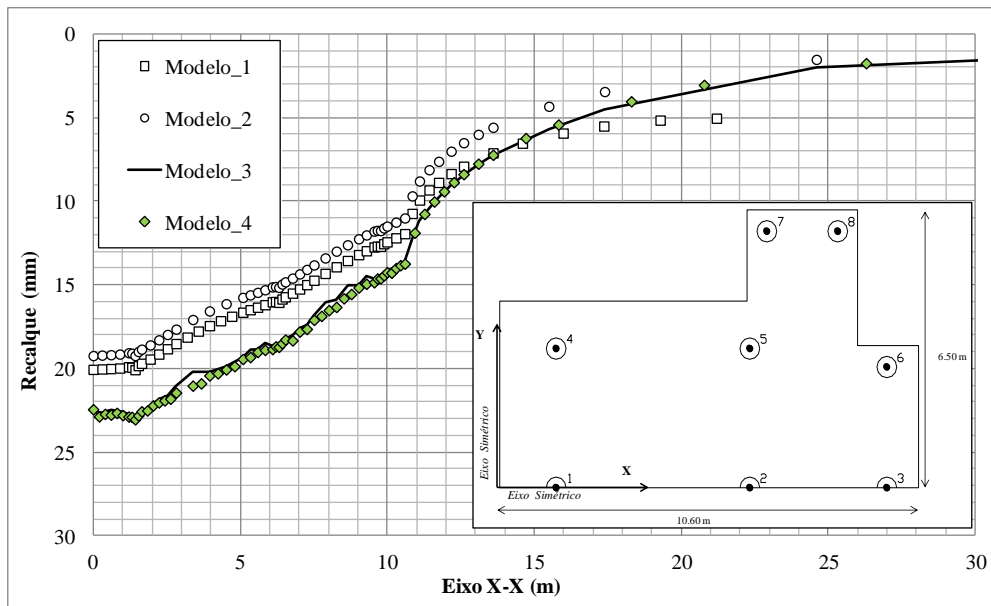


Figura 4.24 - Curva recalque no eixo X-X para o radier estaqueado com 26 estacas.

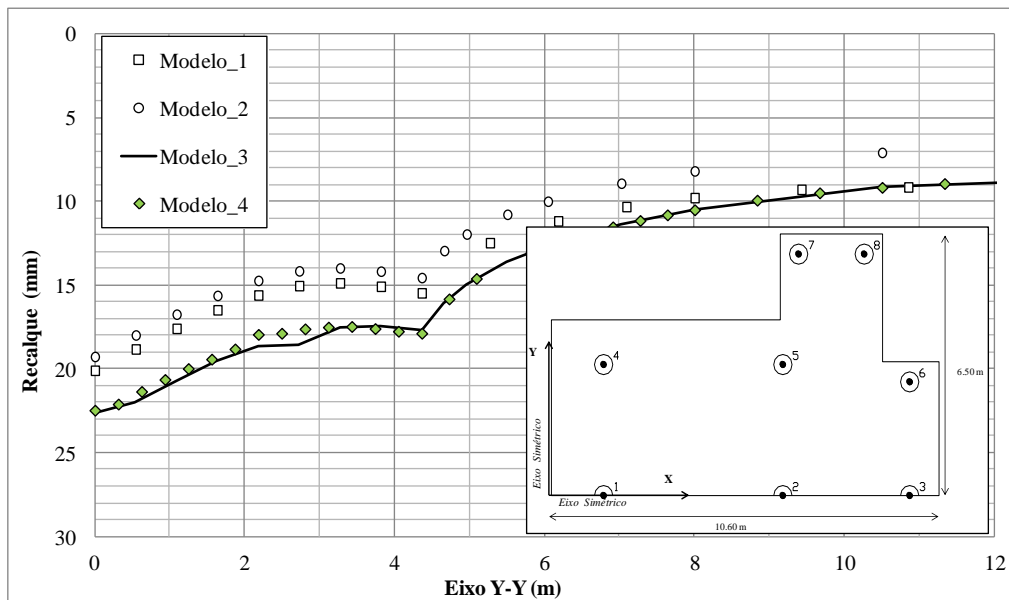


Figura 4.25 - Curva recalque no eixo Y-Y para o radier estaqueado com 26 estacas.

## 4.5 CONCLUSÕES PARCIAIS

Do presente capítulo, podem-se concluir o seguinte:

- As análises numéricas realizadas para a validação e calibração do programa CESAR-LCPC foram satisfatórias quanto à eleição do tipo de elemento a ser empregado, tipo de interpolação, quantidade de nós e o tempo de processamento detalhadas na Tabela 4.7;

Tabela 4.7 Quadro resumo das características dos elementos empregados.

Descrição	Solo	Estaca	Radier
Modelo Constitutivo	Mohr Coulomb	Elastico - Linear	Elastico - Linear
Tipo Elemento	P15	H20	Shell
Tipo de Interpolação	Quadrática	Quadrática	Quadrática
Densidade da Malha	Média	Média	Média
Quantidade de Nós	52519	3456	1579
Quantidade de Elementos	18967	416	750
Numero de Estagios	2		
Tempo Médios de processamento			
Primeiro Estágio	2h47min0,7s		
Segundo Estágio	3h32min50s		
Tempo total	6h19min51s		
Quantidade de Nós média	57554		
Quantidade de Elementos média	20133		
Quantidade máximo de Nós empregados	80178		
Quantidade máximo de elementos empregados	30041		

Observações: Computador empregado CPU Intel Core 2 Duo T8100 @1,83 GHz, RAM 4,00 Gb – 32 Bits. Windows 7 Ultimate.

- Foi validado o processo de calibração para o modelo real (bloco tipo II) e encontrado a densidade da malha de tipo média (50.000 nós), que nos permite ter valores dos resultados satisfatórios e que serão empregados nas próximas análises do capítulo 5, conjuntamente com as propriedades do concreto e solo descritas na Tabela 4.8 e na Tabela 4.9 respectivamente;

Tabela 4.8 Parâmetros empregados do concreto nas estacas e no radier.

Propriedades do Concreto	
Módulo de elasticidade das estacas, $E_c$	15 GPa
Módulo de elasticidade do radier, $E_{radier}$	15 GPa
Coefficiente de Poisson do concreto, $\nu_c$	0,20

Tabela 4.9 Parâmetros das camadas de solo para serem empregos em radier estaqueado.

Propriedades das camadas do solo	Camada I 0 - 3 m	Camada II 3 - 8 m	Camada III 8 - 12 m	Camada IV 12 - 34 m
Peso específico do solo, $\gamma_n$	13,88 kN/m <sup>3</sup>	15,45 kN/m <sup>3</sup>	17,66 kN/m <sup>3</sup>	19,00 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad do solo, $E_s$	8 MPa	13 MPa	20 MPa	37 MPa
Coesão do solo, $c'$	16 kPa	24 kPa	40 kPa	45 kPa
Ângulo de atrito, $\phi$	27°	27°	27°	26°
Coefficiente de Poisson, $\nu_s$	0,35	0,35	0,20	0,20

Observações:

- Os parâmetros de  $\gamma_n$ ,  $\phi$  foram obtidos de provas de laboratório por Mota (2003);
  - Os parâmetros de  $\nu_s$  foram adotados dos considerados por Mota (2003);
  - Os parâmetros de  $E_s$  e  $c'$  foram obtidos das retroanálises numéricas com CESAR-LCPC;
  - Os valores dos parâmetros adotados foram na condição natural e sem inundar.
- Não foi possível empregar no programa CESAR-LCPC versão 4, uma quantidade maior de 95.000 nós pelo fato de não realizar o processamento de dados e lançar erro. Isto possivelmente por ser o limite dos nós aceitáveis do programa ou precisar um melhor computador, limitando-se o estudo a empregar valores pertos deste como valor máximo para o processo de calibração do modelo aqui adotado, sendo esta uma limitação para se ter em mente em futuros trabalhos.

### 5. ANÁLISES DE SENSIBILIDADE

Poulos (2001) não aconselha o emprego do radier estaqueado diretamente sobre solos colapsíveis, como os de Brasília, que ao serem atingidos por solicitações externas ou pelo produto da inundação das chuvas, podem perder o contato entre o radier e o topo da camada de solo. Neste caso, então o sistema radier estaqueado se comportaria como um bloco de estacas podendo vir a causar instabilidade na estrutura.

Desta forma, optou-se por empregar um projeto alternativo com uma camada de solo compactada, se empregando o material de campo, que inicialmente será tirado e posteriormente compactado, utilizando um processo de compactação mecânica convencional até atingir a espessura final da camada de projeto. Esta camada de solo compactada será denominada “solo melhorado”, conforme são realizados para as fundações convencionais que apresentam este tipo de problemas (solos moles – solos colapsíveis) serão aqui adotadas as recomendações listadas em Cintra *et al.* (1986).

Propõe-se então o emprego da metodologia de radier estaqueado sobre uma camada de solo melhorado, e assim a combinação de ambos aspectos de projeto poderia interagir em conjunto e diminuir os esforços transmitidos ao solo natural, de modo que este não quebre a sua estrutura por um fenômeno de colapso.

Para alcançar o objetivo deste capítulo, pretende-se fazer uma análise de sensibilidade para o projeto do radier estaqueado combinado com a camada de solo melhorada na base do radier (entre este e o solo colapsível). Será aqui levado em consideração a influência das quatro variáveis definidas a seguir:

1. Distribuição das estacas: Considera-se o radier com 19, 26 e 32 estacas;
2. Comprimento das estacas: Empregam-se de  $L=17$  m,  $L=15$  m e  $L=12$  m;
3. Espessura da camada de solo melhorada: Consideram-se  $h=1$  m,  $h=2$  m e  $h=3$  m;
4. Altura de radier: Utiliza-se um radier flexível de espessura  $H=0,40$  m.

No total foram feitas 37 combinações que serão analisadas com ajuda do programa CESAR-LCPC em elementos finitos 3D. Serão considerados apenas dois estágios de

construção pelo fato do modelo demandar um tempo de processamento bastante demorado, sendo estes estágios dados a seguir:

1. Estágio inicial: geração das tensões geostáticas iniciais do solo;
2. Estágio final: aplicação do radier estaqueado com uma camada de solo melhorada simultaneamente à aplicação direta das cargas atuantes.

Como já foi mencionado no capítulo anterior, todos os modelos a serem analisados empregaram os tipos de elementos P15 para descrever o comportamento do solo estratificado e solo melhorado, o tipo de elemento H20 para representar as estacas quadradas com área de seção circular equivalente e do tipo Shell para representar o radier.

Adotou-se o modelo Elástico-Linear para descrever o comportamento do concreto nas estacas e o radier, e de Mohr-Coulomb para as camadas de solo e o solo melhorado.

Os trabalhos realizados por Echeverría (2006) no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília permite a estimativa dos parâmetros para este tipo de solo melhorado que serão empregados no presente trabalho, sendo definidos na Tabela 5.1 a seguir.

Tabela 5.1 Parâmetros experimentais do solo melhorado a serem empregados nas análises de sensibilidade.

Parâmetros do solo melhorado	
Peso específico compactado, $\gamma_n$	17,50 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidade do solo, $E_{sm}$	50,0 MPa
Coesão drenada do solo melhorado, $C_{sm}$	5,0 kPa
Ângulo de atrito, $\phi_{sm}$	42°
Coefficiente de Poisson, $\nu_{sm}$	0,25

As análises foram feitas inicialmente para o radier isolado sem a camada de reforço de solo, levando em conta todas as condições já descritas e considerando a análise para ¼ do modelo. Neste caso foram empregados na geração deste modelo 58.190 nós e 22.036 elementos do tipo P15, H20 e Shell respectivamente. Os tempos de processamento médios foram de 2h7min9s para o estágio inicial e de 2h41min50s para o estágio final.

Dos resultados pode-se comentar que o recalque máximo no radier isolado foi de 81,8 mm, com uma tensão vertical atuante na base do radier de 254 kN/m<sup>2</sup>, superior à admissível de 17 kN/m<sup>2</sup> no nível do solo (N.S.= 0,0 m) já definida no Capítulo 2, e uma distorção angular

máxima no eixo Y-Y para o radier de 1/90. Portanto esta solução não é aceitável para este tipo de projeto, levando conseqüentemente ao emprego de estacas e solo compactado nas análises seguintes.

Para todas as análises aqui realizadas, foram consideradas as seguintes verificações:

- As tensões verticais iniciais são geradas pela aplicação do sistema combinado de radier estaqueado com uma camada de solo melhorado, no momento da aplicação do carregamento da superestrutura sobre a superfície do radier;
- As tensões de colapso obtidas dos ensaios de laboratório para o solo em análises são oriundas de Guimarães (2002) para o solo “típico” de Brasília (DF). Estas foram comparadas com as tensões verticais geradas numericamente pela aplicação da carga total atuante sobre o sistema de radier estaqueado e solo melhorado, após analisado o segundo estágio;
- Os recalques máximos gerados na superfície e descritos ao longo da profundidade foram controlados com base no valor admissível;
- Foram medidas as cargas atuantes nas estacas e no radier para se obter as porcentagens absorvidas, assim como também para serem obtidas as cargas atuantes médias, cargas máximas e cargas mínimas respectivamente;
- Foram medidos os fatores de segurança global e parcial no grupo de estacas para serem comparados com os mínimos admissíveis;
- A distorção angular, produto do recalque diferencial em ambos sentidos, foi comparada com os valores máximos toleráveis.

Na Figura 5.1 apresenta-se a localização das colunas no sistema de radier estaqueado conjuntamente com a tabela das cargas totais atuantes. Segundo o plano de cargas do Bloco tipo II, já apresentado na Figura 3.6, se considera as cargas totais atuantes (peso da estrutura e cargas adicionais) como pontuais em todos os modelos analisados a seguir.

Para este capítulo foi empregada um computador com as seguintes características:

- CPU Intel Core i3 – 3220 @3,30 GHz, RAM 4,00 Gb – 32 Bits. Windows 7 Ultimate.



### Localização das cargas ¼ modelo

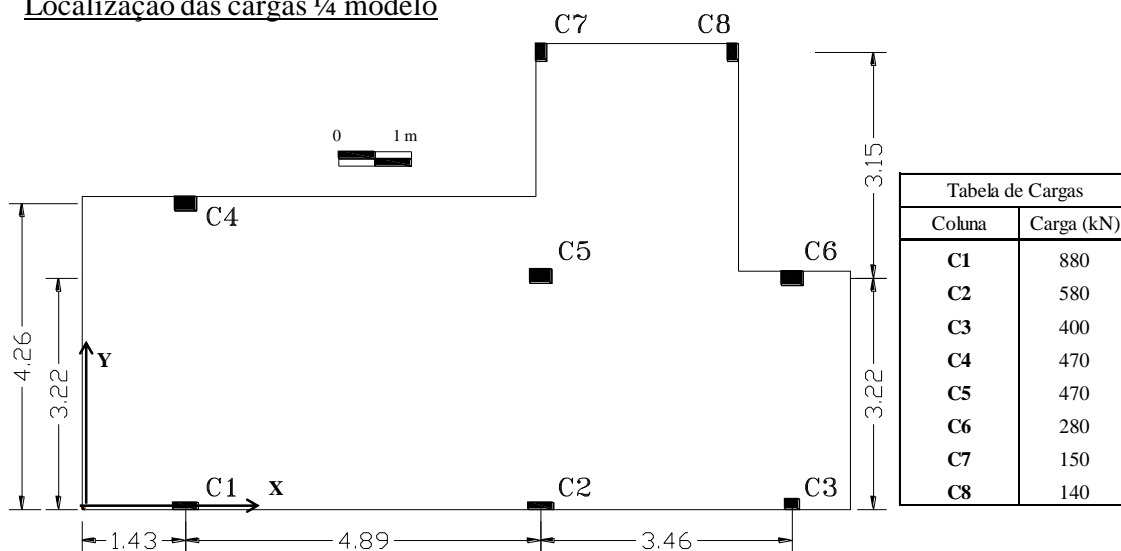


Figura 5.1 - Localização das cargas atuantes sobre o radier estaqueado.

As condições geométricas de borda adotadas para as modelagens numéricas dos casos em radier estaqueado são detalhadas na Figura 5.2 e Figura 5.3 a seguir:

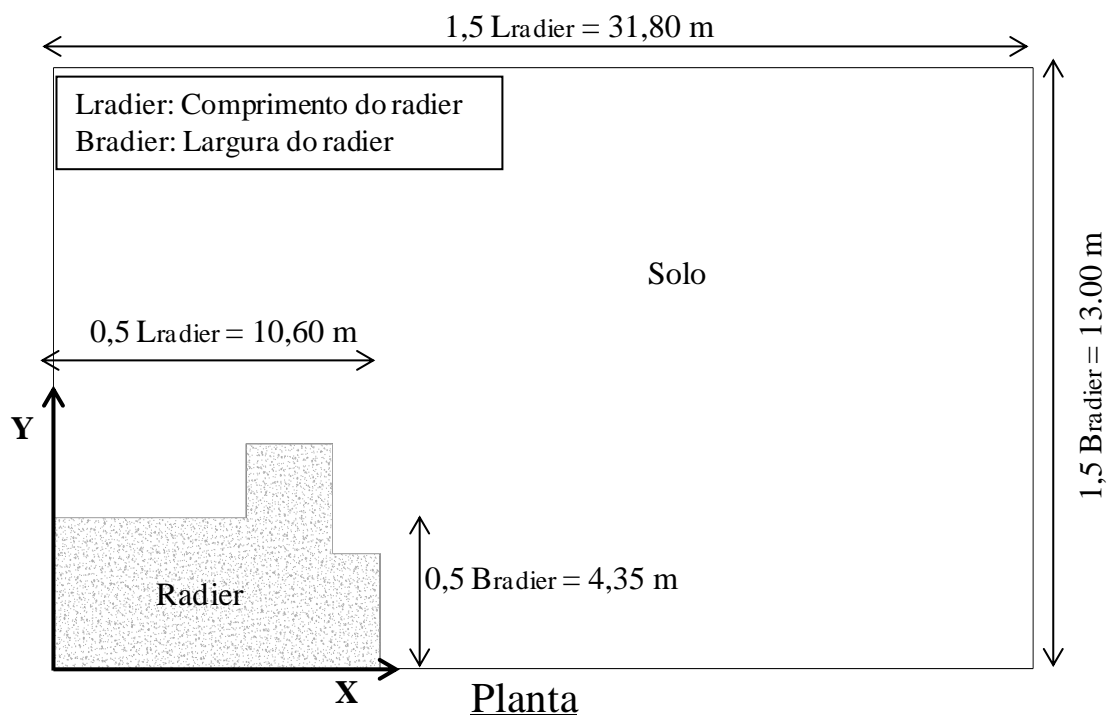


Figura 5.2 - Condições geométricas de borda e planta para a modelagem numérica.

Por outro lado, na Tabela 5.2 apresenta-se a simbologia utilizada para fazer referência ao radier estaqueado combinado e suas condições empregadas, com a finalidade de melhorar o entendimento para o leitor.

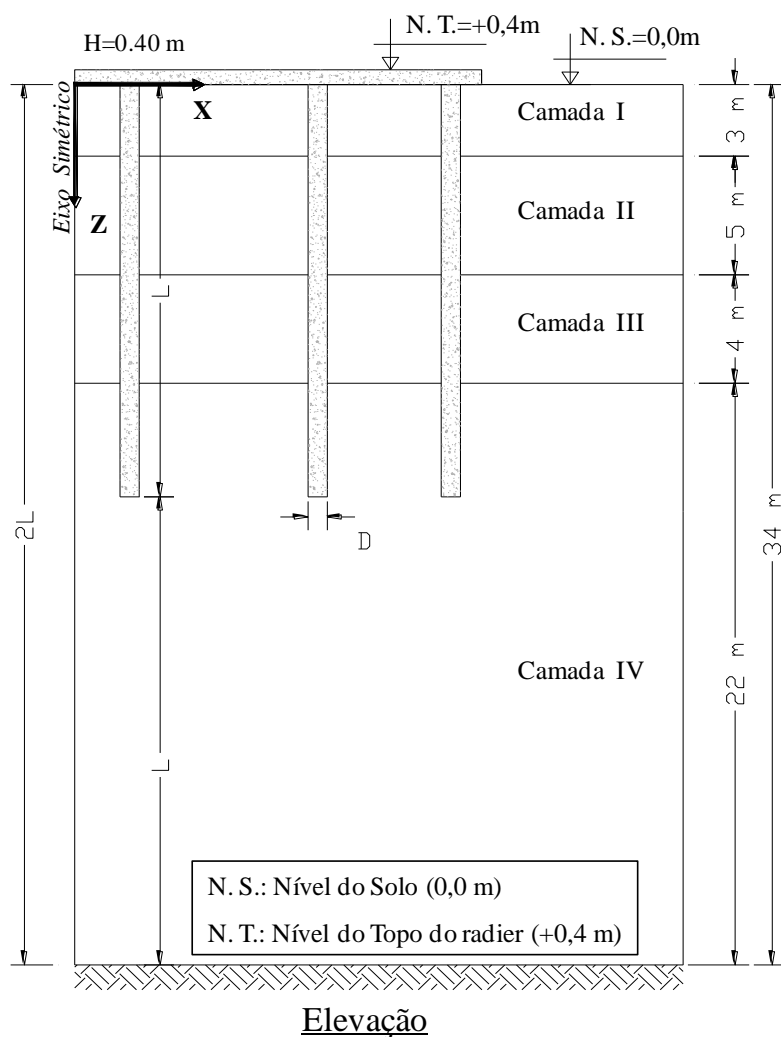


Figura 5.3 - Condições geométricas de borde e perfil estratigráfico empregado para a modelagem numérica.

Tabela 5.2 Simbologia empregada para as análises de radier estaqueado combinado.

Simbologia	Descrição do Sistema	Comprimento das Estacas (m)	Espessura de solo melhorado (m)
RISC	Radier Isolado	-	-
R17SC	Radier Estaqueado	17.00	-
R15SC	Radier Estaqueado	15.00	-
R12SC	Radier Estaqueado	12.00	-
R17C1	Radier Estaqueado	17.00	1.00
R15C1	Radier Estaqueado	15.00	1.00
R12C1	Radier Estaqueado	12.00	1.00
R17C2	Radier Estaqueado	17.00	2.00
R15C2	Radier Estaqueado	15.00	2.00
R12C2	Radier Estaqueado	12.00	2.00
R17C3	Radier Estaqueado	17.00	3.00
R15C3	Radier Estaqueado	15.00	3.00
R12C3	Radier Estaqueado	12.00	3.00

## 5.1 RADIER ESTAQUEADO COM 19 ESTACAS

O radier estaqueado com 19 estacas foi considerado como limite inferior no presente trabalho. Na Tabela 5.3 e Figura 5.4, apresentam-se as características do modelo empregado e o modelo para  $\frac{1}{4}$  do radier estaqueado que foi idealizado com o programa CESAR-LCPC.

Tabela 5.3 Características do modelo empregado para radier estaqueado com 19 estacas.

Descrição	Solo Solo melhorado	Estaca	Radier
Modelo Constitutivo	Mohr - Coulomb	Elastico - Linear	Elastico - Linear
Tipo Elemento	P15 (Triângulo)	H20 (Quadrática)	Shell
Tipo de Interpolação	Quadrática	Quadrática	Quadrática
Densidade da Malha	Média	Média	Média
Numero de Estagios :	2		
Quantidade de Nós :	42.415		
Quantidade de Elementos :	16.011		
Tempo Médios de Processamento :			
Primeiro Estagio	1h12min34s		
Segundo Estagio	1h53min29s		
Tempo total	3h6min3s		

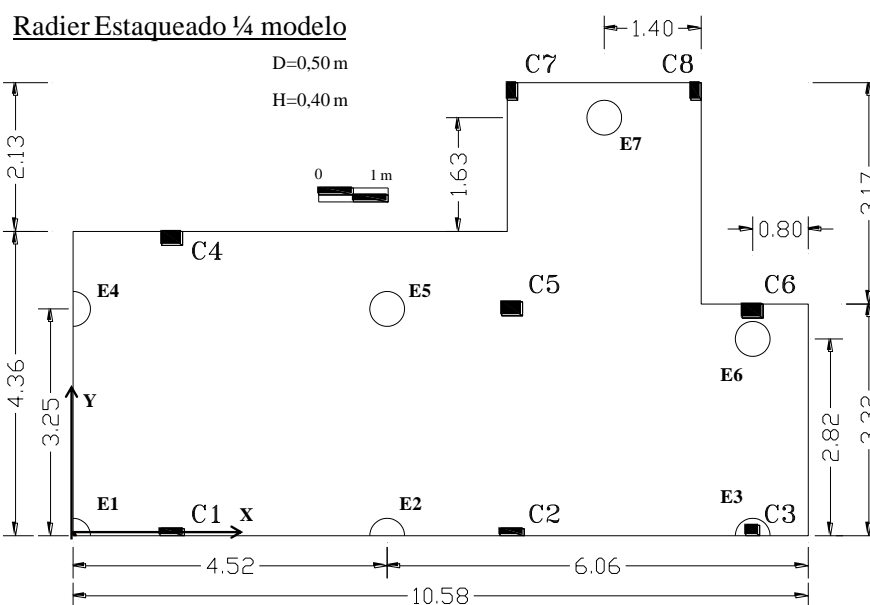


Figura 5.4 - Modelo simulado com o programa CESAR-LCPC para  $\frac{1}{4}$  do radier estaqueado com 19 estacas.

Para se entender melhor as análises numéricas realizadas no presente trabalho, na Figura 5.5 são apresentados os detalhes do modelo idealizado com o programa CESAR-LCPC, o detalhe isométrico do radier estaqueado para  $\frac{1}{4}$  do modelo conjuntamente com as cargas atuantes e finalmente uma vista em planta da densidade da malha com a localização das estacas.

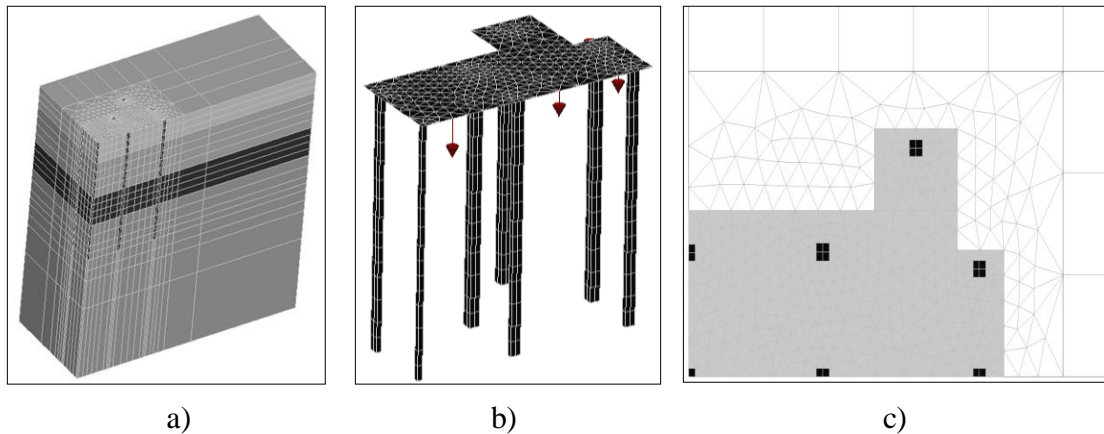


Figura 5.5 - a) Modelo em 3D do radier estaqueado e solo b) Isométrico do radier estaqueado  
c) Vista em planta da malha gerada pelo radier com 19 estacas.

### 5.1.1 Tensões Verticais ao longo da profundidade

Os valores das tensões verticais foram obtidos na base central do radier e ao longo da profundidade pelo fato de ser a zona que gera os maiores esforços. Entende-se a base do radier como o nível do solo (N.S.= 0,0 m), a partir da qual foram feitas as medições e definidas como o ponto zero em todos os gráficos deste trabalho.

Desta forma, na Figura 5.6 apresentam-se os valores das tensões verticais no solo ao longo da profundidade para o radier estaqueado com diferentes comprimentos de estacas, comparados com os valores das tensões do radier isolado e as tensões efetivas iniciais do solo.

Observa-se aqui que se define a tensão vertical nesta tese e em diante como o valor efetivo, em cada profundidade, relativo à tensão geostática mais o acréscimo gerado pela execução do radier e da camada melhorada (e peso próprio), além das cargas de projeto.

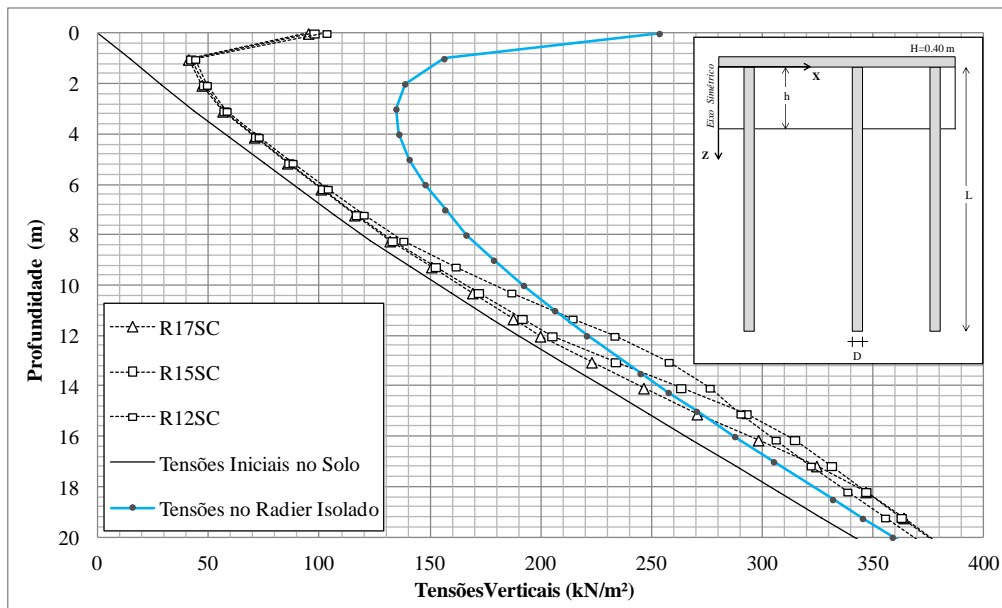


Figura 5.6 - Tensão vertical x profundidade para radier estaqueado com 19 estacas.

Tabela 5.4 Valores das tensões verticais geradas numericamente para radier estaqueado com 19 estacas.

Cota (m)	Tensões efetivas iniciais no solo (kPa) $\sigma'_{v0}$	Tensões efetivas no Radier Isolado (kPa) $\sigma'_{vr}$	Tensões efetivas atuantes no solo (kPa), $\Delta\sigma'v$											
			L= 17 m.				L= 15 m.				L= 12 m.			
			SC	C1	C2	C3	SC	C1	C2	C3	SC	C1	C2	C3
0	0	254	95	226	309	357	98	227	314	368	103	236	320	374
1	14	156	41	40	26	60	42	40	27	63	44	41	27	65
2	29	139	47	49	50	68	48	49	51	73	49	51	52	73
3	43	135	56	57	57	60	57	57	57	61	58	58	58	62
4	59	136	71	71	71	71	71	71	71	72	73	73	72	73
5	75	141	86	86	86	86	86	86	86	87	88	88	88	88
6	91	148	101	101	101	101	102	101	101	102	104	104	103	103
7	107	157	116	116	116	116	117	116	116	117	120	120	119	119
8	123	166	132	132	132	131	133	132	133	133	138	138	137	137
9	141	179	151	150	150	150	152	152	152	153	162	161	160	159
10	160	192	169	169	169	168	172	171	171	173	187	186	185	183
11	178	206	188	187	187	187	192	191	191	194	214	213	212	210
12	190	221	200	200	199	199	205	204	204	209	233	232	231	228
13	209	245	223	223	222	222	234	232	232	237	258	257	255	253
14	229	258	246	246	246	245	263	260	261	264	276	275	274	272
15	249	270	271	270	270	269	293	289	291	291	290	289	288	287
16	268	288	298	298	297	296	315	311	313	311	306	305	305	303
17	288	305	324	324	323	322	331	328	330	327	322	321	321	320
18	307	332	347	346	345	344	347	343	345	343	338	338	337	337
19	327	345	364	363	363	361	363	360	362	360	355	355	355	354
20	347	359	380	379	379	378	379	376	378	376	373	372	372	372

Observações:

$\sigma'_{v0}$ : Tensões efetivas iniciais no solo;

$\sigma'_{vr}$ : Tensões efetivas no solo geradas pelo radier isolado;

$\Delta\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \sigma'_v$ : Tensões efetivas atuantes no solo geradas pela aplicação do radier estaqueado combinado;

SC: Radier estaqueado sem camada de solo melhorada;

C1: Radier estaqueado com camada de solo melhorada de 1m;

C2: Radier estaqueado com camada de solo melhorada de 2m;

C3: Radier estaqueado com camada de solo melhorada de 3m.

### 5.1.2 Tensões de Colapso x Tensões Verticais

Os valores das tensões de colapso admissíveis foram obtidos dos trabalhos dos ensaios oedométricos e as curvas características na condição natural e inundada, realizada por Guimarães (2002) para o ensaio duplo oedométrico (estado saturado) e simples (estado natural), levando em conta para varias profundidades no solo do campo experimental da UnB. Isto se deu de forma a se estimar (de forma aproximada) os valores das tensões máximas de projeto para o solo local considerando-o “similar” ao da UnB, e considerando um fator de segurança de 1,5 conforme a Eq.(5.1).

Nota-se aqui que tais ensaios deveram ter sido feitos no solo local, mas estes não estão disponíveis de forma a se obter o ponto de controle com relação às tensões verticais numéricas ao longo da profundidade para as presentes simulações. Logo, a tensão máxima de projeto é dada pela equação a seguir:

$$Tens\tilde{a}o_{Maxima\ projeto} = \frac{Tens\tilde{a}o_{Colpaso}}{F.S.} \quad (5.1)$$

Tabela 5.5 Tensão máxima estimada de projeto com base nas tensões de colapso de Guimarães (2002).

Profundidade (m)	Tensão Adotada de Colapso (kPa)	Tensão Efetiva Máxima de Projeto (kPa)
0	25	17
1	25	17
2	50	33
3	100	67
4	120	80
5	150	100
6	200	133
7	200	133
8	400	267
10	400	267

Observações:

- Nota-se que tais tensões efetivas consideram que o solo é inundado simultaneamente ou logo depois da aplicação da carga.

Futai *et al.* (1998), citado por Guimarães (2002), utilizaram diversos ensaios de laboratório para estimar o colapso e verificaram que os métodos que o identificam através de índices físicos do solo tem, como limitação, o empiricismo dos mesmos, e que os ensaios oedométricos, por realizarem medidas diretas, apresentam uma avaliação quantitativa dos mesmos. Entretanto estes autores afirmam que os ensaios oedométricos não permitem previsões acuradas do fenômeno, pois não consideram vários fatores importantes tais como a sucção do solo e sua variação, o histórico de tensões, o escoamento e os caminhos de tensões seguidos, e destacam ainda que a história de tensões tem pouca relevância para os solos estudados. Sendo assim é muito importante a definição do fator de segurança para a aplicação em projetos de fundações, sendo, no caso atual, adotado um fator de segurança com redução de 1,50 para as tensões médias de colapso ao longo da profundidade do solo deste projeto, de acordo as recomendações dos trabalhos em fundações de Cintra & Aoki (2009).

Na Figura 5.7, são apresentados os valores das tensões verticais ao longo da profundidade sendo estas comparadas com as de colapso, donde se aprecia que na faixa de 0 a 2 m para todos os casos de radier estaqueado (19 estacas), com diferentes comprimentos de estacas, são atingidos os valores máximos de tensão de projeto, sendo esta faixa a mais critica e a que precisa de maior controle.

Ratifica-se que o radier estaqueado não pode ser empregado diretamente sobre estes solos, pelo fato de transmitir diretamente esforços maiores aos que o solo (típico) pode resistir, gerando o colapso da estrutura do solo pelo aumento das tensões verticais e seu respectivo umedecimento.

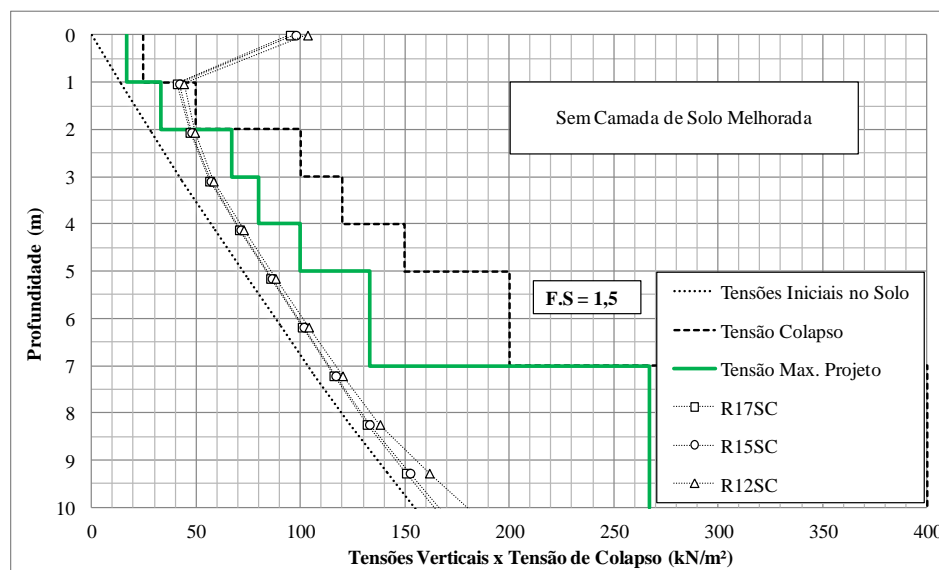


Figura 5.7 - Tensões verticais x tensões de colapso para o radier estaqueado com 19 estacas.

Para as análises numéricas com camada de solo melhorado de 1 m, apresentadas na Figura 5.8, pode-se apreciar que os valores das tensões verticais atuantes excedem os valores permissíveis das tensões máximas de projeto na faixa de 1 a 2 m, sendo esta zona a mais crítica.

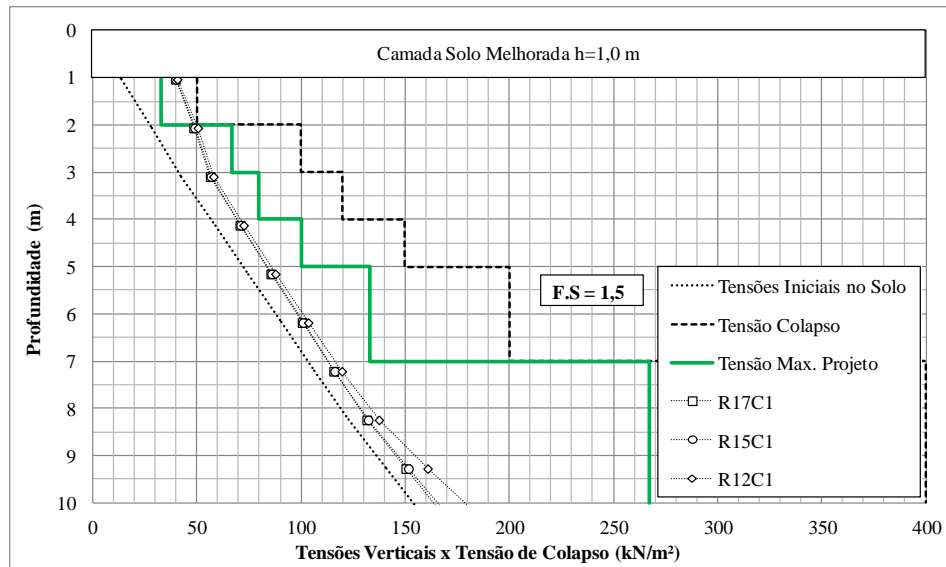


Figura 5.8 – Tensões de colapso para radier estaqueado com 19 estacas combinado com camada de solo melhorado de h= 1 m.

No caso das análises numéricas com camada de solo melhorado de 2 m, apresentada na Figura 5.9 as tensões efetivas atuantes máximas não atingem os valores máximos de projeto.

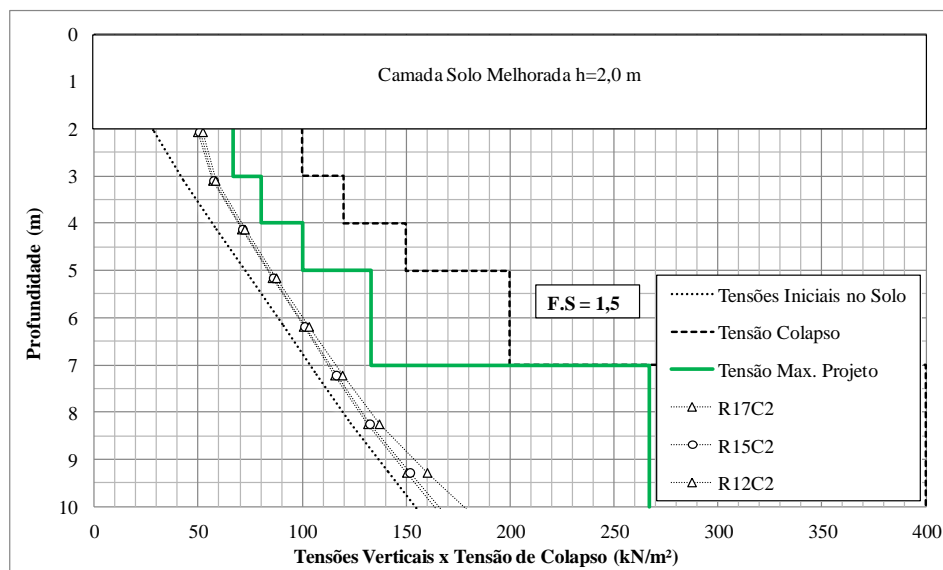


Figura 5.9 - Tensões de colapso para radier estaqueado com 19 estacas combinado com camada de solo melhorado de h= 2 m.



Para a camada de solo compactado de 3 m, apresentada na Figura 5.10, pode-se observar que as tensões verticais provenientes das análises não atingem os valores limites das tensões efetivas máximas de projeto.

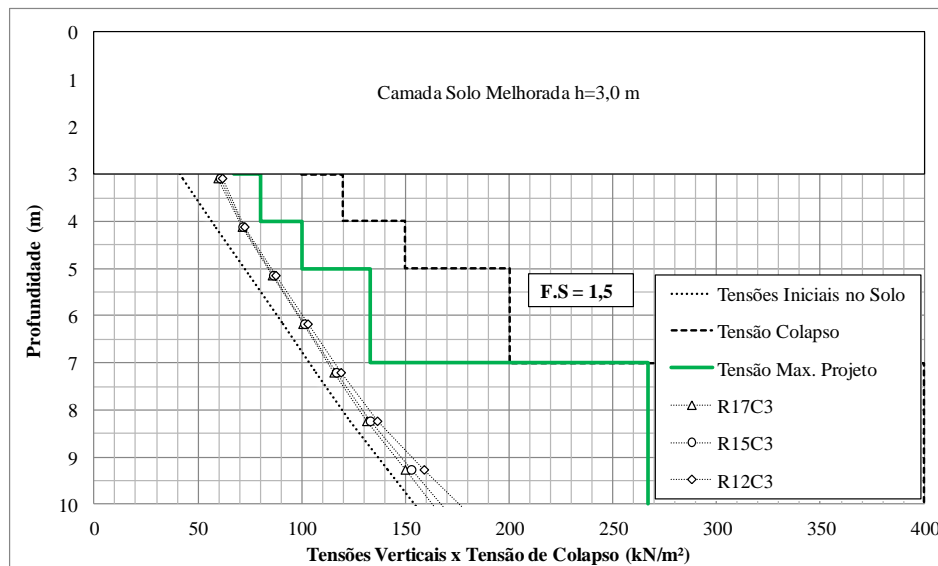


Figura 5.10 - Tensões de colapso para radier estaqueado com 19 estacas combinado com camada de solo melhorado de h= 3 m.

Na Tabela 5.6, apresentam-se os valores numéricos das tensões atuantes no topo do radier e nas cotas consideradas críticas para os casos já mencionados, assim como as porcentagens de incremento em relação aos valores das tensões máximas de projeto.

Tabela 5.6 Tensões atuantes x Tensões máximas de projeto ao longo da profundidade.

Sistema	Tensão efetiva Atuante no solo (kPa)						Tensão efetiva Atuante / Tensão efetiva Máxima de Projeto (%)					
	N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)	Cota (-8 m)	N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)	Cota (-8 m)
RISC	254	156	139	135	136	166	1491%	920%	420%	201%	170%	62%
R17SC	95	41	47	56	71	132	559%	241%	142%	84%	88%	49%
R15SC	98	42	48	57	71	133	575%	247%	145%	85%	89%	50%
R12SC	103	44	49	58	73	138	608%	259%	150%	87%	91%	52%
R17C1	-	40	49	57	71	132	-	121%	147%	84%	89%	49%
R15C1	-	40	49	57	71	132	-	121%	149%	85%	89%	50%
R12C1	-	41	51	58	73	138	-	123%	153%	87%	91%	52%
R17C2	-	-	50	57	71	132	-	-	74%	85%	89%	49%
R15C2	-	-	51	57	71	133	-	-	76%	86%	89%	50%
R12C2	-	-	52	58	72	137	-	-	78%	87%	90%	51%
R17C3	-	-	-	60	71	131	-	-	-	75%	89%	49%
R15C3	-	-	-	61	72	133	-	-	-	76%	90%	50%
R12C3	-	-	-	62	73	137	-	-	-	77%	91%	51%

Observações: Radier estaqueado com 19 estacas.

### 5.1.3 Recalques no Radier Estaqueado

A norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010) não contempla um valor do recalque admissível para o sistema de radier estaqueado, sendo este geralmente estabelecido pelo projetista segundo a importância da obra. Diversos autores propõem valores referenciais de controle que são apresentados na Tabela 5.7.

Para os trabalhos realizados na presente Dissertação o valor do recalque admissível adotado foi de 40 mm como limite admissível para os projetos.

Tabela 5.7 Valores de recalque máximo admissível.

Autores	$\delta_{\max}$ (mm)
Eurocodigo 7	< 50
Eurocodigo 1 (1993)	50
Teixeira & Godoy, (1998)	90
Burland et al (1977)	65 - 100
Bowles, (1977)	64
Terzaghi & Peck, (1967)	50
Skempton & macDonald, (1956)	90

Na Figura 5.11, são apresentados os valores dos recalques máximos calculados ao longo da profundidade para o radier isolado e para o radier estaqueado com os três tipos de comprimentos de estacas já mencionados. Neste caso se considera que a camada de solo melhorado e o radier atuam diretamente sobre o solo natural.

O valor do recalque máximo calculado para o radier isolado foi de 81,80 mm, bem maior que o máximo admissível e portanto não sendo aceitável neste tipo de projeto. No caso dos sistemas de radier estaqueado o valor foi de 27,80 mm para estacas com comprimentos de L=17 m, de 30,94 mm para as estacas com L=15 m e finalmente de 34,17 mm para estacas com L=12 m, sendo todos estes valores aceitáveis segundo critério aqui estabelecido.

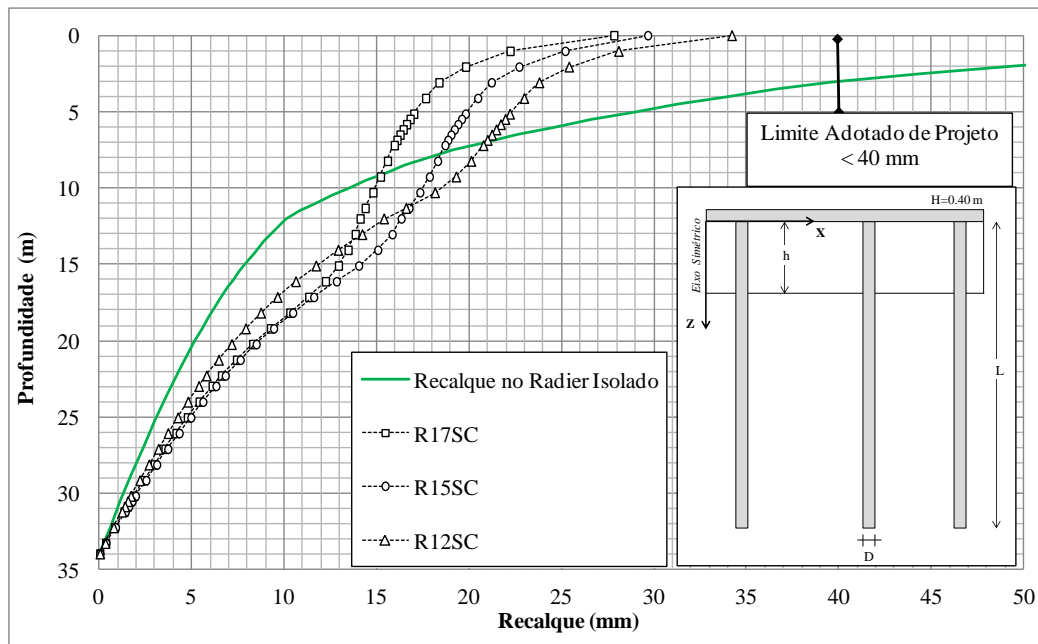


Figura 5.11 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 19 estacas.

Na Figura 5.12, Figura 5.13 e Figura 5.14, são apresentados os valores do recalque máximo na superfície e ao longo da profundidade para o sistema de radier estaqueado com estacas  $L=17$ ,  $L=15$  e  $L=12$  respectivamente, considerando a camada de solo melhorada. Nota-se, entretanto, que em todos os casos eles não atingem o valor de recalque admissível.

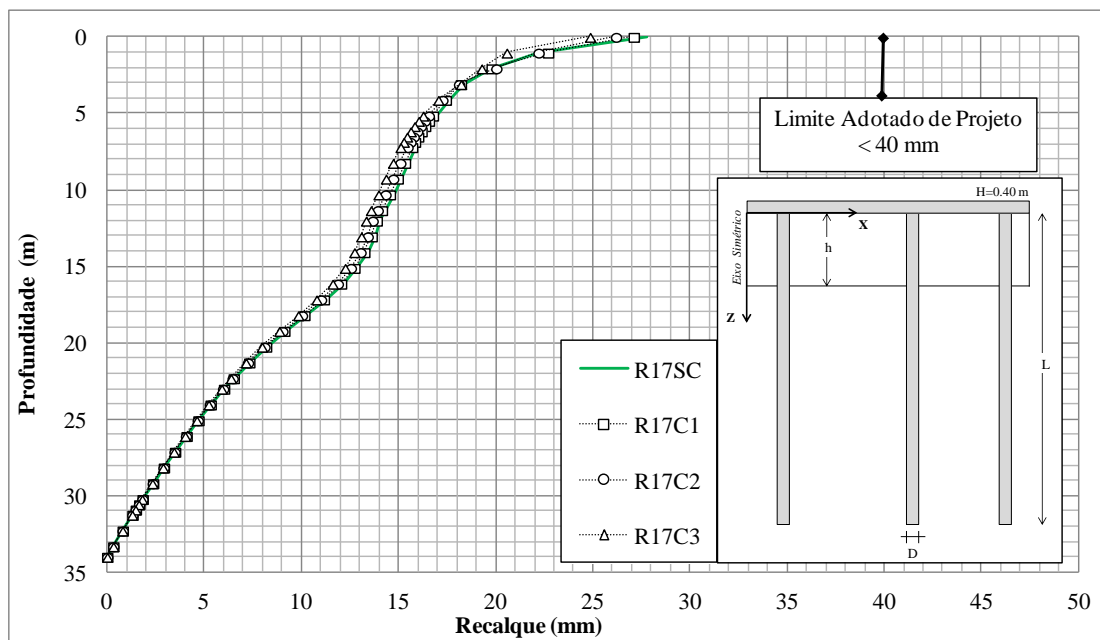


Figura 5.12 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 19 estacas,  $L=17\text{ m}$  e com camada de solo melhorada.

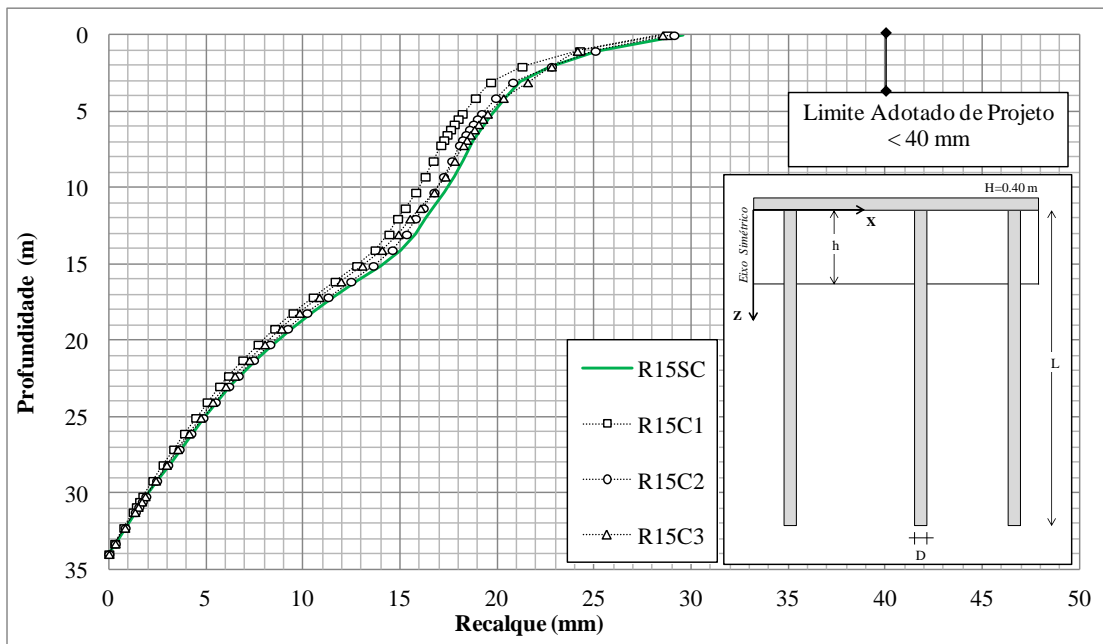


Figura 5.13 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 19 estacas,  $L=15$  m com camada de solo melhorada.

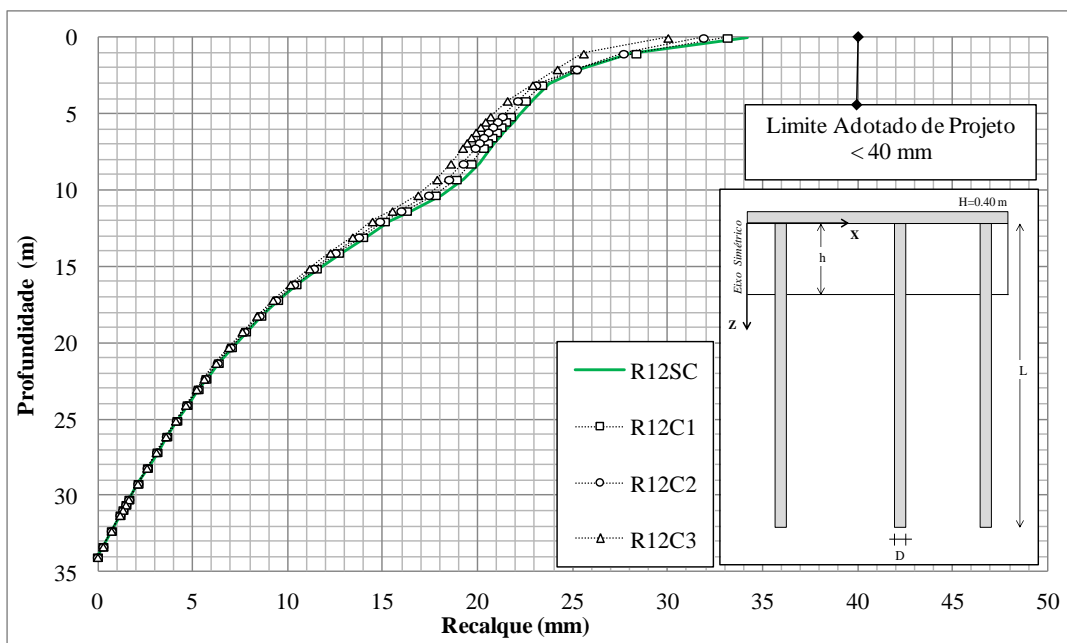


Figura 5.14 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 19 estacas,  $L=12$  m com camada de solo melhorada.

#### 5.1.4 Cargas Atuantes nas Estacas

Foram realizadas análises numéricas para as estacas isoladas a serem empregadas com diâmetro de  $D=0,50$  m, e para comprimentos de  $L=17$  m,  $L=15$  m e  $L=12$  m, utilizando as propriedades já relatadas do concreto e a estratigrafia (e parâmetros) do solo, com a finalidade

de se obter os valores da carga à ruptura para as estacas. Foi empregada a metodologia de Van Der Veen (1953) detalhada no Anexo B, sendo estes valores apresentados na Tabela 5.8 a seguir.

Tabela 5.8 Quadro de cargas admissíveis para estacas isoladas considerando um fator de segurança de 2,0.

Items	Tipo de Elemento	Comprimento (m)	Diâmetro (cm)	Carga Ruptura (kN)	Carga Admissível (kN)
1	Estaca Isolada	17.00	50	1300	650
2	Estaca Isolada	15.00	50	1200	600
3	Estaca Isolada	12.00	50	920	460

Para a estimativa da carga de ruptura do radier isolado destas análises, consideraram-se os valores da carga última obtidos por Sales (2000) nas provas de carga do radier isolado, teste I e teste VII, realizadas no Campo Experimental da UnB e respectivamente iguais a 140 kN e 90 kN, conforme descrito no capítulo 3. Os valores adotados para a carga de ruptura, considerando um radier de 40 cm de espessura e 202 m<sup>2</sup> de área, foram 18161 kN, para o caso de radier assente sobre o solo natural e sem camada melhorada, e 28251 kN, para o caso do radier com uma camada de solo melhorado.

Adotaram-se dois critérios de controle para o fator de segurança admissível, os quais são o fator de segurança global ( $F.S_{Global Sistema} > 2,5$ ) e o fator de segurança para o grupo de estacas ( $F.S_{Grupo Estacas} > 2,0$ ), este último com base na NBR 6122 (ABNT, 2010). Para a determinação destes fatores de segurança, consideraram-se as recomendações de Sanctis & Mandolini (2006), descritas nas Eq.(5.2), (5.3) e (5.4), a seguir apresentadas:

$$F.S_{Global Sistema} = 0.80 * (F.S_{Radier Isolado} + F.S_{Grupo Estacas}) > 2,5 \quad (5.2)$$

$$F.S_{Grupo Estacas} = \frac{P_{UGP}}{P_{atuante}} > 2,0 \quad (5.3)$$

$$F.S_{Radier Isolado} = \frac{P_{UR}}{P_{atuante}} \quad (5.4)$$

Onde:

$P_{UGP}$ : Carga última para o grupo de estacas;

$P_{UR}$ : Carga última do radier isolado;

$P_{atuante}$ : Carga atuante.

Na Figura 5.15, apresentam-se as cargas atuantes nas estacas segundo sua localização no radier estaqueado, onde se percebe que o maior valor se encontra nas estacas E2 e E5, que variou de 872 kN e 854 kN para 616 kN e 709 kN respectivamente, dependendo do uso ou não da camada de solo melhorada.

Por outro lado, o valor da carga de ruptura nas estacas foi minorado por um fator de segurança de 2,0 para se obter o valor da carga admissível, critério este comumente empregado em projetos reais. Neste caso pode se concluir que todas as estacas não atingem os valores da carga de ruptura, porém algumas excedem o valor da carga admissível.

Para o caso do radier estaqueado com estacas de 15 m, apresentadas na Figura 5.16 observa-se que, as estacas E2 e E5 foram as que receberam o maior carga atuante, com valores de 863 kN e 831 kN respectivamente, sendo diminuídos com o incremento da espessura da camada de solo melhorada.

Para o radier estaqueado com estacas de 12 m, apresentadas na Figura 5.17 nota-se que, todas as estacas (com exceção da E4) absorveram valores do carregamento acima do valor limite.

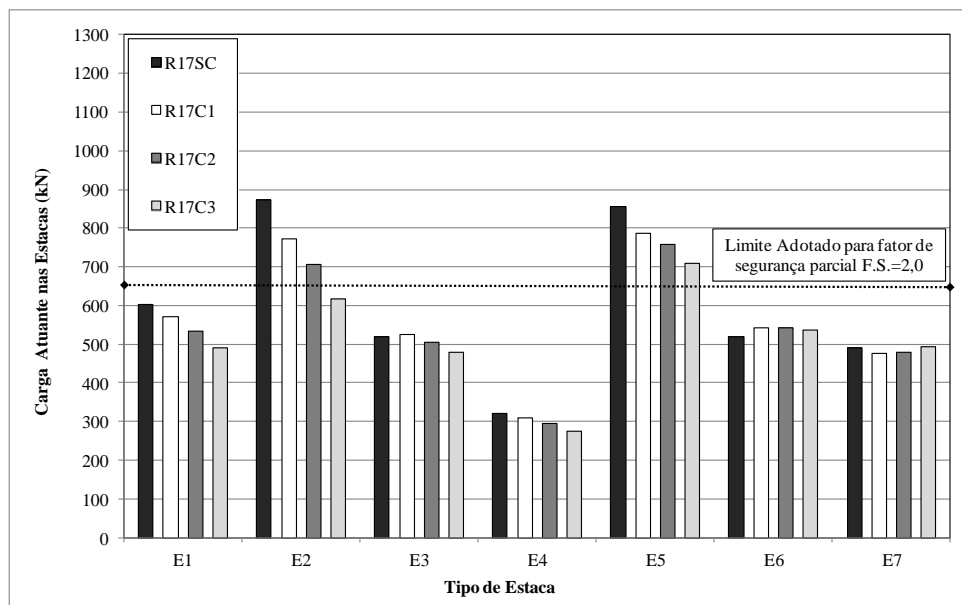


Figura 5.15 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 19 estacas, L=17 m e camada de solo melhorada.

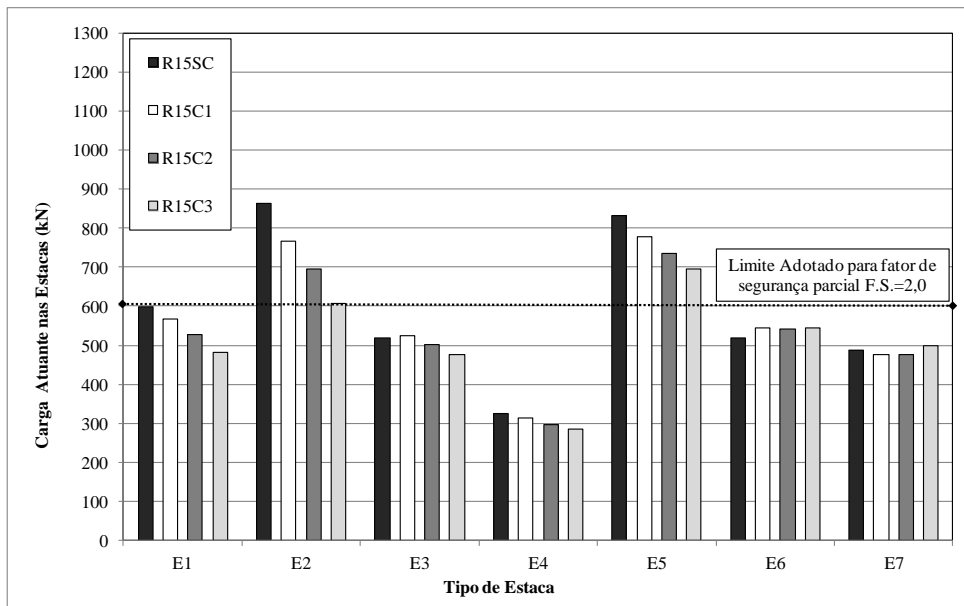


Figura 5.16 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 19 estacas, L=15 m e camada de solo melhorada.

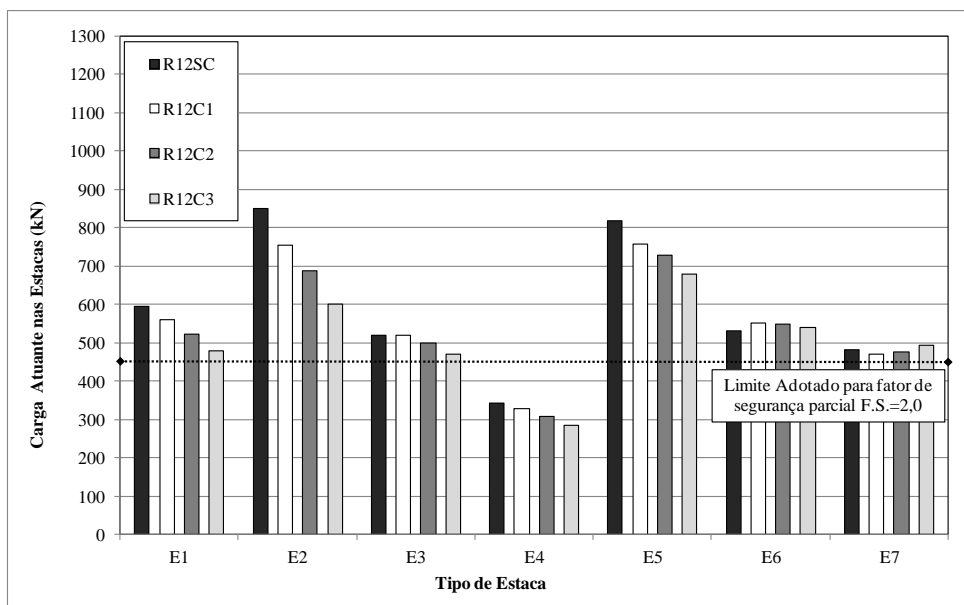


Figura 5.17 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 19 estacas, L=12 m e camada de solo melhorada.

Os valores das cargas médias nas estacas, e carga máxima e mínima, assim como a porcentagem de carga atuante (em relação ao total) sobre o grupo de estacas e no radier, são apresentados na Tabela 5.9 a seguir.

Tabela 5.9 Quadro resumo das cargas atuantes nas estacas do radier estaqueado com 19 estacas.

Casos	Cargas Atuantes nas estacas (% do total)	Cargas Atuantes no solo + radier (% do total)	Carga média nas Estacas (kN)	Carga máxima nas Estacas (kN)	Carga mínima nas Estacas (kN)
RISC	-	100%	-	-	-
R17SC	97.57%	2.43%	597	872	320
R15SC	96.49%	3.51%	592	863	326
R12SC	96.22%	3.78%	591	849	342
R17C1	93.37%	6.63%	569	787	309
R15C1	93.19%	6.81%	568	778	314
R12C1	92.33%	7.67%	563	757	328
R17C2	90.49%	9.51%	545	758	294
R15C2	89.45%	10.55%	540	736	296
R12C2	89.33%	10.67%	538	729	308
R17C3	86.42%	13.58%	514	709	284
R15C3	86.37%	13.63%	512	696	283
R12C3	85.17%	14.83%	506	680	294

Observações: Cargas admissíveis estacas de 17,15 e 12 m respectivamente 650,600 e 460 kN.

### 5.1.5 Distorção Angular no Radier Estaqueado

Para o controle das distorções angulares foi estabelecido como valor admissível a distorção de 1: 500, de acordo com Bjerrum (1963). Na Figura 5.18, apresentam-se as linhas de controle da distorção angular nas direções X-X, Y-Y e diagonal que foram aqui empregadas, estes valores foram medidos no topo do radier (N.T: +0,40 m).

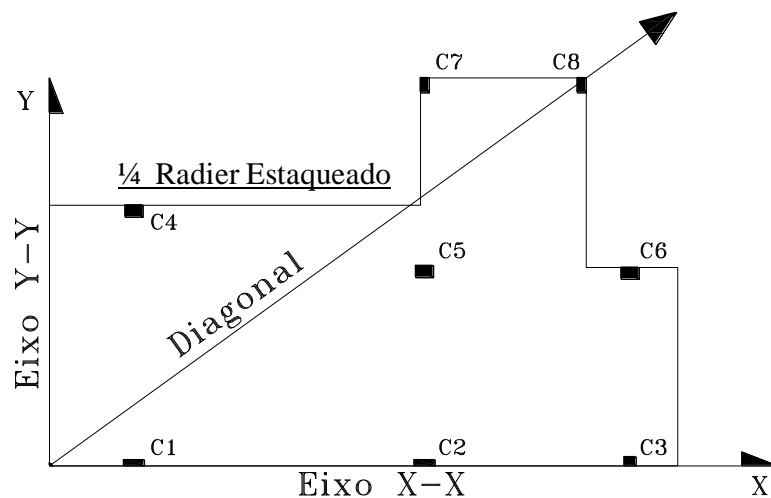


Figura 5.18 - Controle das distorções angulares no radier estaqueado analisado.



Para a análise realizada no radier isolado se observam que ele não atinge as condições requeridas, pelo fato de serem observados valores maiores de 1: 90 na direção vertical Y-Y logo não sendo aconselhável o emprego direto desta solução sobre estes solos.

Na Figura 5.19, são apresentados os valores das distorções angulares para os casos do radier estaqueado com estacas de 17 m. Nota-se que, para o radier sem reforço a maior distorção angular maior foi de 1: 520, ou seja, quase no valor limite. Para uma camada de reforço de 1 m esta variável foi de 1: 550, e para uma camada de 2 m foi de 1: 590. Para uma camada de 3 m a distorção angular foi de 1: 690. Todos estes valores foram medidos no eixo Y-Y. Foi apreciado que para o radier estaqueado com 19 estacas os valores medidos da distorção angular estiveram no limite possível, e que se reduziu quando aumentada a espessura da camada melhorada.

Na Figura 5.20 apresenta-se o caso do radier estaqueado com estacas de 15 m, para o radier sem reforço de solo melhorado. Observa-se que este não atinge a condição admissível de distorção, sendo descartada sua aplicação. Para os demais casos a distorção estava no limite admissível, com valores entre 1: 520 e 1: 610. Novamente se percebe a diminuição da distorção angular com o incremento da camada de solo melhorada.

Por outro lado para o caso de estacas com comprimentos de 12 m, apresentadas na Figura 5.21, observa-se que para o radier sem reforço foi obtido o valor mais crítico, com distorção de 1: 410. Mesmo que seja incrementada a espessura de camada de solo melhorada, os valores medidos não satisfazem a condição admissível de projeto nos casos de 1 m e 2 m. Porém para a camada de solo melhorado de 3 m observa-se uma diminuição da distorção, com valores obtidos de 1: 580, que é aceitável segundo critério aqui estabelecido.

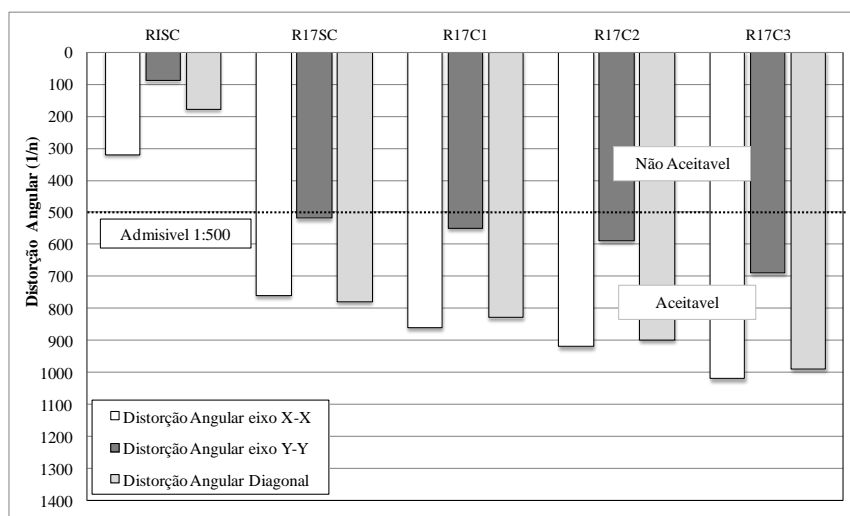


Figura 5.19 - Distorção angular no radier estaqueado com 19 estacas, L=17 m e camada de solo melhorada.

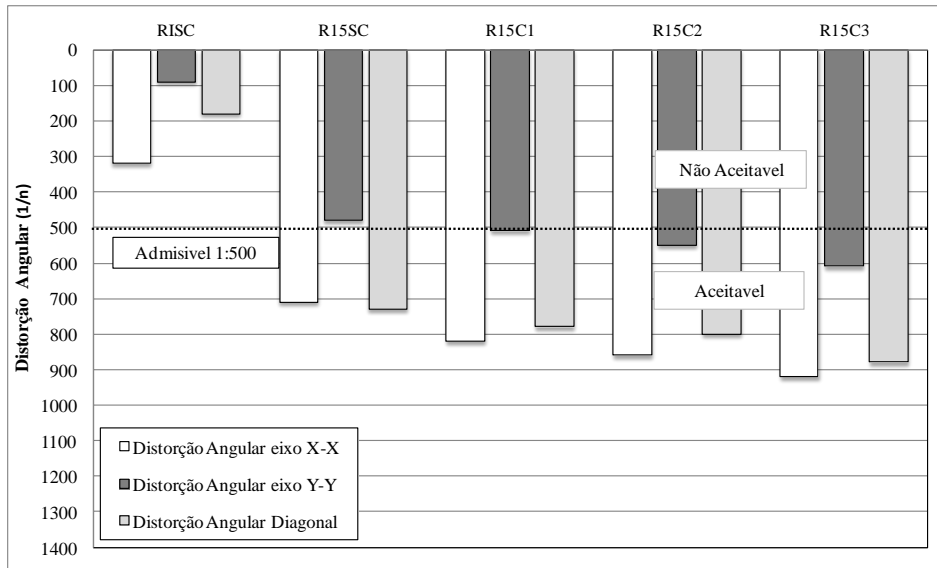


Figura 5.20 - Distorção angular no radier estaqueado com 19 estacas, L=15 m com camada de solo melhorada.

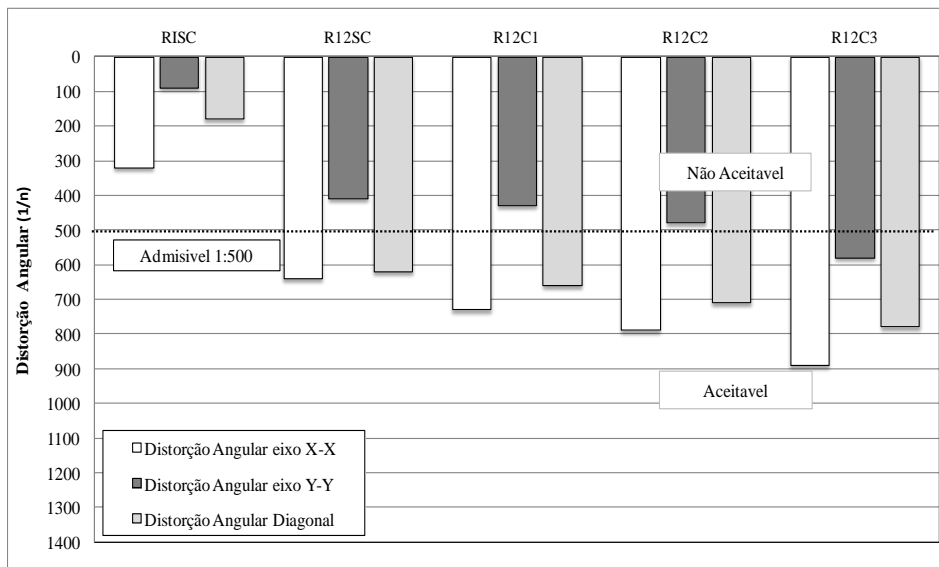


Figura 5.21 - Distorção angular no radier estaqueado com 19 estacas, L=12 m com camada de solo melhorada.

### 5.1.6 Avaliação das análises alcançadas

Das análises numéricas realizadas para o radier estaqueado com 19 estacas sobre solo natural e com uma camada de solo melhorado com espessura variável, apresentadas nas Figura 5.22, Figura 5.23, Figura 5.24 e Tabela 5.10, pode-se concluir que:

- ❖ Segundo o critério de controle do recalque admissível ( $< 40$  mm), foram considerados aceitáveis todos os casos aqui estudados com exceção do radier isolado;
- ❖ Segundo o critério de controle das distorções admissíveis ( $>1/500$ ), foram considerados aceitáveis todos os casos analisados que consideraram o radier estaqueado com uma camada de solo melhorada de 3m, e os casos que consideraram camada de solo melhorada de 1 m e 2 m com estacas de comprimentos de 15 e 17 m e, finalmente, o caso do radier estaqueado com  $L= 17$  m sem camada de solo melhorada;
- ❖ Segundo o critério de controle das tensões de colapso, foram considerados admissíveis os sistemas de radier estaqueado com camada de solo melhorada de 2 e 3m com comprimentos de estacas de 17 e 15 m respectivamente, descartados todos os outros sistemas de radier estaqueado por exceder os valores limites das tensões máximas de projeto;
- ❖ Segundo o critério de Fator de Segurança global do sistema ( $F.S>2,5$ ), foram consideradas aceitáveis todas as análises em radier estaqueado e sendo descartado o caso do radier isolado por apresentar um valor maior ao limite admissível;
- ❖ Segundo o critério de Fator de Segurança do grupo de estacas ( $F.S>2,0$ ), só foram considerados aceitáveis os sistemas que empregaram estacas com comprimentos de 17 e 15 m, mesmo com ou sem camada de solo melhorado por apresentar um valor maior ao limite admissível;

Finalmente com base nas conclusões definidas até agora, apresenta-se na Tabela 5.11, um resumo das considerações de avaliação realizadas para os análises em radier estaqueado com 19 estacas, recomendando o não em cada caso sua possível aplicação.

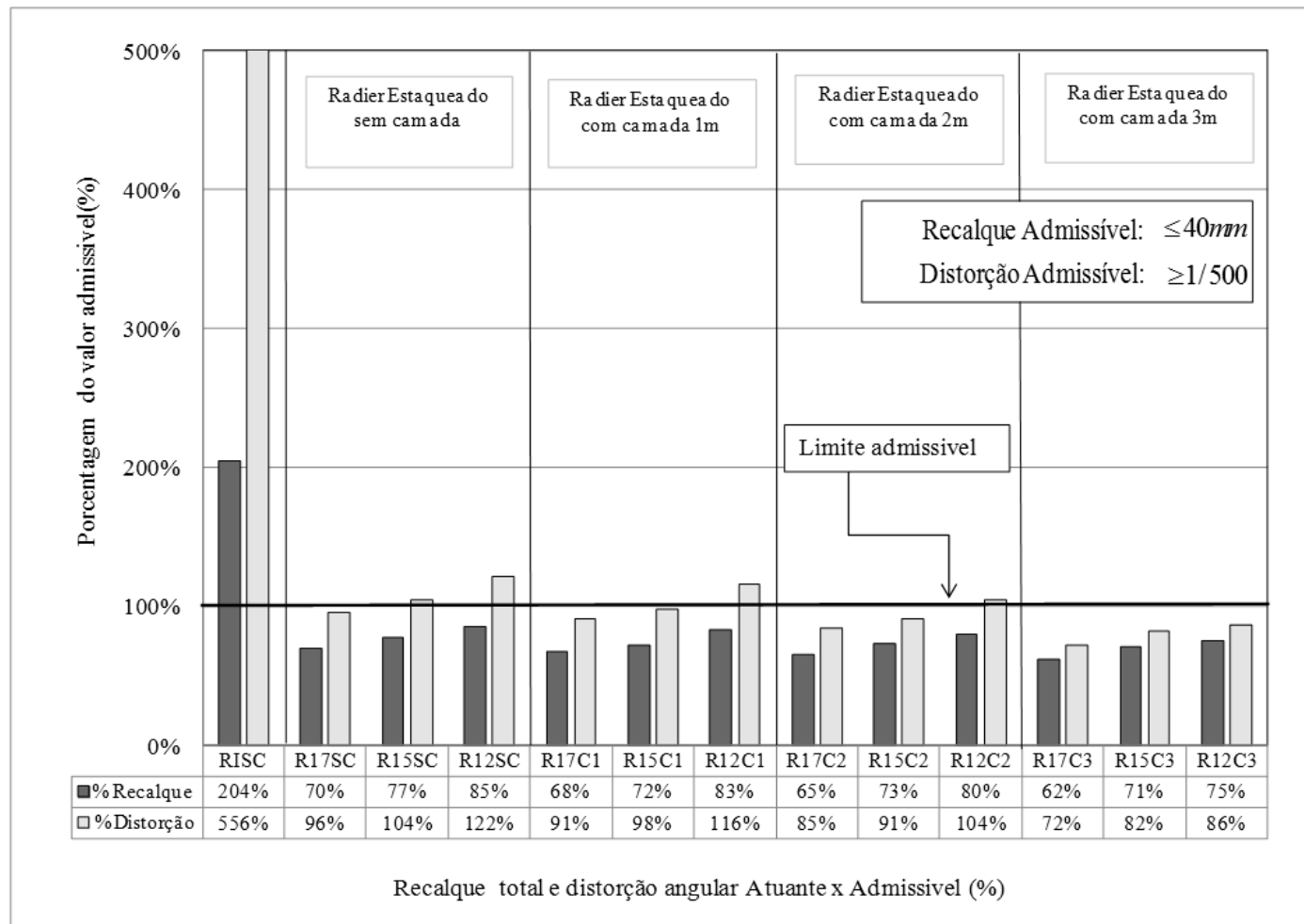


Figura 5.22 – Porcentagens do recalques admissível e distorções máximas atuantes para o radier estaqueado com 19 estacas.

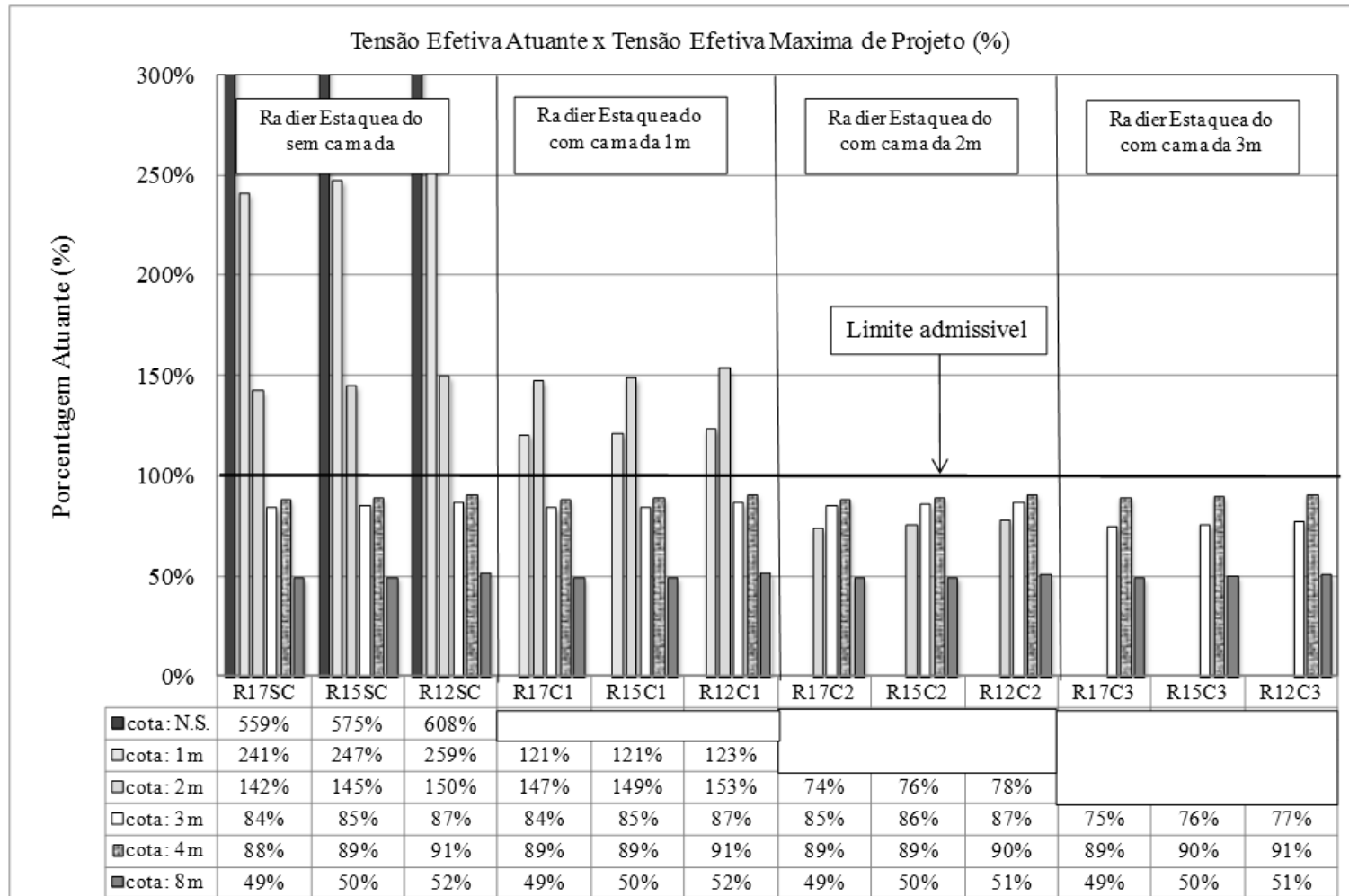


Figura 5.23 - Porcentagens das Tensões atuantes x Tensões máximas de Projeto para o radier estaqueado com 19 estacas.

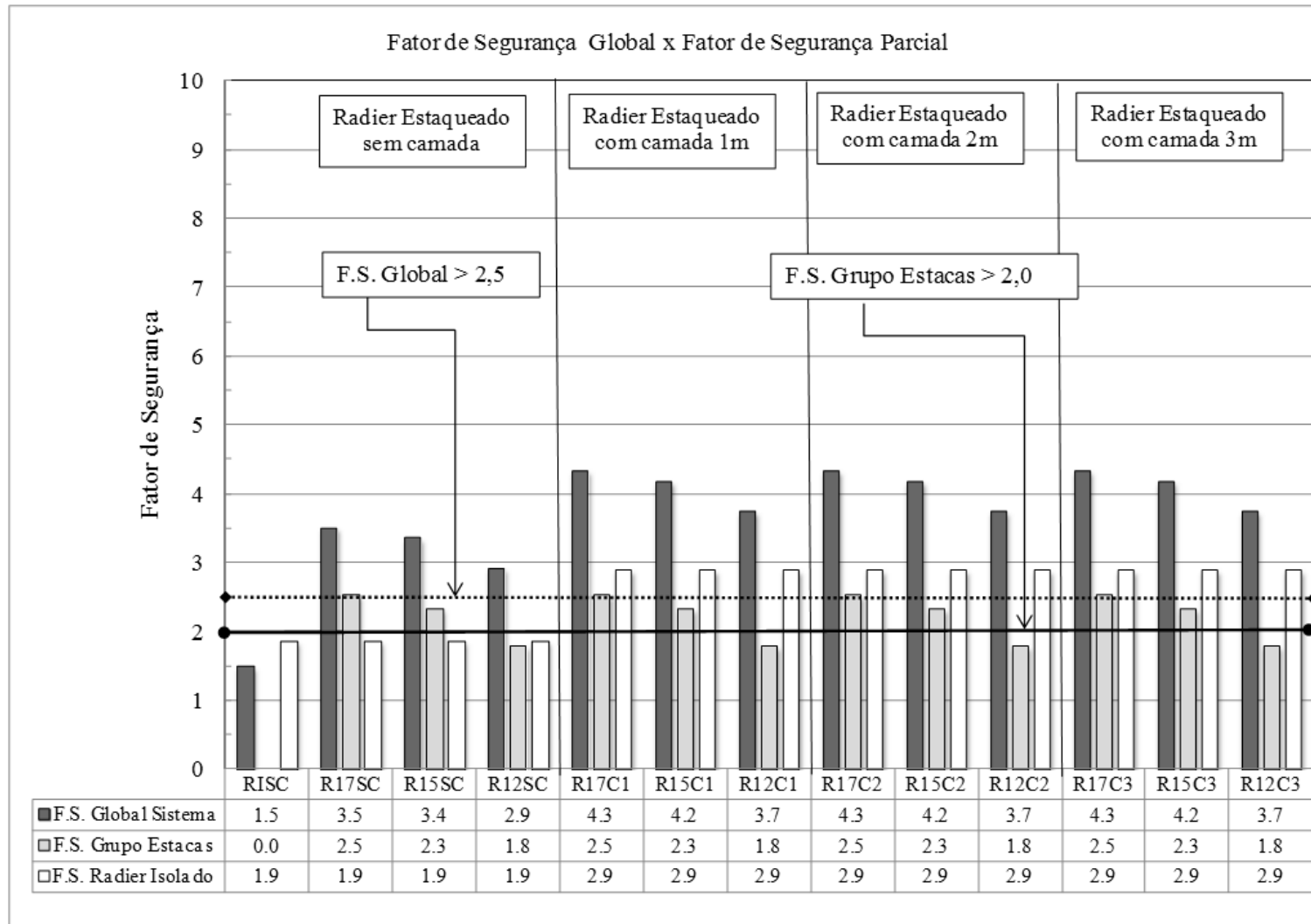


Figura 5.24 - Fatores de Segurança Global no sistema e Parcial nas estacas para o radier estaqueado com 19 estacas.

Tabela 5.10 Valores de esforços e fatores de segurança obtidos para as diversas análises do radier estaqueado com 19 estacas.

Casos	Cargas Atuantes nas estacas (% do total)	Cargas Atuantes no solo + radier (% do total)	Carga média nas Estacas (kN)	Carga máxima nas Estacas (kN)	Carga mínima nas Estacas (kN)	Carga de Ruptura do radier isolado (kN)	Carga de Ruptura de uma estaca (kN)	Carga Ruptura Total do grupo de Estacas (kN)	Carga de Ruptura do Sistema (kN)	Fator de Segurança Global Sistema	Fator de Segurança só Grupo de estacas	Fator de Segurança do radier isolado
RISC	-	100%	-	-	-	18161	-		18161	1.5	0.0	1.9
R17SC	97.57%	2.43%	597	872	320	18161	1300	24700	42861	3.5	2.5	1.9
R15SC	96.49%	3.51%	592	863	326	18161	1200	22800	40961	3.4	2.3	1.9
R12SC	96.22%	3.78%	591	849	342	18161	920	17480	35641	2.9	1.8	1.9
R17C1	93.37%	6.63%	569	787	309	28251	1300	24700	52951	4.3	2.5	2.9
R15C1	93.19%	6.81%	568	778	314	28251	1200	22800	51051	4.2	2.3	2.9
R12C1	92.33%	7.67%	563	757	328	28251	920	17480	45731	3.7	1.8	2.9
R17C2	90.49%	9.51%	545	758	294	28251	1300	24700	52951	4.3	2.5	2.9
R15C2	89.45%	10.55%	540	736	296	28251	1200	22800	51051	4.2	2.3	2.9
R12C2	89.33%	10.67%	538	729	308	28251	920	17480	45731	3.7	1.8	2.9
R17C3	86.42%	13.58%	514	709	284	28251	1300	24700	52951	4.3	2.5	2.9
R15C3	86.37%	13.63%	512	696	283	28251	1200	22800	51051	4.2	2.3	2.9
R12C3	85.17%	14.83%	506	680	294	28251	920	17480	45731	3.7	1.8	2.9

Observações:

- Para determinar o valor dos fatores de segurança foi adotado o critério de Sanctis & Mandolini (2006).

Tabela 5.11 Resumo das considerações de avaliação para as análises realizadas em radier estaqueado com 19 estacas.

Tipo	Recalque Máximo (< 40 mm)	Distorção Angular Máxima (> 1/500)	Fator de Segurança Global do Sistema (F.S >2,5)	Fator de Segurança só Grupo de Estacas (F.S >2,0)	Tensão Efetiva Atuante / Tensão Efetiva Máxima de Projeto (%)					Avaliação das considerações analisadas para Projeto					
					N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)	Recalque (1)	Distorção (2)	F.S Global (3)	F.S Grupo Estacas (4)	Tensão Colapso (5)	Recomendações de Emprego
RISC	81.80	1/90	1.5	0.0	1491%	920%	420%	201%	170%	X	X	X	X	X	Não Aconselhável por exceder (1),(2),(3),(4),(5)
R17SC	27.80	1/520	3.5	2.5	559%	241%	142%	84%	88%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R15SC	30.94	1/480	3.4	2.3	575%	247%	145%	85%	89%	-	X	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (2),(5)
R12SC	34.17	1/410	2.9	1.8	608%	259%	150%	87%	91%	-	X	-	X	X	Não Aconselhável por exceder (2),(4),(5)
R17C1	24.86	1/550	4.3	2.5	-	121%	147%	84%	89%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R15C1	28.53	1/510	4.2	2.3	-	121%	149%	85%	89%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R12C1	30.03	1/430	3.7	1.8	-	123%	153%	87%	91%	-	X	-	X	X	Não Aconselhável por exceder (2),(4),(5)
R17C2	26.19	1/590	4.3	2.5	-	-	74%	85%	89%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R15C2	29.13	1/550	4.2	2.3	-	-	76%	86%	89%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R12C2	31.90	1/480	3.7	1.8	-	-	78%	87%	90%	-	X	-	X	-	Não Aconselhável por exceder (2),(4)
R17C3	27.11	1/690	4.3	2.5	-	-	-	75%	89%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R15C3	28.78	1/610	4.2	2.3	-	-	-	76%	90%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R12C3	33.16	1/580	3.7	1.8	-	-	-	77%	91%	-	-	-	X	-	Não Aconselhável por exceder (4)



## 5.2 RADIER ESTAQUEADO COM 26 ESTACAS

Na Tabela 5.12 e Figura 5.25, apresentam-se as características do modelo empregado e o modelo para  $\frac{1}{4}$  do radier estaqueado que foi idealizado com o programa CESAR-LCPC.

Tabela 5.12 Características do modelo empregado para radier estaqueado com 26 estacas.

Descrição	Solo Solo melhorado	Estaca	Radier
Modelo Constitutivo	Mohr Coulomb	Elastico - Linear	Elastico - Linear
Tipo Elemento	P15 (Triângulo)	H20 (Quadrática)	Shell
Tipo de Interpolação	Quadrática	Quadrática	Quadrática
Densidade da Malha	Média	Média	Média
Numero de Estagios :	2		
Quantidade de Nós :	53.239		
Quantidade de Elementos :	20.133		
Tempo Médios de Processamento :			
Primeiro Estagio	1h51min16s		
Segundo Estagio	2h30min7s		
Tempo total	4h21min23s		

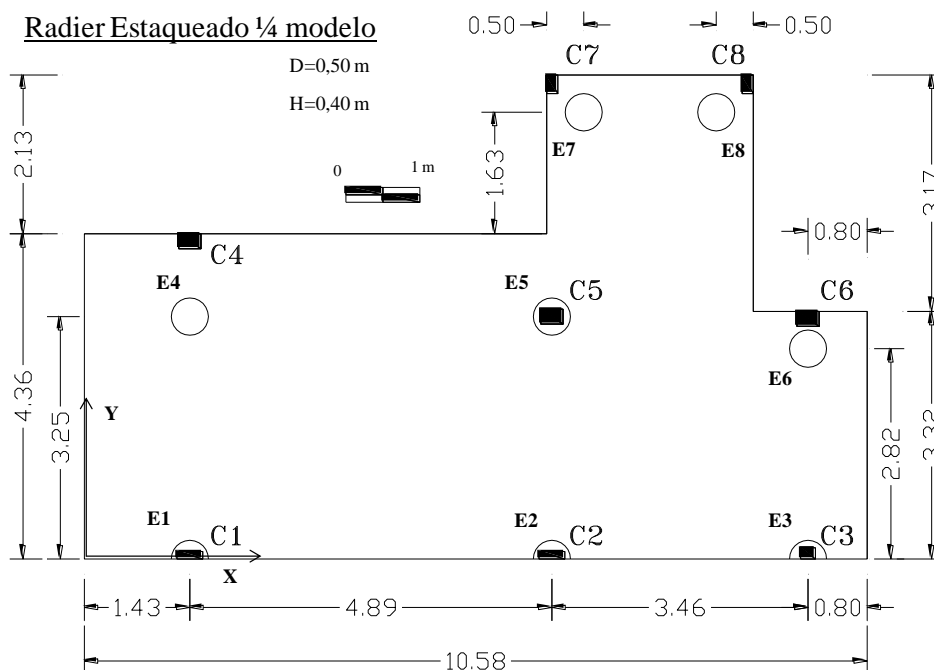


Figura 5.25 - Modelo simulado com o programa CESAR para  $\frac{1}{4}$  do radier estaqueado com 26 estacas.

Na Figura 5.26 e Figura 5.27 são apresentados os detalhes do modelo isométrico, os detalhes do radier estaqueado considerando  $\frac{1}{4}$  do modelo e uma vista em planta da densidade da malha e as estacas assim como os gráficos do recalque vertical isométrico nos planos X-X e Y-Y, produto da aplicação do carregamento total.

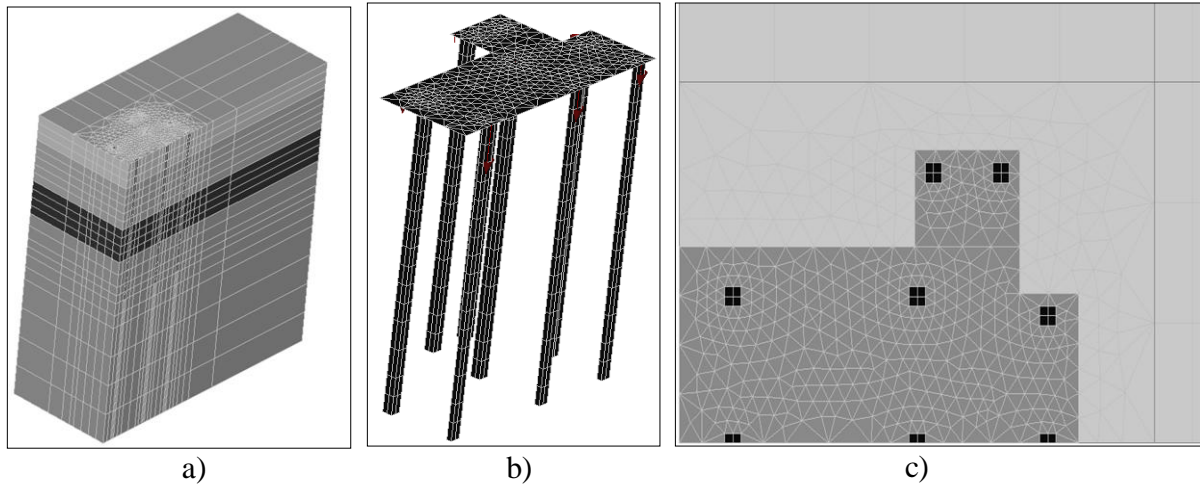


Figura 5.26 - a) Modelo em 3D do radier estaqueado e solo b) Isométrico do radier estaqueado c) Vista em planta da malha gerada pelo radier, estacas e solo.

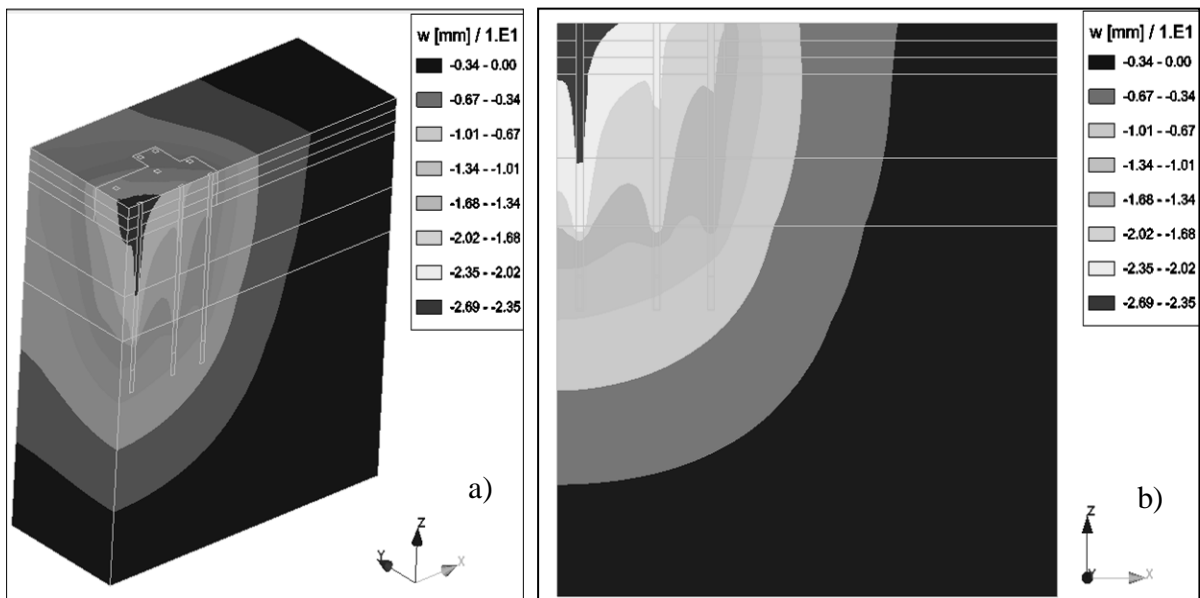


Figura 5.27 - a) Recalque do radier estaqueado E= 26 L=17 m, h=3,0, D=0,50 m b) Recalque no eixo X-X x profundidade.

### 5.2.1 Tensões Verticais ao longo da profundidade

Os valores das tensões verticais foram obtidos na base central do radier pelo fato de ser esta a zona que gera os maiores esforços, desta forma, na Figura 5.28, apresentam-se os valores das tensões verticais ao longo da profundidade para o radier estaqueado com diferentes comprimentos de estacas que não comparados com os do radier isolado. Os valores da tensão na base do radier (Profundidade: 0,0 m) diminuiram de  $254 \text{ kN/m}^2$  do radier isolado até valores de  $40 \text{ kN/m}^2$  para o radier com estacas de  $L=12 \text{ m}$ , e para  $32 \text{ kN/m}^2$  com estacas de  $L=15 \text{ m}$ , e para  $30 \text{ kN/m}^2$  com estacas de  $L=17 \text{ m}$  respectivamente. Percebe-se que as tensões verticais vem sendo transmitidas para as camadas mais profundas em relação ao seu comprimento segundo o esperado para fundações deste tipo. Todos estes valores obtidos numericamente para as condições já mencionadas são apresentados na Tabela 5.13 a seguir.

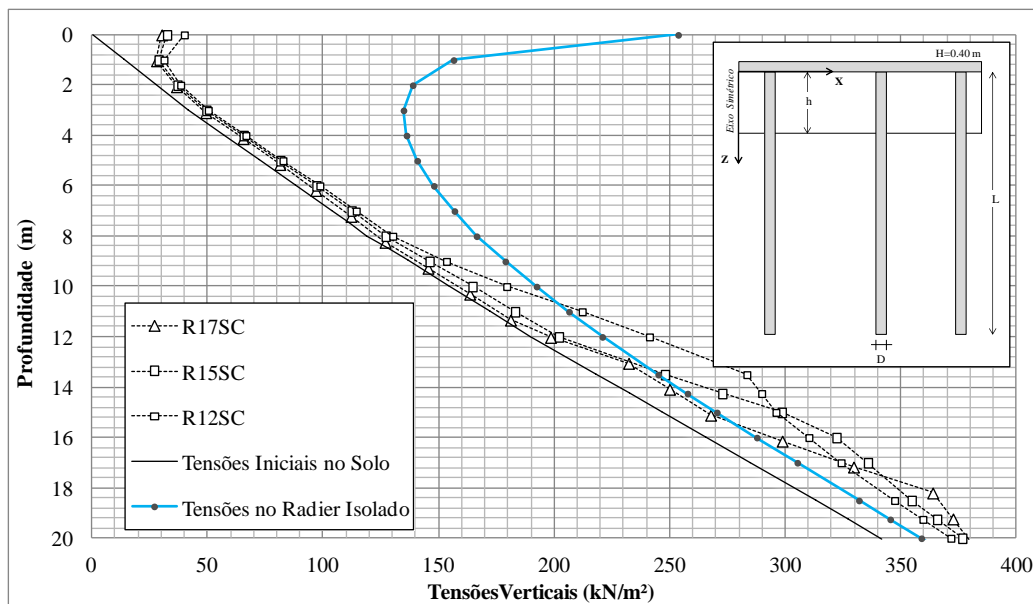


Figura 5.28 - Tensão vertical x profundidade para radier estaqueado com 26 estacas.

Tabela 5.13 Valores das tensões verticais para radier estaqueado com 26 estacas.

Cota (m)	Tensões efetivas Iniciais no solo (kPa) $\sigma'_{v0}$	Tensões efetivas no Radier Isolado (kPa) $\sigma'_{vr}$	Tensões efetivas atuantes no solo (kPa), $\Delta\sigma'_v$											
			L= 17 m				L= 15 m				L= 12 m			
			SC	C1	C2	C3	SC	C1	C2	C3	SC	C1	C2	C3
0	0	254	30	59	104	117	32	62	110	125	40	78	127	146
1	14	156	28	28	38	57	29	28	39	59	31	31	41	67
2	29	139	36	36	36	44	37	36	37	44	38	38	39	47
3	43	135	49	49	49	50	49	49	49	50	50	50	49	51
4	59	136	65	65	64	64	66	65	65	64	66	66	65	64
5	75	141	81	81	80	80	81	81	80	80	83	82	81	80
6	91	148	97	96	96	95	97	97	96	95	99	98	97	96
7	107	157	112	112	111	111	112	112	112	111	114	114	113	112
8	123	166	127	127	126	126	127	127	126	126	130	130	129	128
9	141	179	145	145	145	144	146	146	145	145	153	153	152	151
10	160	192	163	163	163	162	165	164	164	163	179	179	178	176
11	178	206	181	181	181	180	183	183	182	182	212	211	209	206
12	190	221	198	198	198	198	202	202	201	201	241	240	238	235
13	209	245	232	232	231	231	248	247	246	244	283	282	280	277
14	229	258	250	250	249	248	273	272	271	269	290	289	287	285
15	249	270	268	267	267	266	298	298	296	293	296	295	294	292
16	268	288	299	298	297	296	322	321	320	317	310	310	309	307
17	288	305	329	329	328	326	336	335	334	332	324	324	323	322
18	307	332	364	363	362	360	355	354	354	352	347	347	346	346
19	327	345	372	372	371	370	366	365	365	364	359	359	359	358
20	347	359	381	381	380	379	377	376	376	375	372	371	371	370

Observações:

$\sigma'_{v0}$ : Tensões efetivas iniciais no solo;

$\sigma'_{vr}$ : Tensões efetivas no solo geradas pelo radier isolado;

$\Delta\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \sigma'_v$ : Tensões efetivas atuantes no solo geradas pela aplicação do radier estaqueado combinado;

SC: Radier estaqueado sem camada de solo melhorada;

C1: Radier estaqueado com camada de solo melhorada de 1m;

C2: Radier estaqueado com camada de solo melhorada de 2m;

C3: Radier estaqueado com camada de solo melhorada de 3m.

## 5.2.2 Tensões de Colapso x Tensões Verticais

Na Figura 5.29, são apresentados os valores das tensões verticais ao longo da profundidade para o radier estaqueado sem a camada de solo melhorada, sendo estas comparadas com as de colapso. Nota-se que, na faixa de 0 até 2 m para todos os casos, eles não atingem os valores máximos de tensão de projeto.

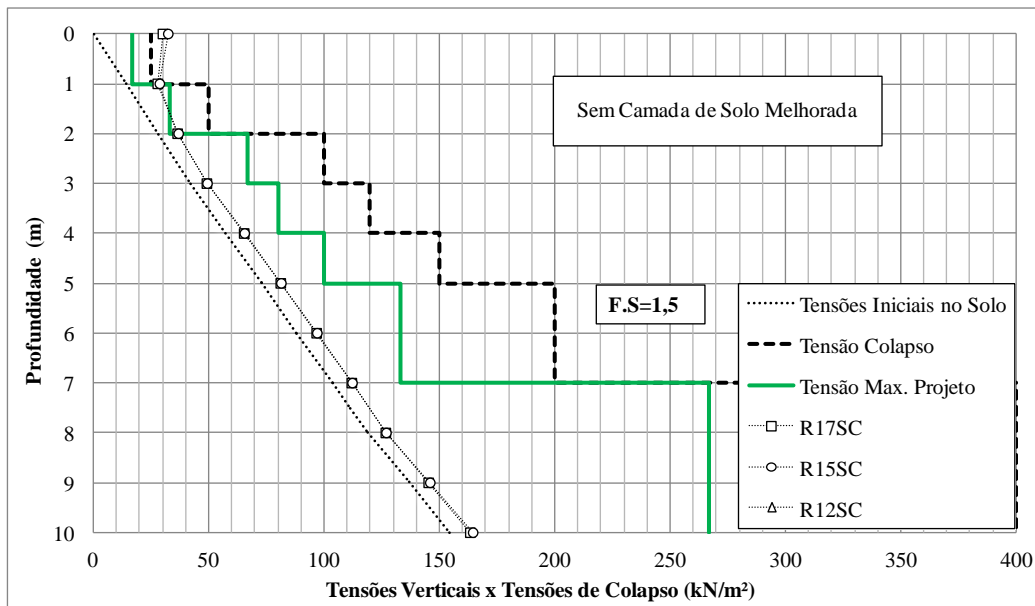


Figura 5.29 - Tensões verticais x tensões de colapso para o radier estaqueado com 26 estacas.

Na Tabela 5.14 apresentam-se os valores numéricos das tensões atuantes na base do radier e ao longo da profundidade nas cotas consideradas críticas, para todas as combinações das análises, definidos como porcentagens de incremento em relação aos valores das tensões efetivas máximas de projeto.

Tabela 5.14 Tensões atuantes x Tensões máximas de projeto ao longo da profundidade.

Sistema	Tensão efetiva Atuante no solo (kPa)						Tensão efetiva Atuante / Tensão efetiva Máxima de Projeto (%)					
	N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)	Cota (-8 m)	N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)	Cota (-8 m)
RISC	254	156	139	135	136	179	1491%	920%	420%	201%	170%	67%
R17SC	30	28	36	49	65	127	177%	164%	110%	73%	82%	47%
R15SC	32	29	37	49	66	127	191%	169%	112%	74%	82%	48%
R12SC	40	31	38	50	66	130	234%	183%	116%	75%	83%	49%
R17C1	-	28	36	49	65	127	-	84%	110%	73%	81%	47%
R15C1	-	28	36	49	65	127	-	86%	111%	73%	81%	47%
R12C1	-	31	38	50	66	130	-	94%	114%	74%	82%	49%
R17C2	-	-	36	49	64	126	-	-	54%	73%	81%	47%
R15C2	-	-	37	49	65	126	-	-	55%	73%	81%	47%
R12C2	-	-	39	49	65	129	-	-	59%	73%	81%	48%
R17C3	-	-	-	50	64	126	-	-	-	62%	81%	47%
R15C3	-	-	-	50	64	126	-	-	-	62%	80%	47%
R12C3	-	-	-	51	64	128	-	-	-	64%	80%	48%

Observações: Radier estaqueado com 26 estacas.

### 5.2.3 Recalques no Radier Estaqueado

Na Figura 5.30 são apresentados os recalques ao longo da profundidade e os valores dos recalques máximos calculados para o radier isolado, e para o sistema de radier estaqueado com as combinações já mencionadas. O valor do recalque máximo medido para o sistema de radier estaqueado sem camada melhorada foi de 22,64 mm para as estacas com  $L=17$  m, de 24,93 mm para estacas com  $L=15$  m e finalmente de 29,90 mm para estacas com  $L=12$  m, sendo todos estes valores aceitáveis.

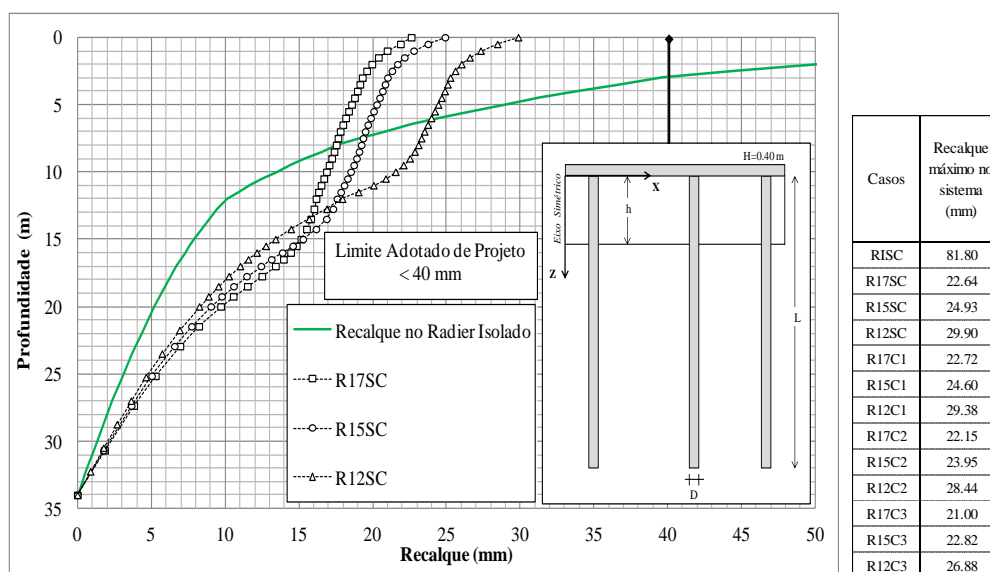


Figura 5.30 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 26 estacas.

### 5.2.4 Cargas Atuantes nas Estacas

Na Figura 5.31 apresentam-se as cargas atuantes nas estacas segundo sua localização, onde se percebe que o maior valor se encontra na estaca E4, que variou de 858 kN para 755 kN dependendo do uso ou não da espessura da camada de solo melhorada.

Para o caso do radier estaqueado com estacas de  $L=15$  m, apresentada na Figura 5.32 observa-se que as estacas E1 e E4 receberam a maior carga atuante, com valores de 859 kN e 660 kN respectivamente, sendo estes valores diminuídos até 751 kN e 560 kN quando existente uma camada melhorada.

Para o caso do radier estaqueado com estacas de  $L=12$  m, apresentada na Figura 5.33 observa-se que foram quatro as estacas (E1, E2, E4 e E6) que receberam a maior carga atuante.

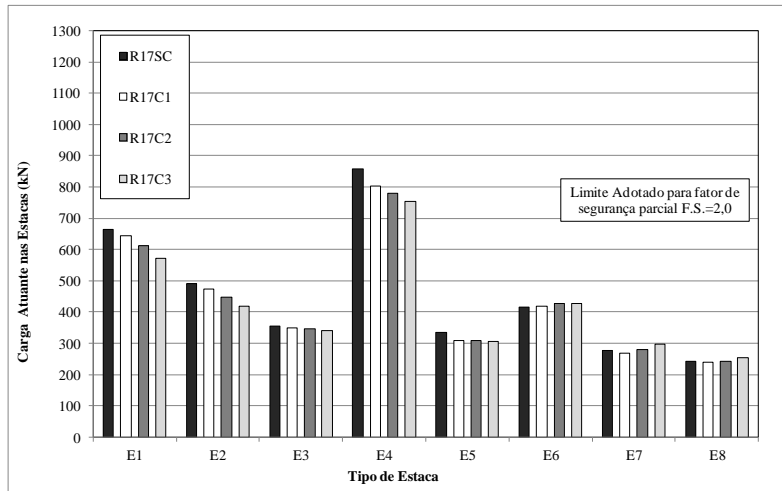


Figura 5.31 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 26 estacas para comprimentos de  $L=17$  m e camada de solo melhorada.

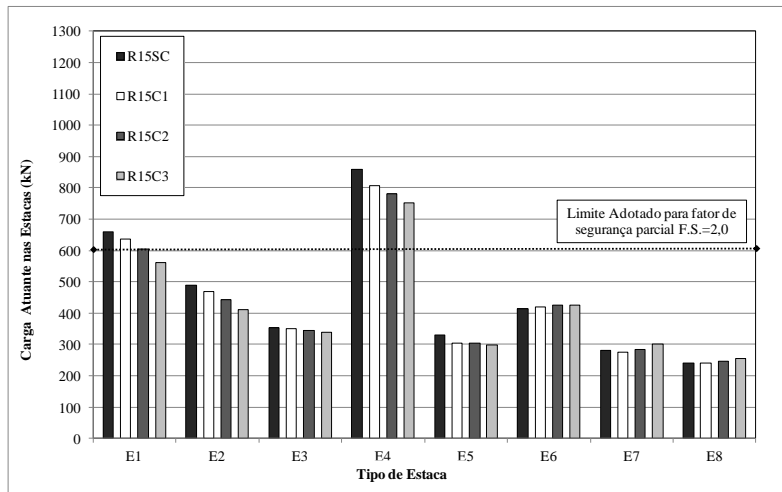


Figura 5.32 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 26 estacas para comprimentos de  $L=15$  m e camada de solo melhorada.

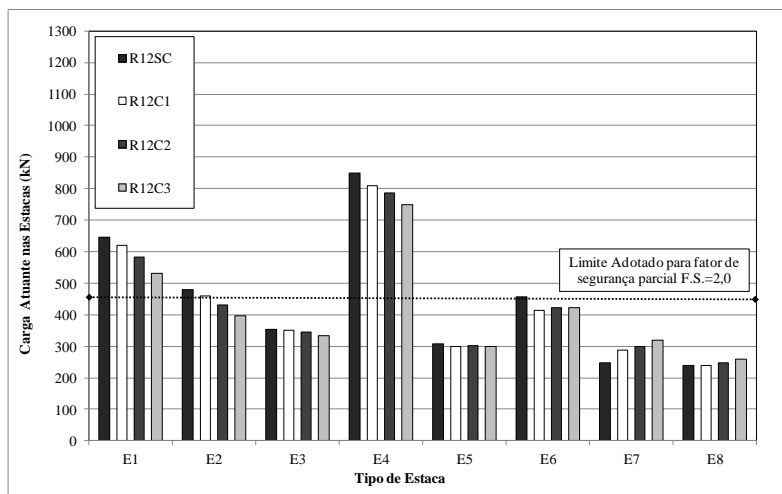


Figura 5.33 - Cargas atuantes sobre as estacas no radier estaqueado com 26 estacas para comprimentos de  $L=12$  m e camada de solo melhorada.

Os valores das cargas médias nas estacas, carga máxima e mínima assim como a percentagem de carga atuante sobre o grupo de estacas e no radier são apresentadas na Tabela 5.15 a seguir.

Tabela 5.15 Quadro resumo das cargas atuantes sobre o sistema de radier estaqueado com 26 estacas.

Casos	Cargas Atuantes nas estacas (% do total)	Cargas Atuantes no solo + radier (% do total)	Carga média nas Estacas (kN)	Carga máxima nas Estacas (kN)	Carga mínima nas Estacas (kN)
RISC	-	100%	-	-	-
R17SC	97.87%	2.13%	455	859	241
R15SC	97.62%	2.38%	453	859	241
R12SC	96.47%	3.53%	448	850	240
R17C1	94.15%	5.85%	438	804	239
R15C1	94.27%	5.73%	438	808	240
R12C1	93.78%	6.22%	434	810	239
R17C2	93.08%	6.92%	430	780	244
R15C2	93.06%	6.94%	429	783	245
R12C2	92.89%	7.11%	427	786	247
R17C3	91.88%	8.12%	421	755	254
R15C3	91.23%	8.77%	418	751	255
R12C3	91.00%	9.00%	414	750	258

Observações: Cargas admissíveis estacas de 17,15 e 12 m respectivamente 650,600 e 460 kN.

### 5.2.5 Distorção Angular no Radier Estaqueado

Na Figura 5.34 são apresentados os valores das distorções angulares para todos os casos do radier estaqueado com 26 estacas. Nota-se, por exemplo, para o caso específico do radier com comprimentos de 17 m sem reforço que a maior distorção angular foi de 1: 890 no eixo Y-Y; já para uma camada de reforço de 1 m esta foi de 1: 920 no eixo Y-Y; para uma camada de 2 m foi de 1: 970 no eixo diagonal e finalmente para uma camada de 3 m foi de 1: 1060 no eixo diagonal, observando-se que o valor da distorção angular diminui com o aumento da espessura da camada de solo melhorada.

No caso do radier estaqueado com estacas de comprimentos de 15 m, nota-se também que todos os casos atingem a condição limite de distorção, com valores entre 1: 800 até 1:



1240 para as estacas com camada de 3 m. Por outro lado, para as estacas com comprimentos de 12 m sem reforço, as hipóteses adotadas não atingem o valor admissível no eixo X-X. Entretanto quando as soluções possuem uma camada de reforço, estas podem chegar a 1: 1060 (camada de 3 m).

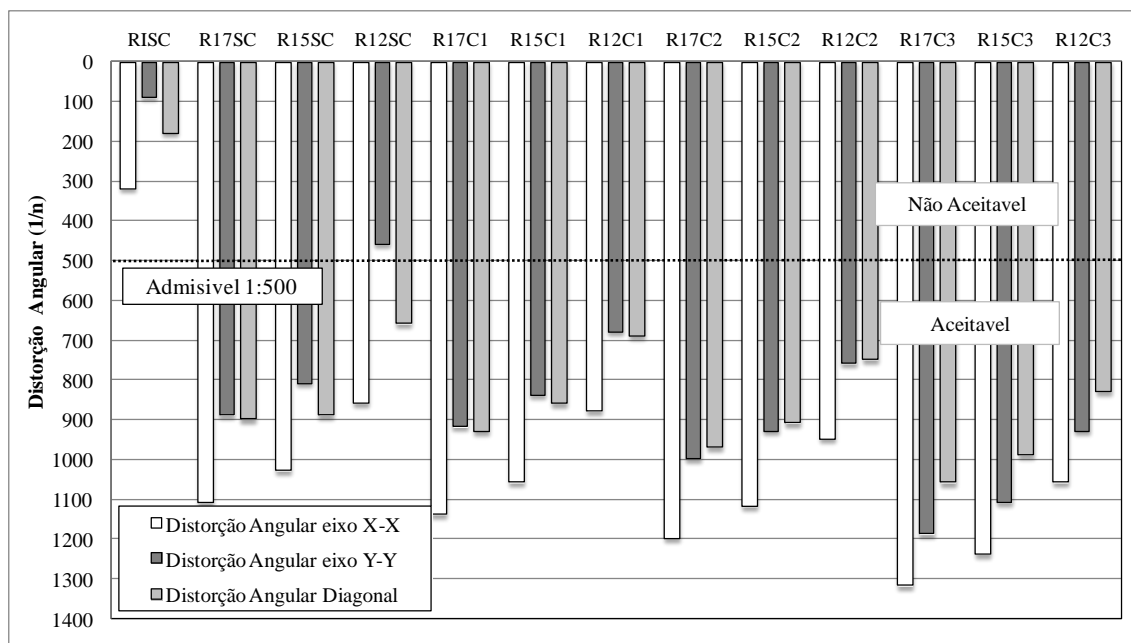


Figura 5.34 - Distorção angular no radier estaqueado com 26 estacas.

### 5.2.6 Avaliação das análises alcançadas

Das análises numéricas realizadas para o radier estaqueado com 26 estacas sobre solo natural e com a presença de três espessuras de camada de solo melhorado, apresentadas nas Figura 5.35, Figura 5.36, e Figura 5.37, e Tabela 5.16, pode-se concluir que:

- ❖ Segundo o critério de controle do recalque admissível, foram considerados aceitáveis todos os casos aqui estudados com exceção do radier isolado;
- ❖ Segundo o critério de controle das distorções admissíveis, foram considerados aceitáveis todos os casos analisados que consideraram radier estaqueado com camada de solo melhorada e os casos do radier estaqueado com estacas de  $L= 17$  m e  $L= 15$  m sem camada de solo melhorada;
- ❖ Segundo o critério de controle das tensões de colapso, só foram considerados aceitáveis os sistemas de radier estaqueado que consideraram uma camada de solo melhorado de 2 ou 3 m;

- ❖ Segundo o critério de Fator de Segurança global do sistema, foram consideradas aceitáveis todas as análises em radier estaqueado e sendo descartado o caso do radier isolado por apresentar um valor maior ao limite admissível ( $F.S > 2,5$ );
- ❖ Segundo o critério de Fator de Segurança do grupo de estacas, foram considerados aceitáveis todos os sistemas que empregaram estacas com comprimentos de 17,15 e 12 m, mesmo com ou sem camada de solo melhorado.

Finalmente com base nas conclusões definidas até agora. Na Tabela 5.17, apresenta-se um resumo das considerações de avaliação realizadas para os análises em radier estaqueado com 26 estacas.

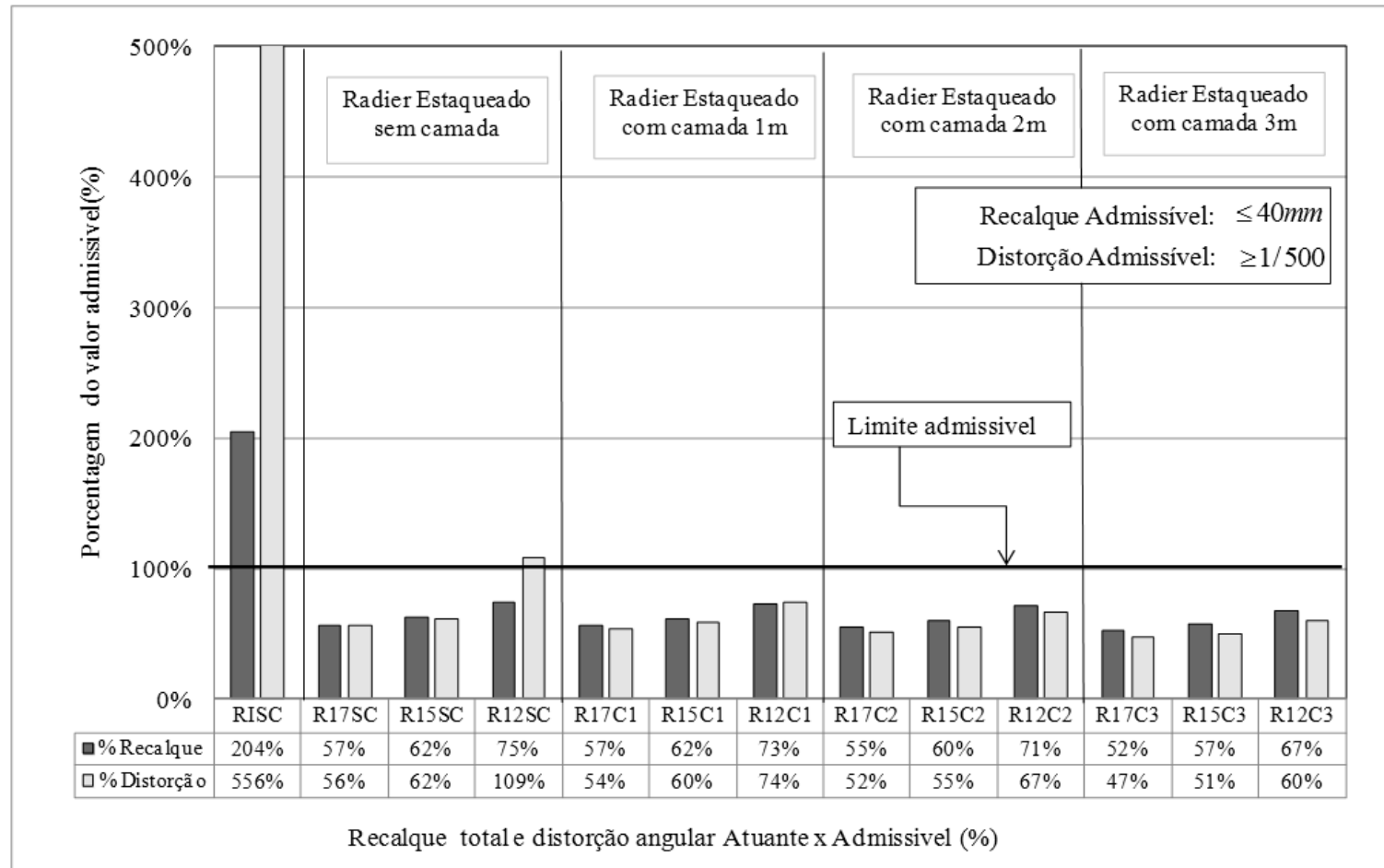


Figura 5.35 - Percentagens do recalques admissível e distorções máximas atuantes para o radier estaqueado com 26 estacas.

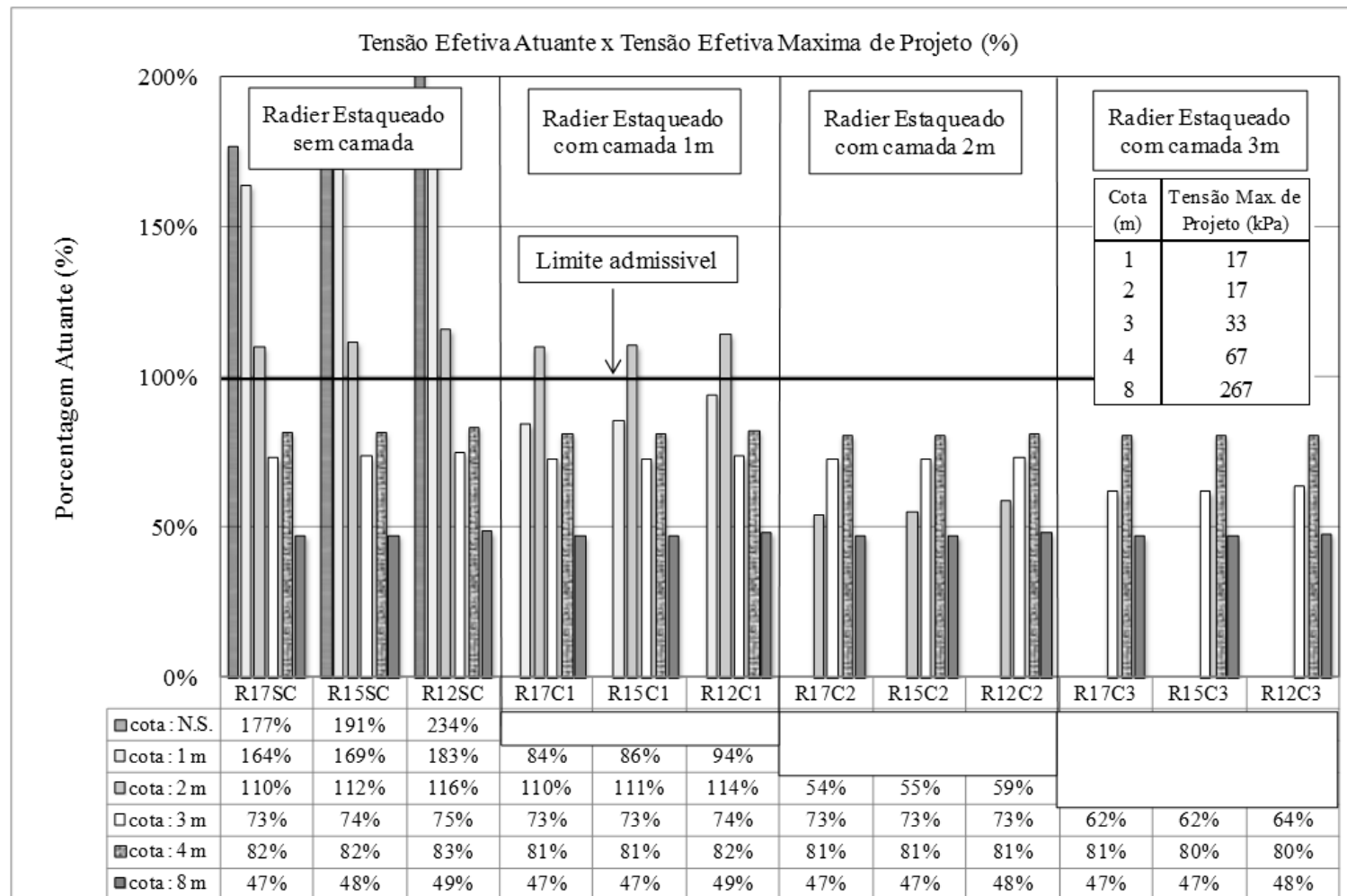


Figura 5.36 - Porcentagens das Tensões atuantes x Tensões máximas de Projeto para o radier estaqueado com 26 estacas.

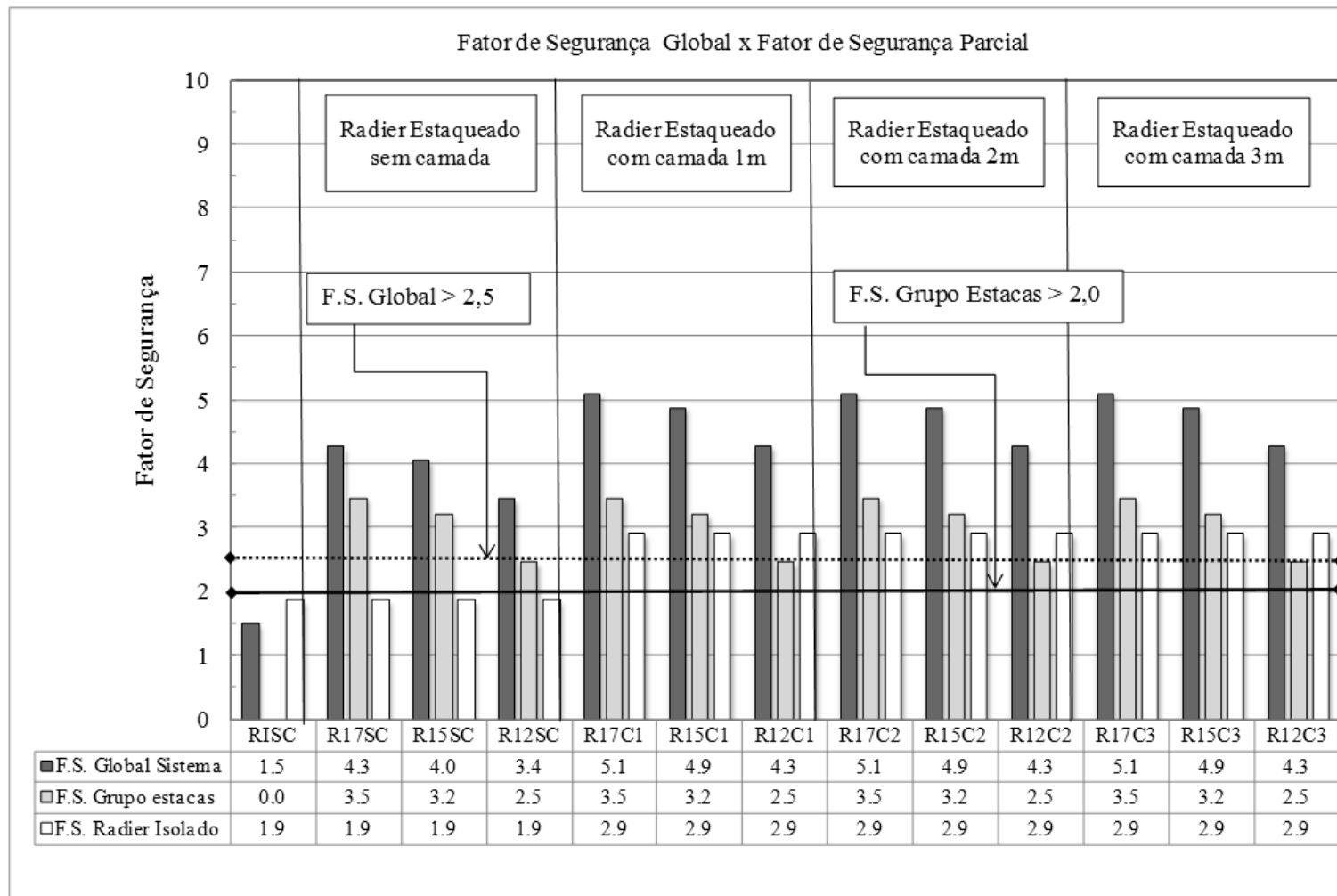


Figura 5.37 - Fatores de Segurança Global no sistema e Parcial nas estacas para o radier estaqueado com 26 estacas.

Tabela 5.16 Valores de esforços e fatores de segurança obtidos para as diversas análises do radier estaqueado com 26 estacas.

Casos	Cargas Atuantes nas estacas (% do total)	Cargas Atuantes no solo + radier (% do total)	Carga média nas Estacas (kN)	Carga máxima nas Estacas (kN)	Carga mínima nas Estacas (kN)	Carga de Ruptura do radier isolado (kN)	Carga de Ruptura de uma estaca (kN)	Carga Ruptura Total do grupo de Estacas (kN)	Carga de Ruptura do Sistema (kN)	Fator de Segurança Global Sistema	Fator de Segurança só Grupo de estacas	Fator de Segurança do radier isolado
RISC	-	100%	-	-	-	18161			18161	1.5	0.0	1.9
R17SC	97.87%	2.13%	455	859	241	18161	1300	33800	51961	4.3	3.5	1.9
R15SC	97.62%	2.38%	453	859	241	18161	1200	31200	39489	4.0	3.2	1.9
R12SC	96.47%	3.53%	448	850	240	18161	920	23920	33665	3.4	2.5	1.9
R17C1	94.15%	5.85%	438	804	239	28251	1300	33800	41569	5.1	3.5	2.9
R15C1	94.27%	5.73%	438	808	240	28251	1200	31200	39489	4.9	3.2	2.9
R12C1	93.78%	6.22%	434	810	239	28251	920	23920	33665	4.3	2.5	2.9
R17C2	93.08%	6.92%	430	780	244	28251	1300	33800	41569	5.1	3.5	2.9
R15C2	93.06%	6.94%	429	783	245	28251	1200	31200	39489	4.9	3.2	2.9
R12C2	92.89%	7.11%	427	786	247	28251	920	23920	33665	4.3	2.5	2.9
R17C3	91.88%	8.12%	421	755	254	28251	1300	33800	41569	5.1	3.5	2.9
R15C3	91.23%	8.77%	418	751	255	28251	1200	31200	39489	4.9	3.2	2.9
R12C3	91.00%	9.00%	414	750	258	28251	920	23920	33665	4.3	2.5	2.9

Observações:

- Para determinar o valor dos fatores de segurança foi adotado o critério de Sanctis & Mandolini (2006).

Tabela 5.17 Resumo das considerações de avaliação para as análises realizadas em radier estaqueado com 26 estacas.

Tipo	Recalque Máximo (< 40 mm)	Distorção Angular Máxima (> 1/500)	Fator de Segurança Global do Sistema (F.S >2,5)	Fator de Segurança só Grupo de Estacas (F.S >2,0)	Tensão Efetiva Atuante / Tensão Efetiva Máxima de Projeto (%)					Avaliação das considerações analisadas para Projeto					
					N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)	Recalque (1)	Distorção (2)	F.S Global (3)	F.S Grupo Estacas (4)	Tensão Colapso (5)	Recomendações de Emprego
RISC	81.80	1/90	1.5	0.0	1491%	920%	420%	201%	170%	X	X	X	X	X	Não Aconselhável por exceder (1), (2),(3),(4),(5)
R17SC	22.64	1/890	4.3	3.5	177%	164%	110%	73%	82%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R15SC	24.93	1/810	4.0	3.2	191%	169%	112%	74%	82%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R12SC	29.90	1/460	3.4	2.5	234%	183%	116%	75%	83%	-	X	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (2),(5)
R17C1	22.72	1/920	5.1	3.5	-	84%	110%	73%	81%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R15C1	24.60	1/840	4.9	3.2	-	86%	111%	73%	81%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R12C1	29.38	1/680	4.3	2.5	-	94%	114%	74%	82%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R17C2	22.15	1/970	5.1	3.5	-	-	54%	73%	81%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R15C2	23.95	1/910	4.9	3.2	-	-	55%	73%	81%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R12C2	28.44	1/750	4.3	2.5	-	-	59%	73%	81%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R17C3	21.00	1/1060	5.1	3.5	-	-	-	62%	81%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R15C3	22.82	1/990	4.9	3.2	-	-	-	62%	80%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R12C3	26.88	1/830	4.3	2.5	-	-	-	64%	80%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego

### 5.3 RADIER ESTAQUEADO COM 32 ESTACAS

O radier estaqueado com 32 estacas, considerado como limite superior na presente análise. Na Tabela 5.18 e Figura 5.38, apresentam-se as características do modelo empregado e o modelo para ¼ do radier estaqueado que foi idealizado com o programa CESAR-LCPC.

Tabela 5.18 Características do modelo empregado para radier estaqueado com 32 estacas.

Descrição	Solo Solo melhorado	Estaca	Radier
Modelo Constitutivo	Mohr Coulomb	Elastico - Linear	Elastico - Linear
Tipo Elemento	P15 (Triângulo)	H20 (Quadrática)	Shell
Tipo de Interpolação	Quadrática	Quadrática	Quadrática
Densidade da Malha	Média	Média	Média
Numero de Estágios :	2		
Quantidade de Nós :	53.956		
Quantidade de Elementos :	20.531		
Tempo Médios de Processamento :			
Primeiro Estágio	2h13min7s		
Segundo Estágio	3h24min50s		
Tempo total	5h37min57s		

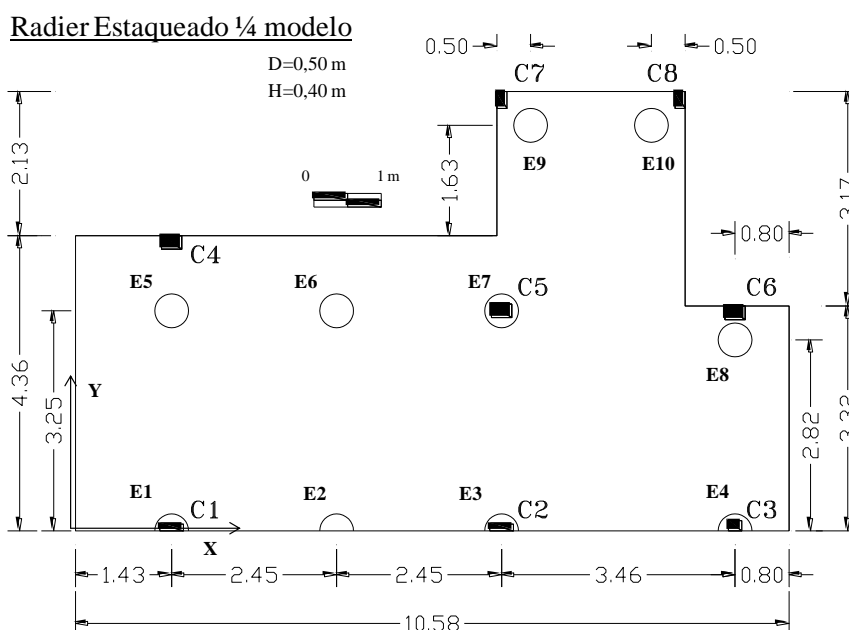


Figura 5.38 - Modelo a ser simulado com o programa CESAR para ¼ do radier estaqueado com 32 estacas.



O modelo numérico foi baseado nas mesmas condições do caso anterior, sendo apresentado na Figura 5.39 os detalhes do modelo isométrico, os detalhes do radier estaqueado e os das estacas em planta.

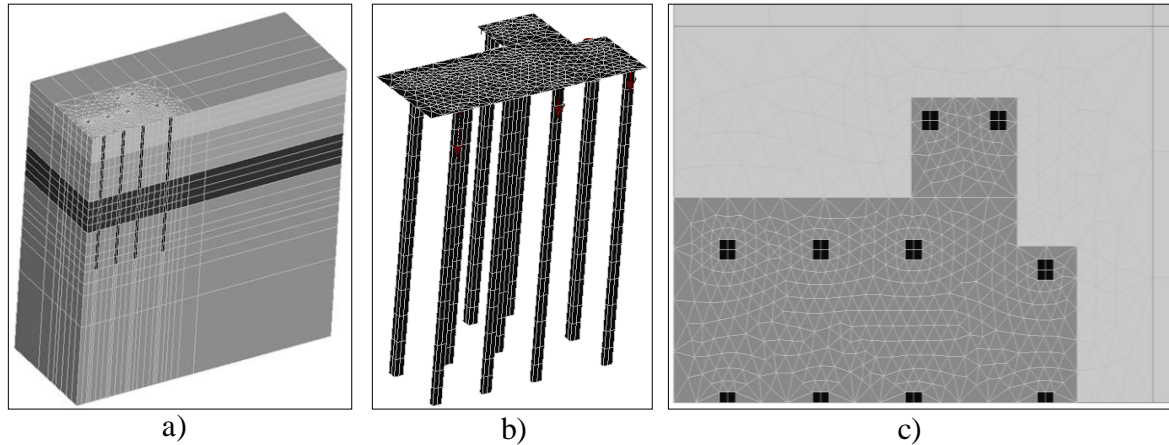


Figura 5.39 - a) Modelo em 3D do radier estaqueado e solo b) Isométrico do radier estaqueado c) Vista em planta da malha para o radier estaqueado com 32 estacas.

### 5.3.1 Tensões Verticais ao longo da profundidade

Na Figura 5.40, apresentam-se os valores das tensões verticais ao longo da profundidade medida na base do radier (cota: 0,0 m), para o radier estaqueado com diferentes comprimentos de estacas e para o radier isolado.

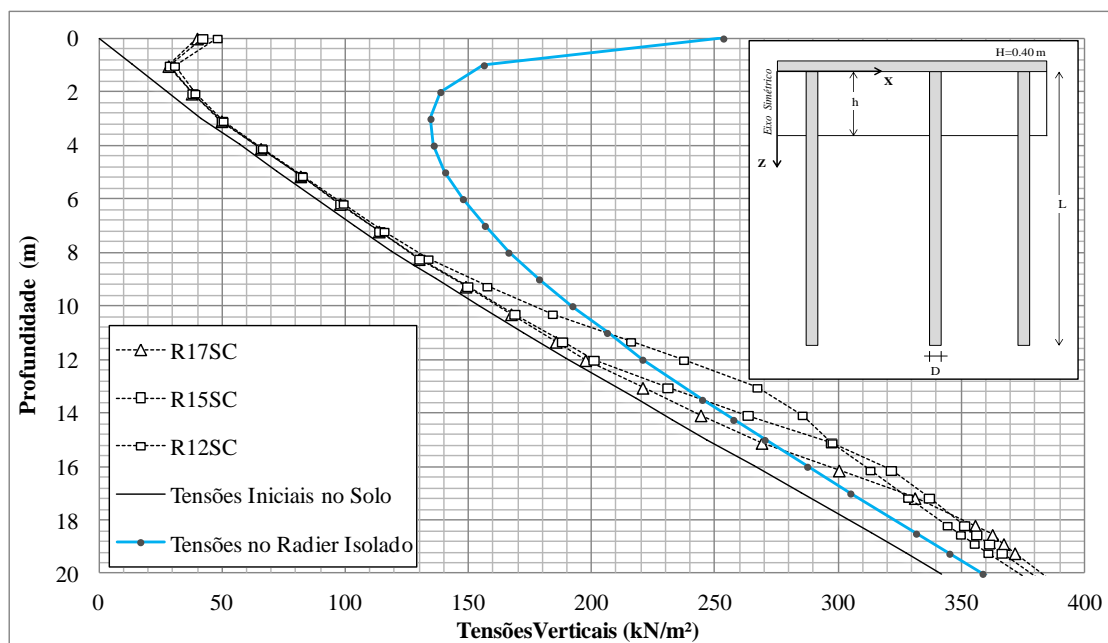


Figura 5.40 - Tensão vertical x profundidade para radier estaqueado com 32 estacas.

Os valores das tensões verticais geradas numericamente das combinações descritas para o radier com 32 estacas são apresentados na Tabela 5.13 a seguir.

Tabela 5.19 Valores das tensões verticais geradas numericamente para radier estaqueado com 32 estacas.

Cota (m)	Tensões efetivas Iniciais no solo (kPa) $\sigma'_{v0}$	Tensões efetivas no Radier Isolado (kPa) $\sigma'_{vr}$	Tensões efetivas atuantes no solo (kPa), $\Delta\sigma'_v$											
			L= 17 m				L= 15 m				L= 12 m			
			SC	C1	C2	C3	SC	C1	C2	C3	SC	C1	C2	C3
0	0	254	40	85	133	146	42	90	138	153	48	101	152	171
1	14	156	28	29	29	56	29	30	29	58	31	31	29	61
2	29	139	38	38	40	47	38	38	40	48	39	39	41	49
3	43	135	50	50	50	53	50	50	50	53	50	50	50	53
4	59	136	66	65	65	65	66	66	65	65	66	66	65	65
5	75	141	82	82	81	81	82	82	81	81	83	82	82	81
6	91	148	98	98	97	97	98	98	97	97	99	98	98	98
7	107	157	114	114	113	113	114	114	113	113	116	115	115	114
8	123	166	130	130	129	129	130	130	130	129	134	133	133	132
9	141	179	149	149	148	148	150	149	149	148	158	156	157	156
10	160	192	167	167	167	166	169	169	168	168	184	182	183	181
11	178	206	186	185	185	185	188	188	188	187	216	213	214	212
12	190	221	198	197	197	197	201	201	200	200	237	233	235	232
13	209	245	221	221	220	220	231	231	230	229	267	262	265	262
14	229	258	244	244	244	243	263	263	262	260	286	281	283	281
15	249	270	269	269	268	268	297	297	295	293	298	293	296	294
16	268	288	300	300	299	298	322	321	320	318	313	308	312	311
17	288	305	331	331	330	328	337	336	336	334	328	324	327	326
18	307	332	356	355	354	353	351	351	350	349	344	340	344	343
19	327	345	363	362	361	360	356	356	355	354	350	345	349	348
20	347	359	367	367	366	365	361	361	360	359	355	351	355	354

Observações:

$\sigma'_{v0}$ : Tensões efetivas iniciais no solo;

$\sigma'_{vr}$ : Tensões efetivas no solo geradas pelo radier isolado;

$\Delta\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \sigma'_{vr}$ : Tensões efetivas atuantes no solo geradas pela aplicação do radier estaqueado combinado;

SC: Radier estaqueado sem camada de solo melhorada;

C1: Radier estaqueado com camada de solo melhorada de 1m;

C2: Radier estaqueado com camada de solo melhorada de 2m;

C3: Radier estaqueado com camada de solo melhorada de 3m.

### 5.3.2 Tensões de Colapso x Tensões Verticais

Na Tabela 5.20, apresenta-se os valores das tensões verticais atuantes sobre o solo e as porcentagens de incremento em relação aos valores das tensões máximas de projeto.

Tabela 5.20 Tensões atuantes x Tensões máximas de projeto ao longo da profundidade.

Sistema	Tensão efetiva Atuante no solo (kPa)						Tensão efetiva Atuante / Tensão efetiva Máxima de Projeto (%)					
	N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)	Cota (-8 m)	N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)	Cota (-8 m)
RISC	254	156	139	135	136	166	1491%	920%	420%	201%	170%	62%
R17SC	40	28	38	50	66	130	235%	166%	114%	74%	82%	49%
R15SC	42	29	38	50	66	130	247%	170%	115%	75%	82%	49%
R12SC	48	31	39	50	66	134	283%	181%	118%	75%	83%	50%
R17C1	-	29	38	50	65	130	-	89%	114%	74%	82%	49%
R15C1	-	30	38	50	66	130	-	91%	115%	74%	82%	49%
R12C1	-	31	39	50	66	133	-	95%	117%	74%	82%	50%
R17C2	-	-	40	50	65	129	-	-	59%	74%	82%	48%
R15C2	-	-	40	50	65	130	-	-	59%	74%	82%	49%
R12C2	-	-	41	50	65	133	-	-	61%	74%	82%	50%
R17C3	-	-	-	53	65	129	-	-	-	66%	82%	48%
R15C3	-	-	-	53	65	129	-	-	-	66%	81%	48%
R12C3	-	-	-	53	65	132	-	-	-	67%	81%	49%

Observações: Radier estaqueado com 32 estacas.

### 5.3.3 Recalques no Radier Estaqueado

Na Figura 5.41, são apresentados os recalques ao longo da profundidade e os valores dos recalques máximos calculados para o radier isolado, o sistema de radier estaqueado.

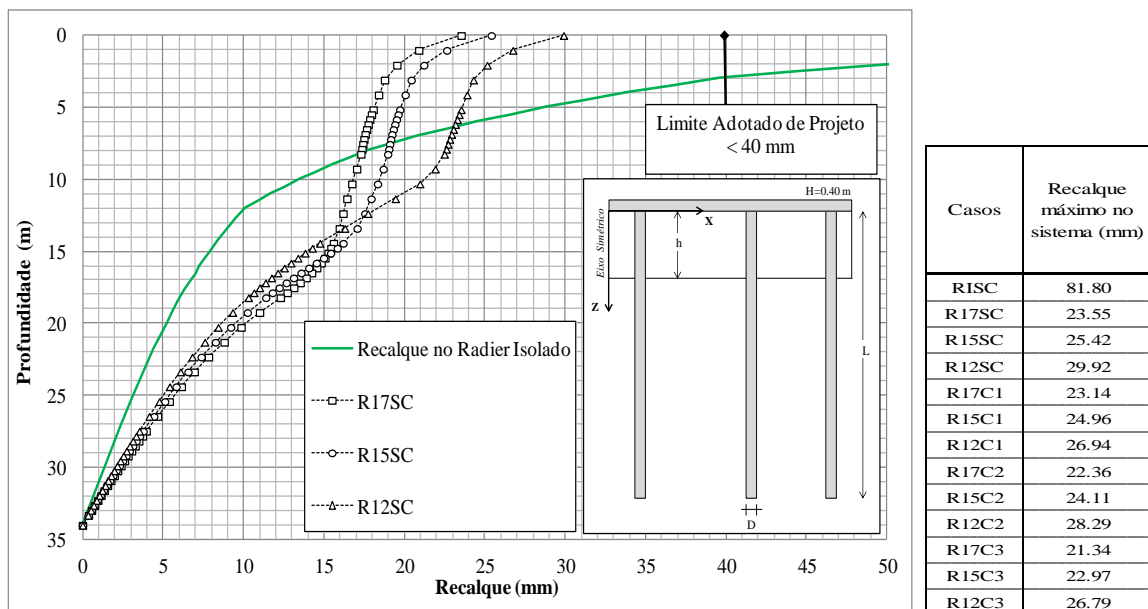


Figura 5.41 - Recalque na profundidade para radier estaqueado com 32 estacas.

### 5.3.4 Cargas Atuantes nas Estacas

Tabela 5.21 Quadro resumo das cargas atuantes sobre o sistema de radier estaqueado com 32 estacas.

Casos	Cargas Atuantes nas estacas (% do total)	Cargas Atuantes no solo + radier (% do total)	Carga média nas Estacas (kN)	Carga máxima nas Estacas (kN)	Carga mínima nas Estacas (kN)
RISC	-	100%	-	-	-
R17SC	100.00%	0.00%	385	778	130
R15SC	100.00%	0.00%	385	777	119
R12SC	100.00%	0.00%	384	774	97
R17C1	100.00%	0.00%	372	724	125
R15C1	100.00%	0.00%	371	724	114
R12C1	100.00%	0.00%	374	729	108
R17C2	99.34%	0.66%	366	701	128
R15C2	99.43%	0.57%	366	702	119
R12C2	99.84%	0.16%	366	705	103
R17C3	97.27%	2.73%	357	670	132
R15C3	97.41%	2.59%	356	672	126
R12C3	97.73%	2.27%	356	674	112

Observações: Cargas admissíveis estacas de 17,15 e 12 m respectivamente 650,600 e 460 kN.

### 5.3.5 Distorção Angular no Radier Estaqueado

Na Figura 5.42, são apresentados os valores das distorções angulares para todos os casos do radier estaqueado com 32 estacas. Nota-se, por exemplo, para o radier com comprimentos de 17 m sem reforço que a distorção angular maior foi de 1: 870 no eixo Y-Y; para uma camada de reforço de 1 m esta foi de 1: 910 no eixo Y-Y; para uma camada de 2 m foi de 1: 980 no eixo diagonal e finalmente para uma camada de 3 m foi de 1: 1100 no eixo diagonal, observando-se que o valor da distorção angular diminui com o aumento da espessura da camada de solo melhorada.

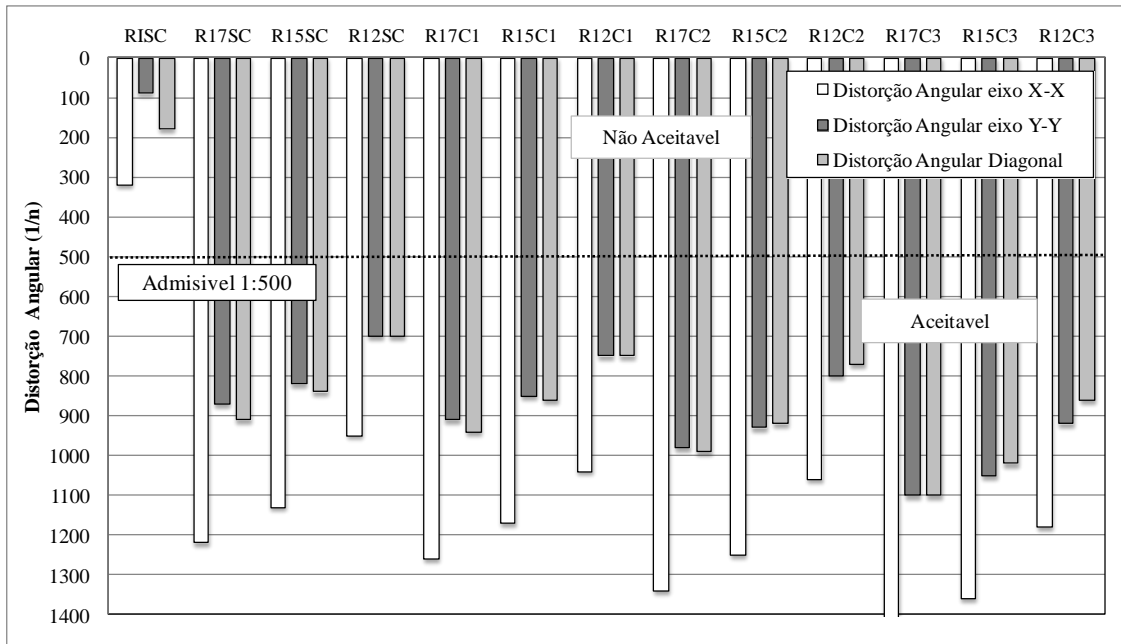


Figura 5.42 - Distorção angular no radier estaqueado com 32 estacas.

Por fim conclui-se que, os valores da distorção angular para os sistemas de radier estaqueado, com e sem camada de solo compactada e para o comprimento de estacas adotado, são aceitáveis segundo os critérios admissíveis.

### 5.3.6 Avaliação das análises alcançadas

Das análises numéricas realizadas para o radier estaqueado com 32 estacas sobre solo natural e com a presença de três espessuras de camada de solo melhorado, apresentadas nas Figura 5.43, Figura 5.44, e Figura 5.45, e Tabela 5.22 pode-se concluir que:

- ❖ Segundo o critério de controle do recalque admissível, foram considerados aceitáveis todos os casos estudados com exceção do caso do radier isolado;
- ❖ Segundo o critério de controle das distorções admissíveis, foram considerados aceitáveis todos os casos estudados com exceção do caso do radier isolado;
- ❖ Segundo o critério de controle das tensões de colapso, foram considerados aceitáveis os sistemas de radier estaqueado que consideraram uma camada de solo melhorado de 2 ou 3 m;
- ❖ Segundo o critério de Fator de Segurança global do sistema, foram consideradas aceitáveis todas as análises em radier estaqueado e sendo descartado o caso do radier isolado por apresentar um valor maior ao limite admissível ( $F.S > 2,5$ );
- ❖ Segundo o critério de Fator de Segurança do grupo de estacas, foram considerados aceitáveis todas as análises em radier estaqueado.

Finalmente com base no comentado até agora, na Tabela 5.23, apresentam-se as considerações de avaliação para as análises numéricas realizadas para o radier estaqueado com 32 estacas.

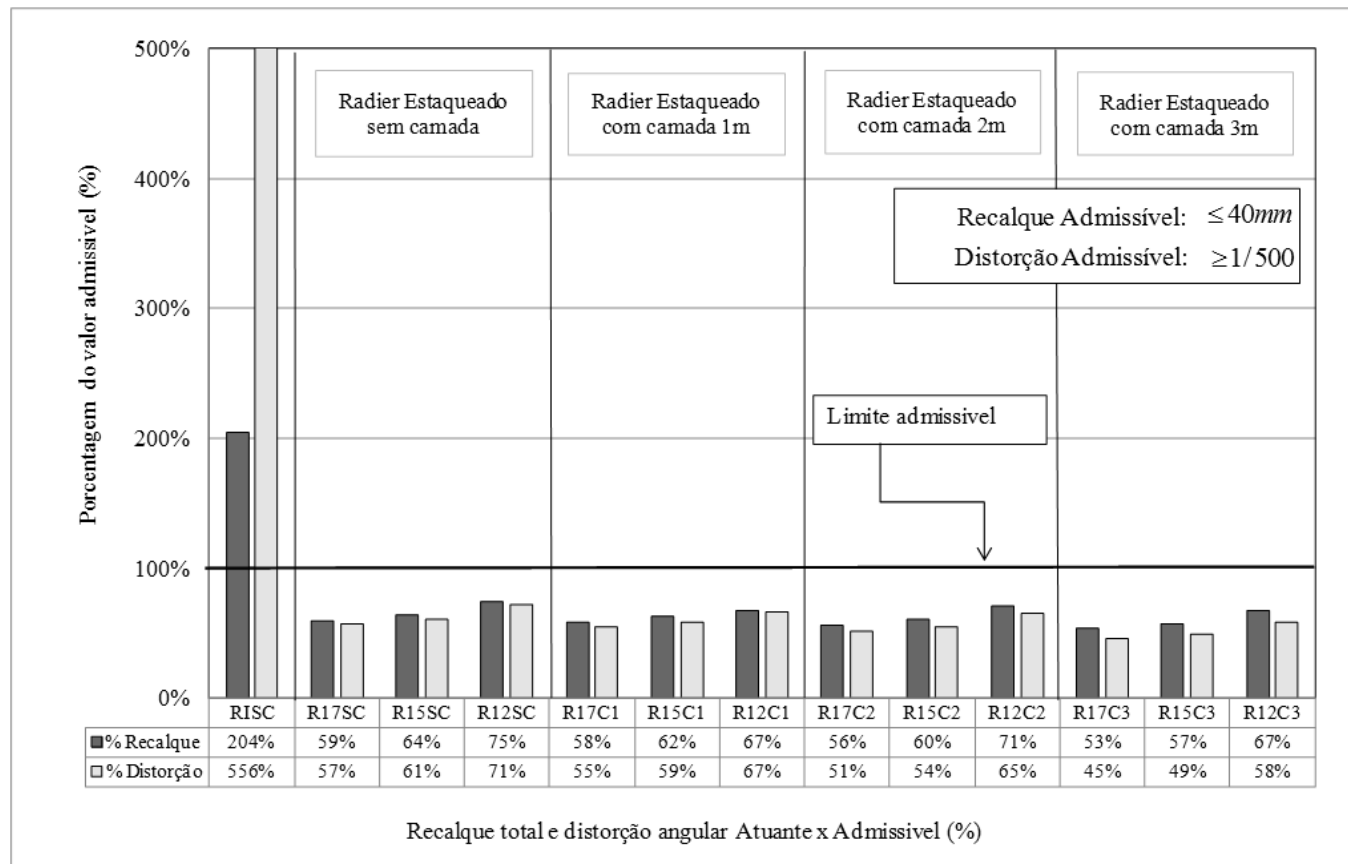


Figura 5.43 - Porcentagens do recalques e distorções máximas atuantes para o radier estaqueado com 32 estacas.

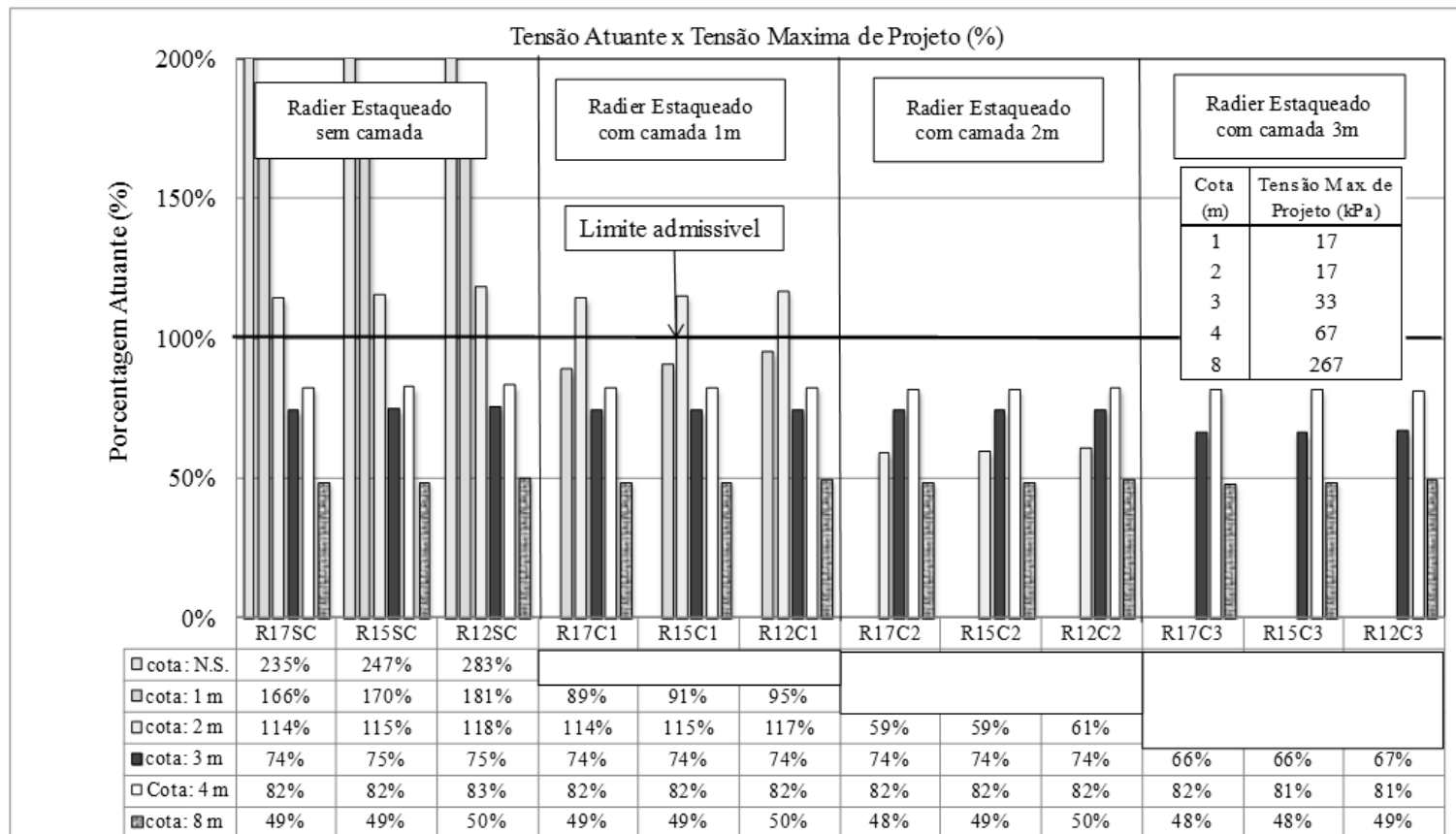


Figura 5.44 - Porcentagens das Tensões atuantes x Tensões máximas de Projeto para o radier estaqueado com 32 estacas.



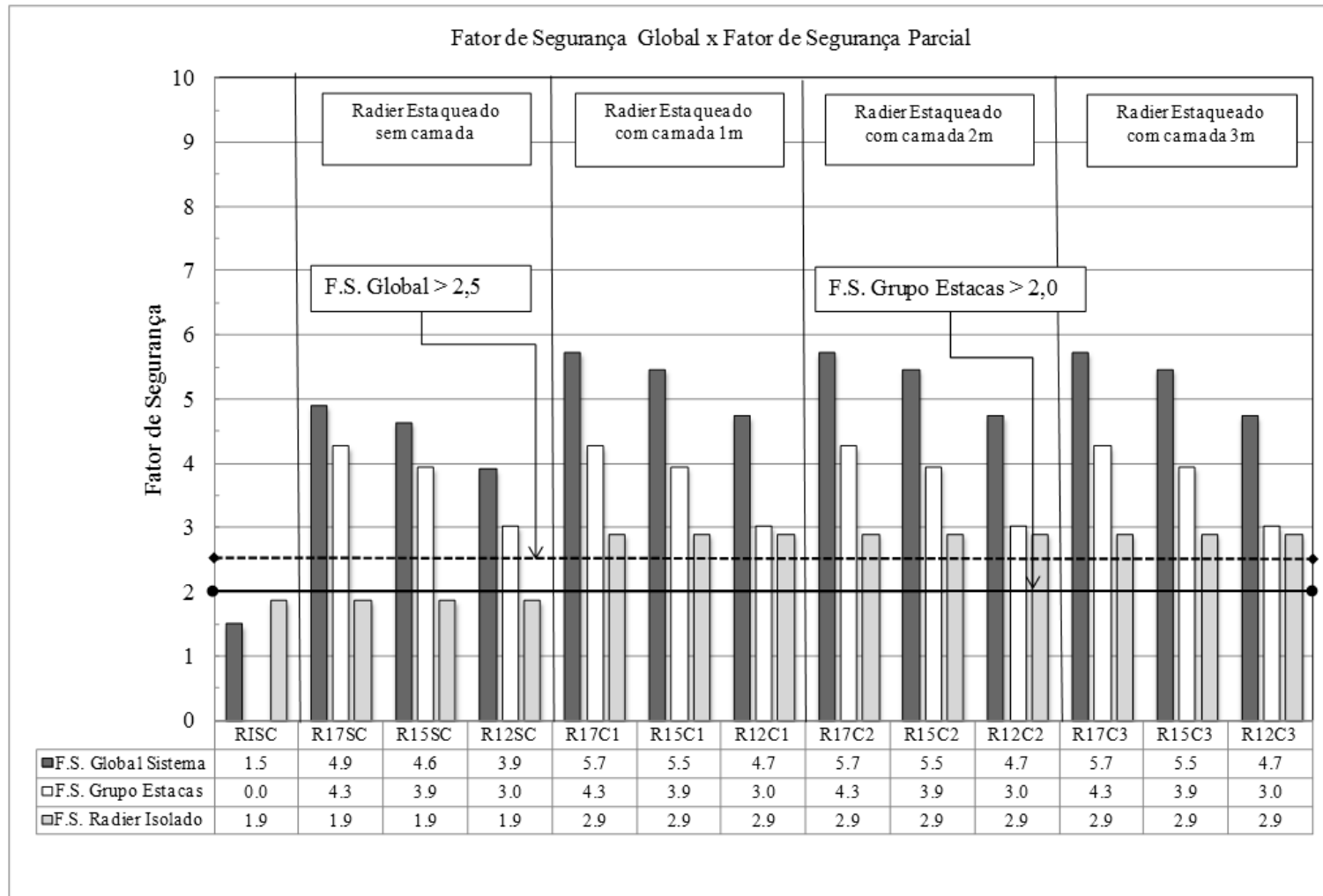


Figura 5.45 - Fatores de Segurança Global no sistema e Parcial nas estacas para o radier estaqueado com 32 estacas.

Tabela 5.22 Valores de esforços e fatores de segurança obtidos para as diversas análises do radier estaqueado com 32 estacas.

Casos	Cargas Atuantes nas estacas (% do total)	Cargas Atuantes no solo + radier (% do total)	Carga média nas Estacas (kN)	Carga máxima nas Estacas (kN)	Carga mínima nas Estacas (kN)	Carga de Ruptura do radier isolado (kN)	Carga de Ruptura de uma estaca (kN)	Carga Ruptura Total do grupo de Estacas (kN)	Carga de Ruptura do Sistema (kN)	Fator de Segurança Global Sistema	Fator de Segurança só Grupo de estacas	Fator de Segurança do radier isolado
RISC	-	100%	-	-	-	18161			18161	1.5	0.0	1.9
R17SC	100.00%	0.00%	385	778	130	18161	1300	41600	59761	4.9	4.3	1.9
R15SC	100.00%	0.00%	385	777	119	18161	1200	38400	56561	4.6	3.9	1.9
R12SC	100.00%	0.00%	384	774	97	18161	920	29440	47601	3.9	3.0	1.9
R17C1	100.00%	0.00%	372	724	125	28251	1300	41600	69851	5.7	4.3	2.9
R15C1	100.00%	0.00%	371	724	114	28251	1200	38400	66651	5.5	3.9	2.9
R12C1	100.00%	0.00%	374	729	108	28251	920	29440	57691	4.7	3.0	2.9
R17C2	99.34%	0.66%	366	701	128	28251	1300	41600	69851	5.7	4.3	2.9
R15C2	99.43%	0.57%	366	702	119	28251	1200	38400	66651	5.5	3.9	2.9
R12C2	99.84%	0.16%	366	705	103	28251	920	29440	57691	4.7	3.0	2.9
R17C3	97.27%	2.73%	357	670	132	28251	1300	41600	69851	5.7	4.3	2.9
R15C3	97.41%	2.59%	356	672	126	28251	1200	38400	66651	5.5	3.9	2.9
R12C3	97.73%	2.27%	356	674	112	28251	920	29440	57691	4.7	3.0	2.9

Observações:

- Para determinar o valor dos fatores de segurança foi adotado o critério de Sanctis & Mandolini (2006).

Tabela 5.23 Resumo das considerações de avaliação para as análises realizadas em radier estaqueado com 32 estacas.

Tipo	Recalque Máximo (< 40 mm)	Distorção Angular Máxima (> 1/500)	Fator de Segurança Global do Sistema (F.S >2,5)	Fator de Segurança só Grupo de Estacas (F.S >2,0)	Tensão Efetiva Atuante / Tensão Efetiva Máxima de Projeto (%)					Avaliação das considerações analisadas para Projeto					
					N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)	Recalque (1)	Distorção (2)	F.S Global (3)	F.S Grupo Estacas (4)	Tensão Colapso (5)	Recomendações de Emprego
RISC	81.80	1/90	1.5	0.0	1491%	920%	420%	201%	170%	X	X	X	X	X	Não Aconselhável por exceder (1),(2),(3),(4),(5)
R17SC	23.55	1/870	4.9	4.3	235%	166%	114%	74%	82%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R15SC	25.42	1/820	4.6	3.9	247%	170%	115%	75%	82%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R12SC	29.92	1/700	3.9	3.0	283%	181%	118%	75%	83%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R17C1	23.14	1/910	5.7	4.3	-	89%	114%	74%	82%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R15C1	24.96	1/850	5.5	3.9	-	91%	115%	74%	82%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R12C1	26.94	1/750	4.7	3.0	-	95%	117%	74%	82%	-	-	-	-	X	Não Aconselhável por exceder (5)
R17C2	22.36	1/980	5.7	4.3	-	-	59%	74%	82%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R15C2	24.11	1/920	5.5	3.9	-	-	59%	74%	82%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R12C2	28.29	1/770	4.7	3.0	-	-	61%	74%	82%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R17C3	21.34	1/1100	5.7	4.3	-	-	-	66%	82%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R15C3	22.97	1/1020	5.5	3.9	-	-	-	66%	81%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego
R12C3	26.79	1/860	4.7	3.0	-	-	-	67%	81%	-	-	-	-	-	Aconselhável seu emprego

## 5.4 RESUMO FINAL DAS ANÁLISES

Finalmente, na Tabela 5.24 e Tabela 5.25, apresenta-se um resumo de todos os casos aqui analisados, de forma a permitir a escolha das melhores soluções que podem ser empregadas no solo do campo experimental, assim como, em solos com propriedades similares.

Tabela 5.24 Resumo das considerações de avaliação para 19 estacas.

Tipo	Recalque Máximo (< 40 mm)	Distorção Angular Máxima (> 1/500)	Fator de Segurança Global do Sistema ( $F.S > 2,5$ )	Fator de Segurança só Grupo de Estacas ( $F.S > 2,0$ )	Tensão Efetiva Atual / Tensão Efetiva Máxima de Projeto (%)					Avaliação das considerações analisadas para Projeto
					N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)	
Radier Isolado										
RISC	81.80	1/90	1.5	0.00	1491%	920%	420%	201%	170%	Não Aconselhável por exceder (1),(2),(3),(4),(5)
Radier Estaqueado com 19 estacas										
R17SC	27.80	1/520	3.5	2.5	559%	241%	142%	84%	88%	Não Aconselhável por exceder (5)
R15SC	30.94	1/480	3.4	2.3	575%	247%	145%	85%	89%	Não Aconselhável por exceder (2),(5)
R12SC	34.17	1/410	2.9	1.8	608%	259%	150%	87%	91%	Não Aconselhável por exceder (2),(4),(5)
R17C1	24.86	1/550	4.3	2.5	-	121%	147%	84%	89%	Não Aconselhável por exceder (5)
R15C1	28.53	1/510	4.2	2.3	-	121%	149%	85%	89%	Não Aconselhável por exceder (5)
R12C1	30.03	1/430	3.7	1.8	-	123%	153%	87%	91%	Não Aconselhável por exceder (2),(4),(5)
R17C2	26.19	1/590	4.3	2.5	-	-	74%	85%	89%	Aconselhável seu emprego
R15C2	29.13	1/550	4.2	2.3	-	-	76%	86%	89%	Aconselhável seu emprego
R12C2	31.90	1/480	3.7	1.8	-	-	78%	87%	90%	Não Aconselhável por exceder (2),(4)
R17C3	27.11	1/690	4.3	2.5	-	-	-	75%	89%	Aconselhável seu emprego
R15C3	28.78	1/610	4.2	2.3	-	-	-	76%	90%	Aconselhável seu emprego
R12C3	33.16	1/580	3.7	1.8	-	-	-	77%	91%	Não Aconselhável por exceder (4)

Observações:

Critério de controle:

- (1) Recalque máximo (<40 mm);
- (2) Distorção angular admissível (>1/500);
- (3) Fator de segurança global do sistema ( $F.S_{Global Sistema} > 2,5$ );
- (4) Fator de segurança do grupo de estacas ( $F.S_{Grupo Estacas} > 2,0$ );
- (5) Tensões de colapso máximas de projeto.

Tabela 5.25 Resumo das considerações de avaliação para 26 e 32 estacas.

Tipo	Recalque Máximo (< 40 mm)	Distorção Angular Máxima (> 1/500)	Fator de Segurança Global do Sistema (F.S >2,5)	Fator de Segurança só Grupo de Estacas (F.S >2,0)	Tensão Efetiva Atuante / Tensão Efetiva Máxima de Projeto (%)					Avaliação das considerações analisadas para Projeto
					N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)	
Radier Estaqueado com 26 estacas										
R17SC	22.64	1/890	4.3	3.5	177%	164%	110%	73%	82%	Não Aconselhável por exceder (5)
R15SC	24.93	1/810	4.0	3.2	191%	169%	112%	74%	82%	Não Aconselhável por exceder (5)
R12SC	29.90	1/460	3.4	2.5	234%	183%	116%	75%	83%	Não Aconselhável por exceder (2),(5)
R17C1	22.72	1/920	5.1	3.5	-	84%	110%	73%	81%	Não Aconselhável por exceder (5)
R15C1	24.60	1/840	4.9	3.2	-	86%	111%	73%	81%	Não Aconselhável por exceder (5)
R12C1	29.38	1/680	4.3	2.5	-	94%	114%	74%	82%	Não Aconselhável por exceder (5)
R17C2	22.15	1/970	5.1	3.5	-	-	54%	73%	81%	Aconselhável seu emprego
R15C2	23.95	1/910	4.9	3.2	-	-	55%	73%	81%	Aconselhável seu emprego
R12C2	28.44	1/750	4.3	2.5	-	-	59%	73%	81%	Aconselhável seu emprego
R17C3	21.00	1/1060	5.1	3.5	-	-	-	62%	81%	Aconselhável seu emprego
R15C3	22.82	1/990	4.9	3.2	-	-	-	62%	80%	Aconselhável seu emprego
R12C3	26.88	1/830	4.3	2.5	-	-	-	64%	80%	Aconselhável seu emprego
Radier Estaqueado com 32 estacas										
R17SC	23.55	1/870	4.9	4.3	235%	166%	114%	74%	82%	Não Aconselhável por exceder (5)
R15SC	25.42	1/820	4.6	3.9	247%	170%	115%	75%	82%	Não Aconselhável por exceder (5)
R12SC	29.92	1/700	3.9	3.0	283%	181%	118%	75%	83%	Não Aconselhável por exceder (5)
R17C1	23.14	1/910	5.7	4.3	-	89%	114%	74%	82%	Não Aconselhável por exceder (5)
R15C1	24.96	1/850	5.5	3.9	-	91%	115%	74%	82%	Não Aconselhável por exceder (5)
R12C1	26.94	1/750	4.7	3.0	-	95%	117%	74%	82%	Não Aconselhável por exceder (5)
R17C2	22.36	1/980	5.7	4.3	-	-	59%	74%	82%	Aconselhável seu emprego
R15C2	24.11	1/920	5.5	3.9	-	-	59%	74%	82%	Aconselhável seu emprego
R12C2	28.29	1/770	4.7	3.0	-	-	61%	74%	82%	Aconselhável seu emprego
R17C3	21.34	1/1100	5.7	4.3	-	-	-	66%	82%	Aconselhável seu emprego
R15C3	22.97	1/1020	5.5	3.9	-	-	-	66%	81%	Aconselhável seu emprego
R12C3	26.79	1/860	4.7	3.0	-	-	-	67%	81%	Aconselhável seu emprego

Observações:

Crítério de controle:

- (1) Recalque máximo (<40 mm);
- (2) Distorção angular admissível (>1/500);
- (3) Fator de segurança global do sistema ( $F.S_{Global Sistema} > 2,5$ );
- (4) Fator de segurança do grupo de estacas ( $F.S_{Grupo Estacas} > 2,0$ );
- (5) Tensões de colapso máximas de projeto.

Com base nas tabelas resumo anteriores elaborou-se a Tabela 5.26, apresentando-se as melhores soluções aqui encontradas e possíveis de serem empregadas. Previamente, foram levadas em conta algumas sugestões e considerações complementares aos critérios de controle já definidos, fato este que permite analisar cada caso sob a ótica de um critério prático, considerando o aspecto de segurança e o custo do empreendimento, ambos definidos a seguir:

- Deve-se ter em conta que todos os sistemas considerados aceitáveis levaram em conta a aplicação de uma camada de solo melhorado com espessura maior ou igual a 2 m;

- Os sistemas de 19 estacas que foram aqui analisados e apresentaram valores de distorções angulares próximos ao limite admissível ( $>1/500$ ), não devem ser aplicados a projetos de fundação quando o carregamento for linear. Para estes casos, consideram-se valores de distorções angulares admissíveis superiores a ( $>1/700$ );
- Não se necessitam soluções com uma quantidade de estacas maior que 26 para se atingir os critérios de viabilidade, e sugere-se uma racionalização da quantidade de estacas para 22, diminuindo estas na região onde apresentaram tensões menores nas estacas;
- Os sistemas analisados que apresentam fatores de segurança na faixa do limite admissível, não devem ser considerados, pelo fato de que tais análises não levam em conta a aplicação de eventuais cargas horizontais, momentos fletores atuantes ou possíveis deficiências do processo construtivo, assim como recalques secundários, para o qual se sugere maiores estudos de campo, quando se optar por uma solução destas;
- Os análises aqui descritas consideram o critério de segurança, entretanto é importante avaliar o custo do empreendimento, aspecto este a ser sugerido para futuros trabalhos, a fim de avaliar as vantagens e desvantagens deste sistema proposto.

Tabela 5.26 Melhores soluções encontradas em sistema de radier estaqueado combinado.

Tipo	Recalque Máximo (< 40 mm)	Distorção Angular Máxima ( $> 1/500$ )	Fator de Segurança Global do Sistema (F.S $>2,5$ )	Fator de Segurança só Grupo de Estacas (F.S $>2,0$ )	Tensão Efetiva Atuante / Tensão Efetiva Máxima de Projeto (%)				
					N.S. (0 m)	Cota (-1 m)	Cota (-2 m)	Cota (-3 m)	Cota (-4 m)
Radier Estaqueado com 19 estacas									
R17C2	26.19	1/590	4.3	2.5	-	-	74%	85%	89%
R15C2	29.13	1/550	4.2	2.3	-	-	76%	86%	89%
R17C3	27.11	1/690	4.3	2.5	-	-	-	75%	89%
R15C3	28.78	1/610	4.2	2.3	-	-	-	76%	90%
Radier Estaqueado com 26 estacas									
R17C2	22.15	1/970	5.1	3.5	-	-	54%	73%	81%
R15C2	23.95	1/910	4.9	3.2	-	-	55%	73%	81%
R12C2	28.44	1/750	4.3	2.5	-	-	59%	73%	81%
R17C3	21.00	1/1060	5.1	3.5	-	-	-	62%	81%
R15C3	22.82	1/990	4.9	3.2	-	-	-	62%	80%
R12C3	26.88	1/830	4.3	2.5	-	-	-	64%	80%

### 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Este trabalho procurou aplicar e validar a metodologia de radier estaqueado sobre os solos colapsíveis do Distrito Federal para edifícios baixos, combinando assim o sistema de fundação com um solo melhorado de camada finita, com a finalidade de diminuir as tensões efetivas verticais atuantes sobre o solo e evitar o colapso geotécnico (controle da deformação volumétrica do solo) da estrutura. Para isso foi realizada uma serie de retroanálises numéricas dos testes de prova de carga, dos trabalhos de Sales (2000) e Mota (2003).

Concomitantemente, foi atingida uma validação e calibração numérica do modelo idealizado para o radier estaqueado e solo, considerando as condições de borda, o tipo de interpolação numérica, os tipos de elementos finitos, o modelo constitutivo empregado, e a quantidade de estágios para representar o processo construtivo, entre outros. Esta parte foi conseguida com ajuda da metodologia dos elementos finitos em 3D implementada no pacote CESAR-LCPC.

Foram realizadas análises de sensibilidade para o projeto em radier estaqueado “combinado”, através de uma serie de análises numéricas com variações da quantidade de estacas, dos comprimentos das estacas e da variação da espessura da camada de solo melhorada. Foram verificados em todas as análises os quatro critérios de projeto estabelecidos neste trabalho, sendo estes respectivamente o recalque admissível, a distorção angular, o controle das tensões máximas de colapso e, finalmente, os fatores de segurança global do sistema e parcial no grupo de estacas. Finalmente, foram escolhidas as combinações que tiveram as melhores soluções e que validam o emprego desta metodologia para o caso em estudo com solos do campo experimental da UnB.

Deste modo, as seguintes conclusões gerais podem ser extraídas do presente trabalho:

- ❖ Os parâmetros do solo argiloso de Brasília (Campo Experimental da UnB), encontrados aqui pelas retroanálises numéricas das provas de carga, e com ajuda da metodologia de elementos finitos em 3D (Programa CESAR-LCPC), são considerados aceitáveis ao se

encontrarem coerentes quando estes são comparados com os obtidos por outros autores, proporcionando o uso de tais dados nos próximos trabalhos de sensibilidade numérica desta solução (mas não em casos reais de projetos deste tipo no DF);

- ❖ As análises numéricas realizadas para o radier estaqueado, combinado com camadas de solo melhorado sobre o solo colapsível, mostraram que foi possível encontrar algumas alternativas satisfatórias a serem empregadas na realidade local, levando em conta as condições iniciais e as restrições descritas no presente trabalho;
- ❖ O sistema de radier estaqueado “combinado”, como solução viável e econômica para edifícios baixos assentes em solo colapsível típico do DF, leva em conta principalmente a redução das tensões efetivas atuantes na massa de solo subjacente e as demais variáveis de controle. Conclui-se, desta forma, que o aumento da espessura do solo melhorado reduz o incremento de carga nas estacas e permite um melhor controle do recalque diferencial além de diminuir as tensões atuantes no topo da camada de solo colapsível;
- ❖ A partir das investigações numéricas realizadas, os principais fatores eficazes no comportamento do radier estaqueado, combinado com camada de solo melhorada, foram o número de estacas e a espessura da camada melhorada abaixo do radier. Porém observa-se que a espessura da camada de solo melhorada tem um efeito muito pequeno na redução do recalque total;
- ❖ O aumento da espessura da camada de solo melhorada, quando combinado com o radier estaqueado, diminui razoavelmente os valores das tensões atuantes sob o solo natural, controlando assim as tensões que podem levar ao colapso caso haja umedecimento da massa terrosa por efeito de chuva (ou outro);
- ❖ O aumento da quantidade de estacas no sistema de radier estaqueado combinado permitiu a diminuição do recalque atuante no solo, da distorção angular e do aumento dos fatores de segurança global e parcial do sistema;
- ❖ A metodologia de elementos finitos em 3D foi uma ferramenta muito conveniente e satisfatória para se estimar numericamente o comportamento do sistema de radier estaqueado combinado com camada de solo melhorada, assente sobre solo colapsível. Embora ainda de cunho científico e acadêmico, esta alternativa ou ferramenta de análises deveria futuramente se integrar em projetos correntes de engenharia na região, especialmente aqueles com fundações flutuantes e radier sobre o solo colapsível do DF.



Apresentam-se a seguir as sugestões para futuras pesquisas:

- Realizar um trabalho de racionalização com base nas análises aceitáveis encontradas, considerando a variação da espessura do radier, o diâmetro e os comprimentos nas estacas segundo sua localização em relação as menores cargas atuantes;
- Para a redução do recalque diferencial se sugere linearizar o carregamento atuante sobre a fundação e que foi considerado pontual para esta dissertação;
- Sugere-se também, que estas análises sejam acompanhadas com a execução de provas de carga no campo para o radier estaqueado combinado com espessuras variáveis de solo melhorado, vindo a ser controlado com sua respectiva instrumentação;
- Realizar análises de sensibilidade com variação da localização das cargas, cargas horizontais e momentos atuantes sobre o radier estaqueado, para entender melhor o comportamento deste sistema sob distintas (e múltiplas) condições de carregamento;
- Para uma melhor representação numérica do modelo, aconselha-se tomar em conta nas próximas análises, o emprego de elementos de contato em 3D, modelos constitutivos que representem mais adequadamente o comportamento dos solos moles e colapsíveis, uma maior quantidade de estágios que permita simular melhor o processo construtivo, e a consideração da variabilidade dos resultados com o tempo;
- Realizar estudos numéricos comparativos do radier estaqueado combinado com diferentes tipos de solo melhorado como solo-cimento, solo-cal, ou solo-geotextil, entre outros, para finalmente se ter uma comparação da performance e os custos;
- Avaliar estas mesmas soluções levando em conta a compactação dinâmica do solo no lugar da eventual camada melhorada.

### 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122 (2010). Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 91 p.

ANJOS, M, G, J. (2006). Estudo do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais. Teses de Doutorado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Publicação G.TD-033/06, 341p.

ASSIS, A. P.; FARIAS, M. M. (1998). Escavações de túneis em solos porosos e colapsíveis: Caso histórico do Metrô/DF. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Brasília, Vol. 4, pp. 179-194.

ARAKI, M. S. (1997). Aspectos Relacionados às Propriedades de Solos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Publicação G.DM-040A/97, 121p.

BACELAR, C. J. R. (2003). Análises de Recalque em Radiers Estaqueados. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 193 p.

BAGHDADI, Nadher Hassan Jawad al. (2006). Soil - Pile - Raft Analysis by the Finite Element Method. Civil Engineering. Kufa University.

BARDEN, L., McGown, A. & Collins, K. (1973). The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil. Engineering Geology, 7: 49-60.

BEZERRA, J. E. (2003). Estudo do Comportamento de Fundações em Radier Estaqueado: Conceitos e Aplicações. Dissertação de Mestrado, Publicação nº G.DM-104/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 193 p.

BITTENCOURT, D. M. A. (2012). Construção de uma Ferramenta Numérica para Análise de Radiers Estaqueados. Dissertação de Mestrado. Publicação D0052G12, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 224 f.

BJERRUM, L. (1963). Allowable Settlement of Structures, Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol III, pg 135–137.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., Nunes, P.M. , & Berberian, D (1987). Influencia do pH do Líquido de Saturação na Colapsibilidade (em espanhol). VIII CPMSIF – PCSMFE, Cartagena, Colômbia, 1-8.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Mortari, D., Araki, M.S. & Palmeira, E.M. (1994). Aspectos Relativos à Colapsibilidade da Argila Porosa de Brasília, Distrito Federal. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, 3: 1157-1163.

CINTRA, J.C.A.; Albiero, J.H. (1985). Capacidade de Carga de Estacas. São Carlos EESC/USP, (Apostila).

CINTRA, J.C.A.; Nogueira, J.B. ; Hermany filho, C. (1986). Shallow Foundations on Collapsible Soils. In: 5th International Congress on Engineering Geology, Buenos Aires. Proceedings. Rotterdam : Balkema, 1986. v. 03. p. 673-675.

CINTRA, J.C.A. (1998). Fundações em Solos Colapsíveis. Gráfica da EESC/USP, São Carlos. 106p.

CINTRA, J. C. A. & ; AOKI, N. (2009). Projeto de fundações em solos colapsíveis. Serviço Gráfico da EESC-USP, São Carlos, 2009, 99 p.

CORDEIRO, A.F.B. (2007). Avaliação Numérica de Reforço de Grupo de Estacas pela Introdução de Estacas Adicionais. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-155/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 118p.

CUNHA, R.P. & Sales, M.M. (1998). Field Load Tests of Piled Footings Founded on a Tropical Porous Clay. Proc. 3rd Int. Geot. Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, p. 433-438.

CUNHA, R.P., Bezerra, J.E., Small, J.C. E Zhang, H.H. (2002). Parametric Analysis of Piled Rafts Founded on a Tropical Clay of Brazil. IX International Conference of Piling and Deep Foundation. Nice, pp. 249-256.

CUNHA, R.P., Kuklik, P. (2003). Numerical Evaluation of Pile Foundations in Tropical Soils of the Federal District of Brazil by Means of a Semi-Analytical Mathematical Procedure. Revist soil & rock, Pub. 2003, São Paulo, pp.167-182.

CHUN-YI Cui., et al. (2010). A Study on Time Effects of Piled Raft System by using Computational Methods. Geotechnical Special Publication, 42–51.

CHOW, S. W. C. (2007). Analysis of Piled-Raft Foundations with Piles of Different Lengths and Diameters. PhD Thesis (Degree of Doctor of Philosophy) - School of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney, 358 f.

DÍAZ, R. (2008). Estudio de la interacción suelo-pilote bajo carga axial para el diseño geotécnico, Trabajo de Diploma, ISPJAE, La Habana, pp.112.

DOEHLER, T. A. (2012). Análise da Interação Solo-Estrutura em Blocos sobre Estacas via Modelagens Numéricas. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 94 f.

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

EL-MOSSALAMY, Y.; Franke, E. (1997). Piled Rafts: Numerical Modelling to Simulate the Behaviour of Piled Raft foundations. Darmstadt, Germany, 182 p.

FERREIRA, S. R. M. (1995). Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação. Tese de Doutorado em Ciências em Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Brasil.

FIGUEREDO, S. S. (2010). Análisis del Comportamiento de Balsas de Cimentación combinadas con Pilotes por el Método de los Elementos Finitos en 3D. Tesis de Maestría. Instituto Superior Politecnico Jose a. Echevarria. La Habana, 94 p.

FRANKE, E. (1991). Measurements Beneath Piled Rafts. Key note lecture to the ENPC Conf. on Deep Foundations, Paris, p. 1-28.

FRANKE, E., Lutz, B. & EL-Mossalamy, Y. (1994). Measurements and Numerical Modelling of High-Rise Building Foundations on Frankfurt clay. Conference on Vertical and Horizontal Def. of Found. and Embankments, Texas, ASCE Geot. Special Publ., N. 40(2) : 1325-1336.

FRANKE, E.; EL-Mossallamy, Y.; Wittmann, P. (2000). Calculation Methods for Raft Foundations in Germany. In: HEMSLEY, J. A. (editor). Design applications of raft foundations. 1sted. London: Thomas Telford Ltd. 2000. p. 283-322.

FUTAI, M.M. (1997). Análises de Ensaio Oedométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rj, 255 p.

GANDHI, S. R.; Maharaj, D. K. (1995). Comportamento de Radier Estaqueado Sobre Carga Uniforme (Em Inglês). Indian Geotechnical Conference (p. 4). Bangalore.

GUIMARÃES, R. C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-090A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.

GUTIERREZ, M. N.H. (2005). Influências de Aspectos Estruturais no Colapso de Solos do Norte do Paraná. Tese de Doutorado em Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Publicação G.TD/9841, 310p.

JANDA, T., Cunha, R.P., Kuklik, J., Anjos, G.M. (2009). Three Dimensional Finite Element Analysis and Back-analysis of CFA Standard Pile Groups and Piled Rafts Founded on Tropical Soil. Soils and Rocks, São Paulo, Nice, pp. 31(3).

JENNINGS, J.E. & Knight, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres, Proceedings, v.1, p.316-319.

HACHICH, W.; Falconi, F. F.; Saes, J. L.; Frota, R. G. Q.; Carvalho, C. S.; Niyama, S. (1998). Fundações: Teoria e Prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 p. ISBN: 85-7266-098-4.

IBAÑEZ M., L. O. (2011). Modelación de Cimentaciones sobre Pilote. Análisis de balsas combinadas con pilotes. CAPES-MES/CUBA, p. 1-25.

KATZENBACH, R.; Arslan, U.; Moormann, C. (2000). Piled raft foundation Projects in Germany. In: Hemsley, J. A. (editor). Design applications of Raft Foundations. 1st London: Thomas Telford Ltd. 2000. p. 323-391.ed.

KATZENBACH, R. (2012). Theory and Practice of Cost-Optimised and Sustainable Deep Foundation Systems for High-Rise Buildings and Civil Engineering Structures. SEFE7.

KUWABARA, F.(1989). Na Elastic Analysis for Pile Raft Foundations in a Homogeneous soil. Soils and Foundations, Tokyo, v. 1, 29, p. 82-92.

LEE, J., Kim, Y., & Jeong, S. (2010). Three-Dimensional Analysis of Bearing Behavior of Piled Raft on Soft Clay. Computers and Geotechnics, 37(1-2), 103–114.

LEE, S. W.; Cheang, W. W. L.; Swolfs, W. M.; Brinkgreve, R. B. J. (2010). Modelling of Piled Rafts with Different Pile Models. 7th European Conference On Numerical Methods In Geotechnical Engineering (NUMGE) , Trondheim, Norway. Proceedings. London: Taylor & Francis Group, 2010, p. 637-642. ISBN 978-0-415-59239- 0.

LIMA, B.S. (2007). Otimização de Fundações Estaqueada. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Publicação G.DM - 151 A/07, 118 p.

LUTENEGGER, A.J. & Saber, R.T. (1988). Determination of Collapse Potential of Soils. Geotechnical Testing Journal, ASTM, v.11, n.3, p.173-178.

LCPC (2005). Bulletin des Laboratoires es Ponts et Chaussées.

MANDOLINI, Alessandro. (2003). Design of Piled Raft Foundations: Practice and Development. In: VI International Seminar on Bored and Auger Piles. Bélgica. p. 59-82.

MAHARAJ, D. K. (2003). Load-Settlement Behaviour of Piled Raft Foundation by Three Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis. Electronic Journal Geotechnical Engineering, 8C.

MAHARAJ, D.K. & Gandhi, S.R. (2004). Non-linear Finite Element Analysis of Piled Raft Foundations. Geotechnical Engineering, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, July 2004, Vol. 157, GE3, pp 107-113.

- MARQUES, R.,F.,E. (2006) Comportamento de Túneis Superficiais Escavados em Solos Porosos o Caso do Metro de Brasília/DF. Teses de Doutorado em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia e Fundações. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra- FCT, Portugal, 462p.
- MARIZ, D.F. (1993). Um Estudo Químico Mecânico sobre o Colapso de Solos Residuais Sesquióxidos Micro-agregados do Planalto Central. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, RJ, 168 p.
- MENDONÇA, M. B. (1990). Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa – Bahia. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- MENDONÇA, A.F., Lima, A. Barros, J.G.C., Cortopassi Júnior, R., Cortopassi, R. (1994). Critérios Geológicos e Geotécnicos para Execução de Sondagens na Área do Distrito Federal, X COBRAMSEF, 389-394.
- MOTA, N, M, B (2003). Ensaio Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. Tese de Doutorado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Publicação G.TD/013A, 335p.
- NOVAK et al, L. J. (2005). Analysis of Pile-Raft Foundations with 3D Finite-Element Method. Foundations, 1–12.
- ORTIGAO, J.A.R (1996). In Situ Test in Brasília Porous Soil. Canadian: J.33: pp. 189-196.
- OTTAVIANI, M., (1975). Three-dimensional Finite Element Analysis of Vertically Loaded Pile Groups. Géotechnique, London, v. 25, n. 2, p. 159-174.
- PASTORE, E.L. (1996). Descrição do Perfil de Solo do Campo Experimental da UnB. Comunicação Pessoal confirmada em setembro de 2000.
- PEIXOTO, R. J. (1999). Aplicação de Modelos Constitutivos na Avaliação do Comportamento Mecânico da Argila Porosa Colapsível do Distrito Federal, Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. 191p.
- PEREZ, E.N.P. (1997). O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 049A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146 p.
- POULOS, H. G. & Davis, E. H. (1980). Pile Foundations Analysis and Design. John Wiley and Sons, New York, 397p.
- POULOS, H.G. (1989). Pile Behaviour – Theory and Application. Geotechnique, 39(3): 365-415.

- POULOS, H.G. (1991). Foundation Economy via Piled Raft Systems. Keynote Paper of 'Pile talk International' 91. Kuala Lumpur. p. 97-106.
- POULOS, H.G. (1998). The Pile-Enhanced Raft as an Economical Foundation System. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. pp. 27-43.
- POULOS, H. G. (2000). Practical Design Procedures for Piled Raft Foundations. In: Design Applications of Raft Foundations, Hemsley, J. A. Ed. Thomas Telford. 2000, p. 425-467.
- POULOS, H. G. (2001). Piled Raft Foundations: Design and Applications. *Géotechnique*, 51, no 2, p. 95-113, 2001a.
- POULOS, H. G.; Bunce, G. (2008). Foundation design for the Burj Dubai : the world's tallest building. 6th int. Conf. On case histories in geotechnical engineering and symposium in honor of professor James K. Mitchell, Arlington. Proceedings. Arlington, Paper N° 1.47, p. 1-16.
- POULOS, H. G., Small, J. C., & Chow, H. (2011). Piled Raft Foundations for Tall Buildings. *Geotechnical Engineering*, 42(2), 78-84.
- RABIEI, M. (2009). Parametric Study for Piled Raft Foundations. *EJGE*, 1-11.
- RABIEI, M. (2010). Effect of Pile configuration and Load Type on Piled Raft Foundations Performance. *Geotechnical Special Publication*, 34-41.
- REINALDO, R. L. (2010). Diseño geotécnico de Losas Pilotadas bajo la acción de Cargas Verticales. Aplicación de la Teoría de Seguridad. Msc en Máster en mecánica de suelos e ingeniería geotécnica. Universidad Politécnica de Madrid.
- REGINATTO, A. (1970). Suelos Colapsibles : Prediction de la Susceptibilidad al Colapso. Proc. 2nd Reunion Argentina Mec. Suelos Ing. Fundac., Cordoba, Vol. 1-7, pp. 1-7.
- REGINATTO, A.R. & Ferrero, J.C. (1973). Collapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Proceedings, v.2.2, p.177-183.
- REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. (1973). Collapse Potential of Soils and Soil Water Chemistry. Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscow, Vol. 2.2, pp. 177-183.
- REUL, O.; Randolph, M. F. (2003). Piled rafts in Overconsolidated Clay Comparison of in Situ Measurements and Numerical Analyses. *Géotechnique*, London, v. 53, n. 3, p. 301-315, 2003.
- RODRIGUES, R.A. (2003). A Influência do Esgoto Doméstico como Fluido de Saturação no Colapso de um Solo Arenoso. Dissertação de Mestrado. UNESP, Ilha Solteira/SP, 115 p.
- SANCTIS de L. & Mandolini A., (2006). Bearing Capacity of Piled Raft on Soft Clay Soils. *Journal of Geotech. and Geoenvironmental Eng.* vol. 132, no. 12, pp. 11.

SALES, M.M., Cunha, R.P. & Jardim, N.A. (1999). Analysis of Piled Footing Tests on a Tropical Porous Clay. XI Panamerican Conf. on Soil Mech. and Geot. Eng., Foz do Iguaçu, Brasil. Vol. 3: 1395-1402.

SALES, M. M. (2000). Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. Tese de Doutorado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Publicação G.TD/002A, 229p.

SOUSA, L. C. M. & Cunha, R. P., (2005). Estudo Experimental de Comportamento de Sapatas Estaqueadas Assentes em Solo Poroso colapsível. Solos e Rochas, São Paulo, 28, (2): 229- 240, Maio-agosto-2005.

SOUZA, R, S (2010). Análise dos fatores de Interação entre Estacas em Radier Estaqueado: Comparação entre duas Ferramentas Numéricas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Publicação D0019G10, 206p.

SINHA, J & Poulos, H.G. (1997). Piled Raft Foundation Systems in Swelling and Shrinking Soils. Proc. 14th Int. Conf. Soil. Mechs. Found. Eng., Hamburg. 2:1141-1144.

TAN, Y.C. & Chow, C. M. (2004). Design of Piled Raft Foundation on Soft Ground.

VAN IMPE, W. F. (2001). "Methods of Analysis of Piled Raft Foundations", International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Technical Committee TC18 on Piled Foundations.

VARGAS, M. (1978). Introdução à Mecânica dos Solos. 2a Edição, Mc Graw-Hill do Brasil, São Paulo, 509p.

ZHANG, H. H. and Small, J. C. (2000). "Analysis of Capped Pile Groups subjected to Horizontal and Vertical Loads", Computers and Geotechnics, Vol. 26, pp. 1-21.



---

**APÊNDICE A: CARGAS DE RUPTURA NAS ESTACAS - MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953)**

Para a obtenção da carga última nas estacas já definidas, aplicou-se o método de Van Der Veen (1953). Assim para a extrapolação do presente método se descreve a curva carga x recalque ( $P, \rho$ ) pela seguinte Equação A.1.

$$P = P_{ult} (1 - e^{-a\rho}) \quad (A.1)$$

Sendo  $a$  o coeficiente que define a forma da curva. Esta curva é assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura ( $P_{ult}$ ).

Reescrevendo essa função  $P = P(\rho)$  tem-se a Equação A.2, que corresponde a uma reta que passa pela origem, quando plotada em uma escala semi-logarítmica de base neperiana.

$$a\rho = -\ln(1 - P/P_{ult}) \quad (A.2)$$

O coeficiente  $a$  representa o coeficiente angular dessa reta.

Partindo dos pontos ( $P, \rho$ ) obtidos na prova de carga, deve-se encontrar, por tentativas, o valor de  $P_{ult}$  que conduz à melhor regressão linear pelos pontos  $[-\ln(1 - P/P_{ult}), \rho]$ . Estes valores são plotados em um gráfico. Assim novas tentativas são realizadas com outros valores de  $P_{ult}$ . Quando isto resultar um gráfico reto, o valor adotado de  $P_{ult}$  que o originou corresponde à carga de ruptura. Estes valores são apresentados a seguir.

Tabela A.1 Valores de cargas de ruptura e admissível das estacas isoladas a serem empregadas.

Itens	Tipo de Elemento	Modulo Elasticidade Concreto (GPa)	Comprimento (m)	Diâmetro (cm)	Carga Ruptura (kN)	Carga Admissivel (kN)
1	Estaca Isolada	15.00	17	50	1300	650
2	Estaca Isolada	15.00	15	50	1200	600
3	Estaca Isolada	15.00	12	50	920	460

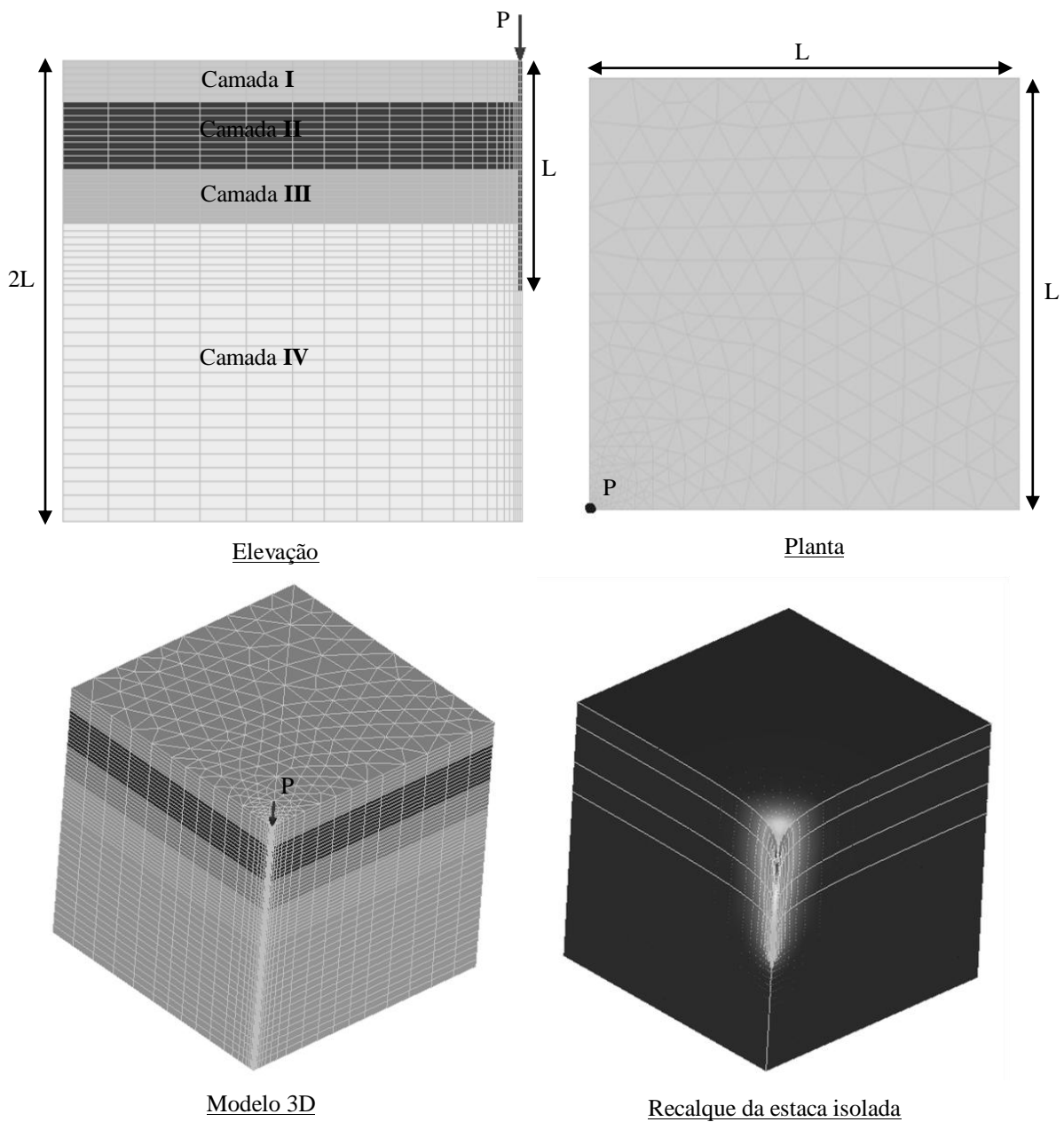


Figura A.1 – Condições geométricas e o vista isométrica do modelo para idealizar a estaca isolada com o programa CESAR-LCPC.

Observações:

- Os valores dos parâmetros das camadas são os obtidos pelas retroanálises do Capítulo 3;
- As propriedades do concreto foram as do projeto convencional (bloco tipo II);
- O valor de  $P_{ult}$  inicial para as análises foi obtido de forma tentativa (iterativa), com a finalidade de se obter a curva carga recalque numericamente;

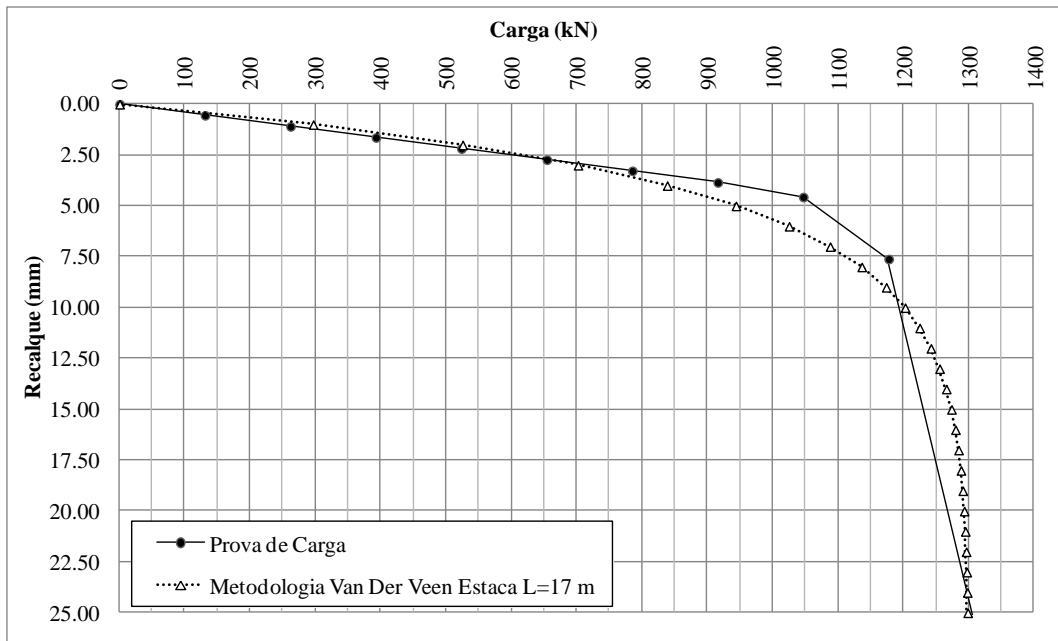


Figura A.2 - Estimação da carga de ruptura para estacas com D=0.50 m, L=17 m.

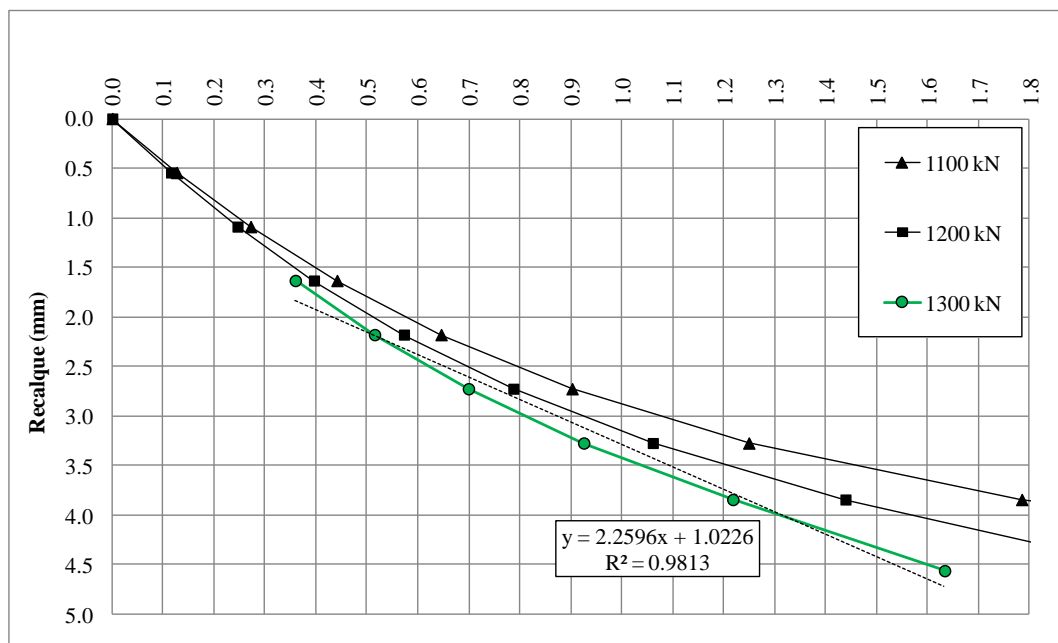


Figura A.3 - LN(1-P/Pult) x recalque para estacas com D=0.50 m, L=17 m.

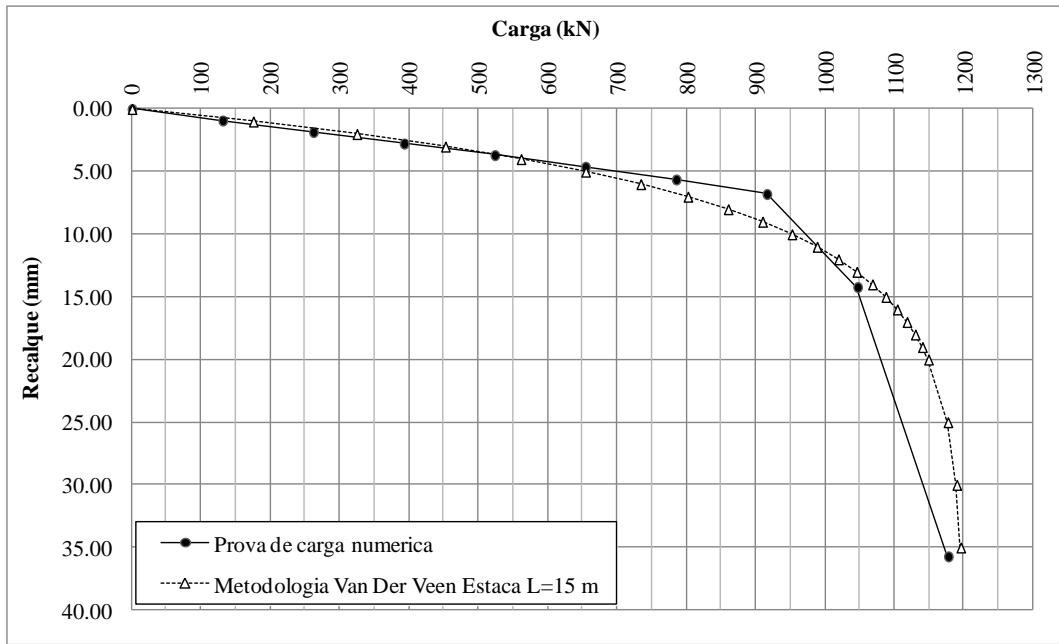


Figura A.4 - Estimação da carga de ruptura para estacas com D=0.50 m, L=15 m.

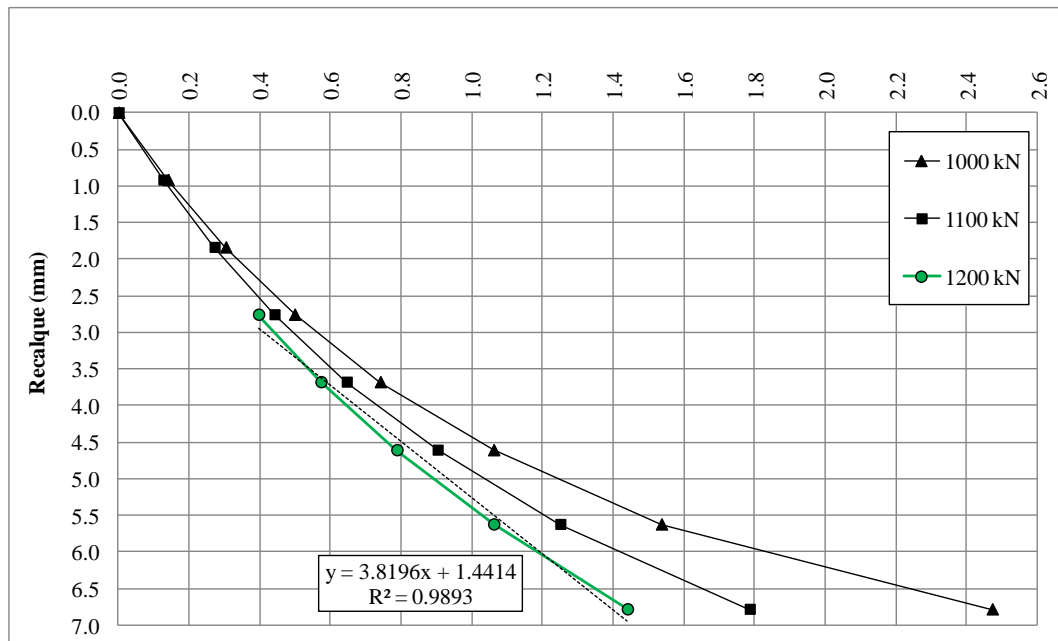


Figura A.5 - LN(1-P/Pult) x recalque para estacas com D=0.50 m, L=15 m.

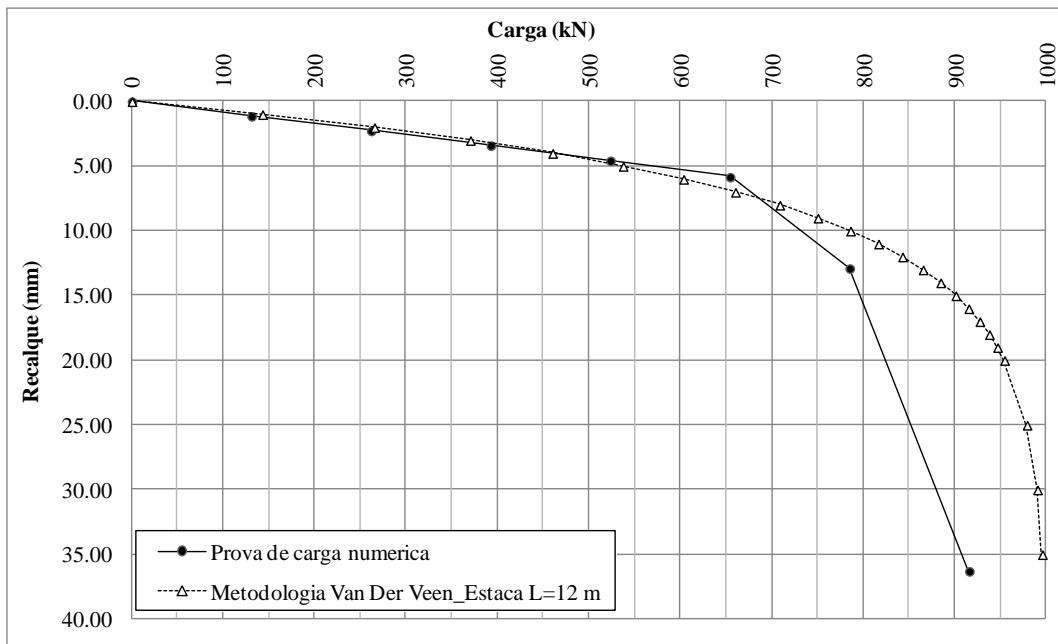


Figura A.6 - Estimação da carga de ruptura para estacas com D=0.50 m, L=12 m.

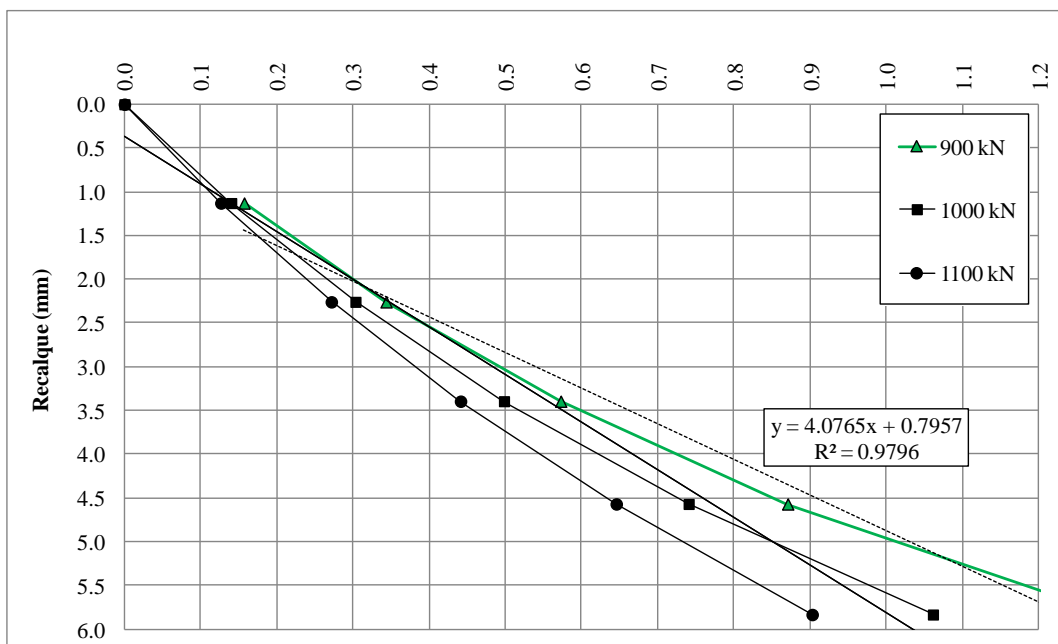


Figura A.7 - LN(1-P/Pult) x recalque para estacas com D=0.50 m, L=12 m.