



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Luizimar Feliciano de Araújo Júnior


**Análise Numérica do Efeito de Sobrecargas Assimétricas em
Estacas: Estudo de Caso de Pontes nas Obras do Arco
Metropolitano**

Rio de Janeiro

2015

Luizimar Feliciano de Araújo Júnior

Análise numérica do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas: Estudo de caso de pontes nas obras do Arco Metropolitano



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Coorientador: Prof. Dr. Rogério Luiz Feijó

Rio de Janeiro

2015

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

A658 Araújo Junior, Luizimar Feliciano de.
Análise numérica do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas: estudo de caso de pontes nas obras do Arco Metropolitano / Luizimar Feliciano de Araújo Junior. – 2015.
131 f.

Orientador: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.

Coorientador: Rogério Luiz Feijó.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Pontes - Dissertações. 3. Estacas (Engenharia civil) - Dissertações. 4. Metodo dos elementos finitos - Dissertações. I. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II. Feijó, Rogério Luiz. III. Universidade do Estado do Rio. IV. Título.

CDU 624.21:519.62

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Luizimar Feliciano de Araújo Júnior

Análise numérica do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas: estudo de caso de pontes nas obras do Arco Metropolitano

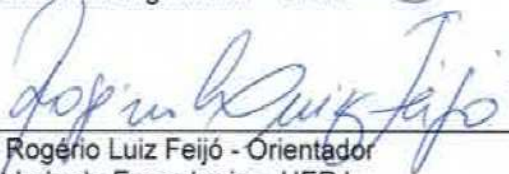
Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 27 de maio de 2015.

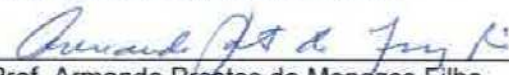
Banca Examinadora:



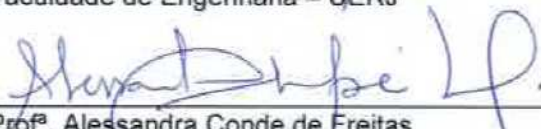
Prof.^a Ana Cristina Castro Fontenla Sierra – Presidente / Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Rogério Luiz Feijó - Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Armando Prestes de Menezes Filho
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof.^a Alessandra Conde de Freitas
Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ

Rio de Janeiro

2015

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória. Aos meus pais, por toda educação e carinho que recebi e à minha amada esposa por estar sempre ao meu lado, me completando em tudo.

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof^a. Doutora Ana Cristina Castro F. Sieira, Prof. Doutor Rogério Luiz Feijó por toda a ajuda e demonstração de força de vontade, pela excelente orientação, apontando os melhores caminhos, dando estímulos para o desenvolvimento deste trabalho e pela amizade demonstrada nesses anos.

Aos professores, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, durante a época da graduação e agora do mestrado.

Aos meus amigos de mestrado, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário.

A instituição para a qual trabalho (Tribunal de Contas do Município do Rio de Janeiro), que por meio da 2^a Inspetora Geral de Controle Externo, Simone Souza de Azevedo, possibilitou a execução deste curso.

A UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

Comece fazendo o que é necessário, depois o que é possível, e de repente,
você estará fazendo o impossível

São Francisco de Assis

RESUMO

ARAÚJO JUNIOR, Luizimar Feliciano de. *Análise numérica do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas: estudo de pontes nas obras do Arco Metropolitano*. 2015. 131f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

O presente trabalho aborda o efeito de sobrecargas assimétricas em estacas, através do estudo de caso de encontros da Ponte do Rio Capivari nas obras do Arco Metropolitano. Neste caso específico as estacas foram construídas previamente a execução de aterros em terra armada e para minimizar o efeito de Tschebotarioff o solo foi reforçado com colunas de brita. Com embasamento na revisão bibliográfica apresentada foi realizada a análise pelo Método dos Elementos Finitos. Esta análise, realizada pelo programa computacional Plaxis, teve como foco principal a obtenção dos deslocamentos e momentos fletores nas estacas para os dois casos analisados: sem colunas de brita e com solo homogêneo equivalente (com colunas de brita). Foi possível verificar a influência da introdução das colunas de brita na redução dos momentos fletores e deslocamentos horizontais nas estacas dos encontros. Realizou-se ainda uma simulação em que as estacas seriam construídas após a realização dos aterros em “terra armada” onde pode-se constatar que o efeito de sobrecargas assimétricas seria mitigado. Foi efetuada também a comparação entre os deslocamentos provenientes de dados coletados da instrumentação de campo (inclinômetros) e os obtidos pelas análises numéricas, estando os mesmos compatíveis entre si, demonstrando que a metodologia adotada para simulação das colunas de brita no Método dos Elementos finitos foi adequada.

Palavras-chave: Efeito de sobrecargas assimétricas; Tschebotarioff; Aterro em terra armada; Colunas de brita; Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

ARAÚJO JUNIOR, Luizimar Feliciano de. *Case study bridge in Metropolitan Arch works*. 2015. 131f. Dissertation (Master's degree in Civil Engineering) - Engineering College, University of Rio de Janeiro State, Rio de Janeiro, 2015.

The current paper is on asymmetrical overloads effect on stakes, through the case study of Capivari River Bridge's encounters in Metropolitan Arch's works. In this particular case, the stakes were built before embankments were made on reinforced land and, the soil was reinforced with stone columns and to minimize the Tschebotarioff effect. Finite Element Method was analyzed based on the bibliographic review submitted. This analysis, carried out by the computer program Plaxis, had as the main focus to obtain the displacements and bending moments in the stake without stone columns and equivalent homogeneous soil (with stone columns). Verifying the influence of the introduction of stone columns to reduce bending moments and horizontal displacement in stakes encounters was possible. A simulation was carried out in which the stakes would be built after the completion of embankments on "reinforced land" where the asymmetrical overloads effect would be mitigated can be seen. Also, a comparison among displacements from data collected from the field instrumentation (inclinometer) and those obtained by numerical analysis was made, they are compatible among themselves, showing that the methodology used for simulation of stone columns in Finite Element Method was appropriate.

Keywords: Asymmetrical overloads effect; Tschebotarioff; Embankment on reinforced soil; Stone columns; Finite Element Method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Exemplos de Efeito de Tschebotarioff (Velloso e Lopes, 2011).....	20
Figura 2 – Proposta de Tschebotarioff: (a) caso em que a estaca pode ser considerada engastada no bloco; (b) esquema de cálculo para esse caso e (c) caso em que a estaca não pode ser considerada engastada no bloco (Velloso e Lopes, 2011)	23
Figura 3 – Método de Weinz (1963)	25
Figura 4- Estacas submetidas a tensões laterais na vizinhança de um talude. (Velloso e Lopes, 2011)	28
Figura 5- Condições de contorno de deslocamento lateral (Velloso e Lopes, 2011).	29
Figura 6 – Notação utilizada (Marche e Lacroix, 1972)	30
Figura 7 – Movimentos observados (Marche e Lacroix, 1972).....	31
Figura 8 – Nível de carregamento provável que indica movimentos apreciáveis (Marche e Lacroix, 1972)	32
Figura 9 – Deslocamentos relativos em função da flexibilidade relativa (Marche e Lacroix, 1972).....	33
Figura 10 – Distribuição inicial assumida (Poulos, 1973)	35
Figura 11 – Distribuição assumida para deslocamento do solo (Poulos, 1973)	36
Figura 12 – Maciço multicamadas atravessado por um grupo de estacas (Ratton, 1985)	40
Figura 13 – Esquema simplificado de reforço de solo aluvionar para execução de aterro de apoio de uma plataforma de uma via de comunicação (Ratton, 1985)	41
Figura 14 – Representação da profundidade, da intensidade de corrente elétrica e do volume de brita consumido na construção de uma coluna de brita em função do tempo (Vibro Systems Inc., 2004)	47
Figura 15 – Gráfico de dimensionamento de coluna de brita (Priebe, 1995)	52
Figura 16 - Traçado do Arco Metropolitano (Secretaria de Obras - Governo do Estado do Rio de Janeiro)	53
Figura 17 - <i>Traçado do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro (Antunes, 2012)</i>	54
Figura 18- Vista da execução das Pontes sobre o Rio Capivari (Pires, 2013)	55
Figura 19 - Perfil geotécnico do encontro 1 da pista direita	57
Figura 20 - Perfil geotécnico do encontro 2 da pista direita	57

Figura 21 - Perfil geotécnico do encontro 1 da pista esquerda	58
Figura 22 - Perfil geotécnico do encontro 2 da pista esquerda	58
Figura 23- Distribuição das colunas de Brita (Projeto do reforço)	59
Figura 24- Corte execução de colunas de brita (Projeto)	60
Figura 25 - Detalhe da distribuição da malha das colunas de brita (Projeto)	60
Figura 26 - Gráfico de Osterberg (Apud Caputo, 1987)	62
Figura 27 - Correlação entre densidade relativa e NSPT (Saxena e Srinivasulu,1982)	64
Figura 28- Ábaco de Mello (1967)	64
Figura 29 - Ábaco de Mitchell e outros (1978).....	65
Figura 30 – Razão entre E/N_{60} e taxa de carregamento (Stroud, 1989).....	66
Figura 31- Índice de Vazios e_0 (Antunes, 2012)	69
Figura 32- Variação do Índice de Compressão (C_c) com a profundidade (Antunes, 2012)	69
Figura 33 - Valores do Coeficiente de adensamento vertical (c_v) (Antunes, 2012)...	70
Figura 34- Valores de Razão de Compressão (CR) (Antunes, 2012)	70
Figura 35 - Fator de concentração de tensões.....	77
Figura 36 - Malha Deformada E1-PD - sem colunas de brita	79
Figura 37 - Deslocamentos horizontais E1-PD - sem colunas de brita	79
Figura 38 - Malha deformada E1-PD – solo homogêneo equivalente.....	80
Figura 39 - Deslocamentos horizontais E1-PD - solo homogêneo equivalente.....	80
Figura 40 - Malha deformada E2-PD - sem colunas de brita.....	81
Figura 41 - Deslocamentos horizontais E2-PD - sem colunas de brita	81
Figura 42 - Malha deformada E2-PD - solo homogêneo equivalente.....	82
Figura 43 - Deslocamentos horizontais E2-PD - solo homogêneo equivalente.....	82
Figura 44 - Malha deformada E1-PE - sem colunas de brita.....	83
Figura 45 - Deslocamentos horizontais E1-PE - sem colunas de brita.....	83
Figura 46 - Malha deformada E1-PE - solo homogêneo equivalente	83
Figura 47 - Deslocamentos horizontais E1-PE - solo homogêneo equivalente	84
Figura 48 - Malha deformada E2-PE- sem colunas de brita.....	84
Figura 49 - Deslocamentos horizontais E2-PE - sem colunas de brita.....	85
Figura 50 - Malha deformada - E2-PE- solo homogêneo equivalente	85
Figura 51 - Deslocamentos horizontais E2-PE - solo homogêneo equivalente	85

Figura 52 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E1-PD – sem colunas de brita	87
Figura 53 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E1-PD- solo homogêneo equivalente	87
Figura 54 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E2-PD – sem colunas de brita	88
Figura 55 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E2-PD – solo homogêneo equivalente	88
Figura 56 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E1-PE – sem colunas de brita	89
Figura 57 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E1-PE – solo homogêneo equivalente	89
Figura 58 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E2-PE – sem colunas de brita	90
Figura 59 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E2-PE – solo homogêneo equivalente	90
Figura 60 – Momentos fletores E1 e E2 – Pista direita – solo homogêneo equivalente - estacas executadas após aterro	92
Figura 61 - Momentos fletores E1 e E2 – Pista esquerda – solo homogêneo equivalente - estacas executadas após aterro	93
Figura 62 - Localização do tubo guia do inclinômetro	94
Figura 63 - Comparação entre deslocamentos previstos e medidos - E1-PD	95
Figura 64 - Comparação entre deslocamentos previstos e medidos – E2-PD	96
Figura 65 - Comparação entre deslocamentos previstos e medidos – E1-PE	97
Figura 66 - Comparação entre deslocamentos previstos e medidos – E2-PE	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Granulometria de material de enchimento (Federal Highway Administration)	44
Tabela 2 - Características de colunas de brita e do solo natural (adaptado de Besançon et al, 1984)	45
Tabela 3 - Diâmetros de colunas de brita construídas com o vibrador de alimentação na ponta, em função do tipo de solo (adaptado de Silva Pereira, 1983)	45
Tabela 4- Informações de aterros e estacas encontros da Ponte do Rio Capivari....	59
Tabela 5 - Análise do efeito de sobrecargas assimétricas nos encontros da Ponte do Rio Capivari.....	61
Tabela 6- Estimativa do módulo de deformabilidade por Clayton (1986)	65
Tabela 7 - Tabela para obtenção de S_u (Terzaghi e Peck, 1967).....	67
Tabela 8- Parâmetros obtidos por Marques et al (2008)	68
Tabela 9 - Parâmetros obtidos por Almeida et al (2005)	68
Tabela 10- Resumo da variação de parâmetros na literatura	70
Tabela 11 - Parâmetros do solo - E1 Pista Direita	75
Tabela 12 - Parâmetros do solo - E1 Pista esquerda.....	76
Tabela 13 – Parâmetros do solo - E2 Pista direita	76
Tabela 14 - Parâmetros do solo E2 - Pista esquerda.....	76
Tabela 15 - Influência da introdução das colunas de brita nos deslocamentos horizontais	86
Tabela 16 – Resumo de deslocamentos horizontais e momentos fletores nas estacas	91
Tabela 17 – Comparação dos momentos fletores máximos teórico e obtidos pela modelagem computacional.....	92
Tabela 18 - Comparação de deslocamentos horizontais máximos	99

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Norma Técnicas
DER-RJ	Departamento de Estradas e Rodagem do Rio de Janeiro
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
FIRJAN	Federação das Indústrias do Rio de Janeiro
FHWA	Federal Highway Administration
PAC	Programa de Aceleração do Crescimento
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	16
Objetivo	17
Metodologia	17
Estrutura da dissertação	18
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
1.1 Efeito de sobrecargas assimétricas	19
1.2 Principais pesquisas e contribuições sobre o efeito de sobrecargas assimétricas	21
1.2.1 Heyman e Boersma (1961)	21
1.2.2 Tschebotarioff (1962)	22
1.2.3 Pesquisa em Allamuchy, New Jersey (1970)	23
1.2.4 Wenz (1963).....	25
1.2.5 Teste realizado pela empresa Pieux Franki	26
1.2.6 Testes realizados por Leussink e Wenz em 1969	26
1.2.7 De Beer et al (1972)	27
1.2.8 Aoki (1970)	29
1.2.9 Marche e Lacroix (1972).....	30
1.2.10 Poulos (1973)	34
1.2.11 Bigot et al (1977)	37
1.2.12 Velloso e Grillo (1982)	37
1.2.13 Ratton (1985)	38
1.3 Estabilização e reforço de aterros sobre solo mole com colunas de brita ..	40
1.3.1 Objetivo de aplicação das colunas de brita	40
1.3.2 Material de enchimento	43
1.3.3 Métodos de Execução	46
1.3.4 Instrumentação e Controle	48
1.3.5 Aspectos Construtivos.....	48
1.3.6 Dimensionamento de colunas de brita – Métodos de Homogeneização	49
2 CASO DE OBRA	53
2.1 Considerações Gerais	53

2.2	Localização do Segmento em Estudo	54
2.3	Concepções do Projeto	55
2.4	Geometria.....	56
2.5	Avaliação do Efeito de Sobrecargas Assimétricas	61
2.6	Metodologia para obtenção de parâmetros	63
2.6.1	Correlações com resultados de sondagem a percussão.....	63
2.6.2	Dados históricos da região	68
3	ANÁLISE NUMÉRICA	71
3.1	Método dos Elementos Finitos (MEF).....	71
3.2	Modelagem computacional – O programa Plaxis	72
3.2.1	– Etapa de entrada de dados (Input).....	72
3.2.2	– Etapa de cálculos (Calculation)	73
3.2.3	– Etapa de saída de dados (Output)	73
3.2.4	– Etapa de saída gráfica (Curves).....	74
3.3	Plaxis – Modelos constitutivos	74
3.4	Parâmetros adotados.....	75
3.4.1	– Determinação dos parâmetros de resistência	75
3.4.2	– Determinação dos parâmetros para inclusão das colunas de brita – Solo homogêneo equivalente.....	77
3.5	Análises Numéricas	78
3.5.1	– Deformações e deslocamentos horizontais no solo	79
3.5.1.1	– Pista Direita – Encontro 1	79
3.5.1.2	– Pista Direita – Encontro 2.....	81
3.5.1.3	– Pista Esquerda – Encontro 1	82
3.5.1.4	– Pista Esquerda – Encontro 2.....	84
3.5.2	– Deslocamentos horizontais e momentos fletores nas estacas	86
3.5.2.1	– Pista Direita – Encontro 1	86
3.5.2.2	– Pista Direita – Encontro 2.....	87
3.5.2.3	– Pista Esquerda – Encontro 1	89
3.5.2.4	– Pista Esquerda – Encontro 2.....	90
4	INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO	94
4.1	Pista Direita – Encontro 1	95
4.2	– Pista Direita – Encontro 2.....	96
4.3	– Pista Esquerda – Encontro 1	97

4.4 – Pista Esquerda – Encontro 2.....	98
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS.....	100
REFERÊNCIAS.....	103

INTRODUÇÃO

O estudo do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas é de grande importância no projeto de pontes, particularmente para as que atravessam depósitos de argila muito mole. Solos com baixa capacidade de carga sob efeito de uma sobrecarga assimétrica tornam-se suscetíveis ao adensamento, submetendo a massa de solo a uma compressão não apenas na direção vertical, como também na direção horizontal (Velloso e Lopes, 2011). Havendo a presença de estacas nas proximidades da área carregada, estas restringirão a deformação lateral do solo, ficando sujeitas aos esforços provenientes desta contenção. Exemplos de aplicabilidade deste conceito encontram-se nas obras do Arco Metropolitano, que será objeto deste trabalho.

Preliminarmente, destaca-se que o desenvolvimento desta pesquisa foi subsidiado pela Portaria Conjunta DER-RJ/UERJ N° 01 DE 01 de maio de 2010, que estabelece um convênio entre a Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ) e o Departamento de Estradas e Rodagens (DER-RJ).

Idealizado em 1970, o Arco Metropolitano só foi viabilizado pelo Governo do Estado do Rio de Janeiro a partir de 2007, e consiste em uma rodovia de 146 km de extensão, começando de Manilha e indo até Itaguaí, interligando oito municípios no total.

Esta obra é de grande importância para o Estado, uma vez que interligará as regiões do Nordeste, do Centro-Oeste e do Sul. Todos os materiais que vem destas regiões por exportação ou que serão importados do Rio de Janeiro passarão pelo Arco Metropolitano. Além disso, o empreendimento irá aumentar a acessibilidade ao Porto de Itaguaí e possibilitar o desenvolvimento de regiões que ainda possuem economia pouco expressiva.

Executada por um Consórcio que envolve oito Construtoras (Odebrecht, Andrade Gutierrez, Carioca, Queiroz Galvão, OAS, Camargo Corrêa, Delta e Oriente), a obra foi dividida em 4 (quatro) lotes, onde as atividades envolvidas são compostas sucintamente por drenagem, terraplanagem, obras de arte especiais e correntes.

Ressalta-se que no início das obras do Arco Metropolitano apenas os projetos executivos das obras de arte especiais estavam aprovados pelo DNIT e, para que o

cronograma não sofresse atraso, a construção das pontes e viadutos foi realizada de forma prioritária. Assim como destacado no primeiro parágrafo desta introdução, o local de implantação de algumas pontes eram áreas de ocorrência de solos moles com agravo de necessidade de execução de aterros altos em função do greide projetado. Nas circunstâncias relatadas acima, é inevitável pensar nos efeitos de sobrecargas assimétricas, não previstos inicialmente, nas estacas raiz do projeto.

De modo a minimizar o efeito de Tschebotarioff foi implantada a solução de melhoramento de solo por vibro-substituição (colunas de brita). É de grande importância e interesse para obras futuras conhecer o comportamento, incluindo vantagens e limitações, deste tipo de prática.

Objetivo

O objetivo do presente trabalho é fazer a análise numérica dos encontros da Ponte do Rio Capivari, executada nas obras do Arco Metropolitano, comparando-a com os resultados teóricos e com os obtidos pela instrumentação de campo. Os projetos executivos da obra indicavam a execução de aterro em “terra armada” próximos às estacas, sendo alguns encontros de ponte melhorados com colunas de brita.

Metodologia

Este trabalho busca fazer uma avaliação entre os resultados obtidos por um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos através do programa Plaxis (versão 8.2) e os resultados de monitoramentos realizados por inclinômetros. Esta investigação visa obter uma maior confiabilidade nas análises dos resultados apresentados pelo programa, tendo em vista que a simulação de reforço de solo mole com colunas de brita ainda é pouco difundida em nosso país.

Estrutura da dissertação

O presente capítulo apresentou a motivação para o desenvolvimento do estudo e uma breve descrição do conteúdo do presente trabalho.

No capítulo dois, são apresentadas as revisões bibliográficas e todo o embasamento teórico para realização deste trabalho, são abordados os temas de efeito de sobrecargas assimétricas, estabilização e reforço de aterros sobre solos moles e aspectos gerais de dimensionamento de colunas de brita.

No capítulo três, faz-se uma apresentação do caso de obra, apresentando a localização do segmento em estudo, as concepções de projeto, a geometria do local, a avaliação do efeito de sobrecargas assimétricas e a metodologia para obtenção dos parâmetros geotécnicos.

O capítulo quatro apresenta uma breve descrição do programa de elementos finitos utilizado, com ênfase nas características dos modelos aplicados a este trabalho. Nele também são descritos os parâmetros adotados e todos os resultados encontrados através das simulações realizadas.

O capítulo cinco apresenta os resultados fornecidos pela instrumentação de campo, comparando-os com as previsões numéricas (programa Plaxis).

Finalmente, no capítulo seis, são apresentadas as conclusões obtidas com o desenvolvimento do presente trabalho, além de algumas propostas para trabalhos futuro.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Efeito de sobrecargas assimétricas

Toda sobrecarga unilateral aplicada sobre um solo de fundação provoca tensões e deslocamentos no interior da massa do solo, nas direções vertical e horizontal. Na hipótese de existir estacas próximas à área carregada, estas irão impedir a deformação do solo, recebendo os esforços provenientes desta restrição (Figura 1).

Este efeito foi descrito detalhadamente pela primeira vez em 1962 por Tschebotarioff, e a partir de então passou a ser conhecido como efeito de Tschebotarioff (Velloso e Lopes, 2011).

Segundo Danziger (1990), para determinação dos esforços de flexão sobre as estacas, provenientes da atuação de uma sobrecarga unilateral, há que se distinguir entre duas condições:

- Estacas atravessam solos predominantemente arenosos, fofos: As deformações deste tipo de solo sob efeito de sobrecarga assimétrica são pequenas. Desta forma, as tensões de flexão em estacas serão muito baixas, podendo ser desprezadas. É importante destacar, no entanto, que um estudo realizado pela empresa Pieux Franki (1963), revelou esforços de flexão elevados em estacas que atravessam solos arenosos de baixa compacidade.
- Estacas atravessam depósitos de argila mole: O depósito argiloso sofrerá pela ação de uma sobrecarga deslocamento horizontal (a volume constante) e adensamento. Ambos os efeitos causarão consideráveis solicitações nas estacas.

Podem-se destacar como exemplos clássicos do efeito de sobrecargas assimétricas um muro de arrimo sobre estacas, muros de encontro de pontes, aterros de acesso a pontes, tanques de armazenamento de fluidos estaqueados apenas nas periferias, dentre outros.

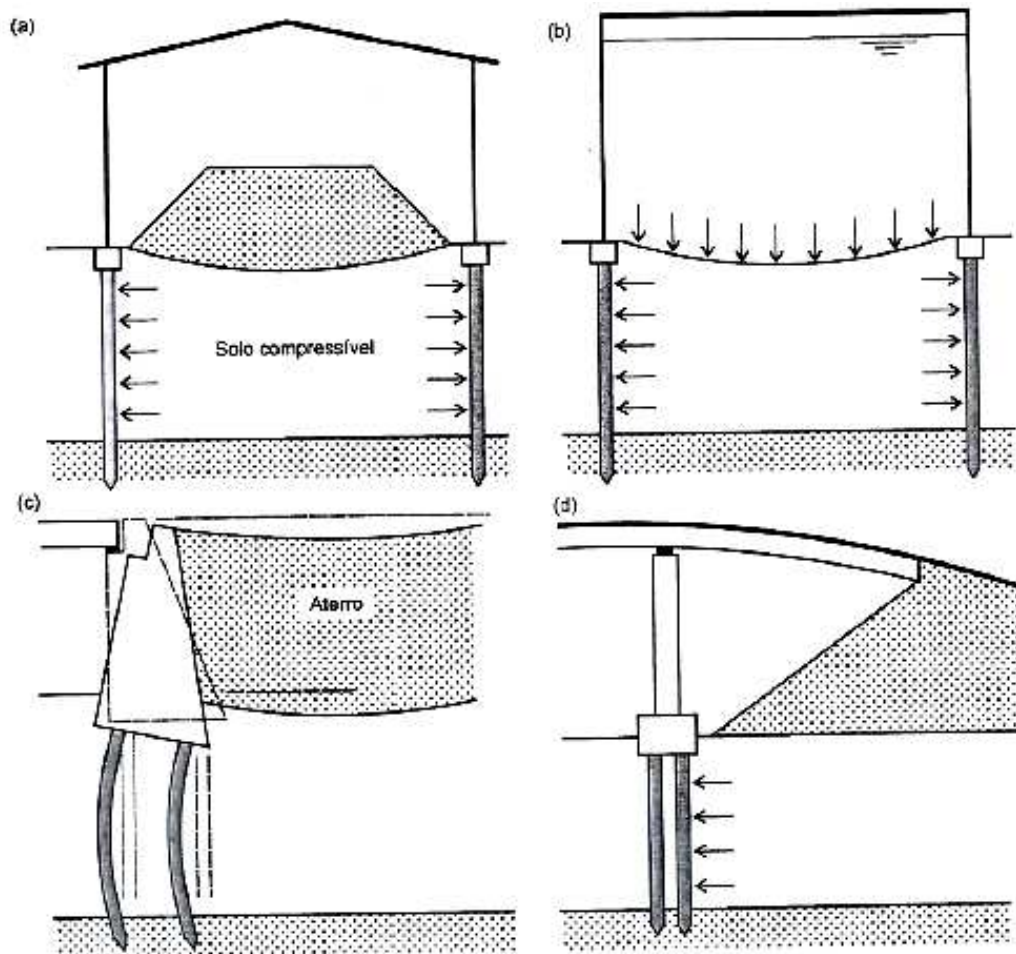


Figura 1- Exemplos de Efeito de Tschebotarioff (Velloso e Lopes, 2011)

A solicitação lateral de estacas pode ser influenciada por diversos fatores, sendo os mais relevantes o fator de segurança à ruptura global (decorrente do valor da sobrecarga e das características do solo), distâncias das estacas à sobrecarga, rigidez das estacas, geometria do estaqueamento e o tempo.

Destaca-se que se o fator de segurança à ruptura global for reduzido, o efeito nas estacas é intenso. Desta forma, não sendo possível a alteração de sobrecarga e de sua distância ao estaqueamento é recomendável que se remova ou estabilize o solo mole com um pré-carregamento.

Diversas medidas podem ser tomadas de modo a minimizar ou até evitar o efeito de sobrecarga assimétrica, entre elas: remoção da argila mole, estabilização do solo mole com pré-carregamento, utilização de geogrelha de reforço na base

de aterros, execução de laje estaqueada para receber sobrecarga, entre outros (Velloso e Lopes, 2011).

No item 2.2 serão explicitadas as principais pesquisas e contribuições referentes ao tema, de modo a fornecer subsídio para o entendimento dos casos estudados neste trabalho.¹

1.2 Principais pesquisas e contribuições sobre o efeito de sobrecargas assimétricas

1.2.1 Heyman e Boersma (1961)

Trata-se do primeiro registro de pesquisa acerca do efeito da execução de aterro na proximidade de estacas.

O estudo de caso consiste em um solo constituído por uma espessa camada de areia seguida de 10 m de argila mole. Após a cravação das estacas, foi construído um aterro hidráulico em estágios até a proximidade das fundações. Através da instrumentação instalada (*strain gages* e inclinômetros) constataram-se movimentos horizontais no solo de até 27 cm e aumento linearmente progressivo no momento fletor máximo das estacas a cada avanço de estágio do aterro.

O trabalho apresenta como conclusão a recomendação de utilização de estacas com armação reforçada toda vez que uma fundação esteja a uma distância inferior a 25 m do futuro aterro.

¹ Resumo de contribuições sobre o tema extraído da pesquisa bibliográfica realizada por Bernadete R. Danziger para um seminário apresentado em 1990, como parte dos requisitos para qualificação para o doutoramento na COPPE-UFRJ. Estas encontram-se inseridas, ainda, no livro *Fundações*, Volume 2, de autoria dos professores Dirceu de Alencar Velloso e Francisco de Rezende Lopes.

1.2.2 Tschebotarioff (1962)

Tschebotarioff (1962) reúne diversos casos de muros de arrimo sobre estacas que apresentaram problemas de flexão e até ruptura. Tendo em vista a ausência de resultados de instrumentação, torna-se difícil determinar a magnitude e a distribuição de pressões laterais provenientes de uma sobrecarga unilateral em estacas que atravessam depósitos de argila mole. Desta forma, o autor recomenda, em uma estimativa grosseira do momento fletor nas estacas, que as pressões laterais devem ser representadas por um carregamento triangular com uma ordenada máxima, no centro da camada compressível (Figura 2), de:

$$p_h = B.K.\gamma.H \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde: B = largura da estaca;

γH = pressão correspondente a um aterro de altura H;

K = coeficiente de empuxo.

O coeficiente de empuxo K, para um depósito normalmente adensado e não amolgado, pode ser tomado como 0,4 ou 0,5 (Velloso e Lopes, 2011)

As estacas mais próximas ao aterro devem ser dimensionadas como vigas simplesmente apoiadas com vão igual à espessura da camada argilosa.

O autor recomenda a utilização de estacas com alta resistência à flexão e que causem pequeno deslocamento durante a cravação.

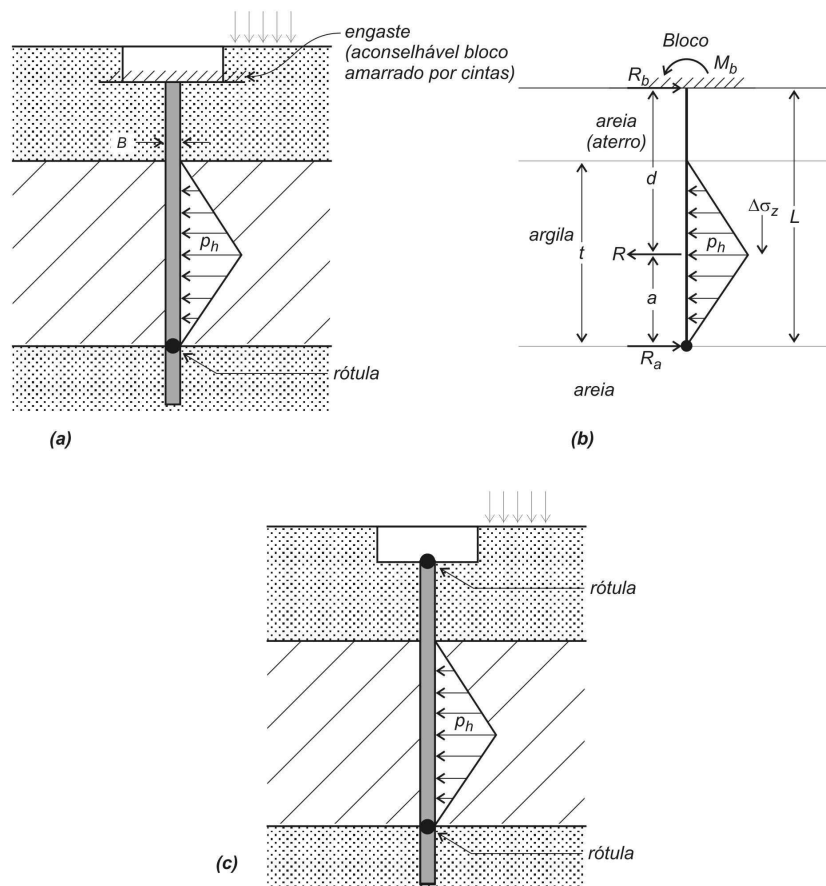


Figura 2 – Proposta de Tschebotarioff: (a) caso em que a estaca pode ser considerada engastada no bloco; (b) esquema de cálculo para esse caso e (c) caso em que a estaca não pode ser considerada engastada no bloco (Velloso e Lopes, 2011)

1.2.3 Pesquisa em Allamuchy, New Jersey (1970)

A empresa de consultoria King and Gavaris, para a qual trabalhava Tschebotarioff, foi contratada pelo New Jersey State Highway Department para uma pesquisa sobre o empuxo em estacas.

O trabalho incluiu a instrumentação de estacas em uma ponte em Allamuchy e foi descrita por Tschebotarioff (1967) e King e Gavaris (1970). Após análise dos resultados de instrumentação, Tschebotarioff manteve o diagrama triangular de pressões, recomendando uma redução da pressão p_h para:

$$p_h = 2B.K.\Delta\sigma_z \text{ (dimensão fl}^{-1}\text{)} \quad \text{(Eq. 2)}$$

Onde: $\Delta\sigma_z$ é o acréscimo de tensão vertical pela ação do aterro, no centro da camada argilosa e junto à estaca.²

Com relação à equação acima, Velloso e Lopez (2011) recomendam o uso de $2B$ ao invés de B , considerando que a faixa de solo envolvida no empuxo da estaca tem uma largura duas vezes maior que a largura da mesma.

No caso de a estaca estar engastada no bloco e o solo superficial ser resistente, Tschebotarioff (1973) recomenda considerar a estaca rotulada na base da argila e engastada no bloco. As equações para determinação do momento fletor na ligação com o bloco e do momento máximo, nesse caso, são:

$$M_b = \frac{R.a.(L^2 - a^2)}{2.L^2} \quad \text{(Eq. 3)}$$

$$M_{\max} = \frac{R.a}{2.\left(2 - \frac{3a}{L} + \frac{a^3}{L^3}\right)} \quad \text{(Eq. 4)}$$

Onde R é a resultante do empuxo:

$$R = 0,9.\frac{p_h.t}{2} \quad \text{(Eq. 5)}$$

Se houver dúvida quanto ao engastamento da estaca no bloco, a solicitação máxima pode ser avaliada considerando estaca birrotulada.

Ressalta-se que Tschebotarioff recomendou que sempre que a pressão do aterro superar três vezes a resistência não drenada da camada argilosa, atenção especial deve ser dada aos esforços de flexão nas estacas. Esta pressão corresponde a um fator de segurança de 1,7 em relação à ruptura do aterro, indicando que um fator de segurança menor que esse deve ser evitado.

² Segundo Lopes, Francisco de R. e Velloso, Dirceu de A., os autores calcularam $\Delta\sigma_z$ pela Teoria da Elasticidade, considerando o aterro como uma sobrecarga na superfície de um meio elástico.

1.2.4 Wenz (1963)

O estudo realizado por Wenz (1963) apud Sinniger e Viret (1975) foi baseado em modelos reduzidos, considerando as estacas simplesmente apoiadas nos níveis superior e inferior da camada mole. Este método permite considerar o efeito de grupo, através da razão entre o diâmetro da estaca e o espaçamento entre eixos (B/a).

A ordenada p_u do diagrama retangular de pressões atuantes no trecho do comprimento embutido na camada argilosa, de uma estaca isolada, devido à ruptura do solo de fundação, pode ser obtida pela expressão:

$$p_u = B.(2 + 2\pi).S_u \quad (\text{Eq. 6})$$

Onde: S_u é a resistência não drenada da argila.

No caso de estacas em grupo, esta ordenada é multiplicada por um coeficiente ψ , obtido na Figura 3, a partir da relação B/a .

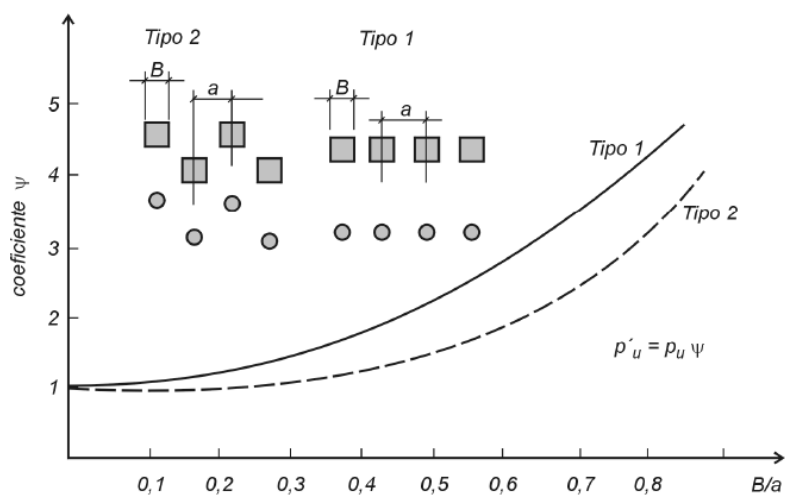


Figura 3 – Método de Weinz (1963)

1.2.5 Teste realizado pela empresa Pieux Franki

Em 1963, foram testadas estacas pela empresa acima referenciada com o intuito de avaliar a influência da estocagem de placas de aço em fundações próximas, na obra de uma usina siderúrgica na Suíça.

Neste trabalho, foram investigados 4 (quatro) tipos de estacas: Tubular de aço com 90 cm de diâmetro; de concreto pré-moldado fortemente armada com diâmetro de 60 cm; concreto pré-moldada com 4 5cm de diâmetro e 0,75% de taxa de armadura; pré-moldada de concreto com 35 cm de diâmetro e 0,83% de taxa de armadura.

A simulação considerou um aterro de areia de 16 m de altura, contido lateralmente por uma estrutura de arrimo. As estacas, instaladas a 1,3 m do muro, foram instrumentadas com *strain gages* e, no caso das pré-moldadas, foi deixado em seu interior um tubo plástico de 6 cm de diâmetro com a finalidade de medição dos deslocamentos horizontais.

Ressalta-se ainda que o subsolo local era constituído de areia de compacidade crescente com a profundidade e que as estacas, com comprimento de 24 m a 28 m, tiveram impedimento de deslocamento de suas cabeças.

Os resultados, para o último estágio de carregamento (250 kN / m²), indicaram que o momento fletor atingiu 1260 kN para a estaca de aço e 265 kN para a de concreto fortemente armada. O deslocamento máximo do solo ocorreu na areia fofa e chegou a 6 cm, enquanto as estacas deslocaram-se até 2 cm abaixo da superfície.

1.2.6 Testes realizados por Leussink e Wenz em 1969

Estes testes, realizados no Norte da Alemanha, tiveram o objetivo de avaliar uma sobrecarga de 300 kN/m² provocada por um depósito de minério em um subsolo composto por uma camada de 4 m a 5 m de aterro hidráulico, sobrejacente a uma camada de cerca de 15 m de argila mole assentada sobre uma espessa camada de areia.

Com o objetivo de manipular o minério através de um pórtico rolante foram projetadas vigas-caixão em concreto armado, apoiadas sobre 3 (três) estacas metálicas quadradas de 85 cm de lado. Estas estacas foram instrumentadas com o intuito de avaliar o carregamento horizontal.

Durante o primeiro ano de observação, a sobrecarga proveniente de um aterro arenoso chegou a 160 kN/m², e durante o segundo, 280 kN/m². Constatou-se que os deslocamentos do solo atingiram 50 cm, rompendo uma estaca, quando a sobrecarga foi a 180 kN/m². Para a sobrecarga máxima, a estaca rompida teve um deslocamento de cerca de 80 cm. De modo a melhorar as características do solo de fundação, os estudiosos citados, decidiram utilizar drenos de areia.

1.2.7 De Beer et al (1972)

Em três trabalhos distintos realizados no período de 1961 a 1972, De Beer e Colaboradores distinguiram dois casos:

- As tensões cisalhantes no solo são consideravelmente menores do que os valores de ruptura;
- As tensões cisalhantes aproximam-se dos valores de ruptura.

Para o primeiro caso, De Beer e Wallays (1972), recomendam a utilização de um método aproximada, quando o fator de segurança global, desprezando a presença das estacas, for superior a 1,6.

Para uma sobrecarga atuante uniforme, a pressão horizontal p_h nas estacas, na camada sujeita às deformações horizontais, é igual à sobrecarga q atuante. Quando a sobrecarga lateral não é uniforme, mas definida por um talude (Figura 4), a pressão horizontal é determinada por:

$$p_h = f \cdot q^3 \quad (\text{Eq. 7})$$

Sendo: f , um fator de redução, dado por:

$$f = \frac{\alpha - \phi' / 2}{\pi / 2 - \phi' / 2} \quad (\text{Eq. 8})$$

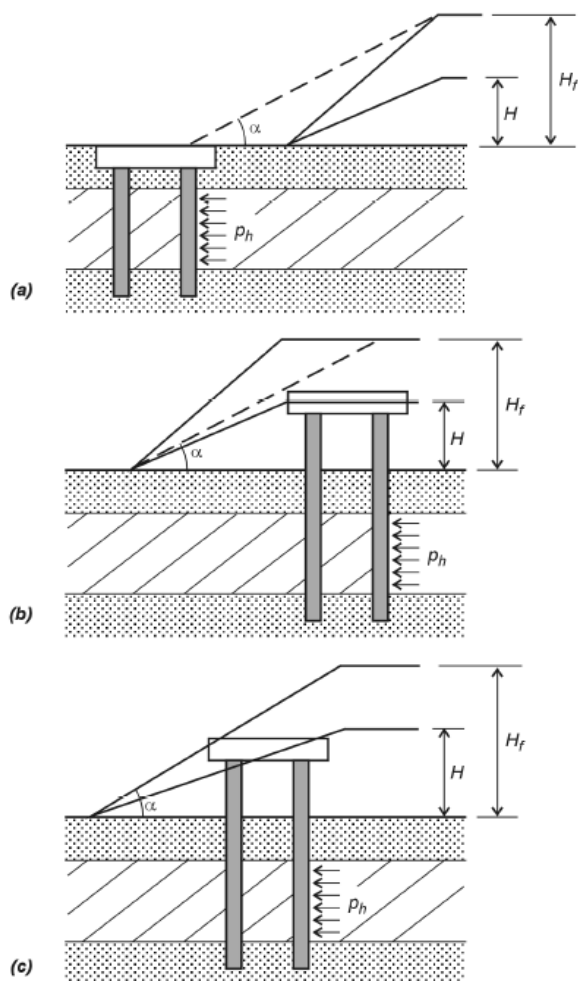


Figura 4- Estacas submetidas a tensões laterais na vizinhança de um talude. (Velloso e Lopes, 2011)

O cálculo dos momentos fletores deve ser realizado observando-se as condições expostas na Figura 5.

Ressalta-se que este método é aproximado, servindo como estimativa do momento fletor máximo, uma vez que não fornece a variação do momento ao longo das estacas. Por segurança, as estacas devem ser armadas em todo seu comprimento para o momento fletor máximo.

Para o segundo caso, o fator de segurança à ruptura global é baixo e, por consequência, as estacas estarão submetidas a um carregamento muito maior do que o indicado pelo método anterior. Para este caso, os autores recomendam a

utilização do trabalho de Hansen (1961), considerando uma região de influência para cada estaca de 3 (três) vezes o seu diâmetro.

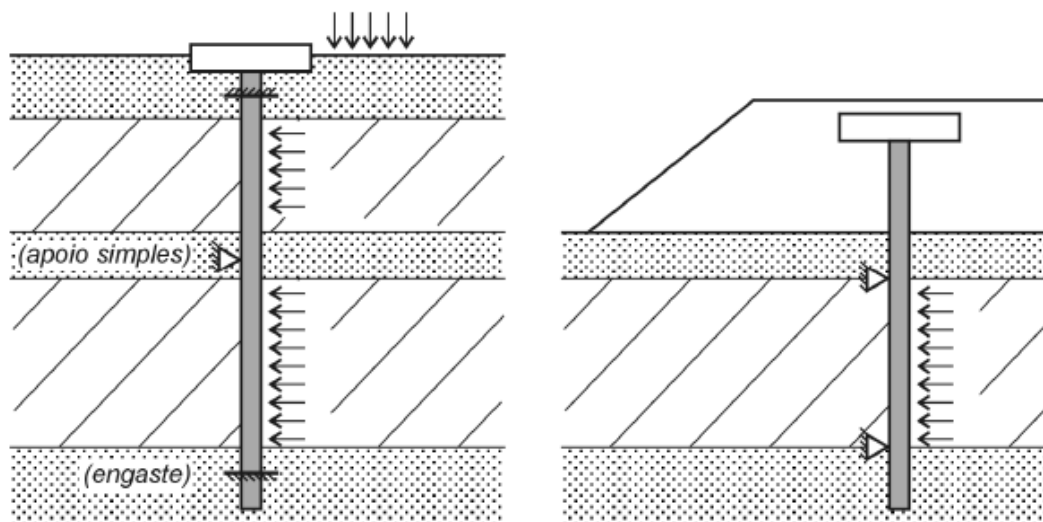


Figura 5- Condições de contorno de deslocamento lateral (Velloso e Lopes, 2011)

1.2.8 Aoki (1970)

Aoki (1970) apresenta um estudo realizado em consequência da ocorrência de esforços horizontais em estacas devido à execução de aterros de acesso a pontes construídas na BR 101. Neste caso, os deslocamentos na altura dos blocos chegaram a 20 cm. Foi realizada uma avaliação dos esforços que indicaram que as solicitações de flexão nas estacas eram muito superiores à sua capacidade resistente. De modo a solucionar o problema, as estacas do tipo Franki e tubadas foram reforçadas com estacas metálicas, e para reduzir o valor da sobrecarga foi prevista a execução de um novo aterro de acesso com vazios criados por bueiros metálicos tipo ARMCO.

1.2.9 Marche e Lacroix (1972)

Os autores realizaram uma análise baseada em quinze pontes, nas quais foram observados movimentos consideráveis nos encontros. A partir daí, Marche e Lacroix (1972) tentaram caracterizar as condições para as quais existe maior probabilidade de movimentação em encontros de pontes projetados pelos métodos convencionais.

Devido à diversidade da análise, os estudos realizados seguiram dois critérios distintos:

- Análise qualitativa, resultado da observação, de modo a definir as condições gerais em que ocorreriam movimentos;
- Análise quantitativa, seguindo análise dimensional, com variáveis indicadas na Figura 6.

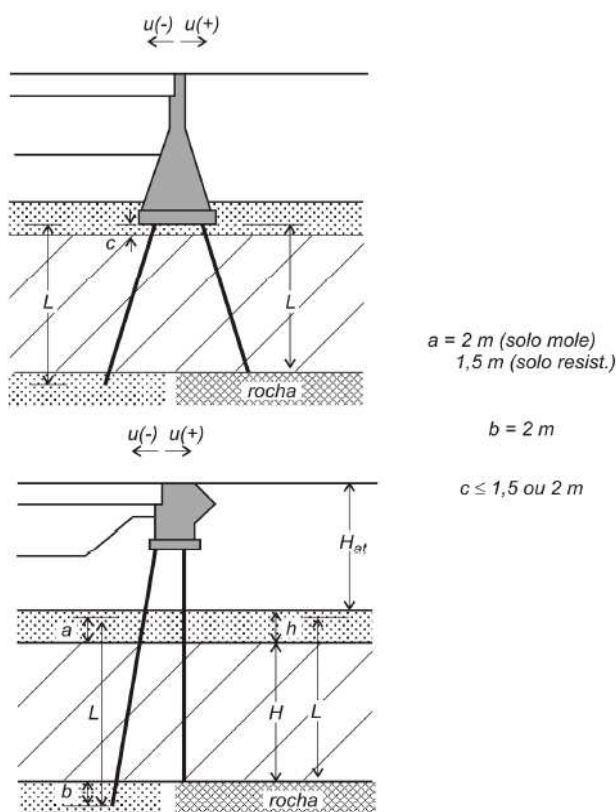


Figura 6 – Notação utilizada (Marche e Lacroix, 1972)

Através da análise qualitativa, os autores detectaram: movimentos positivos (afastamento do encontro em relação ao tabuleiro da ponte), que se situavam a meia altura do aterro. Neste caso, a parte inferior do aterro mobiliza um empuxo que restringe a mobilização do trecho superior e o encontro gira na direção do aterro; movimentos negativos (afastamento do tabuleiro da ponte em relação ao encontro), os encontros apresentavam a mesma altura do aterro e a camada de solo mole não mobilizava o empuxo para restringir a translação do encontro no sentido do tabuleiro; movimentos positivos onde as cabeças das estacas deslocavam-se contra o aterro, a presença do aterro sob a região do tabuleiro mobiliza empuxo suficiente. As três situações descritas acima podem ser observadas nas figuras abaixo.

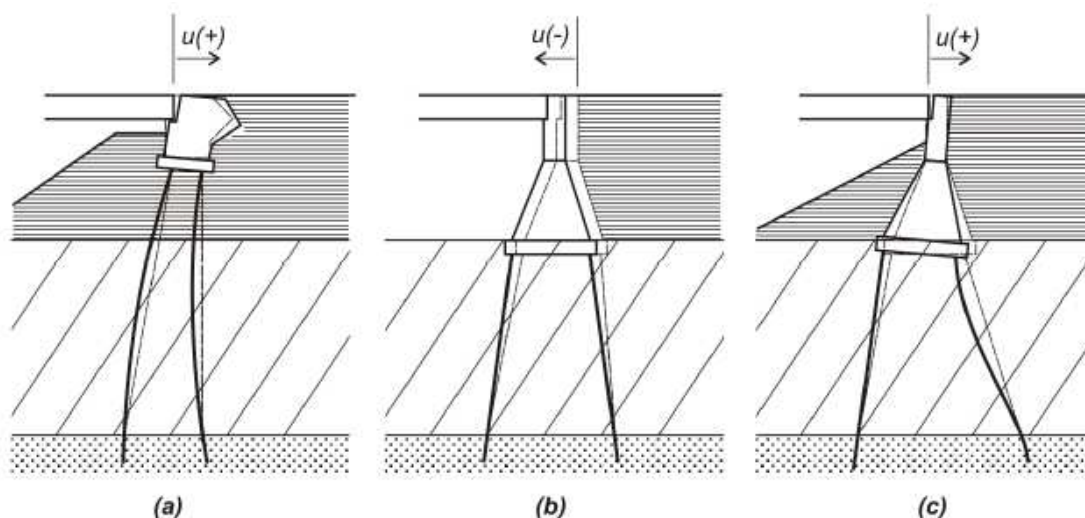


Figura 7 – Movimentos observados (Marche e Lacroix, 1972)

Quanto à análise quantitativa, todas as 15 (quinze) pontes extrapolaram o nível de carregamento limite, correspondente ao início das deformações plásticas, segundo Tschebotarioff. Ressalta-se que os casos com movimentos superiores foram os que tiveram maiores valores na razão entre o acréscimo de tensão vertical na camada de argila mole e a resistência não drenada ($\Delta\sigma_z/S_u$). Constatou-se, ainda, que onde existiam estacas rompidas, o nível de carregamento era próximo à capacidade de carga de uma sapata corrida.

No que se refere à seqüência de construção, as pontes analisadas foram instaladas antes da construção do aterro. Através de Tschebotarioff (1970), Marche e Lacroix (1972) concluíram que após o adensamento parcial da camada argilosa sob a ação de um trecho de aterro tal que $\Delta\sigma_z < 3.S_u$, a construção da parte final do aterro não ocasionou movimentos ou esforços adicionais.

No estudo, foi observado que em apenas uma ponte os movimentos não estabilizaram alguns anos após a construção dos aterros. Essa estabilização ocorre devido ao ganho de resistência proveniente do adensamento sob ação do aterro.

Levando em consideração os parâmetros de compressibilidade da camada argilosa e a rigidez das estacas, os autores definiram o nível de carregamento mínimo para o qual se iniciaram os movimentos. Esta definição foi baseada na relação entre³ $\Delta\sigma_z/S_u$ e $EL^4/E_p I$, explicitada na Figura 8, que define dois domínios que distinguem as probabilidades de ocorrência de movimentos apreciáveis.

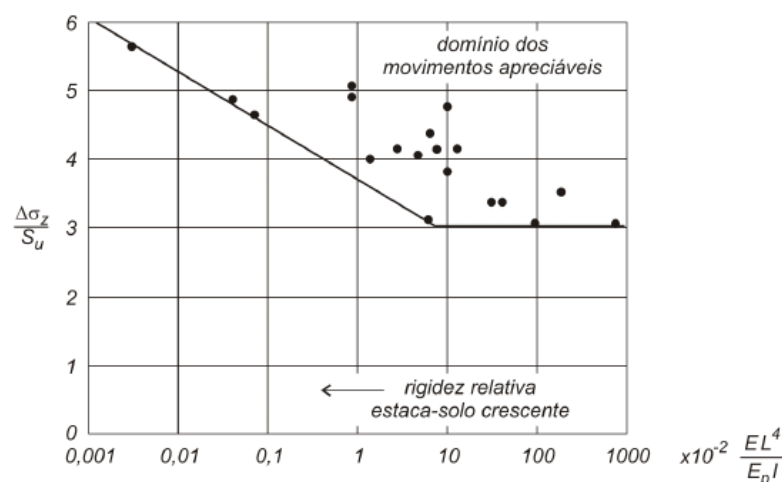


Figura 8 – Nível de carregamento provável que indica movimentos apreciáveis (Marche e Lacroix, 1972)

³ Onde: E = módulo de Young equivalente obtido na análise de recalque dos aterros; L^4/I = relação entre quarta potência do comprimento definido na figura 6 e o momento de inércia da seção da estaca; E_p = módulo de elasticidade do material da estaca.

Marche e Lacroix (1972) tentaram, ainda, definir os movimentos máximos prováveis dos encontros com fundações em estacas de aço que atravessam camadas de solo mole. Para isto, além das variáveis utilizadas nas expressões do parágrafo anterior, os autores incluíram no estudo o recalque do aterro (w) e o deslocamento horizontal do topo do encontro (u).

Os movimentos máximos foram definidos através da relação entre o deslocamento relativo (u/w) e a flexibilidade relativa solo-estaca ($S_u L^4/E_p I$). Esta relação fica visível na Figura 9, que apresenta dados referentes a encontros assentes a meia altura do aterro.

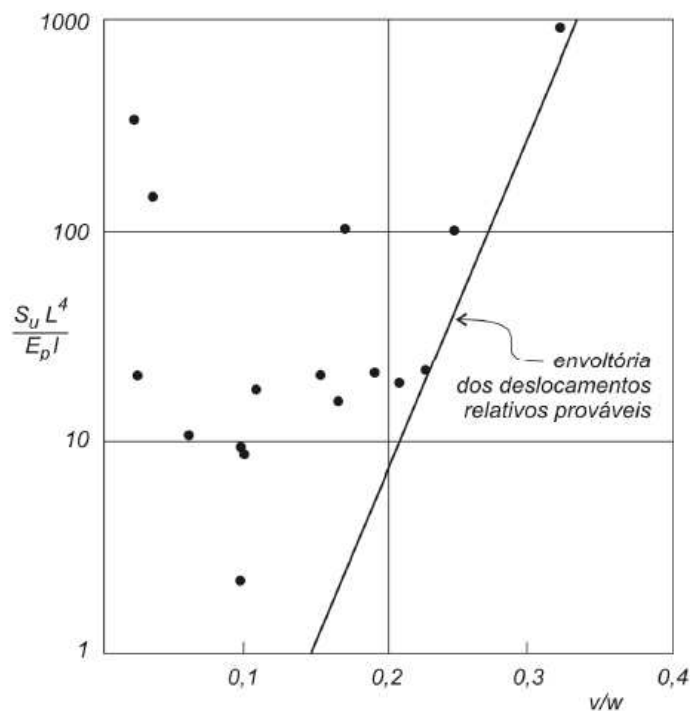


Figura 9 – Deslocamentos relativos em função da flexibilidade relativa (Marche e Lacroix, 1972)

Como conclusão do trabalho, os autores sugeriram os seguintes procedimentos para análise das fundações de encontro de pontes:

- Verificar se as estacas foram dimensionadas para resistir às cargas transmitidas pelo encontro e por atrito negativo;

- Caso a pressão transmitida pelo aterro ultrapasse $3.S_u$, existe risco de movimento dos encontros em consequência das deformações plásticas no interior da massa de solo;
- Se o encontro for assente em estacas de aço a meia altura do aterro, a Figura 9 poderá ser utilizada como indicativo dos movimentos máximos. Neste caso, poderá ser aplicado um tabuleiro que permita o deslocamento do encontro sem afetar o funcionamento da obra;
- Pode ser adotado como solução para o problema de movimentação excessiva o pré-carregamento nas vizinhanças dos encontros antes das instalações das estacas.

Diante do exposto, Tschebotarioff comenta que a utilização de estacas inclinadas nas fundações dos encontros é um meio eficaz de resistir à tendência de deslocamento dos encontros.

1.2.10 Poulos (1973)

Poulos (1973) analisou uma estaca isolada, embutida em solo, como uma viga vertical, dividida em elementos, com o solo sendo dividido no mesmo número de elementos, sendo p_y a máxima pressão horizontal capaz de ser exercida na estaca. Para este estudo, o autor considerou o material como elástico ideal, isotrópico, com módulo de Young E e coeficiente de Poisson ν .

O problema é solucionado pela imposição de compatibilidade de deslocamentos da estaca (obtidos pela equação de flexão da viga) e do solo adjacente (decorrentes da sobrecarga e da pressão originada da interação solo-estaca). Esta solução é baseada numa distribuição inicial admitida para o deslocamento do solo, que pode ser visualizada na Figura 10.

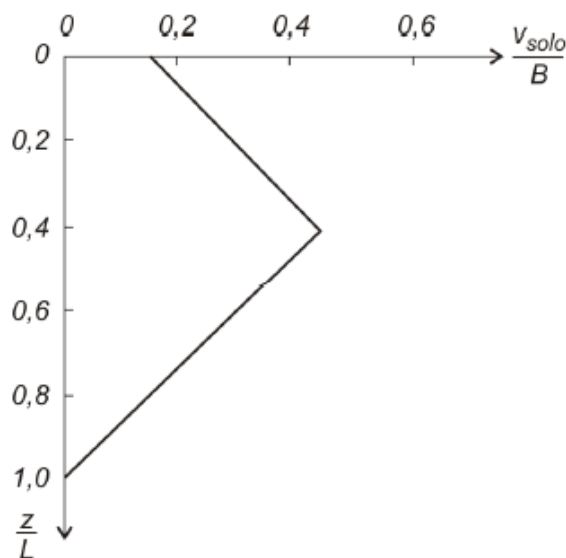


Figura 10 – Distribuição inicial assumida (Poulos, 1973)

A utilização desta metodologia necessita dos valores de E e p_y para cada profundidade, assim como das características físicas da fundação.

O autor elaborou uma maneira de obtenção dos esforços na estaca através de um sistema de equações pelo Método das Diferenças Finitas. Admitiu-se, para a primeira iteração, a deformação do solo igual à admissível, e a partir daí foram determinados os deslocamentos e as pressões horizontais atuantes na fundação. Se em determinado elemento, a pressão horizontal calculada superar a pressão horizontal máxima p_y , uma nova iteração deve ser realizada, substituindo-se a pressão calculada pela máxima. O deslocamento final será obtido no momento em que a pressão horizontal ao longo do fuste for inferior a p_y .

Poulos (1973) estudou alguns fatores que influenciam o comportamento das estacas: flexibilidade relativa; condições de contorno; distribuição dos movimentos do solo; magnitude dos movimentos do solo; diâmetro da estaca; e distribuição de E e p_y .

Na Figura 11, pode-se visualizar o comportamento de estacas com extremidade livre e com extremidade impedida (efeito de flexibilidade relativa). Pode-se concluir que quanto mais flexível for a estaca, maior a proximidade com os deslocamentos do solo e menores os esforços nela atuantes.

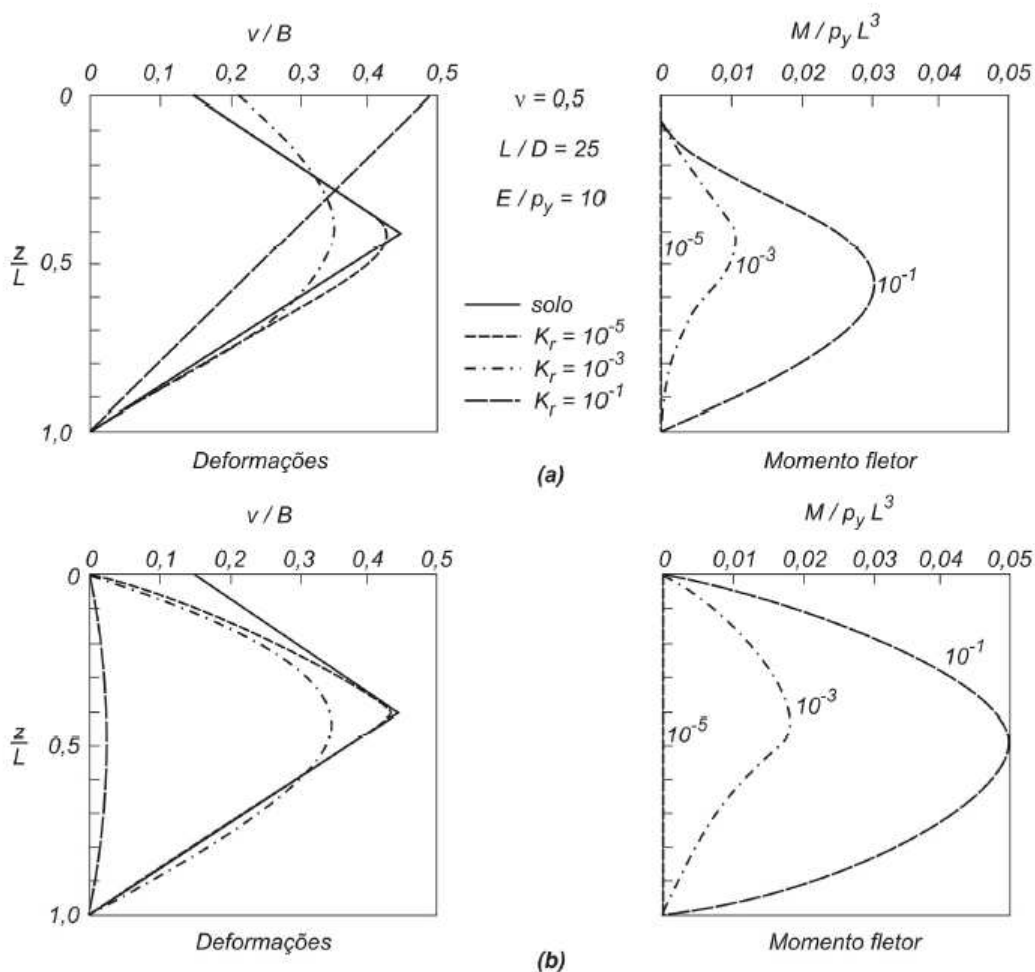


Figura 11 – Distribuição assumida para deslocamento do solo (Poulos, 1973)

A partir da comparação com soluções anteriores, Poulos (1973) obteve resultados satisfatórios e concluiu que o método pode ser aplicado em problemas práticos. Quanto à obtenção de uma estimativa para os movimentos iniciais do solo sob a ação de uma sobrecarga, o autor recomenda que esta seja feita pela Teoria da Elasticidade ou a partir de leituras *in situ* feitas por inclinômetros. O módulo de Young pode ser obtido por correlações e a pressão horizontal de escoamento pelos métodos de Broms (1965) ou Hansen (1961), já explicitados anteriormente.

1.2.11 Bigot et al (1977)

Bigot et al (1977) monitoraram uma estaca metálica instalada no pé do talude de um aterro com 7 (sete) metros de altura executado sobre uma camada turfosa. Uma vez que o método de Tschebotarioff (1962) se trata de uma solução empírica, o objetivo de Bigot et al (1977) era estabelecer uma metodologia que utilizasse resultados de ensaios pressiométricos. Para esta determinação, foram utilizados inclinômetros para medir o deslocamento do solo e pressiômetros para avaliar as características geotécnicas do subsolo.

A equação básica elaborada pelos autores, tendo como base a utilização de curvas pressiométricas como curvas de reação, é apresentada a seguir:

$$E_p I . \Delta y^4 + E \Delta y = 0 \quad (\text{Eq. 9})$$

Onde: $E_p I$ = rigidez à flexão da estaca;

E = módulo horizontal do solo

$\Delta y = y_e - y_s$, sendo y_e o deslocamento da estaca e y_s o deslocamento do solo.

O método apresenta a limitação do conhecimento prévio dos deslocamentos do solo. Para o caso analisado pelos autores, os resultados foram satisfatórios quando comparados com os resultados teóricos.

1.2.12 Velloso e Grillo (1982)

Velloso e Grillo (1982) analisaram os movimentos horizontais em uma camada de argila muito mole, durante a construção de um tanque na Refinaria Duque de Caxias (REDUC). Preliminarmente, foi executado um aterro com uma saia com duas inclinações bem distintas (1:1,5 e 1:5). Os movimentos horizontais foram monitorados por inclinômetros instalados nos quadrantes do tanque. De maneira a minimizar o carregamento horizontal das estacas, as fundações só foram executadas depois de cessados os deslocamentos horizontais provenientes do aterro. Foi constatado que os deslocamentos após a cravação das estacas

atingiram valores da ordem do dobro do valor máximo para o aterro com talude 1:1,5 e o triplo deste valor para o talude 1:5. Foi verificado que os deslocamentos horizontais aumentavam com a aproximação do bate-estacas.

De modo a analisar os momentos fletores pelo Método de Poulos (1973), foram consideradas duas situações para uma estaca periférica: fundação executada antes do aterro e submetida aos deslocamentos devidos apenas por este; e estaca executada após o deslocamento da argila sob o aterro e submetida exclusivamente aos deslocamentos causados pela cravação das estacas interiores.

A partir dos resultados obtidos, os autores concluíram que ao dimensionar uma estaca cravada em argila mole, deve-se considerar a possibilidade de ocorrência de esforços horizontais provocados por deslocamentos devidos a carregamentos assimétricos de aterros e à cravação de estacas vizinhas. Verificaram, também, que os esforços podem ser reduzidos pela execução de aterros com grande antecedência e que em casos de concentração de estacas, a melhor sequência de cravação é do centro à periferia, para que a argila se desloque mais livremente para esta.

Velloso e Grillo (1982) ressaltam ainda que a situação final de construção pode não ser a pior e, desta forma, a instrumentação deve ser mantida por algum tempo após a conclusão da obra.

1.2.13 Ratton (1985)

Ratton (1985) realizou uma análise elástica linear, pelo Método dos Elementos Finitos, de um maciço formado por três camadas de deformabilidades diferentes, atravessado por um grupo de estacas (Figura 12). A partir de observações dos momentos fletores máximos na estaca, deslocamentos máximos em profundidade, deslocamento no topo das fundações, realizadas por meio de um estudo paramétrico, o autor chegou às seguintes conclusões:

- Com relação às deformadas e diagramas de momentos fletores: em estacas com diâmetro > 100 cm, os deslocamentos máximos ocorrem na

superfície, e com a redução do diâmetro os deslocamentos acontecem em profundidades cada vez maiores, até o centro da camada mole. A amplitude dos deslocamentos em profundidade das estacas de pequeno diâmetro é maior do que nas estacas de maior diâmetro. Os momentos fletores aumentam quanto maior o diâmetro e a rigidez das estacas, enquanto a profundidade onde ocorre o momento máximo decresce com a redução do diâmetro das estacas.

- Com relação à variação dos momentos e deslocamentos na cabeça da estaca em função da rigidez relativa: existe um valor crítico para a rigidez relativa, cerca de 4,5, que separa duas faixas bem definidas. Quando a rigidez é menor que 4,5 os momentos máximos aumentam com crescimento da rigidez relativa, os deslocamentos do topo variam no mesmo sentido da rigidez, os momentos máximos se produzem quase sempre na superfície, a deformada tende a uma reta, diagrama de momentos apresenta uma única curvatura, estacas são classificadas como rígidas; Quando a rigidez é maior que 4,5 os momentos diminuem com crescimento da rigidez relativa, os deslocamentos máximos apresentam-se em profundidade, as deformadas apresentam curvatura dupla e os deslocamentos na cabeça das estacas podem se desenvolver no sentido contrário ao deslocamento do solo, os diagramas de momentos apresentam várias curvaturas, estacas são classificadas como flexíveis.

O autor conclui que para os sistemas rígidos os métodos são bem aceitos, porém para os sistemas flexíveis os resultados tendem a serem muito conservadores. Neste caso, é necessária uma análise tridimensional por um método que considera a interação solo-estaca.

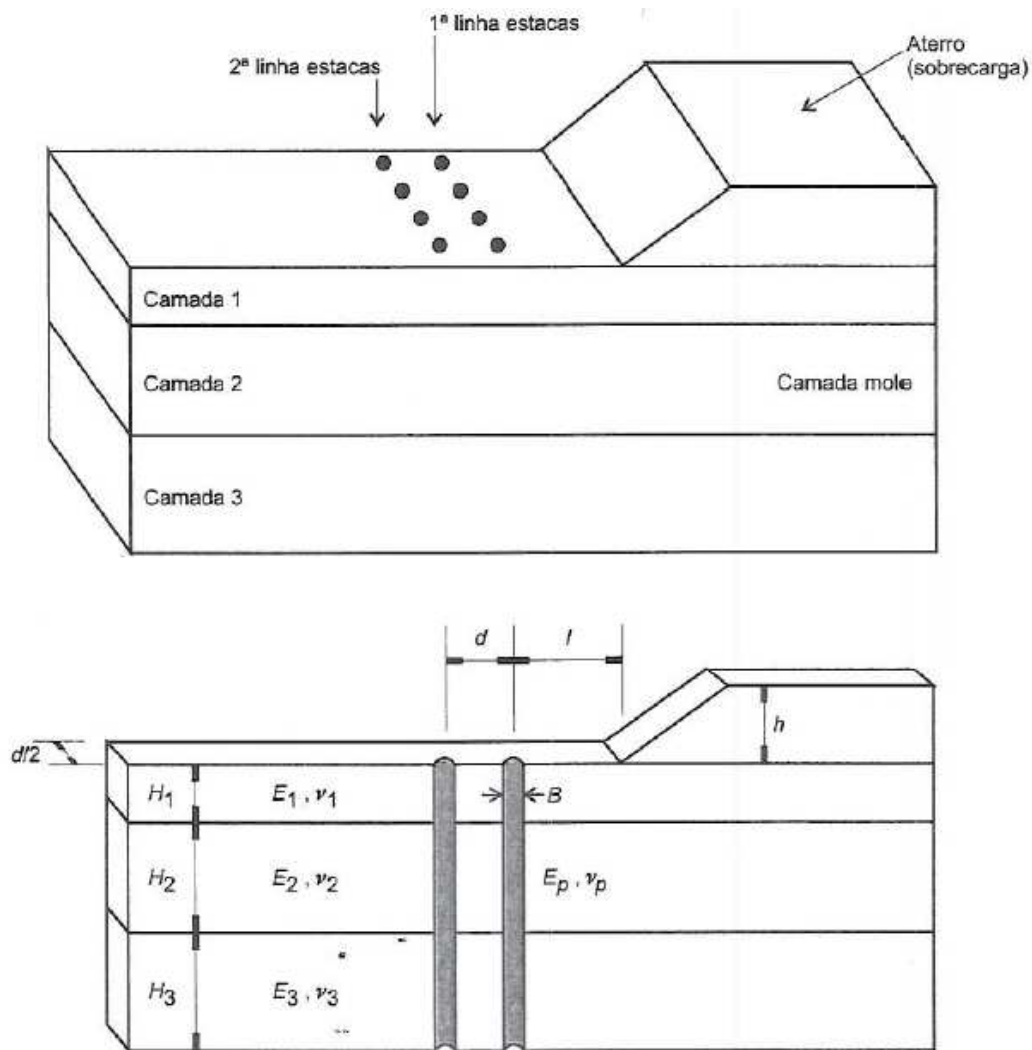


Figura 12 – Maciço multicamadas atravessado por um grupo de estacas (Ratton, 1985)

1.3 Estabilização e reforço de aterros sobre solo mole com colunas de brita

1.3.1 Objetivo de aplicação das colunas de brita

As colunas de brita são basicamente um sistema de reforço de solos. Ao serem aplicadas, as colunas de brita são confinadas lateralmente pelo solo que às circunda, interagindo com o mesmo e partilhando de parte considerável da carga aplicada.

As consequências imediatas da introdução de colunas de brita são o aumento de resistência (capacidade de carga) e a redução de deformações do conjunto.

Observa-se, ainda, que, na maioria dos casos, o reforço de solos com colunas de brita é aplicado em solos moles, que tem como característica geral média a elevada compressibilidade, e propensão a ter baixa permeabilidade. Normalmente o processo de adensamento neste tipo de material é lento.

A introdução de colunas de brita, por serem elementos lineares com alta permeabilidade, em uma massa com estas características, funcionará como um dreno, recolhendo radial e horizontalmente a água que irá ser expulsa. Ou seja, haverá uma aceleração do adensamento e considerável redução do tempo necessário para se processarem grande parte das deformações.

Pode-se concluir que a inserção de colunas de brita em solos de média a alta compressibilidade é responsável pelo aumento da estabilidade dos aterros construídos sobre os mesmos, tendo em vista que as superfícies de deslizamento passam a interceptar as referidas colunas que apresentam características mecânicas superiores.

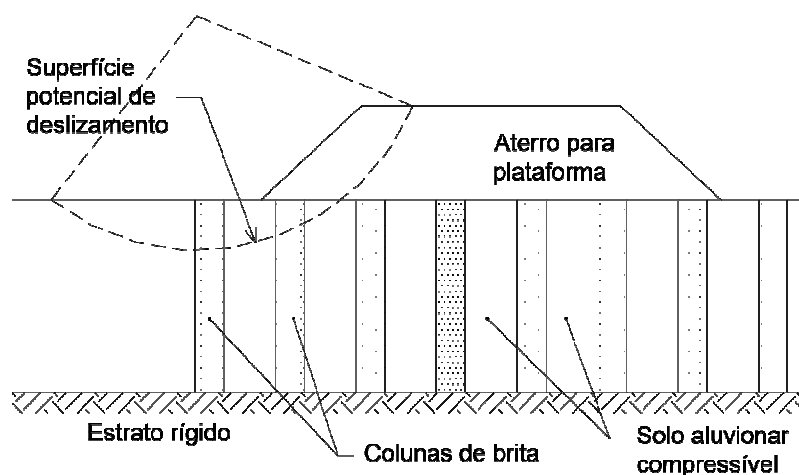


Figura 13 – Esquema simplificado de reforço de solo aluvionar para execução de aterro de apoio de uma plataforma de uma via de comunicação (Ratton, 1985)

Observa-se que, quando comparadas com outros tipos de fundações indiretas mais “rígidas” (estacas de concreto, por exemplo), o mecanismo de colapso das colunas de brita é mais progressivo, tendo em vista que depois de sobrecarregada, ocorre redução de tensão (transferindo para o solo circundante) à medida que se deforma (Dayte, 1982).

Resumidamente, os três principais objetivos da execução de colunas de brita na Geotecnia brasileira são: aumento da capacidade de carga, redução dos recalques e aceleração do adensamento.

Outro objetivo da aplicação da técnica de colunas de brita, não aplicável no Brasil, é reduzir o potencial de liquefação de solos fofos essencialmente arenosos com uma percentagem de partículas finas de 15 a 25%, quando estes estiverem sob a ação de solicitações sísmicas. Estas ações tendem a tornar a estrutura dos solos mais densa, através de um rearranjo de partículas. O solo pode não conseguir dissipar o excesso de pressão intersticial, gerando poropressões que, em alguns casos, podem se igualar à tensão total.

No que se refere aos solos em estado natural, os tratamentos com coluna de brita podem ser realizados em solos argilosos (partículas inferiores a 0,002 mm) e em areias finas soltas (partículas com dimensão de 0,2 mm a 0,6 mm).

Ressalta-se, no entanto, que para solos argilosos são comuns os tratamentos para aqueles que tem resistência não drenada (S_u) entre 10 kPa e 40 kPa (Federal Highway Administration- FHWA, 1983). Em solos com valores de S_u inferiores a 10 kPa, não são aconselháveis tratamentos com o método, tendo em vista que o confinamento lateral induzido pelo solo à coluna de brita é muito reduzido tendo em vista que quanto menor a resistência do solo, menor a carga axial suportada pela coluna de brita, que sofrerá maiores deformações, diminuindo a capacidade de carga do conjunto (Domingues, T.S.S., 2006).

É importante destacar que é possível tratar solos com valores de S_u próximos a 10 kPa, mas os diâmetros de colunas de brita necessários seriam tais que haveria quase que uma substituição do solo natural, o que pode conduzir a soluções economicamente desvantajosas.

Por outro lado, solos com valores de S_u entre 50 kPa e 100 kPa começam a oferecer resistência elevada ao avanço dos equipamentos para execução das colunas de brita, além de já apresentarem características de resistência suficientes para não necessitarem de reforços.

1.3.2 Material de enchimento

Para execução das colunas de brita, são normalmente adotados materiais granulares constituídos por partículas de vários diâmetros, limpos e sem vestígios de matéria orgânica.

Segundo Nayak (1982), o material de enchimento deverá apresentar boa graduação com tamanhos da ordem de 2 mm a 70 mm. No entanto, de acordo com Silva Pereira (1983), os diâmetros mais comumente adotados variam de 8 mm a 32 mm.

Ressalta-se ainda que, segundo Voutrain (1980), um maior percentual de partículas de menores dimensões conduz a uma menor incorporação do material de enchimento no solo circundante e, conseqüentemente, possibilita a execução de colunas de menores diâmetros.

A Tabela 1 apresenta a granulometria do material de enchimento recomendada pela Federal Highway Administration (FHWA, 1983) para os processos de vibro substituição, que preveem valores ligeiramente maiores em termos de dimensões dos agregados.

Ainda segundo a FSHW, em termos de composição do material de enchimento, é recomendada a utilização das alternativas 1 e 2. No caso de solos moles orgânicos pode-se usar a alternativa 2, associada a uma rápida construção, ou a alternativa 3. As alternativas 2 e 4 poderão ser utilizadas se não dispuser de agregados de grandes dimensões.

Ressalta-se que, quando em presença de solos com valores de S_u menores que 15 kPa é preferível uma graduação mais fina com vista a reduzir a possibilidade de intrusão de solo natural na coluna (Domingues, T.S.S., 2006).

Tabela 1 - Granulometria de material de enchimento (Federal Highway Administration)

Dimensão da peneira (")	Alternativa 1 % que passa	Alternativa 2 % que passa	Alternativa 3 % que passa	Alternativa 4 % que passa
4	-	-	100	-
3.5	-	-	90 – 100	-
3	90 – 100	-	-	-
2.5	-	-	25 – 100	100
2	40 – 90	100	-	65 – 100
1.5	-	-	0 – 60	-
1	-	2	-	20 – 100
0.75	0 – 10	-	0 – 10	10 – 55
0.50	0 – 5	-	0 – 5	0 -5

Constata-se que os diâmetros recomendados pela FHWA são superiores quando comparados com outros autores, como se pode observar Tabela 2, adaptada de Besançon et al (1984).

Analisando-se a Tabela, constata-se que quanto maior a resistência do solo, maior a dificuldade de incorporação do material de enchimento no solo e, conseqüentemente, menor os diâmetros de coluna obtidos.

Tendo em vista que o diâmetro das colunas é em parte dependente da resistência do solo envolvente, este é obviamente dependente também do tipo de solo, como pode ser visualizado Tabela 3, com dados de experiências da empresa Keller relacionando diâmetro médio da coluna de brita com classificação ASTM dos solos reforçados, para colunas realizadas com vibrador de alimentação na ponta (Silva Pereira, 1983).

Tabela 2 - Características de colunas de brita e do solo natural (adaptado de Besançon et al, 1984)

Autor	Local	Granulometria do material de enchimento	Resistência não drenada (S_u)	Diâmetro da coluna
Hughes et al (1975)	Convey Island	20 / 40 mm	30 kPa	73 a 76 cm
Mc Kenna (1975)	East Brent	38 mm	26 kPa	80 cm
Greenwood (1972)	Glasgow	-	44 kPa	58 cm
Voutrain (1980)	Lle Lacroix	70% 40 / 80 mm 30% tout-venant	30 kPa	92cm
Renouf et al (1972)	Boulogne sur mer	0 / 80 mm	10 kPa 25 kPa	143 cm 98 cm
Sheng Chongwen (1979)	Zhejiang	20 / 40 mm	20 kPa	80 cm
Hilmer (1975)	Deggendorf	-	19 a 32 kPa	103 a 65 cm
Goghnoor e Bayuk (1979)	Hampton	10 / 60 mm	15 kPa	114 cm
Castelli et al (1983)	New Orleans	-	10 kPa	110 cm
Faure (-)	Le Cateau	40 / 70 mm	25 kPa	80 cm
Watt et al (1967)	Teesport	26 / 49 mm	17 kPa	100 cm
Watt et al (1967)	Hedon	26 / 52 mm	20 kPa	95 cm
Watt et al (1967)	Newport	< 80 mm	40 kPa	80 cm
Colleseli et al (1983)	Porto marghera	-	30 a 40 kPa	87 a 81 cm

Tabela 3 - Diâmetros de colunas de brita construídas com o vibrador de alimentação na ponta, em função do tipo de solo (adaptado de Silva Pereira, 1983)

Tipo de solo	Turfas	Argila	Siltos brandos	Siltos rijos	Areia siltosa
Grupo (ASTM)	Pt	CH, OM	-	ML, CL	GM, GC, SM, SC
Diâmetro (cm)	75 – 115	75 – 90	65 - 85	50 - 65	60 – 75

1.3.3 Métodos de Execução

Existem diversos métodos para execução de colunas de brita, sendo vários os parâmetros que podem variar. No entanto, o modo como o furo é executado é extremamente importante e, por isso, genericamente classificam-se os métodos em vibratórios e não vibratórios.

- Métodos não vibratórios: Estes métodos são menos utilizados por terem reduzida (ou nenhuma) densificação do solo circundante à brita. A metodologia de execução mais utilizada em métodos não vibratórios, por minimizar os impactos negativos que a baixa densificação tende a provocar, consiste na execução do furo com um “sem fim”, semelhante ao trado contínuo para execução de estacas de concreto moldadas no terreno. A abertura do furo se faz por rotação do trado. Após atingir a profundidade desejada, a brita é colocada no fundo do furo através de um tubo existente no interior do próprio trado. A inversão da rotação do trado, os movimentos verticais associados e a alimentação da brita de forma contínua melhoram a compactação da brita com o solo natural, aumentando a densificação.

- Métodos vibratórios: Também conhecidos como vibrosubstituição, são frequentemente utilizados tendo em vista sua rapidez e eficiência na densificação do solo circundante à brita. Consiste na introdução de uma sonda com um vibrador de baixa frequência no solo natural, com ou sem a ajuda de um fluido de injeção, geralmente água. A abertura do furo é realizada principalmente devido ao peso do vibrador e do fluido de injeção e secundariamente à custa dos movimentos oscilatórios do próprio vibrador. O diâmetro do furo é ligeiramente superior ao diâmetro da sonda em consequência da compactação lateral e da erosão do solo. Após atingir a profundidade desejada, o material de enchimento é colocado e a vibrosubstituição é conseguida através da ação do movimento excêntrico contra a brita, associado à repetida subida e descida da sonda. Com este processo consegue-se criar um cilindro de solo muito bem compactado.

O grau de densificação é função do tipo de solo, da percentagem de finos, da densidade relativa inicial, do tipo de vibrador e do tempo de atuação, da forma e durabilidade do material de enchimento, da área da coluna e do espaçamento entre colunas (Adalier e Elgamal, 2004). Genericamente, quanto mais fino for o

solo, maior o tempo de compactação necessário, em cada patamar, para atingir o mesmo grau de compactação (Massarsch, 2004).

A representação dos diversos parâmetros (profundidade, intensidade de corrente elétrica, quantidade de brita e velocidade da sonda) é normalmente realizada por meio de gráfico, função do tempo (Figura 14).

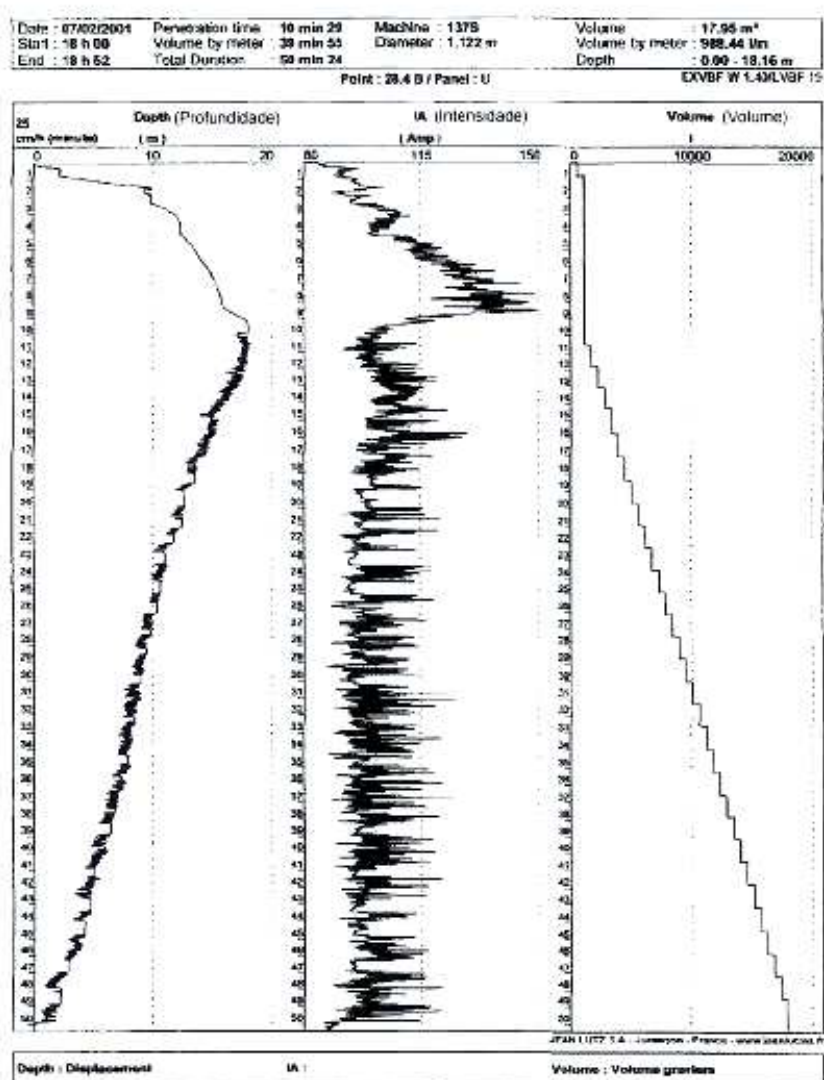


Figura 14 – Representação da profundidade, da intensidade de corrente elétrica e do volume de brita consumido na construção de uma coluna de brita em função do tempo (Vibro Systems Inc., 2004)

1.3.4 Instrumentação e Controle

O tipo de instrumentação a ser utilizada varia com o fator de segurança de projeto. Quanto mais baixos forem os fatores de segurança maior deve ser a instrumentação.

Normalmente, são utilizadas marcas topográficas para controle dos recalques, e inclinômetros para medir deformações laterais.

Em casos de necessidade de avaliar a evolução do lençol freático, caso de estabilização de taludes, por exemplo, devem ser utilizados piezômetros, instalados na zona das superfícies potenciais de deslizamento.

Podem, ainda, ser realizados ensaios de capacidade de carga sobre uma ou mais colunas. No entanto, deve-se levar em consideração que o comportamento de uma coluna isolada difere do carregamento de um grupo de colunas, tendo em vista a não consideração do confinamento lateral.

A Federal Highway Administration (1983) recomenda a realização de ensaios de capacidade de carga em cerca de 5 % das colunas realizadas.

Os parâmetros e as premissas de projeto devem ser monitorados frequentemente, de modo a prevenir problemas e ter tempo de atuação em caso de necessidade. Como em qualquer obra geotécnica, deve-se realizar o registro de toda informação tendo em vista que seu tratamento e divulgação são de extrema importância para melhor conhecimento do comportamento em obras futuras.

1.3.5 Aspectos Construtivos

A execução de colunas de brita é um processo tecnologicamente simples e encontra-se bem dominado pelo mercado.

Na execução das colunas de brita é comum a realização de uma plataforma com espessuras de 30 cm a 100 cm, na superfície do terreno. As vantagens da construção desta plataforma são facilitar o movimento das máquinas e melhorar a eficiência da coluna. Quando realizada próxima à superfície do terreno a coluna

apresenta um alargamento devido ao menor confinamento transmitido pelo solo. A existência de uma plataforma vai forçar esse alargamento a situar-se em uma maior profundidade, onde a tensão efetiva vertical é maior, garantindo um maior confinamento e maior capacidade de carga da coluna.

Segundo a FHWA (1983), as profundidades em que o tratamento com colunas de brita são vantajosas economicamente não são muito elevadas. Esta técnica é competitiva para profundidades de tratamento entre 6 m a 10 m. Para profundidades superiores a 10 m, normalmente as estacas rígidas são mais competitivas.

Se o objetivo da construção das colunas de brita for o aumento da capacidade de carga ou a redução dos assentamentos, as colunas devem ser aprofundadas até um estrato com suficiente capacidade portante. No entanto, em determinadas situações, é possível deixá-las “flutuantes” em um estrato mole, se a degradação de cargas a essa profundidade for tal que não justifique o seu prolongamento.

No caso de solos fofos, cujo objetivo primário é a densificação do solo, a profundidade do tratamento coincide com o atravessamento destes estratos.

1.3.6 Dimensionamento de colunas de brita – Métodos de Homogeneização

Os métodos de homogeneização têm por finalidade simplificar o meio solo + colunas de brita, onde o solo tratado é reduzido a um solo de homogeneidade equivalente. Esta técnica foi utilizada inicialmente por Priebe (1978) para efetuar cálculos de estabilidade de obras de terra sobre solos moles tratados por colunas de brita.

Método de Priebe (1978)

A descrição a seguir apresentada do método de Priebe é essencialmente baseada na publicação de Heinz Priebe, *The Design of Vibro replacement*, publicada na revista Ground Engineering em Dezembro de 1995.

A prova de que o tratamento com colunas de brita alcançou os objetivos definidos em projeto apenas é realizada através de onerosos ensaios de carga em escala real. No entanto, resultados confiáveis sobre o grau de melhoramento do solo podem ser obtidos apenas com o conhecimento das colunas de brita, sem considerar a densificação do solo entre as colunas. Existe essa possibilidade porque os parâmetros essenciais da geometria do modelo a considerar e do material britado para execução das colunas podem ser determinados com acurácia. Neste tipo de análise o equipamento e os procedimentos de execução desempenham papel secundário na estimativa dos diâmetros das colunas de brita.

Primeiramente é estabelecido um fator indicativo do grau de melhoramento do solo provocados pelas colunas de brita em comparação com o mesmo solo sem as colunas. De acordo com o fator de melhoramento do solo, o módulo de deformabilidade do solo composto é aumentado, diminuindo os recalques esperados.

Existem casos em que o efeito de reforço produzido pelas colunas de brita executadas é aumentado pela densificação provocada pelo efeito de vibrocompactação, ou seja, a instalação das colunas densifica o solo entre as colunas, principalmente em solos arenosos. Nestes casos, pode-se preliminarmente ser avaliada a densificação provocada pela vibrocompactação e posteriormente proceder o dimensionamento de colunas de brita descrito a seguir:

Determinação do fator de melhoramento básico

A avaliação mais precisa para a técnica de vibrosubstituição se dá para o caso bem definido de uma área de carregamento ilimitada e uma malha de colunas igualmente ilimitada. Na situação descrita considera-se uma célula

unitária de área A , composta pela coluna de brita de seção AC , e a respectiva área de solo envolvente, correspondente à zona de influência da coluna.

São considerados as seguintes premissas:

- A coluna estará apoiada em camada rígida;
- O material da coluna é incompressível;
- A densidade aparente da coluna e do solo são desprezados.

Desta forma, a coluna não pode ceder pela ponta e qualquer recalque na área carregada resulta na deformação lateral da coluna que se mantém constante ao longo de seu comprimento.

A avaliação do melhoramento do solo com colunas de brita, considerando as condições referidas acima, é efetuada partindo do princípio de que o material da coluna é submetido a tensões tangenciais e que o solo envolvente reage elasticamente. Assume-se ainda que o solo é deslocado durante a instalação das colunas de forma que sua resistência inicial corresponderá ao estado líquido, ou seja, $K = 1$. O resultado é expressado pelo fator de melhoramento n_0 .

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \times \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \times f(\mu_s, A_c/A)} \right] \quad (\text{Eq. 10})$$

onde,

$$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1-\mu_s) \times (1-A_c/A)}{1-2\mu_s + A_c/A} \quad (\text{Eq. 11})$$

$$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2) \quad (\text{Eq. 12})$$

Na maioria dos casos, um valor de Coeficiente de Poisson de $\mu_s=1/3$ é o valor adequado para o estado final, após o recalque, e que conduz a uma expressão simplificada:

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \times \left[\frac{5 - A_c/A}{4 \times K_{ac} \times (1 - A_c/A)} - 1 \right] \quad (\text{Eq. 13})$$

A relação entre o fator de melhoramento n_D , a relação entre as áreas A/A_c , juntamente com o ângulo de atrito da brita (φ_c), está ilustrado na Figura 15:

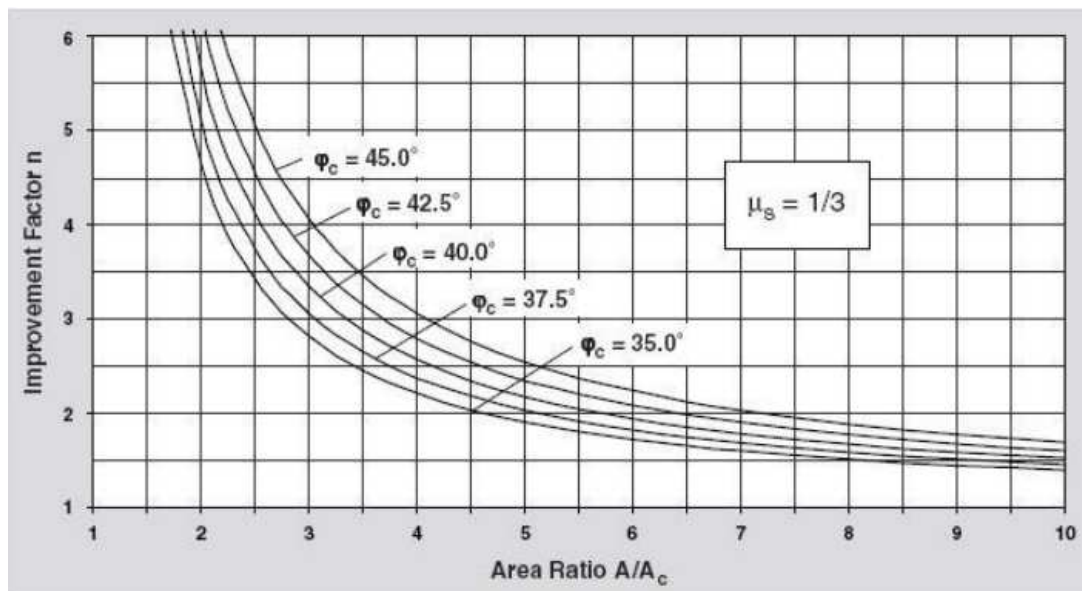


Figura 15 – Gráfico de dimensionamento de coluna de brita (Priebe, 1995)

2 CASO DE OBRA

2.1 Considerações Gerais

O Arco Metropolitano do Rio de Janeiro é uma rodovia com cerca de 145 km de extensão que liga a Região Metropolitana à Baixada Fluminense, passando por 9 (nove) municípios: Itaboraí, Guapimirim, Magé, Duque de Caxias, Nova Iguaçu, Japeri, Queimados, Seropédica e Itaguaí, como indica a Figura 16.



Figura 16 - Traçado do Arco Metropolitano (Secretaria de Obras - Governo do Estado do Rio de Janeiro)

A construção desta rodovia foi incluída no Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) do Governo Federal, assegurando os recursos fiscais necessários a sua construção, delegada por convênio, ao Governo do Estado do Rio de Janeiro.

Segundo a Federação das Indústrias do Rio de Janeiro (FIRJAN), estima-se que com a nova rodovia aproximadamente 35 mil veículos (destes, 10 mil caminhões de carga) deixaram de passar pela Avenida Brasil, Via Dutra e Rodovia Washington Luiz por dia. A obra trouxe um grande ganho para a mobilidade urbana, reduzindo o congestionamento nas regiões da Baixada Fluminense.

O projeto também traz grandes vantagens econômicas, tendo em vista que esta rodovia liga pólos industriais, como o Porto de Itaguaí, a Refinaria Duque de Caxias e o Complexo Petroquímico do Rio de Janeiro, em Itaboraí. Ainda segundo a FIRJAN, o impacto para o PIB do Rio de Janeiro será de cerca de 1,8 bilhões de reais, e estima-se uma criação de cerca de 10 mil empregos com novas empresas instaladas na região.

2.2 Localização do Segmento em Estudo

As intervenções e obras para a construção do Arco Metropolitano foram divididas em 4 segmentos, conforme demonstrado na Figura 17:

- A: Segmento da Rodovia de Contorno da Baía de Guanabara (BR 493) – extensão aproximada de 25 km;
- B: Segmento da Rodovia Rio-Santos (BR 101-Sul) – extensão aproximada de 22 km;
- C: Segmento da BR 493 / RJ 109 – extensão de 70,9 km;
- D: Segmento da Rodovia Rio-Teresópolis (BR 116 – Norte) – extensão aproximada de 22 km.



Figura 17 - Traçado do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro (Antunes, 2012)

O segmento C passa por uma região de várias bacias que drenam em direção ao mar. Os principais rios interceptados pelo projeto são: Rio Calombé, Canal Pilar, Rio Capivari, Rio Iguaçu, Canal Água Preta, Canal Bandeira e Canal Paiol.

O presente trabalho tem como foco o estudo dos encontros da Ponte do Rio Capivari (Figura 18), inseridos no Lote 1 do Segmento C (km 48,5 ao km 63,0).



Figura 18- Vista da execução das Pontes sobre o Rio Capivari (Pires, 2013)

2.3 Concepções do Projeto

Segundo Feijó (2013), no momento da ordem de início dos serviços das obras, os “únicos” projetos executivos aprovados pelo DNIT para implantação eram os das Obras de Arte Especiais, fazendo com que a maioria das pontes e viadutos começasse a ser erguida prioritariamente, de modo a não atrasar o cronograma da obra.

A partir do estudo dos projetos, constata-se que grande parte das pontes e viadutos do Lote 1 está localizada em áreas de ocorrência de solos compressíveis e com aterros de encontros muito elevados em função do greide projetado.

Especificamente nos projetos da Ponte do Rio Capivari, os encontros da Ponte seriam executados em solo reforçado com altura aproximada de 6 m.

Diante do exposto, se torna imprescindível a análise dos efeitos (carregamentos horizontais não previstos) que poderiam afetar de forma danosa as estruturas projetadas, do tipo estaca raiz.

Após a execução das estacas, consultas técnicas foram realizadas com o objetivo de obter uma solução para que os efeitos dos carregamentos horizontais fossem minimizados. A solução adotada para adequação do projeto dos encontros foi o reforço das fundações associado à implantação de colunas de brita, que como descrito no referencial teórico do presente trabalho, tem como principais objetivos a aceleração dos recalques e o aumento da resistência do solo mole.

Destaca-se ainda, que na região de estudo o material do subsolo apresentava alto grau de heterogeneidade revelado por várias sondagens realizadas nas proximidades.

Após a execução das colunas de brita, foram executadas as estruturas em terreno consistente, conforme previsto em projeto.

2.4 Geometria

O projeto original dos encontros da Ponte do Rio Capivari previa um grupo de 06 (seis) estacas raiz verticais e 04 (quatro) estacas inclinadas sob um bloco de concreto armado de 10,70 m x 2,10 m, e altura de 1,40 m. A Figura 19 a Figura 22 apresentam os perfis geotécnicos do trecho em estudo, com a localização das fundações.

A Tabela 4 reúne as informações dos aterros e fundações projetados para os encontros da Ponte do Rio Capivari.

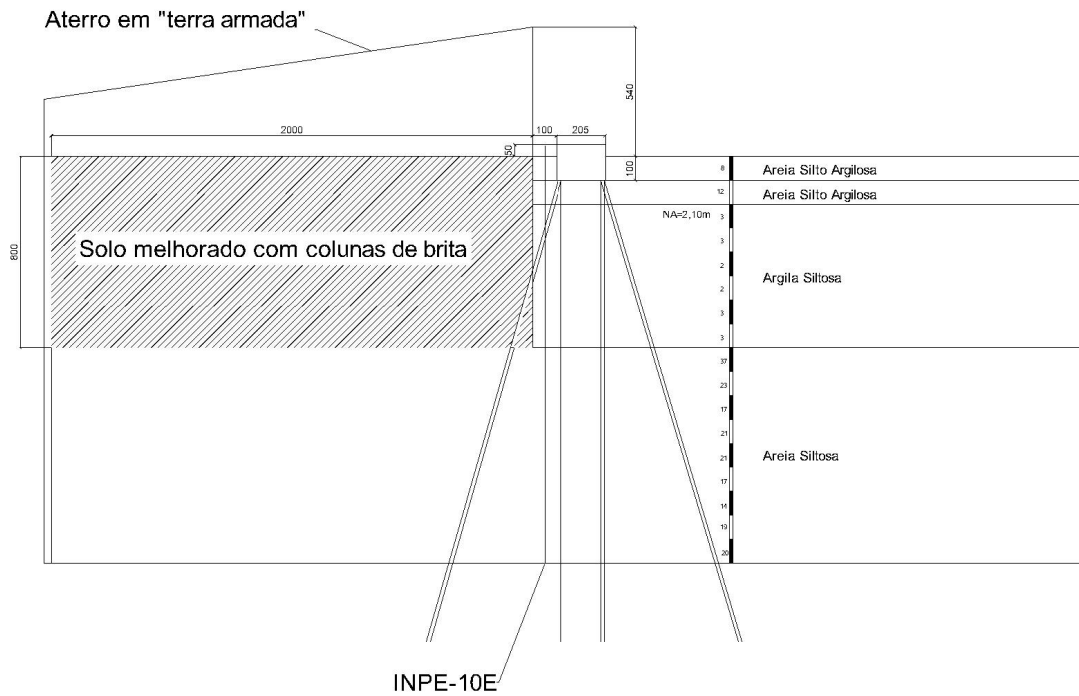


Figura 19 - Perfil geotécnico do encontro 1 da pista direita

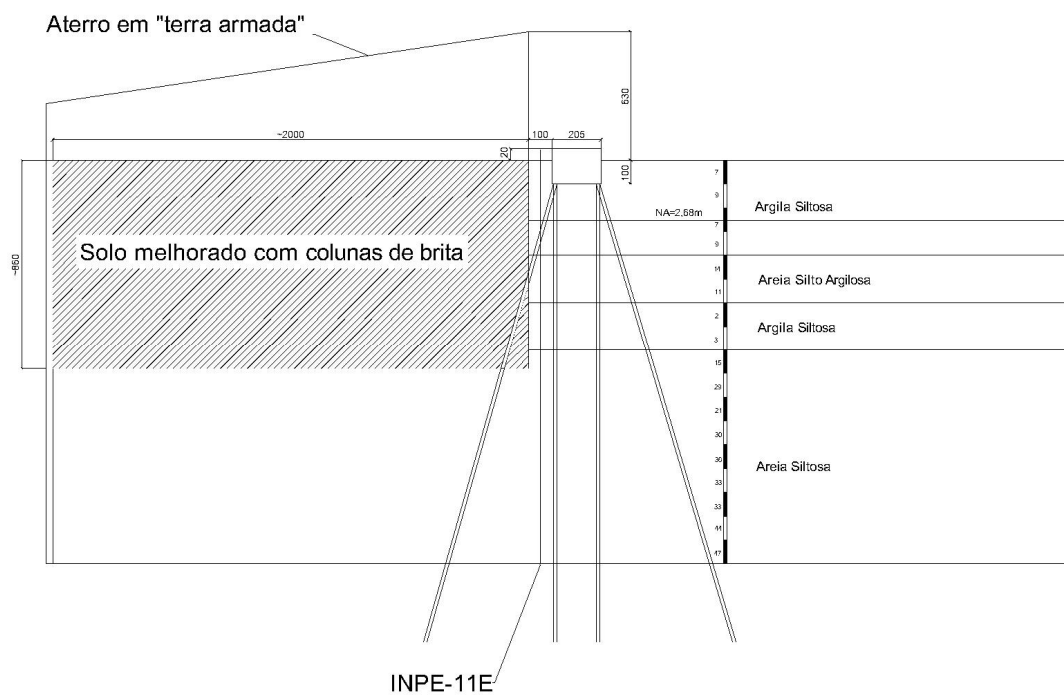


Figura 20 - Perfil geotécnico do encontro 2 da pista direita

Tabela 4- Informações de aterros e estacas encontros da Ponte do Rio Capivari

PISTA	COTA		H ATERRO (m)	ESTACAS	
	SONDAGEM	GREIDE		Ø (cm)	L (m)
D	E1	5,57	10,12	40	19,00
	E2	4,43	10,75	40	11,00
E	E1	4,72	10,14	41	20,00
	E2	4,23	10,74	41	16,00

Conforme descrito no item 1.3, a avaliação dos momentos fletores gerados pela construção posterior dos aterros levaram a adoção de alterações no projeto inicial, com inclusão de reforço com colunas de brita.

O projeto das colunas de brita previa espaçamento triangular de 1,70 m, com diâmetro de 0,80 m e profundidade de 8,00 m, como pode ser visualizado na Figura 23 a Figura 25.

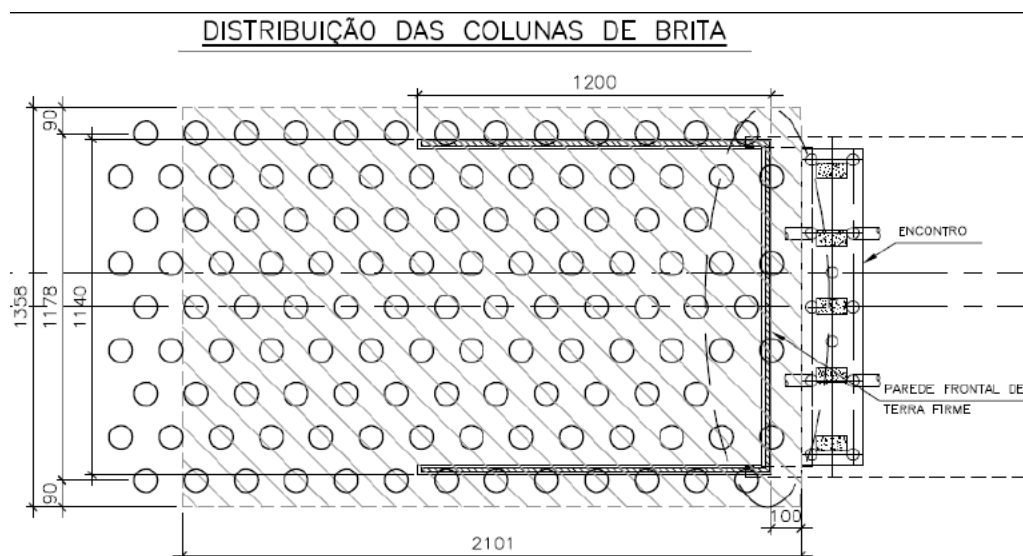


Figura 23- Distribuição das colunas de Brita (Projeto do reforço)

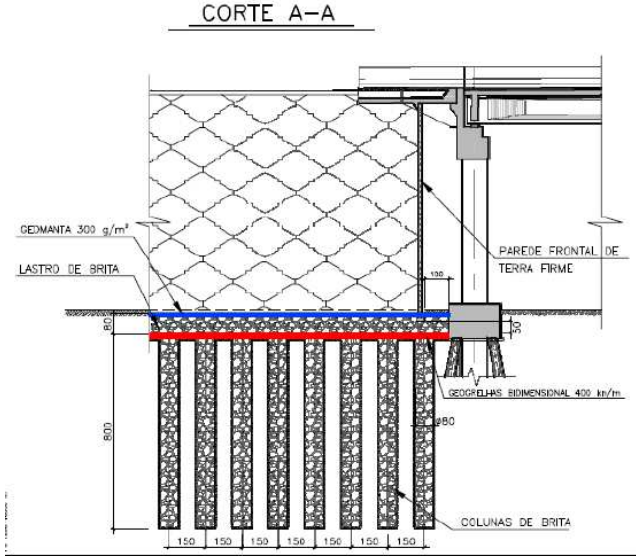


Figura 24- Corte execução de colunas de brita (Projeto)

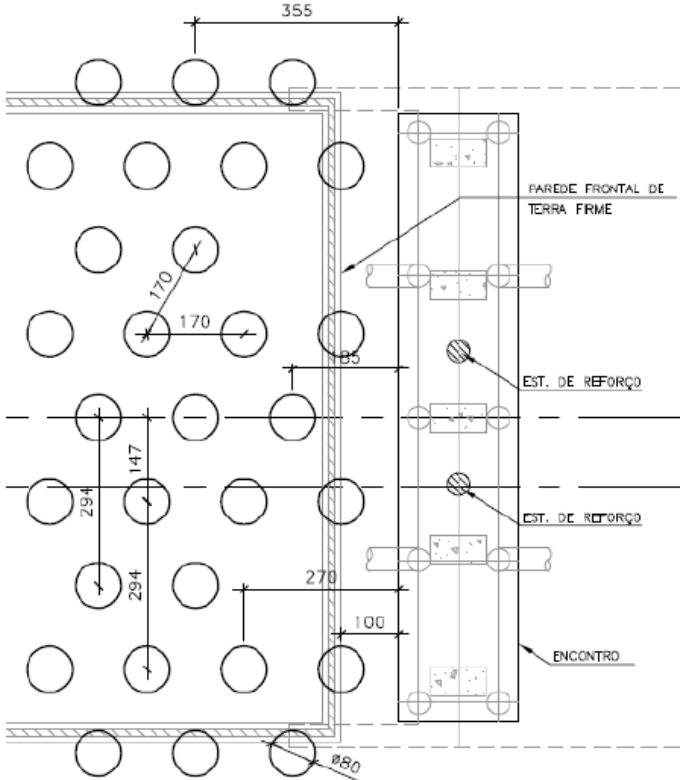


Figura 25 - Detalhe da distribuição da malha das colunas de brita (Projeto)

2.5 Avaliação do Efeito de Sobrecargas Assimétricas

O efeito de sobrecargas assimétricas foi avaliado analiticamente através da fórmula proposta por Tschebotarioff (1970, 1973), detalhada no referencial teórico do presente trabalho, e que tem por base o diagrama de tensões triangular apresentado na Figura 2. Para efeito de cálculo foi considerada, ainda, a recomendação proposta por Velloso e Lopes (2011), para utilização de 2.B, ao invés de B, descrita no item 2.2.3.

Tendo por base as sondagens SM-E1-PD, SM-E1-PE, SM-E2-PD e SM-E2-PE, reunidas no Anexo 1, e as equações 2, 3, 4 e 5, foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Análise do efeito de sobrecargas assimétricas nos encontros da Ponte do Rio Capivari.

PISTA	SONDAGEM	H_{aterro} (m)	$\Delta\sigma_z$ (kPa)	t (m)	L (m)	a (m)	ph (KN/m)	R (KN)	$M_{\text{máx}}$ (KN.m)
D	E1 SM-E1-PD	4,55	40,04	8	8	4	12,81	46,13	147,60
	E2 SM-E2-PD	6,32	55,61	8	8	4	17,80	64,07	205,02
E	E1 SM-E1-PE	5,42	47,69	9	9	4,5	15,26	61,81	222,53
	E2 SM-E2-PE	6,51	57,28	7	7	3,5	20,62	64,96	181,90

Ressalta-se que o cálculo do acréscimo de tensão vertical no centro da camada de argila, $\Delta\sigma_z$, foi realizado através da Teoria da Elasticidade, considerando o Gráfico de Osterberg para carregamentos infinitos, onde o acréscimo de tensão na profundidade requerida ocorre proporcionalmente ao coeficiente I_1 , retirado do gráfico da Figura 26.

Considerando que o momento resistente (em serviço) das estacas é de 80KN.m, houve necessidade de tratamento no solo de fundação.

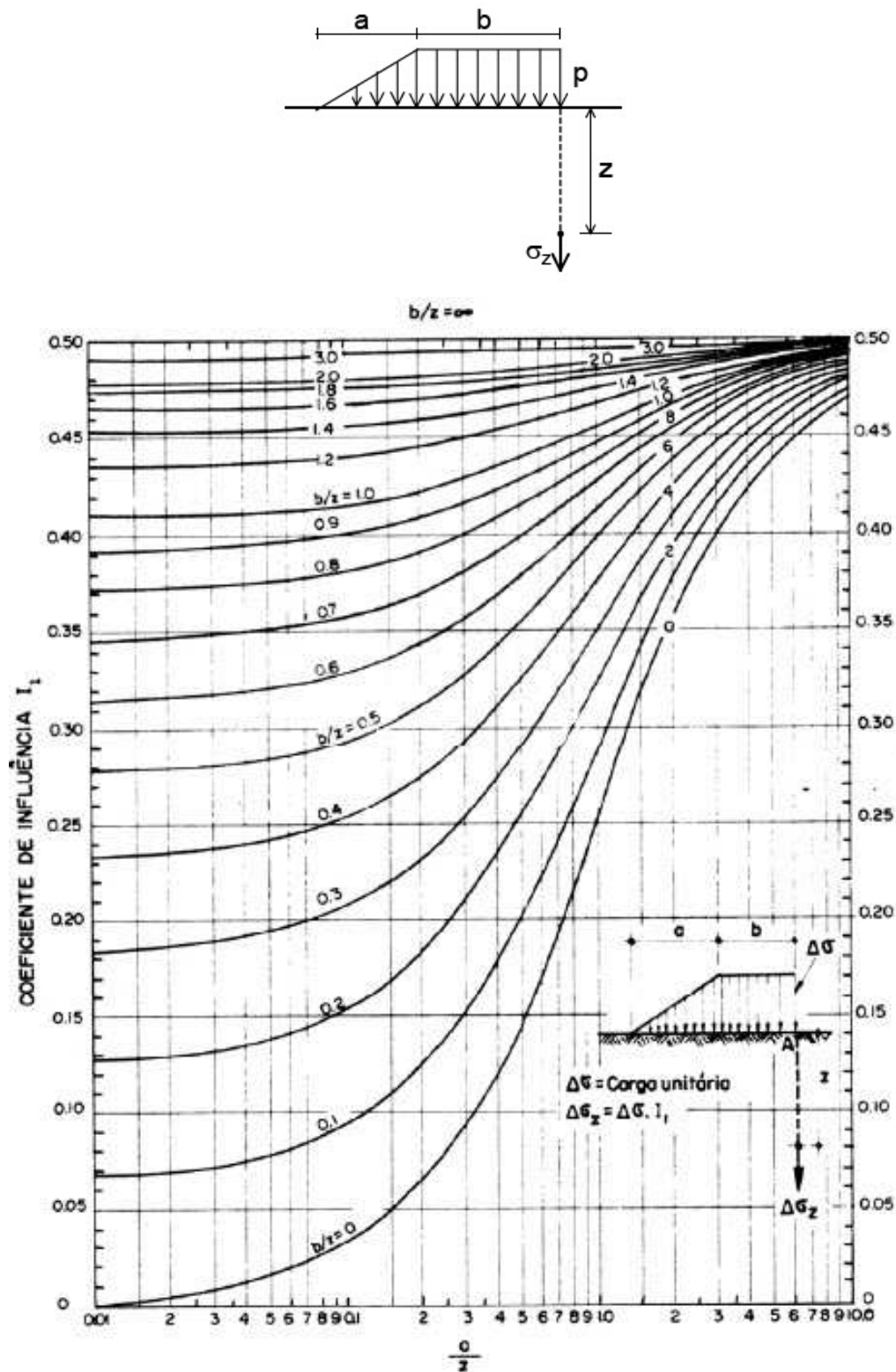


Figura 26 - Gráfico de Osterberg (Apud Caputo, 1987)

2.6 Metodologia para obtenção de parâmetros

Os parâmetros do solo de fundação foram estimados a partir de correlações com os resultados de sondagem a percussão (N_{SPT}) e de dados históricos da região, coletados de bibliografias anteriores. Ressalta-se que este tipo de estimativa não é precisa, tendo em vista que estas relações são baseadas em tratamento estatístico de um universo de dados limitado.

2.6.1 Correlações com resultados de sondagem a percussão

a) Densidade Relativa (D_R) e ângulo de atrito (ϕ') para solos granulares

O cálculo da Densidade Relativa, a partir de sondagens a percussão, pode ser realizado através das equações 14 e 15, ou ainda pelo ábaco de Saxena e Sunivasulu (1982), apresentado na Figura 27.

$$D_R = \left(\frac{N_{60}}{0,23 \cdot \sigma'_{vo} + 16} \right)^{1/2} \quad \text{Gibbs e Holtz (1957)} \quad \text{Eq. 14}$$

$$D_R = \left(\frac{N_{60}}{0,28 \cdot \sigma'_{vo} + 27} \right)^{1/2} \quad \text{Skempton (1986)} \quad \text{Eq. 15}$$

Onde: $N_{60} = 1,2 \cdot N_{SPT}$

σ'_{vo} = tensão efetiva inicial

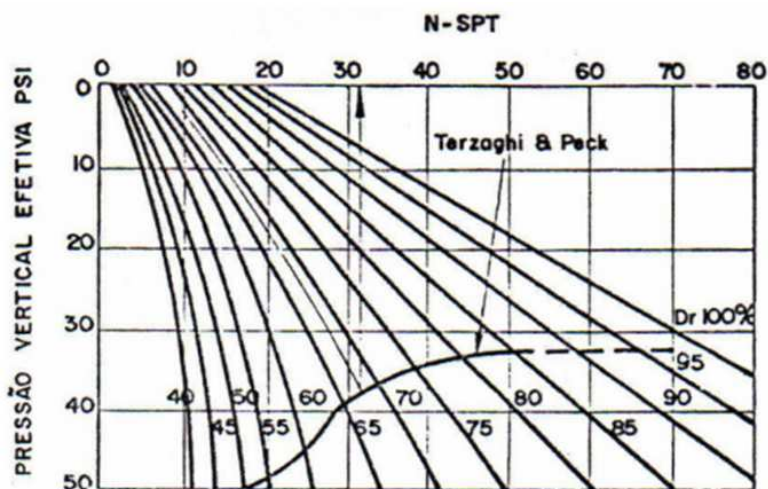


Figura 27 - Correlação entre densidade relativa e NSPT (Saxena e Srinivasulu, 1982)

O ângulo de atrito dos solos coesivos pode ser obtido através dos ábacos de Mello (1971) ou de Mitchell et al (1978), apresentados na Figura 28 e na Figura 29. Este parâmetro de resistência pode também ser estimado pelas formulações:

$$\text{De Mello (1971):} \quad (1,49 - D_R) \cdot \tan \phi' = 0,712 \quad \text{Eq. 16}$$

$$\text{Bolton (1986):} \quad \phi' = 33 + \{3 \cdot [D_R(10 - \ln \sigma') - 1]\} \quad \text{Eq. 17}$$

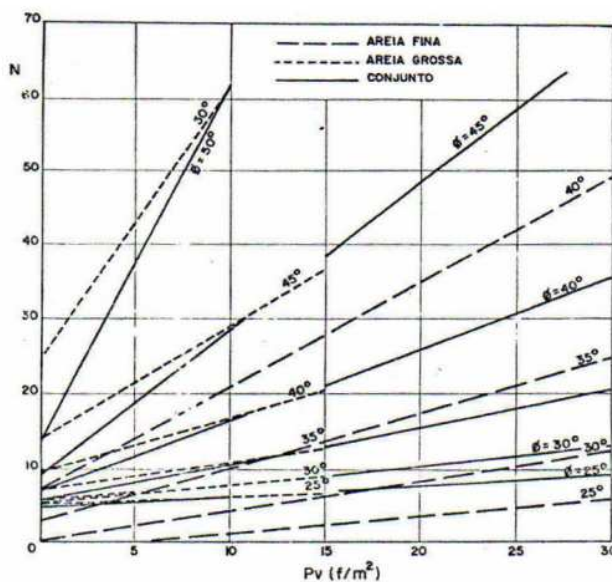


Figura 28- Ábaco de Mello (1967)

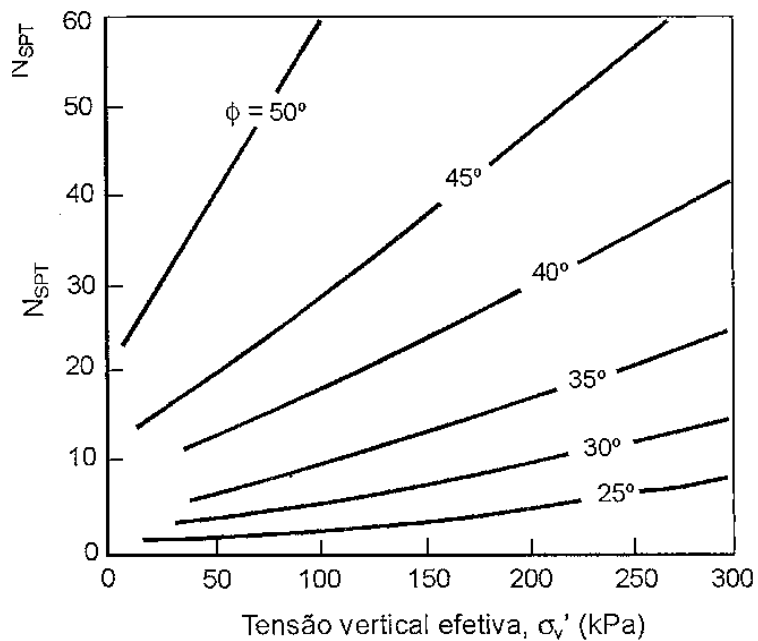


Figura 29 - Ábaco de Mitchell e outros (1978)

b) Módulo de deformabilidade (E) para solos granulares

A estimativa do Módulo de deformabilidade a partir de sondagens pode ser realizada utilizando-se o ábaco de Stroud (1989), Figura 30, ou pelos limites estabelecidos por Clayton (1986), reunidos na Tabela 6.

Tabela 6- Estimativa do módulo de deformabilidade por Clayton (1986)

N	E/N ₆₀ (MPa)		
	MÉDIA	LIM INFERIOR	LIM SUPERIOR
4	1,6 – 2,4	0,4 – 0,6	3,5 – 5,3
10	2,2 – 3,4	0,7 – 1,1	4,6 – 7,0
30	3,7 – 5,6	1,5 – 2,2	6,6 – 10,0
60	4,6 – 7,0	2,3 – 3,5	8,9 – 13,5

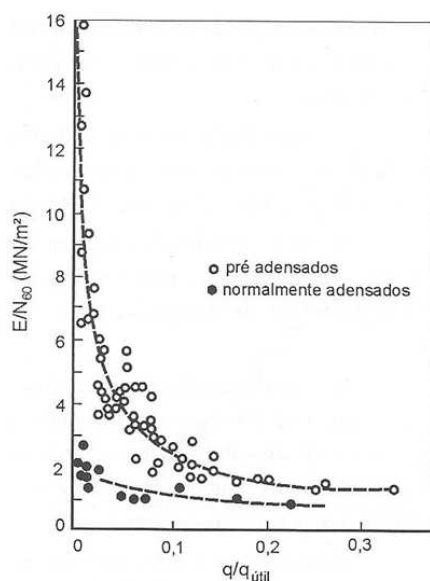


Figura 30 – Razão entre E/N_{60} e taxa de carregamento (Stroud, 1989)

c) Resistência não drenada (S_u) de solos coesivos

Para solos argilosos com $N_{SPT} > 5$, a estimativa da resistência não drenada pode ser realizada pelas equações:

$$\text{De Mello (1971):} \quad \frac{S_u}{N_{SPT}} = 0,4 \text{ a } 20 \quad \text{Eq. 18}$$

$$\text{Stroud (1989):} \quad \frac{S_u}{N_{SPT}} = 4 \text{ a } 6 \quad \text{Eq. 19}$$

Ressalta-se que a equação de Stroud só pode ser aplicada para solos pré-adensados.

A resistência não drenada pode também ser obtida pela expressão do Manual Navfac – DM7 (1971):

$$S_u \left(\frac{tf}{ft^2} \right) = N/2A \quad \text{Eq. 20}$$

Onde: $A = 13,5$, para argilas de baixa plasticidade e siltes argilosos;

$A = 6,5$, para argilas de média plasticidade;

$A = 4,0$, para argilas de baixa plasticidade.

Terzaghi e Peck (1967) também apresentam uma proposta para determinação da resistência não drenada (Tabela 7).

Tabela 7 - Tabela para obtenção de S_u (Terzaghi e Peck, 1967)

N	CONSISTÊNCIA	S_u/P_a
0 a 2	Muito mole	<1/8
2 a 4	Mole	1/8 a ¼
4 a 8	Média	1/4 a ½
8 a 15	Dura	1/2 a 1
15 a 30	Muito dura	1 a 2
>30	Rija	>2

d) Módulo de deformabilidade não drenado (E_u) de solos coesivos

O módulo de deformabilidade não drenado (E_u) pode ser estimado através da formulação proposta por Stroud e Butler (1975):

$$\frac{E_u}{N_{60}} = 1 \text{ (MPa)} \quad \text{Eq. 21}$$

Se q/q_{ult} for menor que 0,1:

$$\frac{E_u}{N_{60}} = 6,3 \text{ a } 10,4 \text{ (MPa)} \quad \text{Eq. 22}$$

e) Coeficiente de variação volumétrica (m_v) de solos coesivos

Stroud e Butler (1975) propuseram a seguinte formulação para estimativa do coeficiente de variação volumétrica (m_v) a partir de resultados de sondagens a percussão.

$$m_v = 450.N_{60} (m^2 / MN) \quad \text{Eq. 23}$$

2.6.2 Dados históricos da região

A região da Baixada Fluminense foi amplamente estudada por diversos autores, principalmente no que diz respeito aos parâmetros geotécnicos das argilas moles do local.

Marques et al (2008) analisaram a caracterização geotécnica de um depósito de solo compressível em Itaguaí (RJ), com a finalidade de definir parâmetros geotécnicos. Os autores chegaram aos valores apresentados na Tabela 8.

Tabela 8- Parâmetros obtidos por Marques et al (2008)

Densidade específica (G_s)	Índice de vazios (e_o)	Razão de Compressão (CR)	Coefficiente de adensamento vertical (c_v) (m^2/s)
2,39 a 2,73	2,50 a 4,20	0,24 a 0,50	8×10^{-9} a $1,1 \times 10^{-6}$

Futai et al (2008), resumem valores de parâmetros geotécnicos estudados por diversos autores (Lacerda et al., 1977; Ortigão, 1980; Almeida & Marques, 2002) para a região de Sarapuí (RJ). Dentre os parâmetros estudados são destacados pelos autores os valores do índice de vazios (e_o) de $3,71 \pm 0,57$ e ângulo de atrito efetivo (ϕ'), entre 25° e 30° .

Almeida et al (2005) também estudaram os parâmetros das argilas de Sarapuí, com base em ensaios de laboratório e campo realizados por diversos autores (Ortigão, 1975 e 1980; Coutinho, 1976; Duarte, 1977; Collet, 1978; Vieira, 1988; Barbosa, 1990; Lima, 1993). Os resultados estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Parâmetros obtidos por Almeida et al (2005)

Peso específico (γ) (KN/m^3)	Índice de vazios (e_o)	Razão de Compressão (CR)	Índice de compressão (C_c)
12,5 a 14,5	2,50 a 4,90	0,41	1,30 a 3,20

Antunes (2012) compara os valores de parâmetros obtidos por diversos autores para a região da Baixada Fluminense (Figura 31 a Figura 34). O autor obteve valores de e_0 na faixa de 2,23 a 4,91, CR na faixa de 0,20 a 0,30 e permeabilidade na faixa de $1,7 \times 10^{-4}$ a $1,7 \times 10^{-3}$ m/dia (Tabela 10).

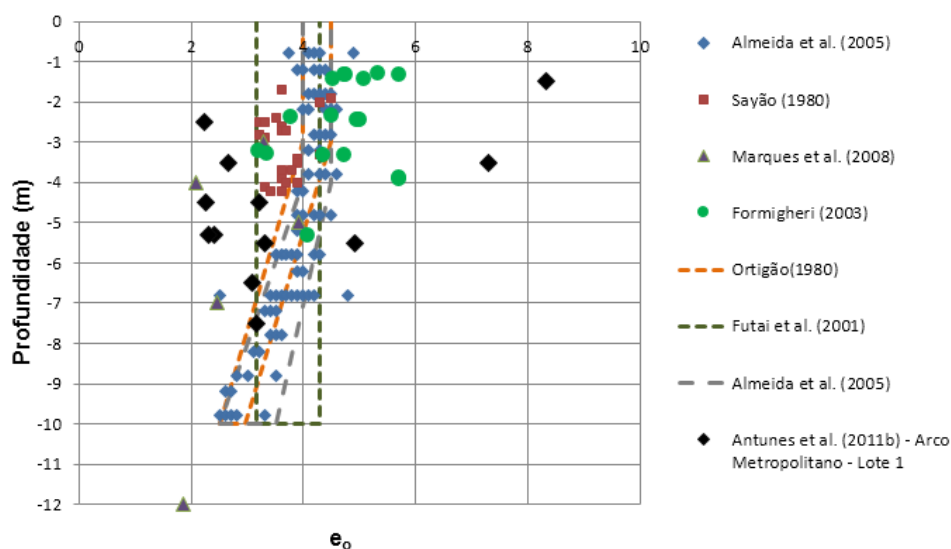


Figura 31- Índice de Vazios e_0 (Antunes, 2012)

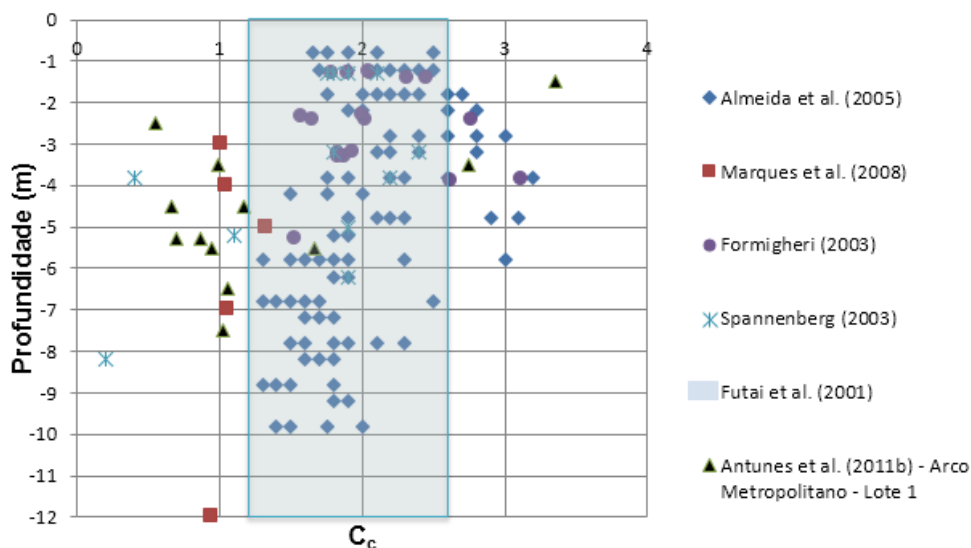


Figura 32- Variação do Índice de Compressão (C_c) com a profundidade (Antunes, 2012)

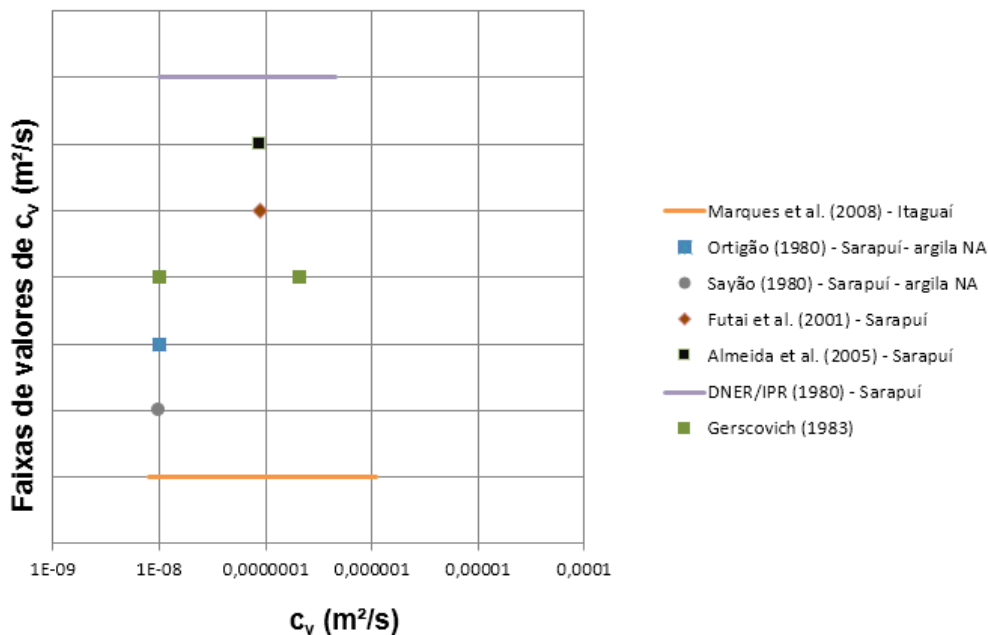


Figura 33 - Valores do Coeficiente de adensamento vertical (c_v) (Antunes, 2012)

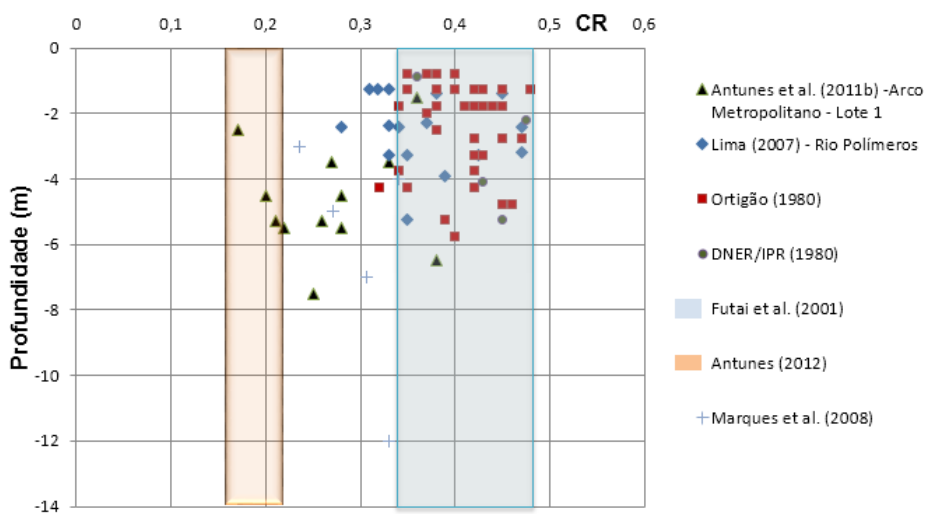


Figura 34- Valores de Razão de Compressão (CR) (Antunes, 2012)

Tabela 10- Resumo da variação de parâmetros na literatura

e_o	C_c	c_v (m ² /s)	k (m/dia)	$CR = \frac{C_c}{1 + e_o}$
2,50 a 5,0	1,50 a 2,50	$1,0 \times 10^{-8}$ a $2,0 \times 10^{-7}$	$4,32 \times 10^{-6}$ a $5,36 \times 10^{-3}$	0,40

3 ANÁLISE NUMÉRICA

3.1 Método dos Elementos Finitos (MEF)

O Método dos Elementos Finitos é uma das ferramentas numéricas mais utilizadas na atualidade, devido a sua capacidade de simular diversas condições de contorno, com modelos constitutivos e etapas construtivas diversas.

O MEF foi originalmente desenvolvido para análises de problemas estruturais, no entanto, sua teoria original foi modificada de modo a permitir a análise de situações envolvendo diversos campos da engenharia. Ele é uma ferramenta rápida e eficaz na análise de sistemas, tendo em vista que permite a avaliação de situações complexas, que geralmente não poderiam ser solucionadas com a aplicação de um único método teórico. Este método permite avaliar aspectos como não linearidade do material na relação tensão-deformação, anisotropia, heterogeneidade, entre outros.

Arpino (2011) relata que o modelo de funcionamento do MEF consiste em um sistema particionado em domínios, denominados “elementos finitos”, ligados por um número discreto de pontos. Neste processo são avaliadas as características iniciais do elemento e a nível global, sendo elas o equilíbrio das forças, a compatibilidade de deslocamentos e as relações tensão-deformação do material.

Arpino (2011) descreve ainda que após a determinação destas condições iniciais são calculadas, para cada ponto nodal, as variáveis discretas (componentes de força e deslocamento), a partir das quais se podem calcular as variáveis secundárias (tensão e deformação).

O embasamento e desenvolvimento para a teoria do Método dos Elementos Finitos pode ser verificada em Soriano (2009).

3.2 Modelagem computacional – O programa Plaxis

A partir da utilização de computadores digitais a aplicação dos métodos numéricos em estudos de Geotecnia se tornou mais amplamente utilizada. O MEF é utilizado, para a área de Geotecnia, pela ferramenta computacional Plaxis, desenvolvida e comercializada pela empresa de mesmo nome.

Dos Santos (2007) relata que o início do desenvolvimento deste programa se deu em 1987, na Universidade Técnica de Delft (Holanda), tendo sido, desde então, atualizado de forma a torná-lo apropriado para a resolução dos mais variados problemas geotécnicos.

A utilização deste software é consagrada no meio técnico e acadêmico, sendo também de consenso dos profissionais que com ele trabalham que a qualidade dos seus resultados depende, em grande parte, da qualidade dos dados inseridos no programa e da utilização adequada dos recursos oferecidos.

A estrutura computacional do programa é dividida em quatro sub-programas, sendo eles uma sub-rotina de entrada de dados (Input), uma sub-rotina de cálculo (Calculation), uma sub-rotina de saída de resultados (Output) e uma sub-rotina de geração de curvas obtidas de pontos selecionados na malha de elementos finitos (Curves).

3.2.1 – Etapa de entrada de dados (Input)

Brinkgreve (2002) detalha que no Input devem ser introduzidos os dados do problema como geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelo de comportamento do solo e condições de contorno.

O modelo pode ser dividido em estado plano de deformação (quando a geometria pode ser considerada bidimensional, com uma dimensão significativamente superior as demais) ou axissimétrico (em problemas que apresentam um eixo de simetria axial).

Dos Santos (2007) relata que o processo de geração da malha no Plaxis é automático, sendo a geometria dividida em elementos triangulares isoparamétricos

de seis ou quinze nós. A acurácia dos resultados varia com a forma e dimensão da malha que representam o sistema em estudo. O programa permite o refinamento da malha em locais de maior interesse. Este procedimento é de grande importância tendo em vista que quanto mais refinada for a malha, mais acurados serão os valores obtidos.

Outros pontos que devem ser definidos no Input são as linhas de restrições de deslocamentos (de acordo com cada problema específico), os carregamentos (quando o problema for de deformação plana, os pontos de aplicação devem ser fornecidos com valor de carga em kN/m para carga pontual e kN/m² para carga distribuída) e o modelo constitutivo adotado.

3.2.2 – Etapa de cálculos (Calculation)

Segundo Brinkgreve (2002), o programa Plaxis realiza os cálculos através de análises plásticas, de adensamento e de determinação do fator de segurança, representadas no programa, respectivamente, pelas denominações *Plastic*, *Consolidation Analysis* e *Phi-c Reduction*. O procedimento de cálculo é dividido em etapas, permitindo a ativação de uma carga em um determinado tempo, simulação de estado de carregamento ou descarregamento, inserção de um período de adensamento e cálculo do fator de segurança em qualquer etapa do processo.

3.2.3 – Etapa de saída de dados (Output)

Dos Santos (2007) relata que a saída de resultados fornece, em sua essência, os deslocamentos e as deformações nos nós e as tensões nos pontos de tensões para cada etapa de cálculo.

Dos Santos (2007) afirma, ainda, que as deformações nos nós podem ser visualizadas como malha deformada, deslocamentos verticais e horizontais, deformações totais e cartesianas e acréscimo de deslocamentos e deformações

em cada fase. As tensões e deformações podem ser visualizadas em termos de tensões totais, efetivas e cisalhantes.

Vale ressaltar que a convenção de sinais utilizada no Plaxis é diferente da usual na Geotecnia, tendo em vista que o programa considera as tensões de tração positivas.

3.2.4 – Etapa de saída gráfica (Curves)

Através deste sub-programa é possível criar curvas do tipo tensão x deformação, tempo ou carga x deslocamento e trajetórias de tensão ou deformação para pontos pré-selecionados na malha de elementos finitos. De modo a facilitar a interpretação de resultados, a geração destas curvas pode ser executada em diferentes estágios construtivos e diversos pontos podem ser inseridos num mesmo gráfico.

3.3 Plaxis – Modelos constitutivos

O programa Plaxis possui cinco modelos constitutivos, sendo eles: modelo elástico-linear, modelo elastoplástico de Mohr Coulomb, modelo hiperbólico (Hardening Soil), modelo para solos moles (Soft Soil) e modelo para rochas (Jointed Rock). Estes modelos representam o comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos em um determinado problema geotécnico.

Ressalta-se que, no presente trabalho, os materiais foram representados pelo modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb.

O princípio básico de elasto-plasticidade define que as deformações são decompostas em duas parcelas, uma elástica e outra plástica. No comportamento elástico o corpo recupera todas as deformações, enquanto no comportamento plástico existe o desenvolvimento de deformações irreversíveis.

Brinkgreve (2002) descreve o modelo Mohr Coulomb como sendo um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. Este modelo é assim classificado porque, segundo ele, o material se comporta como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa.

3.4 Parâmetros adotados

3.4.1 – Determinação dos parâmetros de resistência

Preliminarmente, ressalta-se que o peso específico adotado para as camadas de areia e argila, respectivamente 18 kN/m³ e 13 kN/m³, foram baseados nos parâmetros de Projeto do Lote 1 do Arco Metropolitano.

O cálculo dos parâmetros densidade Relativa (D_R), ângulo de atrito efetivo (ϕ'), módulo de deformabilidade (E), resistência não drenada de argilas (S_u) e módulo de deformabilidade não drenado (E_u) foram realizados através das correlações com os resultados de sondagem à percussão relacionadas no item 3.6.1 do presente trabalho. Os resultados obtidos encontram-se resumidos na Tabela 11 a Tabela 14.

Tabela 11 - Parâmetros do solo - E1 Pista Direita

Encontro 1 - Pista Direita						
Prof.	Material	γ (kN/m ³)	c - S_u (kPa)	ϕ' (°)	E - E_u (MPa)	ν
0 a 2 m	Areia silto argilosa	18	2	37,00	18,00	0,30
2 a 8 m	Argila siltosa	13	15	0,00	7,50	0,49
8 a 17 m	Areia siltosa	18	2	39,00	150,00	0,35
> 17m	Areia siltosa	18	2	49,00	300,00	0,35

Tabela 12 - Parâmetros do solo - E1 Pista esquerda

Encontro 1 - Pista Esquerda						
Prof.	Material	γ (kN/m ³)	c - S _u (kPa)	ϕ' (°)	E - E _u (MPa)	ν
0 a 4 m	Areia silto argilosa	18	2	32,00	10,00	0,30
4 a 9 m	Argila siltosa	13	16	0,00	8,00	0,49
9 a 14 m	Areia siltosa	18	2	45,00	200,00	0,35
> 14 m	Areia siltosa	18	2	49,00	300,00	0,35

Tabela 13 – Parâmetros do solo - E2 Pista direita

Encontro 2 - Pista Direita						
Prof.	Material	γ (kN/m ³)	c - S _u (kPa)	ϕ' (°)	E - E _u (MPa)	ν
0 a 4 m	Argila siltosa	13	50	0,00	20,00	0,49
4 a 6 m	Areia silto argilosa	18	2	30	15,00	0,30
6 a 8 m	Argila siltosa	13	15	0,00	7,50	0,49
8 a 15 m	Areia siltosa	18	2	43,00	200,00	0,35
> 15 m	Areia siltosa	18	2	49,00	300,00	0,35

Tabela 14 - Parâmetros do solo E2 - Pista esquerda

Encontro 2 - Pista Esquerda						
Prof.	Material	γ (kN/m ³)	c - S _u (kPa)	ϕ' (°)	E - E _u (MPa)	ν
0 a 2 m	Argila siltosa	13	28	0,00	12,00	0,49
2 a 3 m	Areia silto argilosa	18	2	35	16,00	0,30
3 a 7 m	Argila siltosa	13	18	0,00	12,00	0,49
7 a 8 m	Areia siltosa	18	2	52,00	80,00	0,35
> 8 m	Silte arenoso	18	2	52,00	150,00	0,35

3.4.2 – Determinação dos parâmetros para inclusão das colunas de brita – Solo homogêneo equivalente

A partir do estudo das formulações propostas por Priebe (1995), apresentadas no item 1.3.6, Choobbasti et al (2011) propuseram as seguintes equações para obtenção de parâmetros do solo homogêneo equivalente, com base na porcentagem de substituição (CS) do solo natural por brita.

$$\gamma_{eq} = CS\gamma_c + (1 - CS)\gamma_s \quad \text{Eq. 24}$$

$$c_{eq} = CS c_c + (1 - CS)c_s \quad \text{Eq. 25}$$

$$\phi_{eq} = CS\phi_c + (1 - CS)\phi_s \quad \text{Eq. 26}$$

$$v_{eq} = CSv_c + (1 - CS)v_s \quad \text{Eq. 27}$$

O valor de CS foi calculado considerando o esquema apresentado na Figura 35. A estimativa resultou em um valor de CS igual a 0,20.

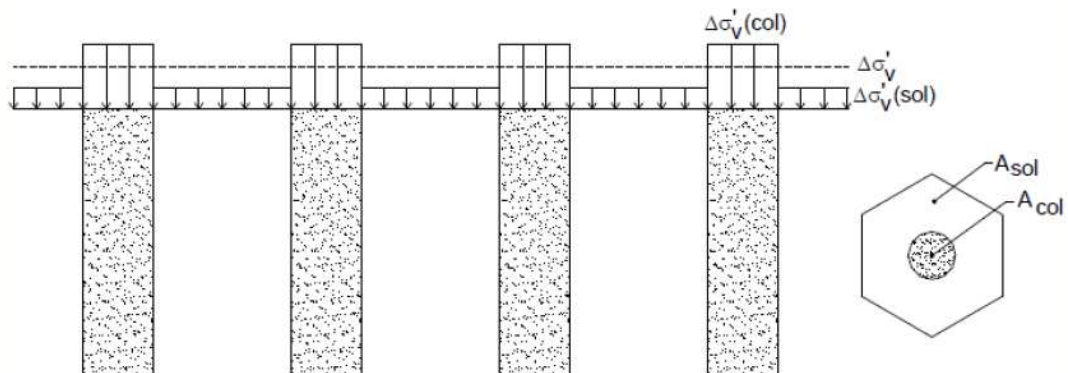


Figura 35 - Fator de concentração de tensões

Ressalta-se, no entanto, que as equações de Choobbasti et al (2011) não atendem o critério de Mohr Coulomb. Desta forma, associando o critério de Mohr

Coulomb e considerando o fator de concentração de tensões FC, obtêm-se as seguintes relações:

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_{v(col)}}{\Delta\sigma'_{v(solo)}} \quad \text{Eq. 28}$$

$$\alpha = \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{FC}{1 + (FC - 1).CS} \quad \text{Eq. 29}$$

O FHWA (1983) considera, para o cálculo dos parâmetros do solo homogêneo, que o solo circundante está em condição não drenada, com $c = S_u$ e $\phi' = 0$. Desta forma os parâmetros do solo equivalente podem ser definidos pelas seguintes expressões:

$$\phi_{eq} = \tan^{-1}[CS.\alpha.\tan(\phi_c)] \quad \text{Eq. 30}$$

$$c_{eq} = (1 - CS).c_s \quad \text{Eq. 31}$$

O cálculo do módulo de elasticidade (E) do solo homogêneo foi obtido através de média ponderada, similar a proposta de Choobbasti et al (2011).

$$E_{eq} = CS.E_c + (1 - CS).E_s \quad \text{Eq. 32}$$

3.5 Análises Numéricas

No presente subitem, serão expostos os resultados das análises numéricas efetuadas com o programa de elementos finitos (Plaxis) para cada encontro, realizando-se uma breve análise da influência da introdução das colunas de brita no solo, através da metodologia proposta no item 4.4.2. Ressalta-se que, assim como previsto no Projeto do Arco Metropolitano, foi introduzida uma camada drenante de espessura de 0,80 m sobre as colunas de brita. A modelagem foi realizada com o modo Plano de Deformação do programa, simulando a estaca como elemento linear engastado na superfície.

3.5.1 – Deformações e deslocamentos horizontais no solo

3.5.1.1 – Pista Direita – Encontro 1

A Figura 36 a Figura 39 apresentam os resultados das análises executadas para o encontro 1 da pista direita da Ponte do Rio Capivari, considerando as condições: (1) sem coluna de brita, e (2) com coluna de brita e meio homogêneo equivalente. Os resultados são apresentados em termos de configuração deformada da malha, e deslocamentos horizontais totais.

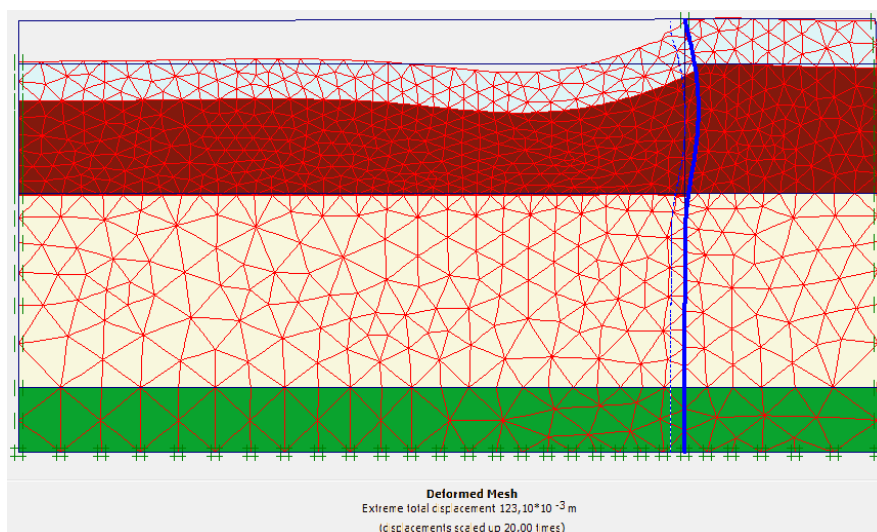


Figura 36 - Malha Deformada E1-PD - sem colunas de brita

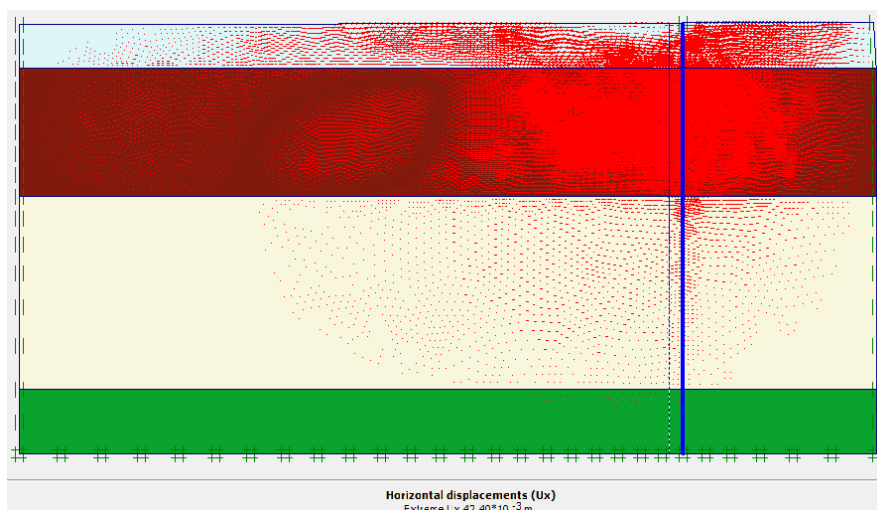


Figura 37 - Deslocamentos horizontais E1-PD - sem colunas de brita

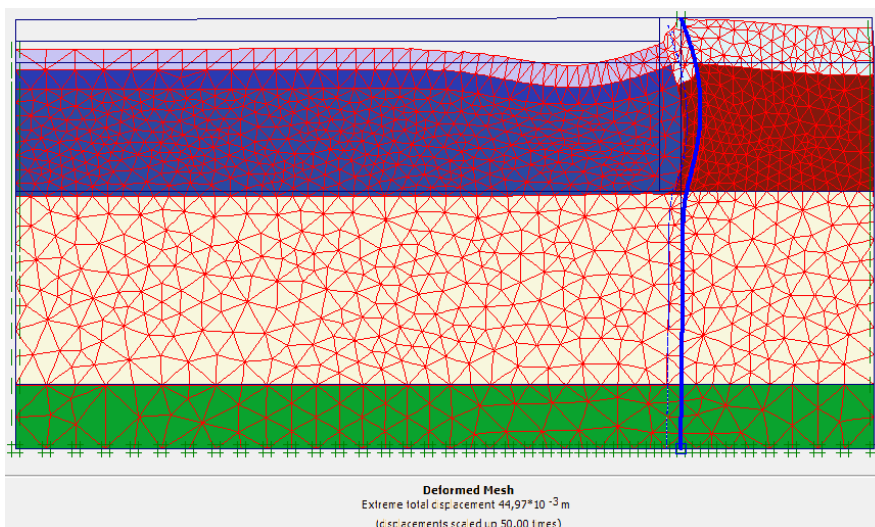


Figura 38 - Malha deformada E1-PD – solo homogêneo equivalente

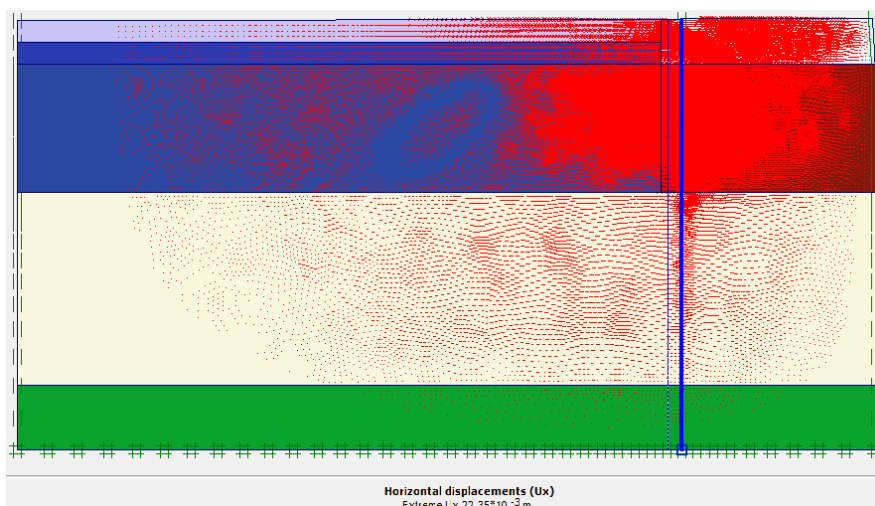


Figura 39 - Deslocamentos horizontais E1-PD - solo homogêneo equivalente

Os resultados mostram uma redução nos deslocamentos totais do solo, para esse encontro, da ordem de 60 %, quando se considera a introdução de colunas de brita. No caso dos deslocamentos horizontais, a redução prevista numericamente foi da ordem de 50 %.

3.5.1.2 – Pista Direita – Encontro 2

A Figura 40 a Figura 43 apresentam os resultados das análises executadas para o encontro 2 da pista direita da Ponte do Rio Capivari, para as condições sem coluna de brita, e com coluna de brita e meio homogêneo equivalente. Os resultados indicam reduções de cerca de 58 %, tanto em termos de deslocamentos totais, quanto em termos de deslocamentos horizontais.

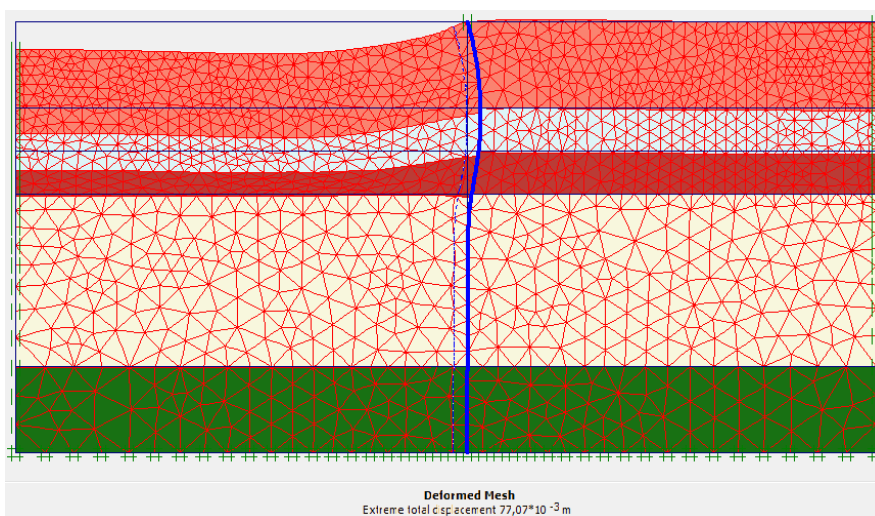


Figura 40 - Malha deformada E2-PD - sem colunas de brita

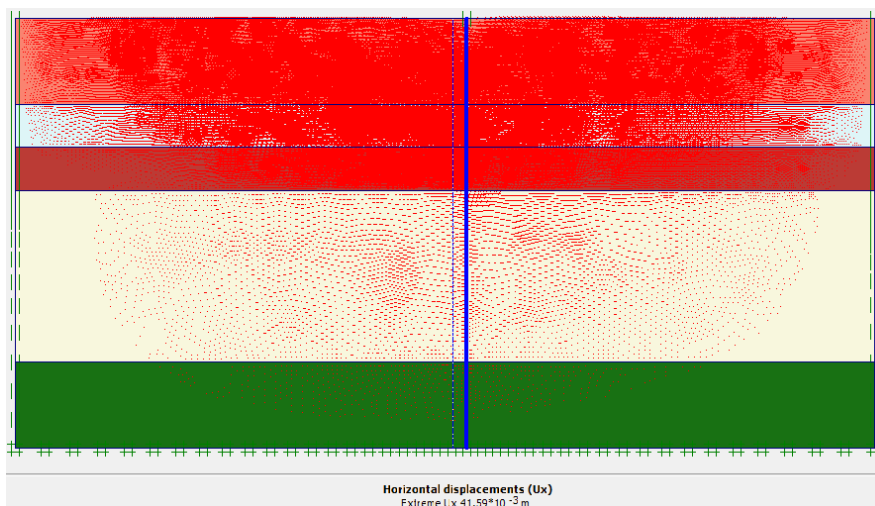


Figura 41 - Deslocamentos horizontais E2-PD - sem colunas de brita

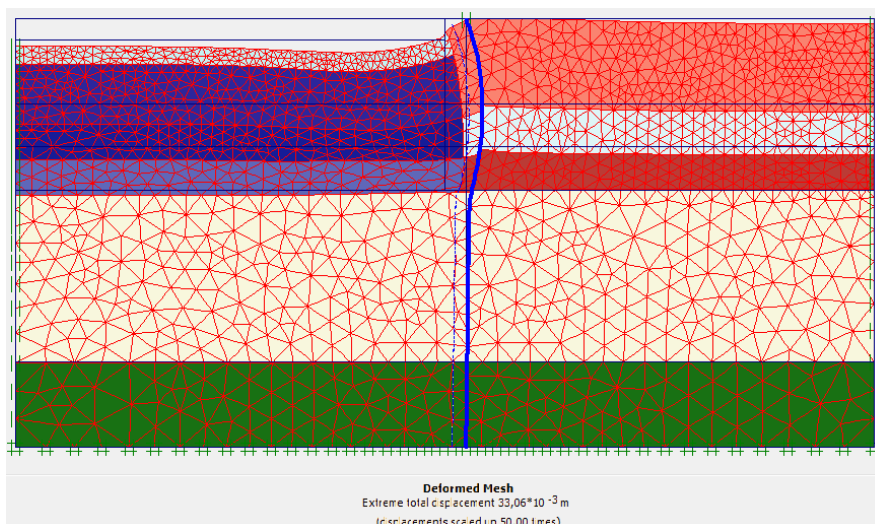


Figura 42 - Malha deformada E2-PD - solo homogêneo equivalente

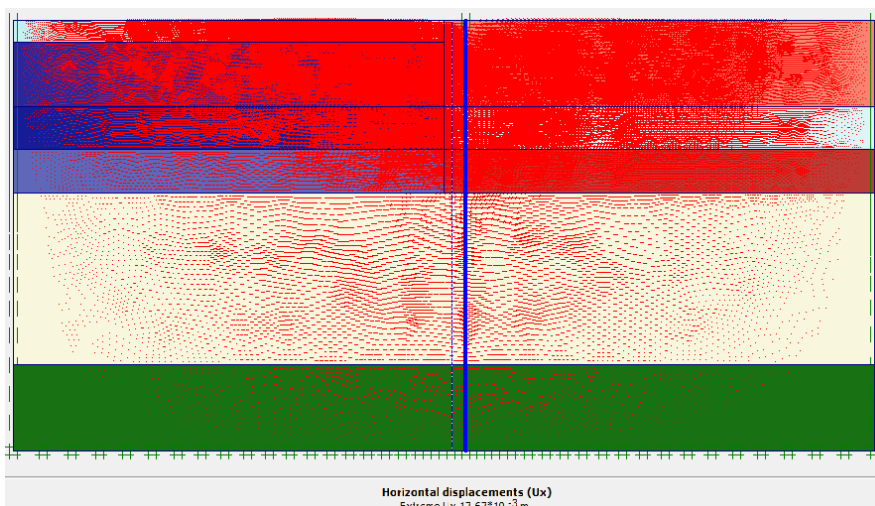


Figura 43 - Deslocamentos horizontais E2-PD - solo homogêneo equivalente

3.5.1.3 – Pista Esquerda – Encontro 1

Os deslocamentos totais e horizontais previstos no encontro 1 da pista esquerda da Ponte do Rio Capivari podem ser visualizados na Figura 44 a Figura 47, para ambas as condições analisadas. Neste caso, as reduções nos deslocamentos totais e horizontais foram da ordem de 61 % e 45 %, respectivamente, com a introdução de colunas de brita.

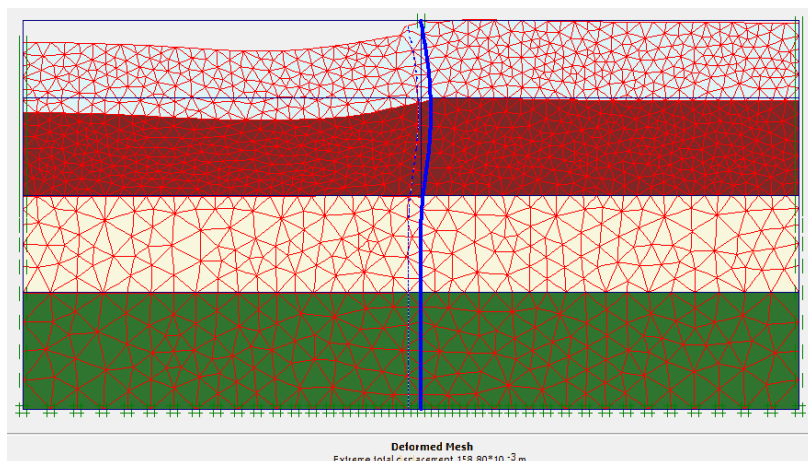


Figura 44 - Malha deformada E1-PE - sem colunas de brita

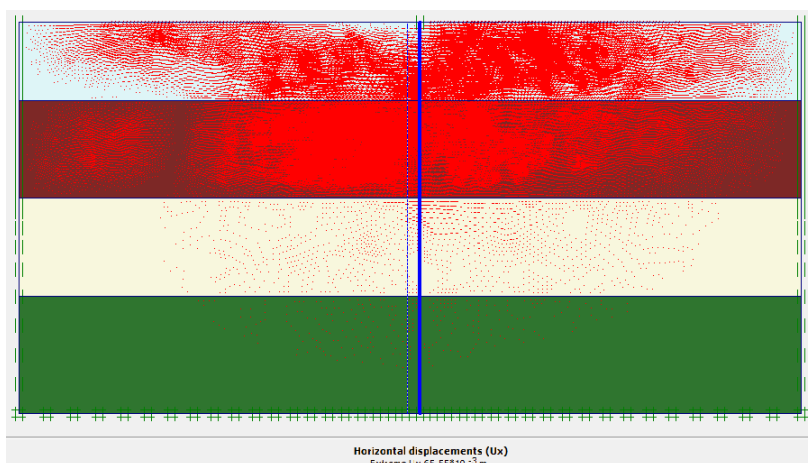


Figura 45 - Deslocamentos horizontais E1-PE - sem colunas de brita

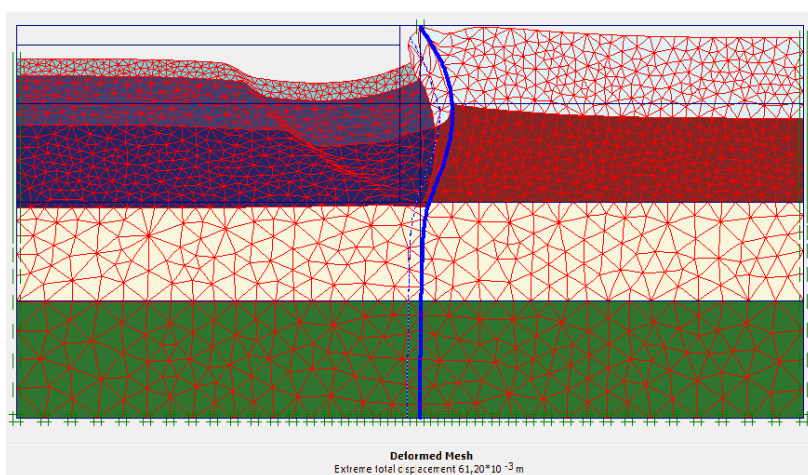


Figura 46 - Malha deformada E1-PE - solo homogêneo equivalente

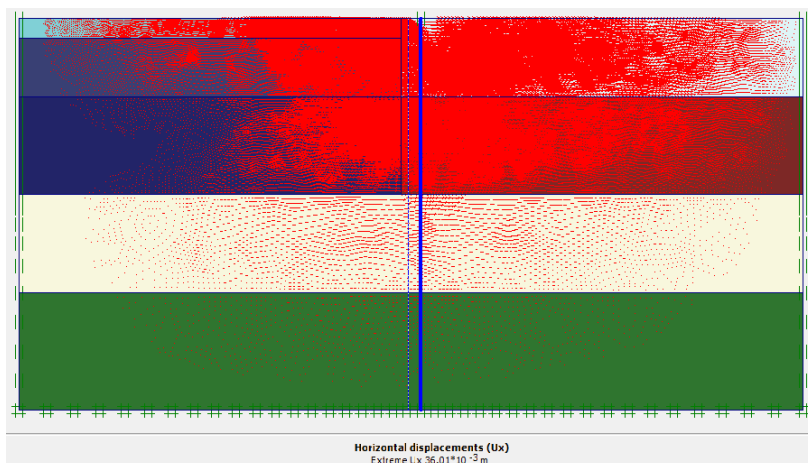


Figura 47 - Deslocamentos horizontais E1-PE - solo homogêneo equivalente

3.5.1.4 – Pista Esquerda – Encontro 2

A Figura 48 a Figura 51 apresentam os resultados de deslocamentos totais e horizontais previstos para o encontro 2 da pista esquerda da Ponte do Rio Capivari. É possível verificar que, para esse caso, a redução nos deslocamentos totais foi da ordem de 38 %. Para os deslocamentos horizontais, a redução foi de cerca de 26 %, quando se consideram as colunas de brita.

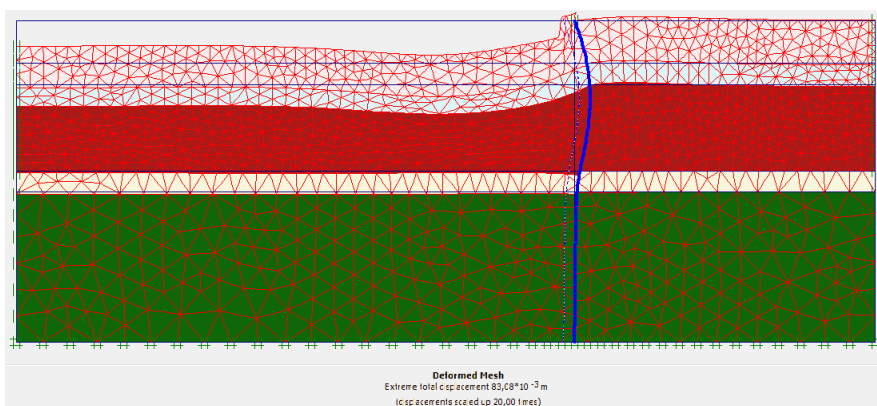


Figura 48 - Malha deformada E2-PE- sem colunas de brita

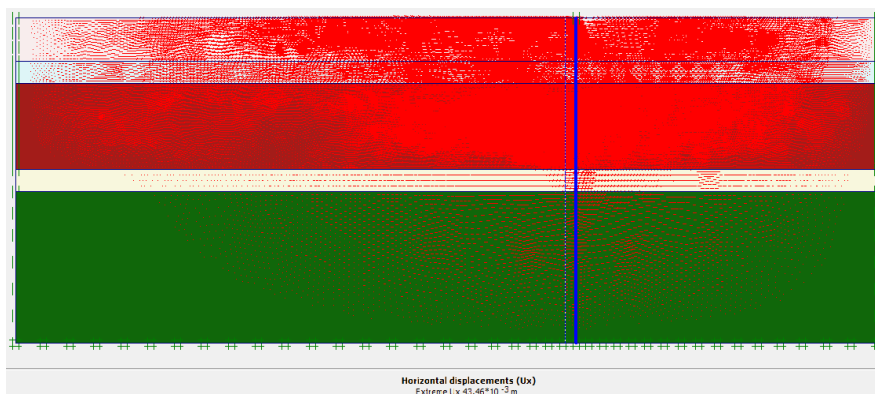


Figura 49 - Deslocamentos horizontais E2-PE - sem colunas de brita

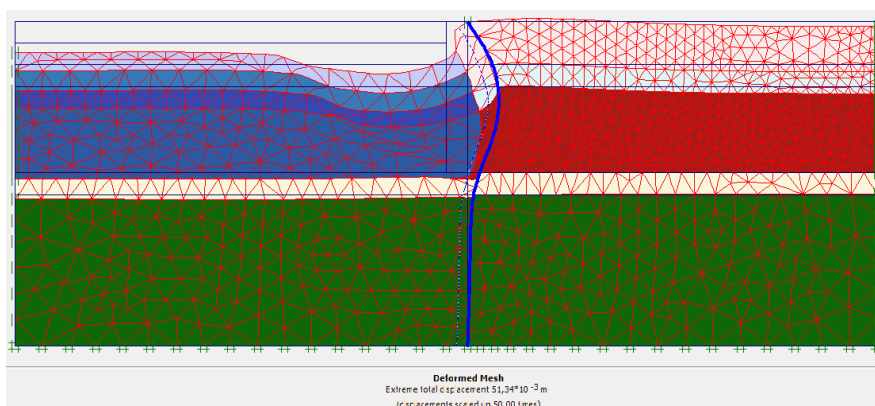


Figura 50 - Malha deformada - E2-PE- solo homogêneo equivalente

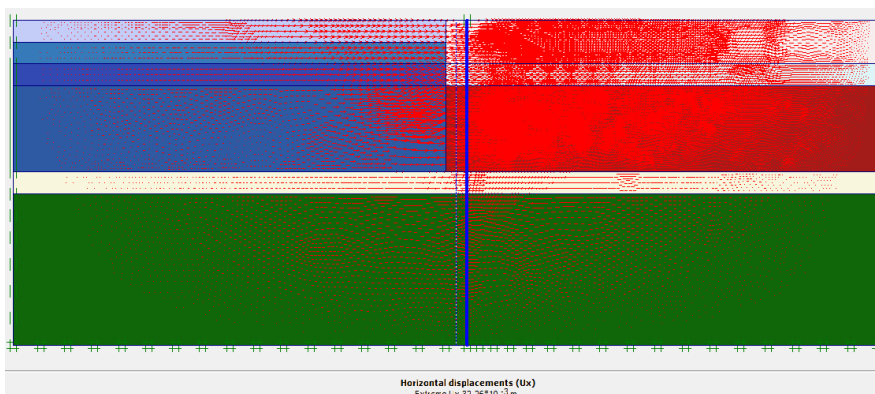


Figura 51 - Deslocamentos horizontais E2-PE - solo homogêneo equivalente

A Tabela 15 apresenta a influência das colunas de brita na redução do deslocamento horizontal máximo de cada encontro.

Tabela 15 - Influência da introdução das colunas de brita nos deslocamentos horizontais

Encontro	$D_{h \max}$	$D_{h \max}$	Redução no valor de $D_{h \max}$ (%)
	Sem colunas de brita (mm)	Com colunas de brita (mm)	
E1-PD	42,4	22,3	47,4
E2-PD	41,6	17,7	57,4
E1-PE	65,5	36,0	45,0
E2-PE	43,5	32,3	25,7

Constata-se que com a introdução das colunas de brita na Modelagem Computacional, através da proposta de Choobbasti et al (2011), houve uma redução significativa nos deslocamentos horizontais. Esta redução foi menos efetiva no encontro 2 da pista esquerda da Ponte do Rio Capivari.

3.5.2 – Deslocamentos horizontais e momentos fletores nas estacas

De modo a verificar o efeito de sobrecargas assimétricas nas estacas dos encontros da Ponte do Rio Capivari, proveniente da execução do aterro de sobrecarga, foi introduzido o elemento estaca na modelagem computacional.

Os resultados oriundos do programa computacional para os deslocamentos horizontais e momentos fletores nas estacas estão dispostos nos itens 4.5.2.1 a 4.5.2.4.

3.5.2.1 – Pista Direita – Encontro 1

A Figura 52 e a Figura 53 apresentam os deslocamentos e momentos fletores na estaca do encontro 1 da pista direita, obtidos pela modelagem computacional pelo Método dos Elementos Finitos, para as duas condições de análise (sem colunas de brita, e com colunas de brita).

Constata-se uma redução da ordem de 40 % nos deslocamentos horizontais e momentos fletores máximos com a introdução das colunas de brita.

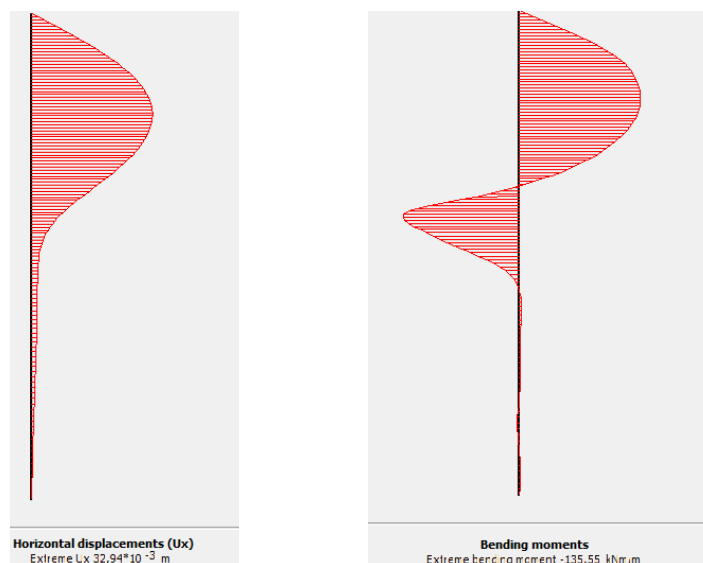


Figura 52 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E1-PD – sem colunas de brita

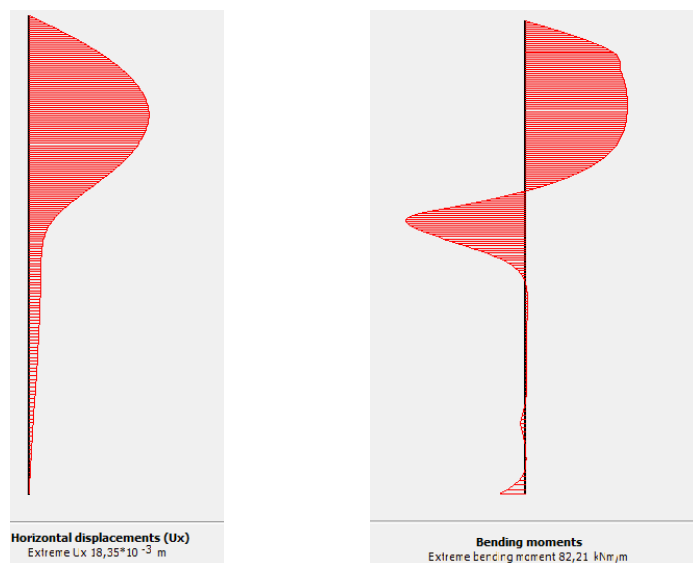


Figura 53 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E1-PD- solo homogêneo equivalente

3.5.2.2 – Pista Direita – Encontro 2

Os deslocamentos e momentos fletores na estaca do encontro 2 da pista direita, obtidos pela modelagem computacional, podem ser observados na Figura

54 e na Figura 55. Os resultados indicam uma redução da ordem de 50 % nos deslocamentos horizontais e de 40 % nos momentos fletores máximos com a introdução das colunas de brita.

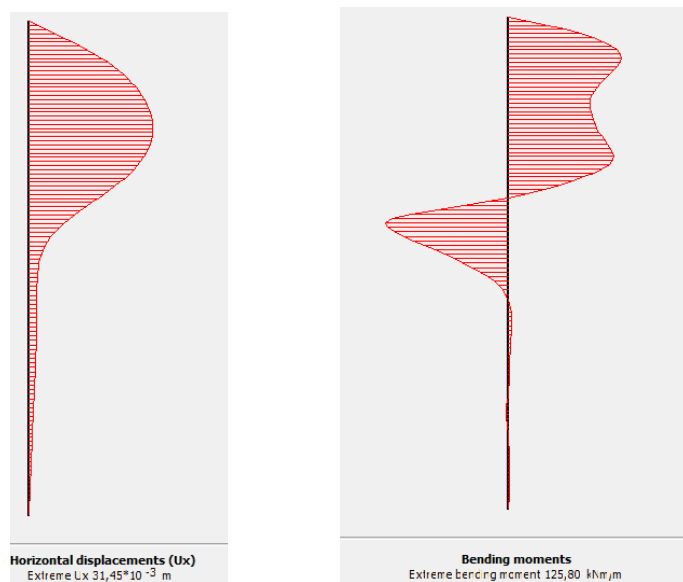


Figura 54 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E2-PD – sem colunas de brita

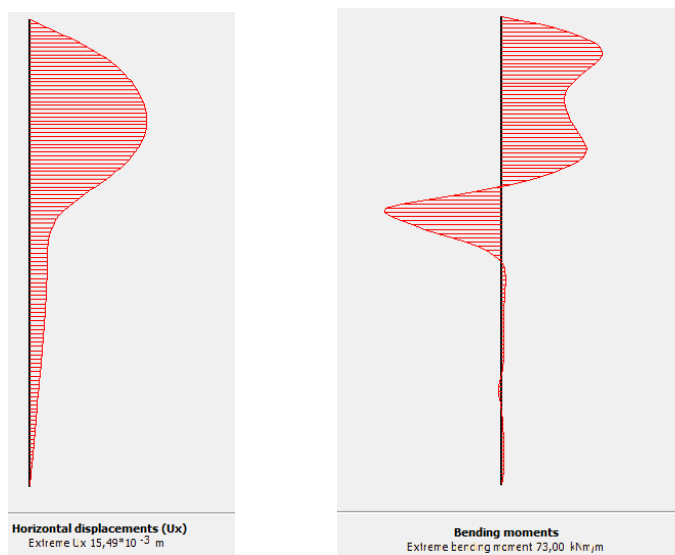


Figura 55 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E2-PD – solo homogêneo equivalente

3.5.2.3 – Pista Esquerda – Encontro 1

A Figura 56 e a Figura 57 apresentam os deslocamentos e momentos fletores na estaca do encontro 1 da pista esquerda, obtidos pela modelagem computacional. Observa-se uma redução da ordem de 40 % nos deslocamentos horizontais e momentos fletores máximos com a introdução das colunas de brita.



Figura 56 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E1-PE – sem colunas de brita

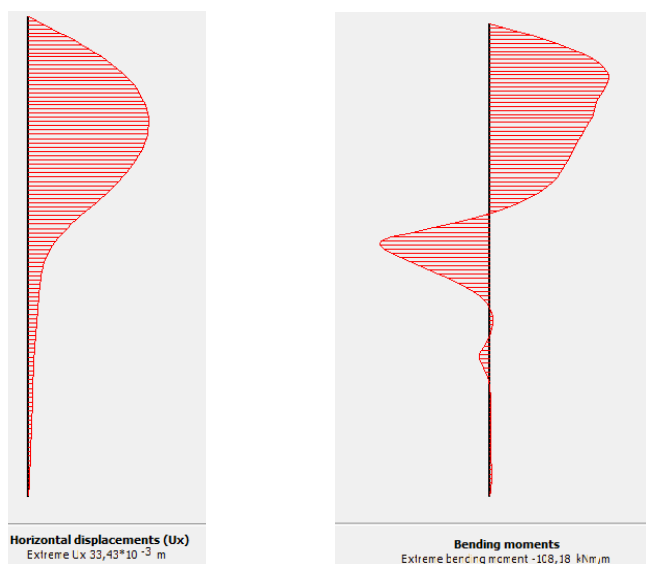


Figura 57 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E1-PE – solo homogêneo equivalente

3.5.2.4 – Pista Esquerda – Encontro 2

Os deslocamentos e momentos fletores na estaca do encontro 2 da pista esquerda, obtidos pela modelagem computacional, podem ser observados na Figura 58 e na Figura 59. Verifica-se uma redução da ordem de 20 % nos deslocamentos horizontais e de 25 % nos momentos fletores máximos com a introdução das colunas de brita.

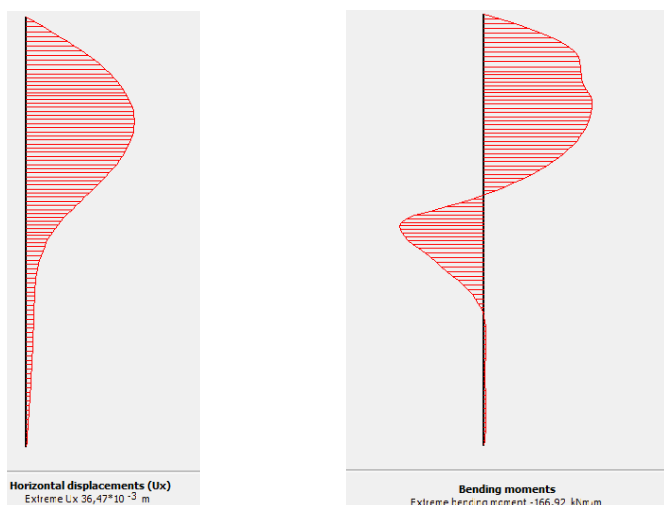


Figura 58 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E2-PE – sem colunas de brita

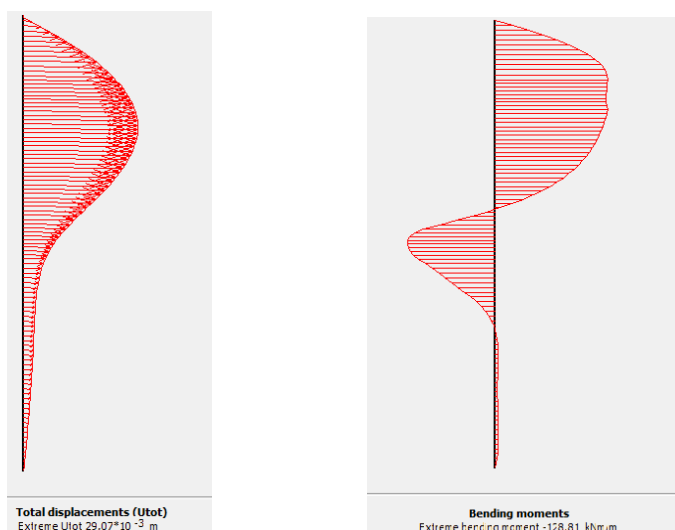


Figura 59 - Deslocamentos horizontais e momentos fletores na estaca E2-PE – solo homogêneo equivalente

A Tabela 16 resume os deslocamentos horizontais e momentos fletores máximos encontrados nas estacas nas análises sem colunas de brita e com solo homogêneo equivalente, representando as colunas de brita.

Tabela 16 – Resumo de deslocamentos horizontais e momentos fletores nas estacas

Encontro	Deslocamentos horizontais máximos (mm)			Momentos fletores máximos (KNm)		
	Sem coluna	Com coluna	Redução (%)	Sem coluna	Com coluna	Redução (%)
E1-PD	32,94	18,55	43,7	135,55	82,21	39,4
E2-PD	31,45	15,49	51,8	125,80	73,00	42,0
E1-PE	54,01	33,43	39,1	182,46	108,18	41,7
E2-PE	36,47	29,07	21,3	166,92	128,81	23,9

Os resultados sugerem que, com a introdução das colunas de brita na Modelagem Computacional, através da proposta de Choobbasti et al (2011), houve uma redução significativa nos momentos fletores máximos das estacas. Esta redução foi da ordem de 40 % para todos os encontros, com exceção do encontro 2 da pista esquerda.

Ressalta-se ainda que, quando comparados com os momentos máximos calculados teoricamente na Tabela 5, os resultados apresentados pela modelagem computacional foram menos conservadores, porém, em sua maioria, próximos aos analíticos. A Tabela 17 compara os resultados teóricos (Tschebotarioff, 1970 e 1973) com os resultados previstos numericamente.

Sabe-se que o fato das estacas terem sido construídas previamente à execução dos aterros favorece o surgimento do efeito de sobrecargas assimétricas. De modo a verificar esse efeito, foram realizadas simulações testes nos solos homogêneos equivalentes em que a execução da estaca foi realizada após a conclusão dos aterros de sobrecarga.

A Figura 60 e a Figura 61 apresentam os momentos fletores obtidos na nova simulação. Observa-se uma redução considerável dos momentos fletores na estaca, mitigando o efeito de Tschebotarioff.

Tabela 17 – Comparação dos momentos fletores máximos teórico e obtidos pela modelagem computacional

Encontro	Momentos fletores máximos teóricos (KNm)	Momentos fletores máximos previstos (KNm)	Diferença (%)
E1-PD	147,60	135,55	8,2
E2-PD	205,02	125,80	38,6 ⁴
E1-PE	222,53	182,46	18,0
E2-PE	181,90	166,92	8,2

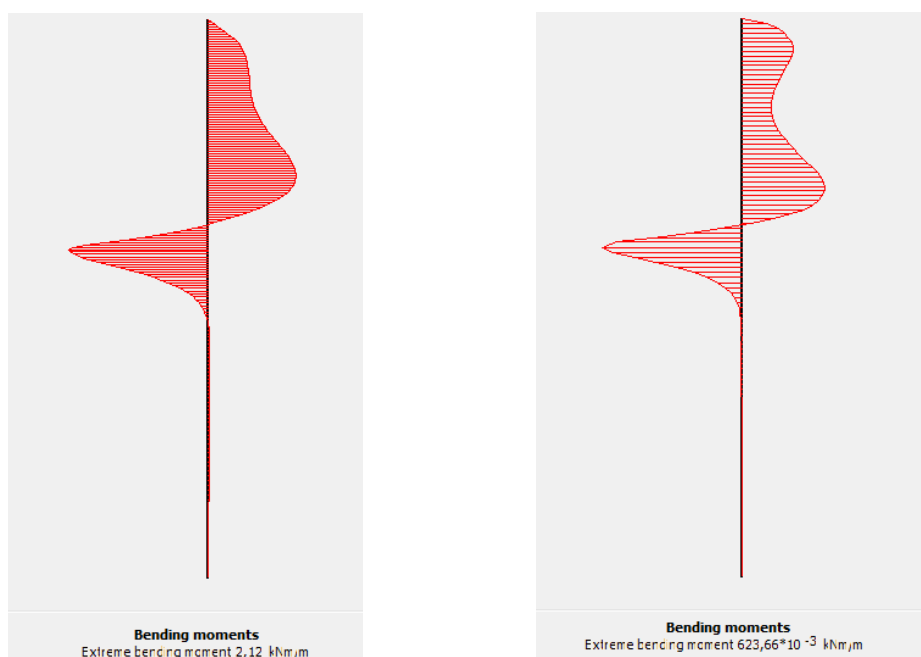


Figura 60 – Momentos fletores E1 e E2 – Pista direita – solo homogêneo equivalente - estacas executadas após aterro

⁴ A diferença obtida para o Encontro 2 da Pista Direita pode ter surgido porque para este encontro foi considerada uma espessura de 4,0m. de camada de argila para o cálculo teórico, conforme sugerido por Tschebotarioff para areias com NSPTs baixos.

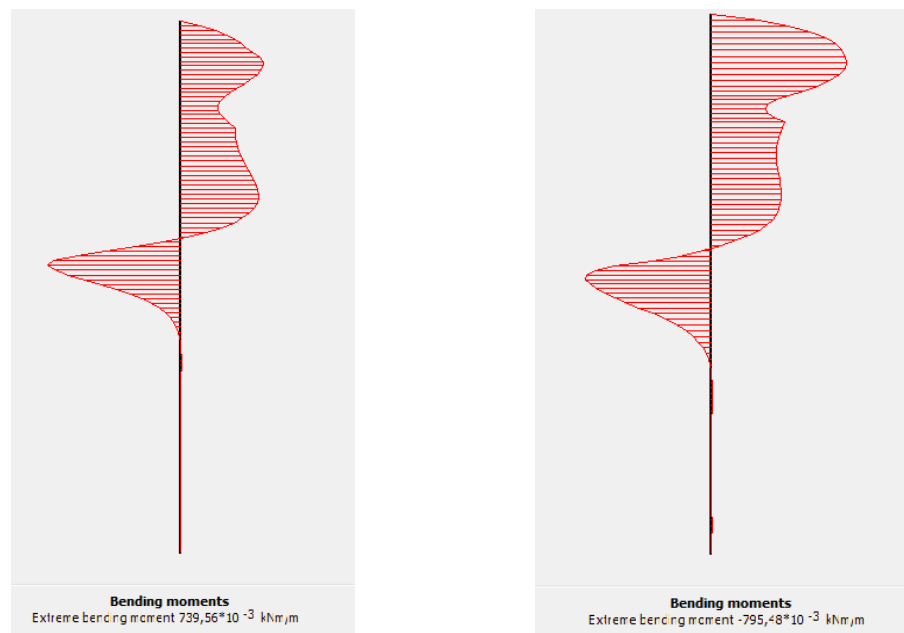


Figura 61 - Momentos fletores E1 e E2 – Pista esquerda – solo homogêneo equivalente - estacas executadas após aterro

4 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

No presente capítulo, serão apresentados os resultados da instrumentação de campo, e uma comparação dos mesmos com os resultados previstos numericamente. Os encontros de pontes foram monitorados por inclinômetros, com o objetivo de avaliar a possibilidade de ocorrência do efeito de Tschebotarioff.

Os inclinômetros são instrumentos que tem a função de medir deslocamentos horizontais no solo. A seqüência de leituras no tempo permite determinar a progressão dos movimentos e localizar a profundidade de uma eventual superfície de ruptura. A utilização de inclinômetros é prática bastante conhecida em obras geotécnicas. Os procedimentos de instalação são apresentados em detalhes na literatura (Dunnicliff e Green, 1988; Ortigão e Sayão, 2004).

O monitoramento por inclinômetros foi realizado de modo a verificar os deslocamentos horizontais aos quais as estacas raiz estavam submetidas durante a construção dos aterros em “terra armada”. Os tubos guias do inclinômetro foram instalados entre a face da terra armada e o bloco da estrutura, conforme pode ser visualizado na Figura 62. Os itens subsequentes comparam os deslocamentos previstos e medidos nos diferentes encontros.



Figura 62 - Localização do tubo guia do inclinômetro

4.1 Pista Direita – Encontro 1

A Figura 63 compara os deslocamentos previstos numericamente com os medidos pelo inclinômetro instalado no encontro 1 da Pista Direita. Observa-se que a curva prevista difere da curva fornecida pelo inclinômetro, que apresenta uma forma bastante distinta da esperada para os deslocamentos horizontais.

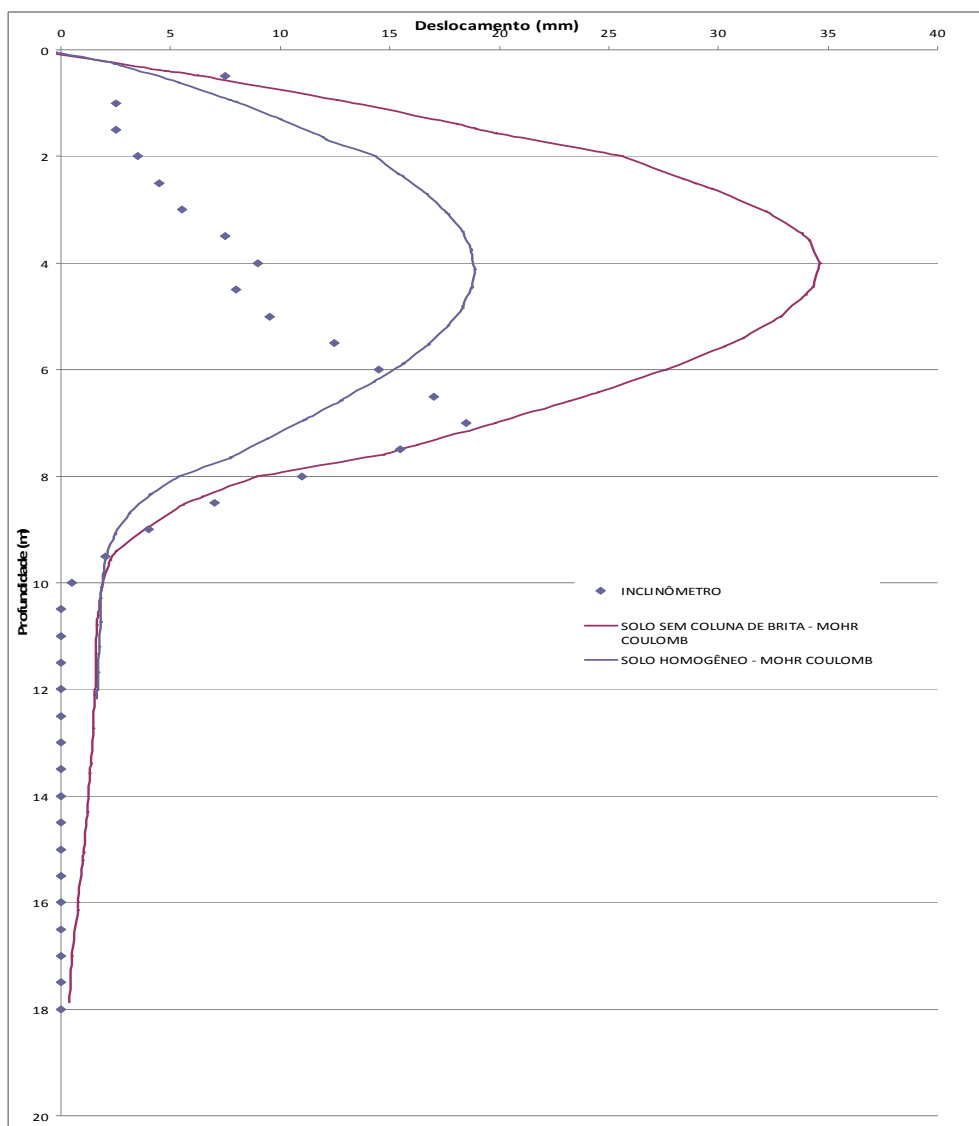


Figura 63 - Comparação entre deslocamentos previstos e medidos - E1-PD

4.2 – Pista Direita – Encontro 2

A Figura 64 compara os deslocamentos medidos e previstos para o encontro 2 da pista direita. Observa-se que os deslocamentos horizontais previstos numericamente considerando solo homogêneo equivalente mostraram-se coerentes com os dados coletados do inclinômetro.

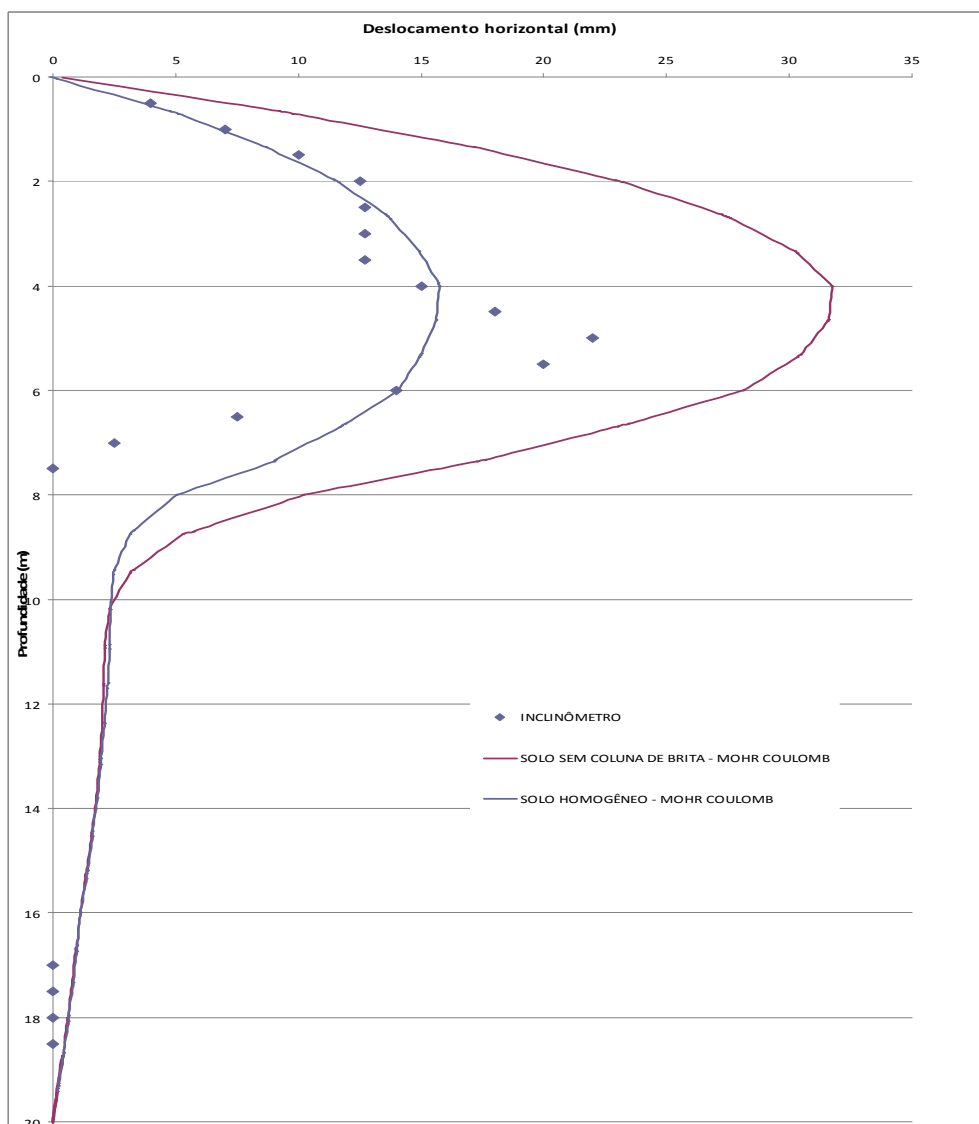


Figura 64 - Comparação entre deslocamentos previstos e medidos – E2-PD

4.3 – Pista Esquerda – Encontro 1

A Figura 65 compara os deslocamentos medidos e previstos para o encontro 1 da pista esquerda. Observa-se um ajuste satisfatório entre os deslocamentos obtidos pela modelagem computacional com o solo homogêneo equivalente para o encontro 1 da pista esquerda e os fornecidos pelo inclinômetro.

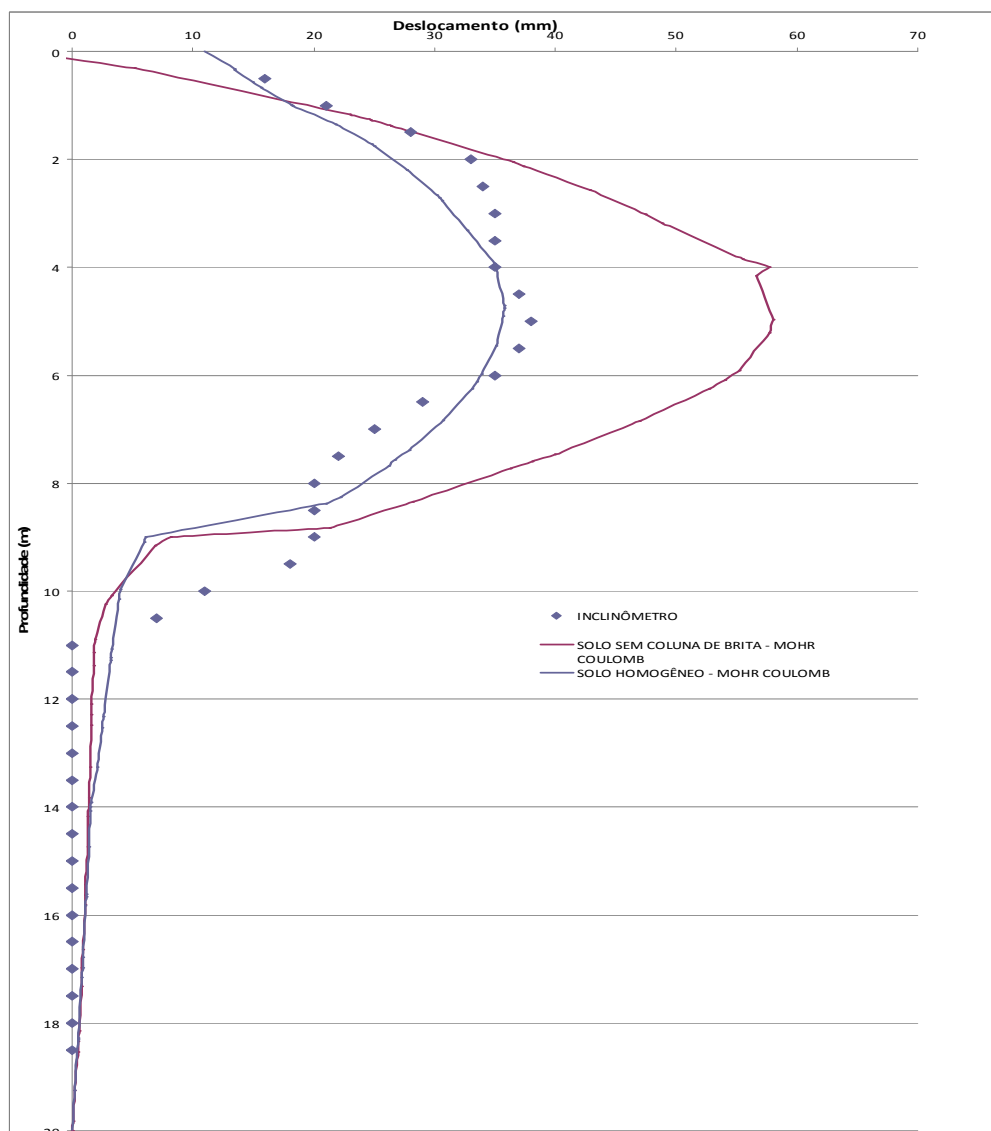


Figura 65 - Comparação entre deslocamentos previstos e medidos – E1-PE

4.4 – Pista Esquerda – Encontro 2

Analisando-se os resultados apresentados na Figura 66, constata-se que os resultados dos deslocamentos obtidos pela modelagem computacional com o solo homogêneo equivalente para o encontro 2 da pista esquerda foram coerentes com os dados fornecidos pelo inclinômetro.

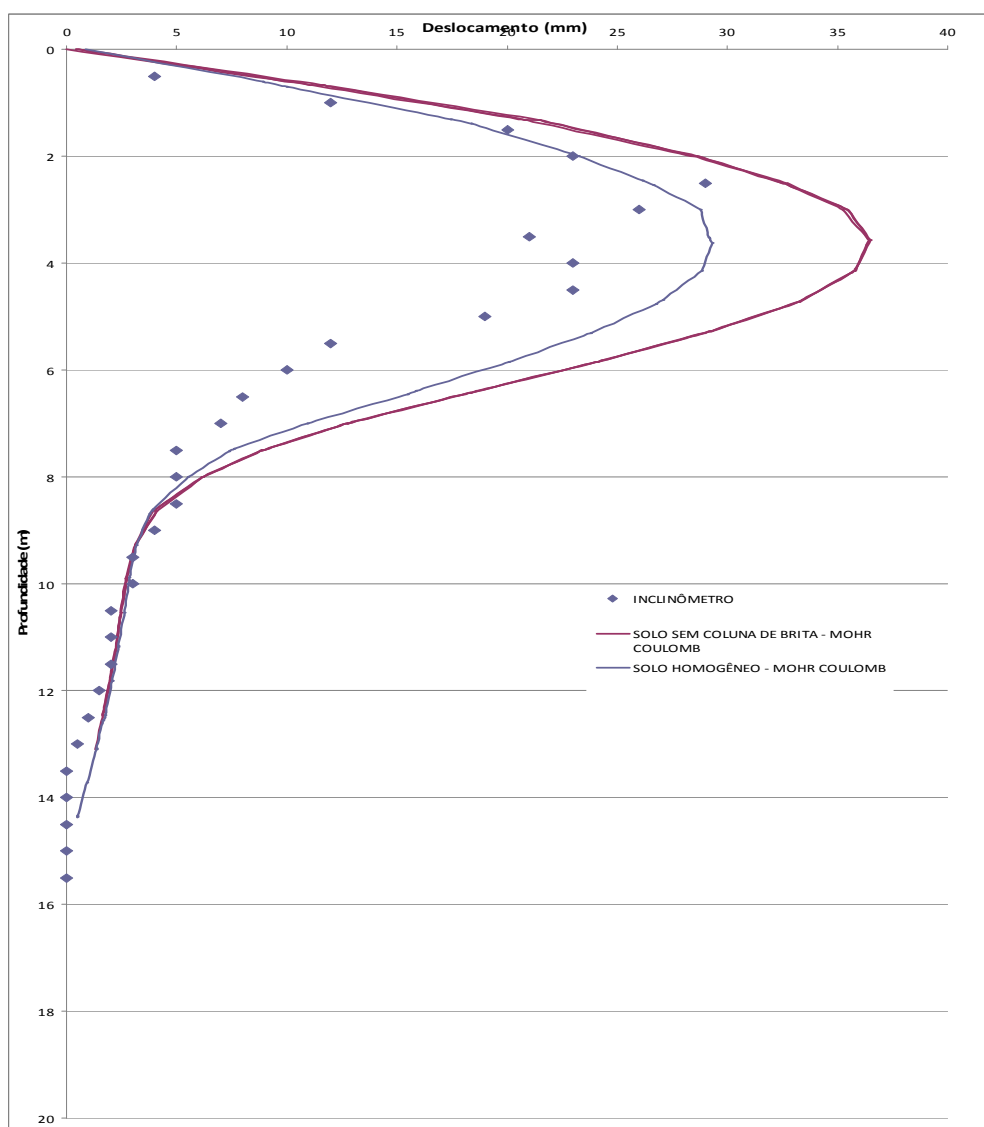


Figura 66 - Comparação entre deslocamentos previstos e medidos – E2-PE

Os resultados apresentados na Figura 63 a Figura 66 indicam que os deslocamentos horizontais extraídos das análises numéricas com solo homogêneo equivalente se aproximaram dos valores obtidos na instrumentação, com exceção do encontro 1 da pista direita. Neste caso, apesar do deslocamento máximo estar coerente, os deslocamentos nos primeiros 6,00 m observados no campo são inferiores aos da análise computacional. Na Tabela 18 é apresentada uma comparação entre os deslocamentos horizontais máximos obtidos na obra e nas análises numéricas.

Tabela 18 - Comparação de deslocamentos horizontais máximos

Encontro	Análise numérica sem colunas de brita	Análise numérica com coluna de brita	Resultados de Instrumentação
E1-PD	35 mm	18 mm	20 mm
E2-PD	34 mm	16 mm	22 mm
E1-PE	58 mm	35 mm	37 mm
E2-PE	36 mm	28 mm	28 mm

Cabe ressaltar que a boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais reforça a qualidade das análises numéricas, e as conclusões apresentadas no Capítulo 4.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

O presente trabalho abordou o Efeito de Sobrecargas Assimétricas em estacas de encontros de pontes. Existem poucas informações na bibliografia sobre métodos de mitigação deste efeito, sendo encontrados breves relatos de experiências e métodos de projeto, publicados principalmente no exterior.

O caso de obra estudado apresenta interesse tendo em vista que os aterros de acesso são contidos pelo processo de terra armada, o que cria uma transição brusca do trecho com sobrecarga para o trecho sem sobrecarga.

Além de estudar de forma comparativa os resultados das análises numéricas frente aos resultados teóricos e aos resultados da monitoração in loco, o presente trabalho realizou outra análise de grande contribuição para o desenvolvimento das técnicas de mitigação dos efeitos de Tschebotarioff: foi analisado o impacto nos momentos fletores no caso da inversão das etapas construtivas adotadas na obra em referência, ou seja, caso as fundações dos encontros de pontes fossem executadas posteriormente à execução dos aterros.

De modo a mitigar o Efeito de Tschebotarioff foi adotada a execução de colunas de brita (tratamento por vibro-substituição). Este tipo de tratamento é amplamente utilizado para minimizar recalques e tem também o potencial de minimizar deslocamentos horizontais.

A partir dos estudos realizados pode-se concluir que:

- A execução das colunas de brita de fato minimizou o efeito de Sobrecargas Assimétricas, tendo em vista que os resultados das análises numéricas demonstraram uma redução de cerca de 40 % (com exceção do encontro 2 da pista esquerda) nos momentos fletores máximos após a utilização do solo homogêneo equivalente. O encontro onde ocorreu redução dos momentos de maneira menos significativa foi o mesmo encontro onde foi identificada ruptura das estacas no campo. Existe, ainda, outra particularidade desse encontro a ser observada: esse perfil geotécnico é o

único que apresenta argila de baixa resistência desde o nível do terreno. A causa principal do comportamento diferenciado desse encontro não foi identificada nesse trabalho;

- Os momentos fletores resultantes das simulações pelo programa de elementos finitos foram menos conservadores quando comparados aos calculados analiticamente pelo Método de Tschebotarioff. Em dois dos encontros os valores ficaram próximos aos teóricos, com variações inferiores a 10 %, nos demais ou variação de 18 % e 38 %, respectivamente. De maneira geral, os valores encontrados são coerentes;
- A execução dos aterros após a construção das estacas favorece o aparecimento do fenômeno de sobrecargas assimétricas. A partir das simulações testes realizadas com os solos homogêneos equivalentes, alterando a situação de obra e prevendo a execução das estacas posteriormente aos aterros pode ser verificado que os momentos fletores reduziram consideravelmente;
- Apesar da vantagem descrita acima com a inversão das etapas construtivas deve-se atentar ao fato de que as estacas previamente construídas exerciam esforço contrário aos deslocamentos horizontais, reduzindo os mesmos. Desta forma, se a estaca fosse construída posteriormente, antes de sua execução seriam observados deslocamentos horizontais consideravelmente maiores;
- Ainda com o melhoramento do solo com utilização de colunas de brita existiram deslocamentos horizontais importantes e momentos de flexão nas estacas que podem colocar em risco a integridade das mesmas. Os momentos verificados nas análises numéricas nas estacas da pista esquerda, mesmo com a utilização das colunas de brita se encontraram acima do Momento Resistente (em serviço) da estaca, equivalente a 80 KNm. Neste contexto, cabe ressaltar que houve o colapso da estrutura do encontro 2 da pista esquerda da Ponte do Rio Capivari;
- Os dados do monitoramento da obra com inclinômetros foram, em sua grande maioria, coerentes com os resultados das simulações para o solo

homogêneo equivalente, indicando que a ferramenta computacional e a metodologia proposta por Choobbasti et al (2011) são adequadas para previsão dos deslocamentos em solos melhorados com colunas de brita. No entanto, os dados do inclinômetro fornecidos para os primeiros 6,00 m do solo do encontro 1 da pista direita indicavam a existência de algum material com rigidez maior do que a obtida pela correlação com os resultados de sondagem. Esta incompatibilidade pode ser fruto de erro na coleta de dados do instrumento ou da sondagem ou, ainda, o instrumento pode ter sido instalado em um ponto de parâmetros diferentes do local da sondagem;

- Na prática de projetos frequentemente dispõe-se apenas de resultados de sondagens a percussão e os parâmetros de projeto precisam ser arbitrados com a aplicação de correlações empíricas a partir do N_{SPT} . A utilização de parâmetros arbitrados, ao invés de parâmetros medidos em ensaios específicos, pode comprometer a qualidade das previsões, especialmente em análises por métodos numéricos.

Como sugestão para novas pesquisas pode-se:

- Estudar, com os dados disponíveis, qual seria a melhoria nas previsões com uma modelagem numérica com modelo de solo tipo "Soft-Soil", considerando o tempo de adensamento, e eventualmente modelagem 3D;
- Analisar os motivos pelos quais a redução nos momentos e deslocamentos na estaca do encontro 2 da pista esquerda foram 50 % inferiores as reduções dos outros encontros;
- Pesquisar e realizar simulações pelo Método dos Elementos Finitos em outras pontes onde se tenham melhores dados de instrumentação (como perfilômetro) e mais ensaios in-situ (CPTu, DMT), de modo que os parâmetros obtidos não tenham que ser arbitrados, para que possa ser realizada uma reavaliação das conclusões desta dissertação.

REFERÊNCIAS

1. ABNT -Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR-9286: “Terra armada – Especificação”**. Rio de Janeiro, 1986.
2. ABNT -Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR-6502: **“Rochas e solos - Terminologia”**. Rio de Janeiro, 1995.
3. Antunes, C.S.G.L.M., **“Comportamento dos aterros que compõem a obra do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro”**. Dissertação (Mestrado) – UERJ, Rio de Janeiro, 2012.
4. Aoki, N., **“Esforços horizontais em estacas de pontes provenientes da ação de aterros de acesso”**, Anais, 4o. CBMSEF, Rio de Janeiro, vol. 1, tomo I., 1970.
5. Almeida, M.S.S. e Marques, M.E.S., **“Aterros sobre solos moles – projeto e desempenho.”** São Paulo: Editora Oficina de Textos, vol. 1. p. 254, 2010.
6. Almeida, M.S.S. e Marques, M.E.S., **“The behaviour of Sarapuí soft organic clay.”** Invited Paper for the Internacional Workshop on Characteristion and Engineering Properties os Natural Soils, editors T.S. Tan, K K. Phoon, D. W. Hight and S. Leroueil. Singapore, v. 1, p. 477-504, 2002.
7. Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S., Lacerda, W.A., Futai, M.M. **“Investigações de Campo e de Laboratório na Argila de Sarapuí.”** Revista Solos e Rochas, São Paulo, 28, (1): 3-20, Janeiro-Abril, 2005.

8. Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S. e Baroni, M., **“Geotechnical parameters of very soft clays obtained with CPTu compared with other site investigation tools”** In: International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT’10, 2. Huntington Beach, California, USA, 2010.
9. Almeida, M.S.S., Oliveira, J.R.M.S. e Spotti, A.P., **“Previsão e desempenho de aterro sobre solos moles: estabilidade, recalques e análises numéricas”** In: Encontro Técnico Previsão de Desempenho x Comportamento real, Anais, São Paulo, ABMS, p. 69-94, 2000.
10. Almeida, M.S.S., Velloso, D.A. e Gomes, R.C., **“Aterros reforçados sobre solos moles: análise de deformações”** In: II Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos, São Paulo, ABMS, p. 6127-136, 1995.
11. Aragão, C.J.C., **“Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio”** Dissertação (Mestrado) – PUC-RJ, Rio de Janeiro, 1975.
12. Arpino, D.S., **“Avaliação numérica, teórica e probabilística de fundações rasas tracionadas”** Dissertação (Mestrado) – UERJ, Rio de Janeiro, 2011.
13. Barbosa, P.S.A. **“Ensaio de Adensamento com Fluxo Restringido e k_0 em Argilas Moles.”** Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1990.
14. Besançon et al., **“Analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées.”** Renforcement en place des sols et des roches. Outubro. Paris, 1984.

15. Bigot, G., Bourges, F., Frank, R., et Guegan, Y., “**Action du déplacement latéral du sol sur un pieu**”, Proceedings, 9th. ICSMFE, Tokio, vol. 1, p. 407-410, 1977.
16. Bolton, M.D., “**The strength and dilatancy of sands.**” Geotechnique, 36(1): p. 65–78, 1986
17. Brinch-Hansen, J., “**The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces.**” The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bulletin no. 12, 1961.
18. Brinkgreve, R.B.J. “**Finite Element Code for Soil and Rock Analyses.**” PLAXIS - 2D user´s Manual, Rotterdam, Netherlands, Balkema, (2002).
19. Broms, B.B., “**Design of laterally loaded piles**”, JSMFD, ASCE, vol. 91, no. SM3, pp. 79-99, 1965.
20. Caputo, H.P., “**Mecânica dos Solos e sua aplicações**”, Livros Técnicos e Científicos, vol.2, p.497, 1987.
21. Clayton, C.R.I., “**Discussion on: The settlement of foundations on granular soils by Burland and Burbidge**”, Proceedings of the ICE, Part 1, v.80, p. 1630-1633, 1986.
22. Collet, H.B. “**Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense.**” Dissertação (Mestrado), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 243 p, 1978.
23. Coutinho, R.Q., “**Characterization and engineering properties of Recife soft clays - Brazil**” Characterization and engineering properties of natural soils, Londres, v.3, p.2049-2099, 2007.

24. Coutinho, R.Q. e Oliveira, A.T.J., “**Geotechnical properties of Recife soft clays**” Solos e Rochas, São Paulo, v.23, n.3, p.177-204, 2000.
25. Choobbasti, A.J., Zahmatkesh, A. and Noorzad, R., “**Performance of stone columns in soft clay: numeric evaluation.**” Geotechnical and Geological Engineering, vol. 29, 5, p.675-684, 2011.
26. Dayte, K.R., “**Settlement and bearing capacity of foundation system.**” Symposium on recent developments in ground improvement techniques. Bangkok, 1982.
27. De Beer, E.E., et Wallays, M., “**Quelques problèmes que posent les fondations sur pieux dans les zones portuaires**”, La Technique des Travaux, nov./dec., p. 375-384, 1968.
28. De Beer, E.E., and Wallays, M., “**Die Berechnung der waagerechten, Beanspruchung von Pfählen in Weichen Biden**”, Der Bauingenieur, 44, Hef 6 (Junho), 1969.
29. De Beer, E.E., “**Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles**”, Conference à Caracas, Société Vénézuélienne Fundaciones Franki, Mars, 1972.
30. De Beer, E.E., and Wallays, M., “**Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles, Proceedings**”, 5th. European CSMFE, Madrid, vol. 1, p. 325-332, 1972.
31. De Mello, V. F. B., “**The Standard Penetration Test**”. 4^o Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, IV PAMCSMFE, ISSMFE, San Juan, p.1-87., 1971

32. Dos Santos, M.D., **“Contribuição do estudo da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas”**, Dissertação (Mestrado), UERJ, Rio de Janeiro, 2007.
33. Duarte, A.E.R. **“Características de Compressão Confinada da Argila Mole do Rio Sarapuí no km 7,5 da Rodovia Rio-Petrópolis.”** Dissertação (Mestrado), PUC-Rio, Rio de Janeiro, 210 p, 1977.
34. Domingues, T.S.S., **“Reforço de fundações com colunas de brita em aterros sobre solos moles. Análise e dimensionamento.”** Dissertação (Mestrado), Universidade do Porto, Portugal, 2006.
35. Feijó, R.L., **“Relatório Técnico de Análise do Encontro 2 da Ponte do Rio Capivari”** Portaria Conjunta DER-RJ/UERJ, 2013.
36. FHWA, **“Desing and construction of stone columns.” Vol1. Report FHWA/RD/027.** Barksdale, R. D e Bachus R.C. Federal Highway Administration, 1983.
37. Futai, M.M., Almeida, M.S.S., Lacerda, W.A. **“Laboratory Behavior of Rio de Janeiro Soft Clays. Part 2: Strength and Yield.”** Soils and Rocks, São Paulo, 31 (2): 77-84, May-August, 2008.
38. Gibbs, H.T and Holtz, W.G., **“Research on determining the density of sands by spoon penetration testing.”**, in : Proc. 4th Ind. Conf. Soil Mech. Found. Engg., 1, p.35-39, 1957.
39. Heyman, L., and Boersma, L., **“Bending moments in piles due to lateral earth pressure, Proceedings”**, 5th. ICSMFE, Paris, vol. 2, p. 425-429, 1961.

40. King, P. and Gavaris, P.T., **“Movement towards its backfill of pile supported bridge abutment.”** Research Report to the New Jersey State Department of Transportation, 1970.
41. Lacerda, W.A., Coutinho, R.Q., Costa Filho, L.M. e Duarte, A.E.R. **“Consolidation Characteristics of Rio de Janeiro Soft Clay.”** Proceedings of the International Symposium on Soft Clay, Bangkok, pp. 231-243, 1977
42. Leussink, H., and Wenz, K.P., 1969, **“Storage yard foundations on soft cohesive soils, Proceedings”**, 7th. ICSMFE, Mexico, vol. 2, 1969.
43. Lima, B.T., **“Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles.”** Tese (doutorado), COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.
44. Lima, G.P. **“Estudo de uma Teoria Não-Linear para o Adensamento Unidimensional.”** Dissertação (Mestrado), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 125 p, 1993.
45. Lopes, P;J.G., **“Colunas de brita no melhoramento de solos moles.”** Dissertação (mestrado), Universidade de Aveiro, Portugal, 2006.
46. Magnani, H.O., **“Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura.”** Dissertação de mestrado, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.
47. Marche, R., et Lacroix, Y., **“Stabilité des culées de ponts établies sur des pieux traversant une couche molle“**, Canadian Geotechnical Journal, vol. 9, no.1, p. 1-24, 1972.

48. Marques, M.E.S., Lima, B.T., Oliveira, J.R.M., Antoniutti Neto, L., Almeida, M.S.S. **“Caracterização Geotécnica de um Depósito de Solo Compressível de Itaguaí, Rio de Janeiro.”** Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, 8 páginas, 2008
49. Massad, R., **“Solos Marinhos da Baixada Santista – Características e propriedades técnicas”**, Oficina de Textos, São Paulo, 2009.
50. Massarsch, R., **“Deep compaction of granular soils. Chapter 4. Deep soil compaction methods.”** Vibroflotation. Geo texts & publications. www.geoforum.com/knowledge/texts/compaction/viewpage.asp?ID=30, 2004.
51. Mitchell, J.K., Guzikowski, F. e Villet, W.C.B., **“The Measurement of Soil Properties In-Situ.”** Report prepared for US Department of Energy Contract W-7405-ENG-48, Lawrence Berkeley Laboratory, University of California, Berkeley, 1978.
52. Nayak, N.V., **“Recent innovations on ground improvement by stone columns.”** Symposium on recent developments in ground improvement techniques. Bangkok, 1982.
53. Ortigão, J.A.R. **“Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense.”** Dissertação (Mestrado), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 94 p, 1975.
54. ORTIGÃO, J. A. R. **“Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro.”** Dissertação (Doutorado), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 714 p, 1980.

55. Pacheco Silva, F., “**Shearing strength of a soft clay deposit near Rio de Janeiro.**”, Géotechnique, v.3, p.300-306, 1953.
56. Pieux Franki, “**Problème de foundation dans le terrain Sidmar à Zelzate, Essais latéral du terrain.**” Rapport non publié, Liège, oct 1963.
57. Pinto, C.S., “**Aterros da Baixada. Solos do litoral de São Paulo**”, São Paulo, ABMS, p.235-316, 1994.
58. Pires, F.E.C., “**Empuxo de sobrecarga assimétrica em estacas: Estudo de caso de pontes**”, Dissertação (Mestrado) – COPPE - UFRJ, 2013.
59. Priebe, H. J., “**Abschätzung des setzungsverhaltens lines durch stopverdish tung verbesserten baugrundes.**” Die Bautechnik, 5. p. 160-162., 1976.
60. Priebe, H.J. “**The design of vibro replacement**”. Ground Engineering. Vol.28, n° 10, 1995.
61. Poulos, H.G., “**Analysis of piles in soil undergoing lateral movement**”, JSMFD, ASCE, vol. 99, no. SM5, p. 391-406, 1973.
62. Prieb, H.J., “**Estimating settlement in a gravel column consolidated soil.**” Die Bautech., 53, 160-162 (em alemão), 1976.
63. Ratton, E., “**Dimensionamento de estacas carregadas lateralmente em profundidade.**” Solos e Rochas, v.8, n.1, 1985.
64. Schmiedel, U., “**Seitendruck auf pfahle.**” Bauingenieur, n.59, p. 61-66, 1984.

65. Silva Pereira, J. C., **“Tratamento de solos de fundação – Uma introdução à estaca de brita injectada e à estaca de betão vibrado.”** Keller Portugal, 1983.
66. Sinniger, R., et Viret, K., **“Fondations, Première Partie”**, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Departament de Génie Civil, Lausanne, 1975.
67. Skempton, A.W., **“Standard penetration test procedures and effects in sand of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation.”** in *Geotechnique*, 36, 3, p. 425-447, 1986.
68. Stroud, M. A., **“The Standard Penetration Test Its Application and Interpretation.”** Proc. I.C.E. Conf. on Penetration Testing, Inglaterra, Londres. Thomas Telford, 1989.
69. Stroud, M.A. e Butler, F.G. **“The Standard Penetration Test and the Engineering Properties of Glacial Materials”**, in: Proc. Symp. On Engineering Properties of Glacial Materials, Millands Geotechnical Society, 117, 1975.
70. Terzaghi, K and Peck, R.B., **“Soil Mechanics in Engineering Practice.”** New York: John Wiley., 1967.
71. Terzaghi, K., **“Theoretical soil mechanics.”** New York: John Wiley & Sons, p.510, 1943.
72. Tschebotarioff, G.P., **“Retaining Structures”**, Chapter 5 in *Foundation Engineering*, edited by G.A. Leonards, McGraw-Hill Book Co., p. 493, 1962.

73. Tschebotarioff, G.P., **“Earth Pressure, Retaining Walls and Sheet Piling”**, General Report - Division 4, Proceedings, 3rd. Pan-American CSMFE, Caracas, vol. 3, p. 301-322, 1967.
74. Tschebotarioff, G.P., **“Bridge abutments on piles driven through plastic clay, Proceedings”**, Conference on Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures, Lehigh Univ., Bethlehem, 1970.
75. Tschebotarioff, G.P., **“Foundations, Retaining and Earth Structures”**, 2nd. ed., McGraw-Hill Kogakusha Ltd., Tokyo, 1973.
76. Velloso, P.P.C. e Grilo, S., **“Previsão, controle e desempenho de fundações.”** Previsão de desempenho x Comportamento real, ABMS-NRSP, 1982.
77. Velloso, D.A e Lopes, F.R., **“Fundações – Fundações profundas”** São Paulo: Editora Oficina de Textos, v.2, 2011.
78. Vieira, L.O.M. **“Contribuição ao Estudo do Adensamento Secundário.”** Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 137 p, 1988.
79. Voutrain, J. (1980). **“Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées.”** Revue française de géotechnique. nº 11, 1980.
80. Wenz, K.P., **“Über die Größe des Seiten-druckes auf Pfähle in bindigen Erdstoffen, Veröffentlichungen des Inst. Bodenmech.”** Grundbau der Techn. Hochs, 1963.
81. Zayen, V.D., Almenida, M.S.S., Marques, M.E.S. e Fujii, J., **“Comportamento do aterro da Estação de Tratamento de esgotos de Sarapuí”** Solos e Rochas, v.26, n.3, p.261-271, 2003.

ANEXOS

ANEXO I

Sondagens – Relatório de Dimensionamento
de Fundações – Arco Metropolitano – RJ

3.2.5 Ponte sobre o Rio Capivari

Estaca de início: 282 + 18,56 (LD) Estaca de fim: 287 + 17,73 (LD)
 283 + 13,20 (LE) 288 + 12,37 (LE)

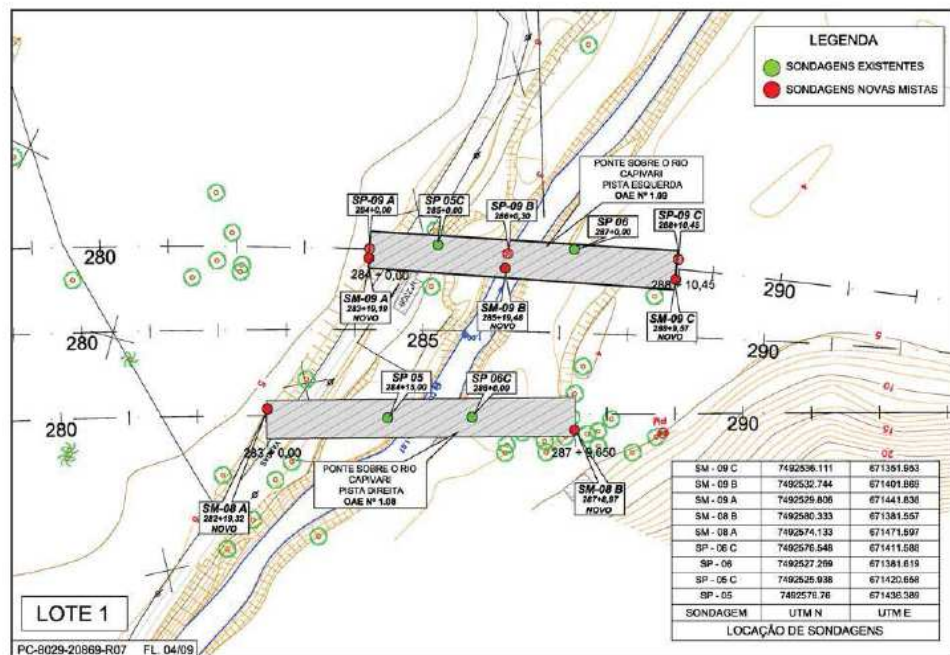


Tabela 10 – Quadro Resumo das Sondagens

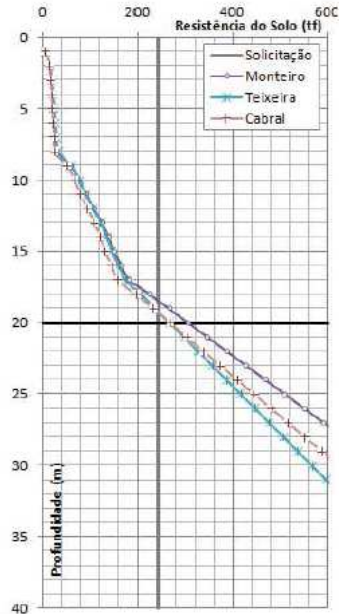
	Pilar	Sondagem	Q _{ult} (tf)	CS	L _{Solo} (m)	L _{Pino} (m)	L _{Total} (m)
Lado Direito	E1	SM-08A	266,59	2,2	20,0	-	20,0
	P1	SP-05	259,81	2,1	21,0	-	21,0
	P2	SP-06C	240,18	2,0	16,0	-	16,0
	E2	SM-08B	246,19	2,0	17,0	-	17,0
Lado Esquerdo	E1	SM-09A	251,10	2,0	19,0	-	19,0
	P1	SP-05C	274,44	2,2	17,0	-	17,0
	P2	SP-06	246,07	2,0	20,0	-	20,0
	E2	SM-09B	335,17	2,8	10,0	3,0	13,0

Memória de Dimensionamento

Sondagem SM-08A, Encontro E-1 Ponte sobre o Rio Capivari (Direita)

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{\text{sec}} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{\text{sec}} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{\text{sec}} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 20 \text{ m}$



Resultados dos Dimensionamentos

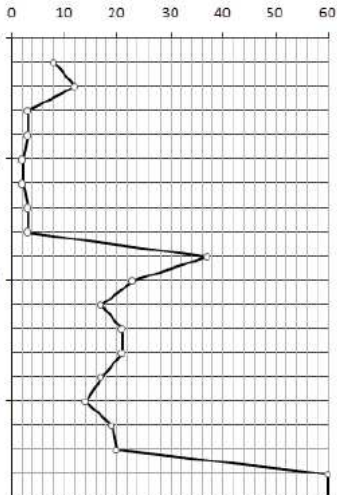
Contr. de Monteiro (1997)	
$Q_{ult,c} = 306 \text{ tf}$	$214 \text{ tf} < R_c < 306 \text{ tf}$
$CS_c = 2,50$	$21,09 < CS_t < 30,56$

Método de Teixeira (1996)	
$Q_{ult,c} = 266 \text{ tf}$	$186 \text{ tf} < R_c < 266 \text{ tf}$
$CS_c = 2,20$	$18,63 < CS_t < 26,62$

Método de Cabral (1986)	
$Q_{ult,c} = 267 \text{ tf}$	$187 \text{ tf} < R_c < 267 \text{ tf}$
$CS_c = 2,20$	$18,66 < CS_t < 26,66$

Sondagem SM-08A, Encontro E-1 Perfil Geotécnico

Prof.	Camada	N	NA
1	Areia silto argilosa	8	
2	Areia silto argilosa	12	
3	Areia silto argilosa	3	
4	Areia silto argilosa	3	
5	Areia silto argilosa	2	
6	Areia silto argilosa	2	
7	Areia silto argilosa	3	
8	Argila siltosa	3	
9	Areia siltosa	37	
10	Areia siltosa	23	
11	Areia siltosa	17	
12	Areia siltosa	21	
13	Areia siltosa	21	
14	Areia siltosa	17	
15	Areia siltosa	14	
16	Areia siltosa	19	
17	Areia siltosa	20	
18	Areia siltosa	60	
19	Areia siltosa	60	



Sondagem SM-08A, Encontro E-1

Método de Cabral (1986)

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{sec} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{sec} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{sec} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 20 \text{ m}$

Resistências e Coef. de Segurança

$Q_{ult, c} = 267 \text{ tf}$
 $CS_c = 2,20$
 $187 \text{ tf} < Q_{ult, t} < 267 \text{ tf}$
 $18,66 < CS_t < 26,66$

Fatores de Forma da Estaca

Fator de Forma	$\beta_0 = 7,1 \text{ tf/m}^2$
----------------	--------------------------------

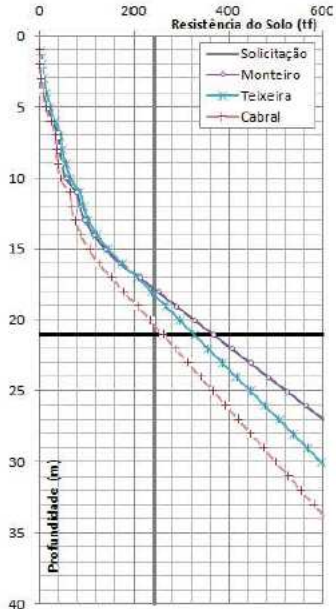
Prof.	Camada	N	β_1	β_2	rl (tf/m)	rl _{ac} (tf)	rp (tf)	Q _{ult} (tf)
1	Areia silto argilosa	8	0,08	2,6	4,54	5,71	0,00	5,71
2	Areia silto argilosa	12	0,08	2,6	6,82	14,28	0,00	14,28
3	Areia silto argilosa	3	0,08	2,6	1,70	16,42	0,00	16,42
4	Areia silto argilosa	3	0,08	2,6	1,70	18,56	0,00	18,56
5	Areia silto argilosa	2	0,08	2,6	1,14	19,99	0,00	19,99
6	Areia silto argilosa	2	0,08	2,6	1,14	21,41	0,00	21,41
7	Areia silto argilosa	3	0,08	2,6	1,70	23,55	0,00	23,55
8	Argila siltosa	3	0,04	1,0	0,85	24,63	0,00	24,63
9	Areia siltosa	37	0,08	2,8	21,02	51,03	0,00	51,03
10	Areia siltosa	23	0,08	2,8	13,06	67,45	0,00	67,45
11	Areia siltosa	17	0,08	2,8	9,66	79,59	0,00	79,59
12	Areia siltosa	21	0,08	2,8	11,93	94,57	0,00	94,57
13	Areia siltosa	21	0,08	2,8	11,93	109,56	0,00	109,56
14	Areia siltosa	17	0,08	2,8	9,66	121,70	0,00	121,70
15	Areia siltosa	14	0,08	2,8	7,95	131,69	0,00	131,69
16	Areia siltosa	19	0,08	2,8	10,79	145,25	0,00	145,25
17	Areia siltosa	20	0,08	2,8	11,36	159,53	0,00	159,53
18	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	195,22	0,00	195,22
19	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	230,90	0,00	230,90
20	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	266,59	0,00	266,59
21	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	302,28	0,00	302,28
22	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	337,97	0,00	337,97
23	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	373,66	0,00	373,66
24	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	409,35	0,00	409,35
25	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	445,04	0,00	445,04
26	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	480,72	0,00	480,72
27	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	516,41	0,00	516,41
28	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	552,10	0,00	552,10
29	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	587,79	0,00	587,79
30	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	623,48	0,00	623,48
31	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	659,17	0,00	659,17
32	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	694,85	0,00	694,85
33	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	730,54	0,00	730,54

Sondagem SP-05, Pilar P-1

Ponte sobre o Rio Capivari (Direita)

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{\text{est}} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{\text{est}} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{\text{est}} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 21 \text{ m}$



Resultados dos Dimensionamentos

Contr. de Monteiro (1997)	
$Q_{ult,c} = 368 \text{ tf}$	$257 \text{ tf} < R_c < 368 \text{ tf}$
$CS_p = 3,00$	$25,73 < CS_t < 36,76$

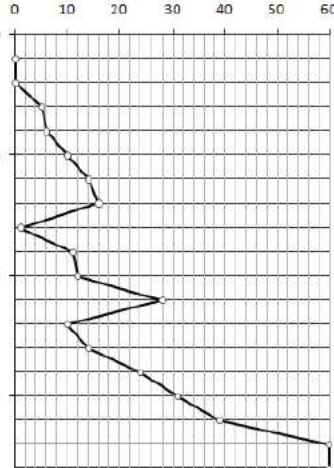
Método de Teixeira (1996)	
$Q_{ult,c} = 326 \text{ tf}$	$228 \text{ tf} < R_c < 326 \text{ tf}$
$CS_z = 2,70$	$22,80 < CS_t < 32,57$

Método de Cabral (1986)	
$Q_{ult,c} = 260 \text{ tf}$	$182 \text{ tf} < R_c < 260 \text{ tf}$
$CS_p = 2,10$	$18,19 < CS_t < 25,98$

Sondagem SP-05, Pilar P-1

Perfil Geotécnico

Prof.	Camada	N	NA
1	Argila arenosa	0	—
2	Argila arenosa	0	
3	Argila arenosa	6	
4	Areia siltosa	6	
5	Areia siltosa	10	
6	Areia siltosa	14	
7	Areia siltosa	16	
8	Argila	1	
9	Argila siltosa	11	
10	Argila siltosa	12	
11	Areia siltosa	28	
12	Argila arenosa	10	
13	Silte arenoso	14	
14	Silte arenoso	24	
15	Silte arenoso	31	
16	Silte arenoso	39	
17	Silte arenoso	60	
18	Silte arenoso	60	



Sondagem SP-05, Pilar P-1

Método de Cabral (1986)

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{sec} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{sec} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{sec} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 21 \text{ m}$

Resistências e Coef. de Segurança

$Q_{ult, c} = 260 \text{ tf}$
 $CS_c = 2,10$

$182 \text{ tf} < Q_{ult, t} < 260 \text{ tf}$
 $18,19 < CS_t < 25,98$

Fatores de Forma da Estaca

Fator de Forma	$\beta_0 = 7,1 \text{ tf/m}^2$
----------------	--------------------------------

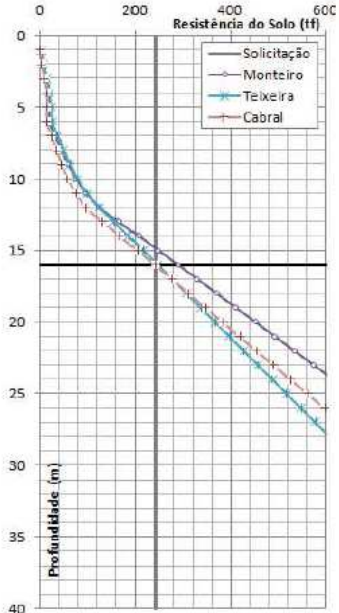
Prof.	Camada	N	β_1	β_2	rl (tf/m)	r_{lac} (tf)	rp (tf)	Q_{ult} (tf)
1	Argila arenosa	0	0,05	1,5	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Argila arenosa	0	0,05	1,5	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Argila arenosa	5	0,05	1,5	1,78	2,23	0,00	2,23
4	Areia siltosa	6	0,08	2,8	3,41	6,51	0,00	6,51
5	Areia siltosa	10	0,08	2,8	5,68	13,65	0,00	13,65
6	Areia siltosa	14	0,08	2,8	7,95	23,64	0,00	23,64
7	Areia siltosa	16	0,08	2,8	9,09	35,06	0,00	35,06
8	Argila	1	0,05	1,0	0,36	35,51	0,00	35,51
9	Argila siltosa	11	0,04	1,0	3,12	39,44	0,00	39,44
10	Argila siltosa	12	0,04	1,0	3,41	43,72	0,00	43,72
11	Areia siltosa	28	0,08	2,8	15,90	63,70	0,00	63,70
12	Argila arenosa	10	0,05	1,5	3,55	68,17	0,00	68,17
13	Silte arenoso	14	0,06	2,0	5,96	75,66	0,00	75,66
14	Silte arenoso	24	0,06	2,0	10,22	88,51	0,00	88,51
15	Silte arenoso	31	0,06	2,0	13,21	105,10	0,00	105,10
16	Silte arenoso	39	0,06	2,0	16,61	125,98	0,00	125,98
17	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	152,75	0,00	152,75
18	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	179,51	0,00	179,51
19	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	206,28	0,00	206,28
20	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	233,05	0,00	233,05
21	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	259,81	0,00	259,81
22	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	286,58	0,00	286,58
23	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	313,34	0,00	313,34
24	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	340,11	0,00	340,11
25	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	366,88	0,00	366,88
26	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	393,64	0,00	393,64
27	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	420,41	0,00	420,41
28	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	447,18	0,00	447,18
29	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	473,94	0,00	473,94
30	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	500,71	0,00	500,71
31	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	527,48	0,00	527,48
32	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	554,24	0,00	554,24
33	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	581,01	0,00	581,01

Sondagem SP-06C, Pilar P-2

Ponte sobre o Rio Capivari (Direita)

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{\text{est}} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{\text{est}} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{\text{est}} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 16 \text{ m}$



Resultados dos Dimensionamentos

Contr. de Monteiro (1997)	
$Q_{ult,c} = 289 \text{ tf}$	$202 \text{ tf} < R_c < 289 \text{ tf}$
$CS_c = 2,40$	$20,20 < CS_f < 28,85$

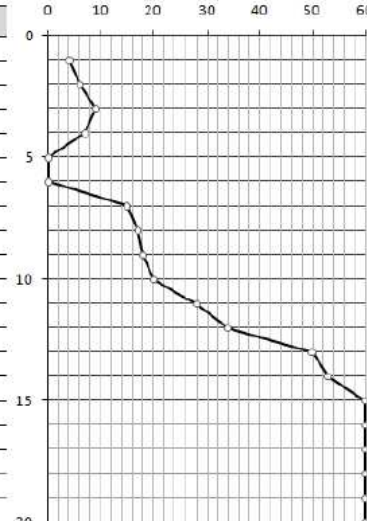
Método de Teixeira (1996)	
$Q_{ult,c} = 246 \text{ tf}$	$172 \text{ tf} < R_c < 246 \text{ tf}$
$CS_c = 2,00$	$17,21 < CS_f < 24,08$

Método de Cabral (1986)	
$Q_{ult,c} = 240 \text{ tf}$	$168 \text{ tf} < R_c < 240 \text{ tf}$
$CS_c = 2,00$	$16,81 < CS_f < 24,02$

Sondagem SP-06C, Pilar P-2

Perfil Geotécnico

Prof.	Camada	N	NA
1	Argila siltosa	4	-
2	Argila siltosa	6	
3	Areia argilosa	9	
4	Areia argilosa	7	
5	Argila	0	
6	Argila	0	
7	Areia	15	
8	Areia	17	
9	Areia	18	
10	Areia	20	
11	Areia	28	
12	Areia	34	
13	Areia siltosa	50	
14	Areia siltosa	53	
15	Areia siltosa	60	
16	Areia siltosa	60	
17	Areia siltosa	60	
18	Areia siltosa	60	
19	Areia siltosa	60	
20	Areia siltosa	60	



Sondagem SP-06C, Pilar P-2

Método de Cabral (1986)

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{sec} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{sec} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{sec} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 16 \text{ m}$

Resistências e Coef. de Segurança

$Q_{ult,c} = 240 \text{ tf}$
 $CS_c = 2,00$
 $168 \text{ tf} < Q_{ult,t} < 240 \text{ tf}$
 $16,81 < CS_t < 24,02$

Fatores de Forma da Estaca

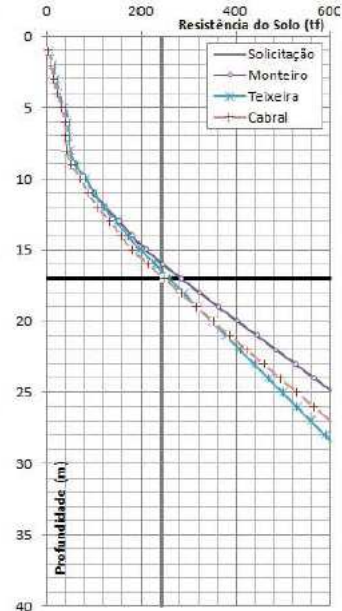
Fator de Forma	$\beta_0 = 7,1 \text{ tf/m}^2$
----------------	--------------------------------

Prof.	Camada	N	β_1	β_2	rl (tf/m)	rl _{ac} (tf)	rp (tf)	Q _{ult} (tf)
1	Argila siltosa	4	0,04	1,0	1,14	1,43	0,00	1,43
2	Argila siltosa	6	0,04	1,0	1,70	3,57	0,00	3,57
3	Areia argilosa	9	0,08	2,3	5,11	9,99	0,00	9,99
4	Areia argilosa	7	0,08	2,3	3,98	14,99	0,00	14,99
5	Argila	0	0,05	1,0	0,00	14,99	0,00	14,99
6	Argila	0	0,05	1,0	0,00	14,99	0,00	14,99
7	Areia	15	0,07	3,0	7,46	24,36	0,00	24,36
8	Areia	17	0,07	3,0	8,45	34,97	0,00	34,97
9	Areia	18	0,07	3,0	8,95	46,22	0,00	46,22
10	Areia	20	0,07	3,0	9,94	58,71	0,00	58,71
11	Areia	28	0,07	3,0	13,92	76,19	0,00	76,19
12	Areia	34	0,07	3,0	16,90	97,43	0,00	97,43
13	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	133,12	0,00	133,12
14	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	168,81	0,00	168,81
15	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	204,50	0,00	204,50
16	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	240,18	0,00	240,18
17	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	275,87	0,00	275,87
18	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	311,56	0,00	311,56
19	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	347,25	0,00	347,25
20	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	382,94	0,00	382,94
21	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	418,63	0,00	418,63
22	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	454,31	0,00	454,31
23	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	490,00	0,00	490,00
24	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	525,69	0,00	525,69
25	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	561,38	0,00	561,38
26	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	597,07	0,00	597,07
27	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	632,76	0,00	632,76
28	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	668,45	0,00	668,45
29	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	704,13	0,00	704,13
30	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	739,82	0,00	739,82
31	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	775,51	0,00	775,51
32	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	811,20	0,00	811,20
33	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	846,89	0,00	846,89

Sondagem SM-08B, Encontro E-2 **Ponte sobre o Rio Capivari (Direita)**

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{\text{est}} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{\text{est}} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{\text{est}} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 17 \text{ m}$



Resultados dos Dimensionamentos

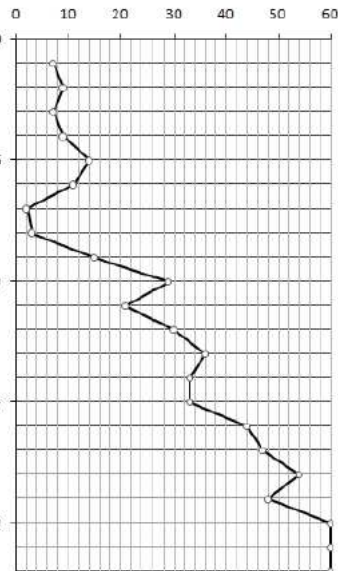
Contr. de Monteiro (1997)	
$Q_{ult,c} = 283 \text{ tf}$	$198 \text{ tf} < R_t < 283 \text{ tf}$
$CS_e = 2,30$	$19,00 < CS_t < 28,28$

Método de Teixeira (1996)	
$Q_{ult,c} = 258 \text{ tf}$	$181 \text{ tf} < R_t < 258 \text{ tf}$
$CS_e = 2,10$	$18,05 < CS_t < 25,79$

Método de Cabral (1986)	
$Q_{ult,c} = 246 \text{ tf}$	$172 \text{ tf} < R_t < 246 \text{ tf}$
$CS_e = 2,00$	$17,23 < CS_t < 24,62$

Sondagem SM-08B, Encontro E-2 **Perfil Geotécnico**

Prof.	Camada	N	NA
1	Argila silto arenosa	7	-
2	Areia silto argilosa	9	
3	Areia silto argilosa	7	
4	Areia silto argilosa	9	
5	Areia silto argilosa	14	
6	Areia silto argilosa	11	
7	Argila	2	
8	Argila	3	
9	Areia silto argilosa	15	
10	Areia silto argilosa	29	
11	Areia siltosa	21	
12	Areia siltosa	30	
13	Areia siltosa	36	
14	Areia siltosa	33	
15	Areia siltosa	33	
16	Areia siltosa	44	
17	Areia siltosa	47	
18	Areia siltosa	54	
19	Areia siltosa	48	
20	Areia siltosa	60	
21	Areia siltosa	60	
22	Areia siltosa	60	



Sondagem SM-08B, Encontro E-2

Método de Cabral (1986)

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{sec} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{sec} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{sec} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 17 \text{ m}$

Resistências e Coef. de Segurança

$Q_{ult,c} = 246 \text{ tf}$
 $CS_c = 2,00$
 $172 \text{ tf} < Q_{ult,t} < 246 \text{ tf}$
 $17,23 < CS_t < 24,62$

Fatores de Forma da Estaca

Fator de Forma	$\beta_0 = 7,1 \text{ tf/m}^2$
----------------	--------------------------------

Prof.	Camada	N	β_1	β_2	rl (tf/m)	rl _{ac} (tf)	rp (tf)	Q _{ult} (tf)
1	Argila silto arenosa	7	0,043333	1,2	2,15	2,71	0,00	2,71
2	Areia silto argilosa	9	0,08	2,6	5,11	9,13	0,00	9,13
3	Areia silto argilosa	7	0,08	2,6	3,98	14,13	0,00	14,13
4	Areia silto argilosa	9	0,08	2,6	5,11	20,55	0,00	20,55
5	Areia silto argilosa	14	0,08	2,6	7,95	30,54	0,00	30,54
6	Areia silto argilosa	11	0,08	2,6	6,25	38,39	0,00	38,39
7	Argila	2	0,05	1,0	0,71	39,29	0,00	39,29
8	Argila	3	0,05	1,0	1,07	40,63	0,00	40,63
9	Areia silto argilosa	15	0,08	2,6	8,52	51,33	0,00	51,33
10	Areia silto argilosa	29	0,08	2,6	16,47	72,03	0,00	72,03
11	Areia siltosa	21	0,08	2,8	11,93	87,02	0,00	87,02
12	Areia siltosa	30	0,08	2,8	17,04	108,43	0,00	108,43
13	Areia siltosa	36	0,08	2,8	20,45	134,13	0,00	134,13
14	Areia siltosa	33	0,08	2,8	18,74	157,68	0,00	157,68
15	Areia siltosa	33	0,08	2,8	18,74	181,24	0,00	181,24
16	Areia siltosa	44	0,08	2,8	24,99	212,64	0,00	212,64
17	Areia siltosa	47	0,08	2,8	26,70	246,19	0,00	246,19
18	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	281,88	0,00	281,88
19	Areia siltosa	48	0,08	2,8	27,26	316,14	0,00	316,14
20	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	351,83	0,00	351,83
21	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	387,52	0,00	387,52
22	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	423,21	0,00	423,21
23	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	458,89	0,00	458,89
24	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	494,58	0,00	494,58
25	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	530,27	0,00	530,27
26	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	565,96	0,00	565,96
27	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	601,65	0,00	601,65
28	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	637,34	0,00	637,34
29	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	673,03	0,00	673,03
30	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	708,71	0,00	708,71
31	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	744,40	0,00	744,40
32	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	780,09	0,00	780,09
33	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	815,78	0,00	815,78

Sondagem SP-09A, Encontro E-1 **Ponte sobre o Rio Calombé (Esquerda)**

Características Gerais:

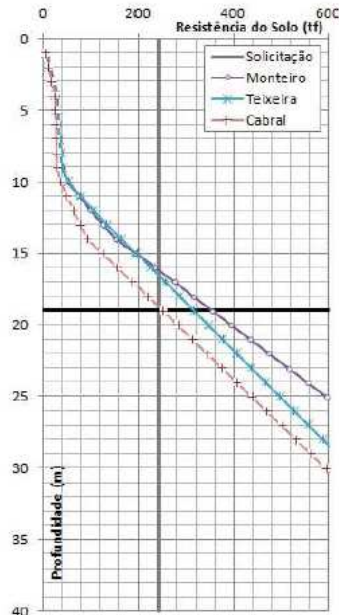
Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{\text{est}} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{\text{est}} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{\text{est}} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 19 \text{ m}$

Resultados dos Dimensionamentos

Contr. de Monteiro (1997)	
$Q_{ULP} = 355 \text{ tf}$	$249 \text{ tf} < R_t < 355 \text{ tf}$
$CS_c = 2,90$	$24,63 < CS_t < 35,47$

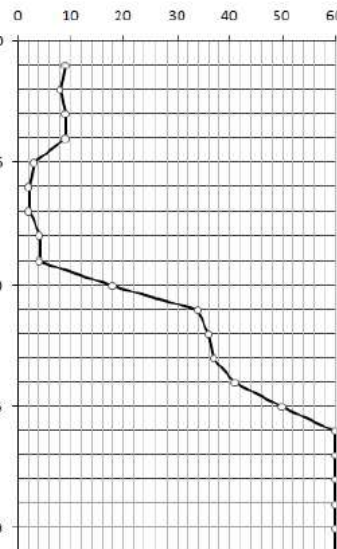
Método de Teixeira (1996)	
$Q_{ULP} = 317 \text{ tf}$	$222 \text{ tf} < R_t < 317 \text{ tf}$
$CS_c = 2,60$	$22,17 < CS_t < 31,67$

Método de Cabral (1986)	
$Q_{ULP} = 251 \text{ tf}$	$176 \text{ tf} < R_t < 251 \text{ tf}$
$CS_c = 2,00$	$17,66 < CS_t < 25,11$



Sondagem SP-02A, Pilar P-32 **Perfil Geotécnico**

Prof.	Camada	N	NA
1	Areia siltosa	9	—
2	Areia siltosa	8	
3	Areia siltosa	9	
4	Areia siltosa	9	
5	Argila silto arenosa	3	
6	Argila silto arenosa	2	
7	Argila silto arenosa	2	
8	Argila silto arenosa	4	
9	Argila silto arenosa	4	
10	Silte argilo arenoso	18	
11	Silte argilo arenoso	34	
12	Silte argilo arenoso	36	
13	Silte argilo arenoso	37	
14	Silte argilo arenoso	41	
15	Areia	50	
16	Areia	60	
17	Areia	60	
18	Areia	60	
19	Areia	60	
20	Areia	60	
21	Areia	60	



Sondagem SP-09A, Encontro E-1

Método de Cabral (1986)

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{sec} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{sec} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{sec} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 19 \text{ m}$

Resistências e Coef. de Segurança

$Q_{ult, c} = 251 \text{ tf}$
 $CS_c = 2,00$
 $176 \text{ tf} < Q_{ult, t} < 251 \text{ tf}$
 $17,58 < CS_t < 25,11$

Fatores de Forma da Estaca

Fator de Forma	$\beta_0 = 7,1 \text{ tf/m}^2$
----------------	--------------------------------

Prof.	Camada	N	β_1	β_2	ri (tf/m)	ri _{ac} (tf)	rp (tf)	Q _{ult} (tf)
1	Areia siltosa	9	0,08	2,8	5,11	6,42	0,00	6,42
2	Areia siltosa	8	0,08	2,8	4,54	12,13	0,00	12,13
3	Areia siltosa	9	0,08	2,8	5,11	18,56	0,00	18,56
4	Areia siltosa	9	0,08	2,8	5,11	24,98	0,00	24,98
5	Argila silto arenosa	3	0,043333	1,2	0,92	26,14	0,00	26,14
6	Argila silto arenosa	2	0,043333	1,2	0,62	26,92	0,00	26,92
7	Argila silto arenosa	2	0,043333	1,2	0,62	27,69	0,00	27,69
8	Argila silto arenosa	4	0,043333	1,2	1,23	29,23	0,00	29,23
9	Argila silto arenosa	4	0,043333	1,2	1,23	30,78	0,00	30,78
10	Silte argilo arenoso	18	0,043333	1,3	5,54	37,74	0,00	37,74
11	Silte argilo arenoso	34	0,043333	1,3	10,46	50,89	0,00	50,89
12	Silte argilo arenoso	36	0,043333	1,3	11,08	64,80	0,00	64,80
13	Silte argilo arenoso	37	0,043333	1,3	11,38	79,11	0,00	79,11
14	Silte argilo arenoso	41	0,043333	1,3	12,61	94,96	0,00	94,96
15	Areia	50	0,07	3,0	24,85	126,19	0,00	126,19
16	Areia	50	0,07	3,0	24,85	157,42	0,00	157,42
17	Areia	50	0,07	3,0	24,85	188,64	0,00	188,64
18	Areia	50	0,07	3,0	24,85	219,87	0,00	219,87
19	Areia	50	0,07	3,0	24,85	251,10	0,00	251,10
20	Areia	50	0,07	3,0	24,85	282,33	0,00	282,33
21	Areia	50	0,07	3,0	24,85	313,55	0,00	313,55
22	Areia	50	0,07	3,0	24,85	344,78	0,00	344,78
23	Areia	50	0,07	3,0	24,85	376,01	0,00	376,01
24	Areia	50	0,07	3,0	24,85	407,24	0,00	407,24
25	Areia	50	0,07	3,0	24,85	438,46	0,00	438,46
26	Areia	50	0,07	3,0	24,85	469,69	0,00	469,69
27	Areia	50	0,07	3,0	24,85	500,92	0,00	500,92
28	Areia	50	0,07	3,0	24,85	532,15	0,00	532,15
29	Areia	50	0,07	3,0	24,85	563,37	0,00	563,37
30	Areia	50	0,07	3,0	24,85	594,60	0,00	594,60
31	Areia	50	0,07	3,0	24,85	625,83	0,00	625,83
32	Areia	50	0,07	3,0	24,85	657,05	0,00	657,05
33	Areia	50	0,07	3,0	24,85	688,28	0,00	688,28

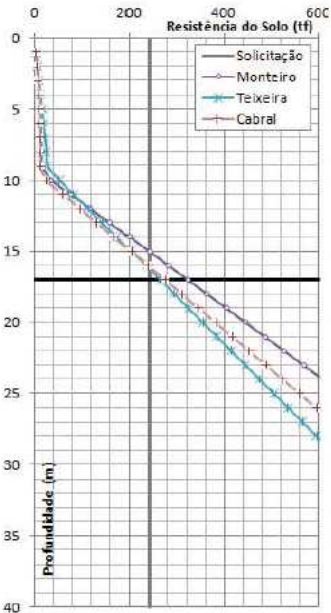
Sondagem SP-05C, Pilar P-1 **Ponte sobre o Rio Calombé (Esquerda)**

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{\text{estaca}} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{\text{estaca}} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{\text{estaca}} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 17 \text{ m}$

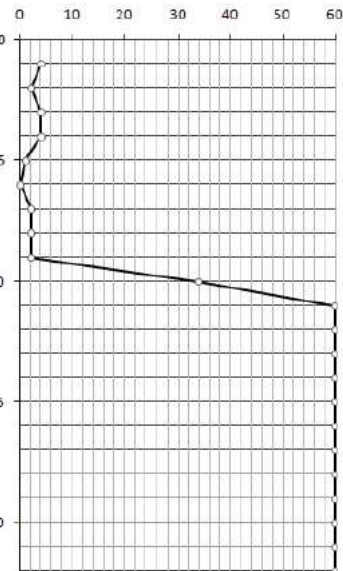
Resultados dos Dimensionamentos

Contr. de Monteiro (1997)			
$Q_{ult,c} = 323 \text{ tf}$	$226 \text{ tf} < R_c < 323 \text{ tf}$		
$CS_c = 2,60$	$22,62 < CS_t < 32,32$		
Método de Teixeira (1996)			
$Q_{ult,c} = 264 \text{ tf}$	$185 \text{ tf} < R_c < 264 \text{ tf}$		
$CS_c = 2,10$	$18,47 < CS_t < 26,39$		
Método de Cabral (1986)			
$Q_{ult,c} = 274 \text{ tf}$	$192 \text{ tf} < R_c < 274 \text{ tf}$		
$CS_c = 2,20$	$19,21 < CS_t < 27,44$		



Sondagem SP-05C, Pilar P-1 **Perfil Geotécnico**

Prof.	Camada	N	NA
1	Areia siltosa	4	
2	Areia siltosa	2	
3	Areia siltosa	4	
4	Areia siltosa	4	
5	Argila siltosa	1	
6	Argila siltosa	0	
7	Argila siltosa	2	
8	Argila siltosa	2	
9	Argila siltosa	2	
10	Argila siltosa	34	
11	Areia siltosa	60	
12	Areia siltosa	60	
13	Areia siltosa	60	
14	Areia siltosa	60	
15	Areia siltosa	60	
16	Areia siltosa	60	
17	Areia siltosa	60	
18	Areia siltosa	60	
19	Areia siltosa	60	
20	Areia siltosa	60	
21	Areia siltosa	60	
22	Areia siltosa	60	



Sondagem SP-05C, Pilar P-1

Método de Cabral (1986)

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{sec} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{sec} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{sec} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 17 \text{ m}$

Resistências e Coef. de Segurança

$$Q_{ult, c} = 274 \text{ tf}$$

$$CS_c = 2,20$$

$$192 \text{ tf} < Q_{ult, t} < 274 \text{ tf}$$

$$19,21 < CS_t < 27,44$$

Fatores de Forma da Estaca

Fator de Forma	$\beta_0 = 7,1 \text{ tf/m}^2$
----------------	--------------------------------

Prof.	Camada	N	β_1	β_2	rl (tf/m)	rl _{ac} (tf)	rp (tf)	Q _{ult} (tf)
1	Areia siltosa	4	0,08	2,8	2,27	2,86	0,00	2,86
2	Areia siltosa	2	0,08	2,8	1,14	4,28	0,00	4,28
3	Areia siltosa	4	0,08	2,8	2,27	7,14	0,00	7,14
4	Areia siltosa	4	0,08	2,8	2,27	9,99	0,00	9,99
5	Argila siltosa	1	0,04	1,0	0,28	10,35	0,00	10,35
6	Argila siltosa	0	0,04	1,0	0,00	10,35	0,00	10,35
7	Argila siltosa	2	0,04	1,0	0,57	11,06	0,00	11,06
8	Argila siltosa	2	0,04	1,0	0,57	11,78	0,00	11,78
9	Argila siltosa	2	0,04	1,0	0,57	12,49	0,00	12,49
10	Argila siltosa	34	0,04	1,0	9,66	24,63	0,00	24,63
11	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	60,31	0,00	60,31
12	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	96,00	0,00	96,00
13	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	131,69	0,00	131,69
14	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	167,38	0,00	167,38
15	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	203,07	0,00	203,07
16	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	238,76	0,00	238,76
17	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	274,44	0,00	274,44
18	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	310,13	0,00	310,13
19	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	345,82	0,00	345,82
20	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	381,51	0,00	381,51
21	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	417,20	0,00	417,20
22	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	452,89	0,00	452,89
23	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	488,58	0,00	488,58
24	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	524,26	0,00	524,26
25	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	559,95	0,00	559,95
26	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	595,64	0,00	595,64
27	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	631,33	0,00	631,33
28	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	667,02	0,00	667,02
29	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	702,71	0,00	702,71
30	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	738,39	0,00	738,39
31	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	774,08	0,00	774,08
32	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	809,77	0,00	809,77
33	Areia siltosa	50	0,08	2,8	28,40	845,46	0,00	845,46

Sondagem SP-06, Pilar P-2 Ponte sobre o Rio Calombé (Esquerda)

Características Gerais:

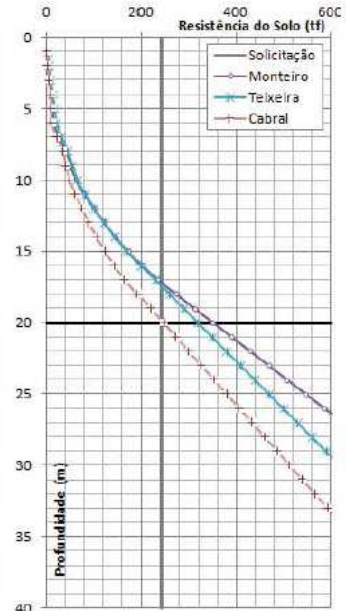
Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{\text{est}} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{\text{est}} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{\text{est}} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 20 \text{ m}$

Resultados dos Dimensionamentos

Contr. de Monteiro (1997)	
$Q_{\text{ult},c} = 352 \text{ tf}$	$246 \text{ tf} < R_c < 352 \text{ tf}$
$CS_c = 2,90$	$24,62 < CS_t < 35,17$

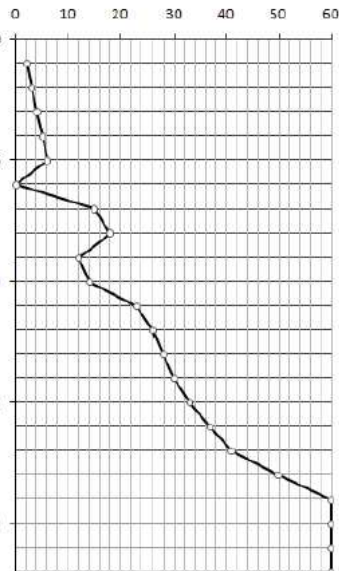
Método de Teixeira (1996)	
$Q_{\text{ult},c} = 319 \text{ tf}$	$223 \text{ tf} < R_c < 319 \text{ tf}$
$CS_c = 2,60$	$22,33 < CS_t < 31,89$

Método de Cabral (1986)	
$Q_{\text{ult},c} = 246 \text{ tf}$	$172 \text{ tf} < R_c < 246 \text{ tf}$
$CS_c = 2,00$	$17,23 < CS_t < 24,61$



Sondagem SP-06, Pilar P-2 Perfil Geotécnico

Prof.	Camada	N	NA
1	Areia siltosa	2	
2	Argila siltosa	3	
3	Areia siltosa	4	
4	Areia siltosa	5	
5	Argila arenosa	6	
6	Argila arenosa	0	
7	Areia siltosa	15	
8	Areia siltosa	18	
9	Siltos arenoso	12	
10	Siltos arenoso	14	
11	Siltos arenoso	23	
12	Siltos arenoso	25	
13	Siltos arenoso	28	
14	Siltos arenoso	30	
15	Siltos arenoso	33	
16	Siltos arenoso	37	
17	Siltos arenoso	41	
18	Siltos arenoso	50	
19	Siltos arenoso	60	
20	Siltos arenoso	60	
21	Siltos arenoso	60	
22	Siltos arenoso	60	



Sondagem SP-06, Pilar P-2

Método de Cabral (1986)

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{sec} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{sec} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{sec} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 20 \text{ m}$

Resistências e Coef. de Segurança

$$Q_{ult, c} = 246 \text{ tf}$$

$$CS_c = 2,00$$

$$172 \text{ tf} < Q_{ult, t} < 246 \text{ tf}$$

$$17,23 < CS_t < 24,61$$

Fatores de Forma da Estaca

Fator de Forma	$\beta_0 = 7,1 \text{ tf/m}^2$
----------------	--------------------------------

Prof.	Camada	N	β_1	β_2	rl (tf/m)	rl _{ac} (tf)	rp (tf)	Q _{ult} (tf)
1	Areia siltosa	2	0,08	2,8	1,14	1,43	0,00	1,43
2	Argila siltosa	3	0,04	1,0	0,85	2,50	0,00	2,50
3	Areia siltosa	4	0,08	2,8	2,27	5,35	0,00	5,35
4	Areia siltosa	5	0,08	2,8	2,84	8,92	0,00	8,92
5	Argila arenosa	6	0,05	1,5	2,13	11,60	0,00	11,60
6	Argila arenosa	0	0,05	1,5	0,00	11,60	0,00	11,60
7	Areia siltosa	15	0,08	2,8	8,52	22,31	0,00	22,31
8	Areia siltosa	18	0,08	2,8	10,22	35,15	0,00	35,15
9	Silte arenoso	12	0,06	2,0	5,11	41,58	0,00	41,58
10	Silte arenoso	14	0,06	2,0	5,96	49,07	0,00	49,07
11	Silte arenoso	23	0,06	2,0	9,80	61,38	0,00	61,38
12	Silte arenoso	26	0,06	2,0	11,08	75,30	0,00	75,30
13	Silte arenoso	28	0,06	2,0	11,93	90,29	0,00	90,29
14	Silte arenoso	30	0,06	2,0	12,78	106,35	0,00	106,35
15	Silte arenoso	33	0,06	2,0	14,06	124,02	0,00	124,02
16	Silte arenoso	37	0,06	2,0	15,76	143,82	0,00	143,82
17	Silte arenoso	41	0,06	2,0	17,47	165,77	0,00	165,77
18	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	192,54	0,00	192,54
19	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	219,31	0,00	219,31
20	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	246,07	0,00	246,07
21	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	272,84	0,00	272,84
22	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	299,60	0,00	299,60
23	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	326,37	0,00	326,37
24	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	353,14	0,00	353,14
25	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	379,90	0,00	379,90
26	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	406,67	0,00	406,67
27	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	433,44	0,00	433,44
28	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	460,20	0,00	460,20
29	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	486,97	0,00	486,97
30	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	513,74	0,00	513,74
31	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	540,50	0,00	540,50
32	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	567,27	0,00	567,27
33	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	594,03	0,00	594,03

Sondagem SM-09B, Encontro E-2 Ponte sobre o Rio Calombé (Esquerda)

Características Gerais:

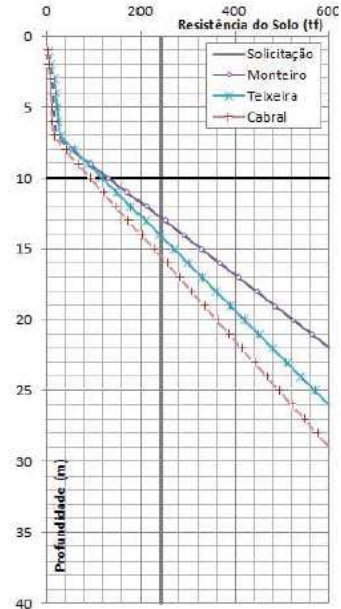
Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{sec} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{sec} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{sec} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 10 \text{ m}$

Resultados dos Dimensionamentos

Contr. de Monteiro (1997)	
$Q_{ult,c} = 132 \text{ tf}$	$93 \text{ tf} < R_t < 132 \text{ tf}$
$CS_c = 1,10$	$9,25 < CS_t < 13,22$

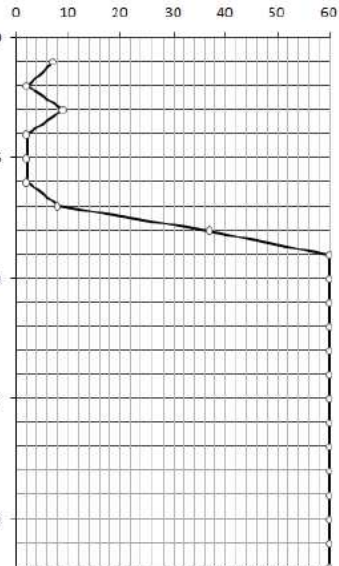
Método de Teixeira (1996)	
$Q_{ult,c} = 118 \text{ tf}$	$83 \text{ tf} < R_t < 118 \text{ tf}$
$CS_c = 0,90$	$8,29 < CS_t < 11,84$

Método de Cabral (1986)	
$Q_{ult,c} = 94 \text{ tf}$	$66 \text{ tf} < R_t < 94 \text{ tf}$
$CS_c = 0,70$	$6,60 < CS_t < 9,42$



Sondagem SM-09B, Encontro E-2 Perfil Geotécnico

Prof.	Camada	N	NA
1	Argila siltosa	7	-
2	Argila siltosa	2	
3	Areia	9	
4	Areia	2	
5	Areia	2	
6	Areia	2	
7	Areia	8	
8	Areia	37	
9	Siltite arenoso	60	
10	Siltite arenoso	60	
11	Siltite arenoso	60	
12	Siltite arenoso	60	
13	Siltite arenoso	60	
14	Siltite arenoso	60	
15	Siltite arenoso	60	
16	Siltite arenoso	60	
17	Siltite arenoso	60	
18	Siltite arenoso	60	
19	Siltite arenoso	60	
20	Siltite arenoso	60	
21	Siltite arenoso	60	
22	Siltite arenoso	60	



Sondagem SM-09B, Encontro E-2

Método de Cabral (1986)

Características Gerais:

Estaca Raiz	
Carga Vertical de Compressão	$Q_c = 120 \text{ ton}$
Carga Vertical de Tração	$Q_t = 10 \text{ ton}$
Diâmetro da Estaca	$B_{sec} = 40 \text{ cm}$
Área da Seção	$A_{sec} = 1257 \text{ cm}^2$
Perímetro da Seção	$2P_{sec} = 126 \text{ cm}$
Pressão de Injeção	$p = 100 \text{ kPa}$
Comprimento Estimado	$L = 10 \text{ m}$

Resistências e Coef. de Segurança

$$Q_{ult, c} = 94 \text{ tf}$$

$$CS_c = 0,70$$

$$66 \text{ tf} < Q_{ult, t} < 94 \text{ tf}$$

$$6,60 < CS_t < 9,42$$

Fatores de Forma da Estaca

Fator de Forma	$\beta_0 = 7,1 \text{ tf/m}^2$
----------------	--------------------------------

Prof.	Camada	N	β_1	β_2	rl (tf/m)	rl _{ac} (tf)	rp (tf)	Q _{ult} (tf)
1	Argila siltosa	7	0,04	1,0	1,99	2,50	0,00	2,50
2	Argila siltosa	2	0,04	1,0	0,57	3,21	0,00	3,21
3	Areia	9	0,07	3,0	4,47	8,83	0,00	8,83
4	Areia	2	0,07	3,0	0,99	10,08	0,00	10,08
5	Areia	2	0,07	3,0	0,99	11,33	0,00	11,33
6	Areia	2	0,07	3,0	0,99	12,58	0,00	12,58
7	Areia	8	0,07	3,0	3,98	17,58	0,00	17,58
8	Areia	37	0,07	3,0	18,39	40,68	0,00	40,68
9	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	67,45	0,00	67,45
10	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	94,22	0,00	94,22
11	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	120,98	0,00	120,98
12	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	147,75	0,00	147,75
13	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	174,52	0,00	174,52
14	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	201,28	0,00	201,28
15	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	228,05	0,00	228,05
16	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	254,82	0,00	254,82
17	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	281,58	0,00	281,58
18	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	308,35	0,00	308,35
19	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	335,11	0,00	335,11
20	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	361,88	0,00	361,88
21	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	388,65	0,00	388,65
22	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	415,41	0,00	415,41
23	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	442,18	0,00	442,18
24	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	468,95	0,00	468,95
25	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	495,71	0,00	495,71
26	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	522,48	0,00	522,48
27	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	549,25	0,00	549,25
28	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	576,01	0,00	576,01
29	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	602,78	0,00	602,78
30	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	629,55	0,00	629,55
31	Silte arenoso	50	0,06	2,0	21,30	656,31	0,00	656,31
32	Argila silto arenosa	50	0,043333	1,2	15,38	675,64	0,00	675,64
33	Argila silto arenosa	50	0,043333	1,2	15,38	694,97	0,00	694,97