

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**USO DE ENSAIOS DILATOMÉTRICOS PARA A SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UMA
ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM SOLO DO D.F.**

ALEXANDER ALBERTO ROJAS REYES

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.

DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G. DM – 216/12

BRASÍLIA / DF: OUTUBRO / 2012

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

**USO DE ENSAIOS DILATOMÉTRICOS PARA A SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UMA
ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM SOLO DO D.F.**

ALEXANDER ALBERTO ROJAS REYES

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSARIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

APROVADA POR:

RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)

GREGÓRIO LUIS SILVA DE ARAÚJO, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

YURI DANIEL JATOBÁ COSTA, D.Sc. (UFRN)
(EXAMINADOR EXTERNO)

BRASÍLIA/ DF, OUTUBRO 26 DE 2012.

FICHA CATALOGRÁFICA

ROJAS-REYES, ALEXANDER ALBERTO

Uso de ensaios dilatométricos para a simulação numérica de uma estrutura de contenção em solo do D.F.

[Distrito Federal] 2012

xxii, 160 p; 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2012)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Ensaio Dilatométrico

2. Carregamento Horizontal

3. Módulo de Reação Horizontal

4. Correlações com o DMT

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ROJAS-REYES, A. A. (2012). Uso de ensaios dilatométricos para a simulação numérica de uma estrutura de contenção em solo do D.F. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-216/12, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Alexander Alberro Rojas Reyes

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Uso de ensaios dilatométricos para a simulação numérica de uma estrutura de contenção em solo do D.F.

GRAU / ANO: Mestre / 2012.

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

Alexander Alberto Rojas Reyes
Scln 203 Bloco C apto 217, Asa Norte
CEP: 70833-530 – Brasília/DF – BRASIL
e-mail: alexarr1178@gmail.com

Dedico esta dissertação a meus queridos pais Samuel e Maritza, vocês são o melhor na minha vida. Meus pais tiveram a grandeza e a sabedoria divina de me ensinar a trilhar pelo caminho da vida, a Leydi e o Jovany, pelo apoio de irmãos incondicionais. Enfim, vocês merecem compartilhar comigo da alegria de vencer mais esta etapa na minha vida. Muito obrigado a vocês e a todas aquelas pessoas que de um ou outro modo sempre acreditaram em mim.

AGRADECIMENTOS

Agradeço imensamente a Deus, por ter me dado esta vitória, agradeço aos meus queridos pais e irmãos.

Agradeço ao CNPQ por ter me concedido a bolsa de pesquisa para que eu pudesse realizar este trabalho. Ao Professor Renato P. Cunha pela orientação e incentivo.

Agradeço a todos os professores da Geotecnia que sempre me incentivaram a concluir este trabalho, aos meus colegas: Hernan, Marcelo, Julian, Robinson, Cristhian, Juan, Ewerton, Bruno e Marcus.

Agradeço a coordenação da Geotecnia na pessoa do Professor Hernan Martinez.

RESUMO

Este trabalho apresenta uma análise numérica de uma estrutura de contenção feita com estacas justapostas de 60 cm de diâmetro e 23 m de comprimento em solo do D.F., utilizando os dados e correlações do ensaio Dilatométrico (Dilatômetro de Marquetti) para calcular os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo. O módulo de reação horizontal foi obtido através da metodologia proposta por Robertson *et al.* (1989) e as simulações numéricas foram feitas no programa Sheeting Check (Geofine 5).

Os resultados deste trabalho mostram uma alternativa de se projetar com auxílio de ensaios de campo do tipo dilatométricos e a metodologia apresentada por Robertson *et al.* (1989). Inicialmente obtém-se os parâmetros geotécnicos do solo com o Dilatômetro de Marchetti, e em seguida, através das formulações de cálculo, pode-se estimar no programa Sheeting Check os deslocamentos horizontais finais na estrutura de contenção.

ABSTRACT

This work presents a numerical analysis of a retaining wall made of juxtaposed piles of 60 cm of diameter and 23 m long in the DF soil. Using dilatometer test (DMT) data, and several correlations, the strength and deformability soil parameters were calculated. The module of horizontal reaction was obtained by the methodology proposed by Robertson et al. (1989) and numerical simulations were made in the program sheeting Check (Geofine 5).

The result of this work shows an alternative to design geotechnical structures with the aid of DMT tests using the methodology presented by Robertson et al. (1989). Initially the geotechnical parameters of the soil are obtained using the DMT test, and then are possible to calculate the retaining wall displacements using the sheeting check program.

ÍNDICE

Página

CAPÍTULO 1.....	xvi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. MOTIVAÇÃO DA TESE	2
1.3. ETAPAS DA PESQUISA	3
CAPÍTULO 2.....	4
2. ENSAIO DE DILATÔMETRO DE MARCHETTI (DMT).....	4
2.1. HISTÓRICO	4
2.1.1. INTRODUÇÃO	4
2.1.2. A PROPOSTA INICIAL DO ENSAIO	4
2.1.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS	6
2.1.4. VANTAGENS DO ENSAIO	7
2.2. O ENSAIO APÓS AS MODIFICAÇÕES	7
2.2.1. GENERALIDADES	7
2.2.2. O “NOVO EQUIPAMENTO”	8
2.2.3. PROCEDIMENTOS DO ENSAIO	10
2.2.4. CORREÇÃO DAS LEITURAS A E B PARA AS PRESSÕES P ₀ e P ₁	12
2.2.5. ÍNDICES DO DILATÔMETRO E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS ATRAVÉS DO ENSAIO (MARCHETTI, 1980)	14
2.2.6. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS RESIDUAIS	24
2.3. DISTORÇÃO GERADA PELA PENETRAÇÃO DA LÂMINA	29
2.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO NOVO EQUIPAMENTO	31
2.5. ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO SOLO ATRAVÉS DO DMT	31

CAPÍTULO 3.....	33
3. CARREGAMENTO LATERAL DE ESTACAS	33
3.1. INTRODUÇÃO	33
3.2. TRATAMENTO TEÓRICO DO PROBLEMA DA ESTACA CARREGADA LATERALMENTE COM BASE NA TEORIA DA REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO	35
3.3. MÓDULO DE REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO, K_h	45
3.4. VARIAÇÃO DE K COM A PROFUNDIDADE	50
3.5. O MÉTODO DE ROBERTSON <i>ET AL.</i> (1989)	63
3.5.1. CASO DE SOLOS PURAMENTE COESIVOS (NÃO DRENADOS)	65
3.5.2. CASO DE SOLOS PURAMENTE FRICCIONAIS (DRENADOS)	69
CAPITULO 4.....	72
4. MATERIAIS E MÉTODOS.....	72
4.1. FLUXOGRAMA DA PESQUISA	72
4.2. ESCOLHA DO LOCAL	76
4.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA	77
4.3.1. GEOLOGIA	77
4.3.2. GEOMORFOLOGÍA	82
4.3.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	84
4.3.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS	86
4.3.5. RESULTADOS ENSAIOS DE CAMPO	89
4.4. CARATERISTICAS DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO ESTUDADA	96
4.4.1. INSTRUMENTAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	101
4.5. PROGRAMA GEOFINE “SHEETING CHECK”	102
4.5.1. O MÉTODO DAS TENSÕES DEPENDENTES	103
4.5.2. MODELO COMPUTACIONAL	105

4.5.3.	MÓDULOS DE REAÇÃO DO SOLO NO SHEETING CHECK (<i>Kh</i>)	107
4.6.	PARÂMETROS DO SOLO ATRAVÉS DO DMT PARA AS SIMULAÇÕES	108
4.6.1.	SIMULAÇÃO (I) CONDIÇÃO DRENADA PARA TODAS AS CAMADAS	111
4.6.2.	SIMULAÇÃO (II) ADOTADO SOLO EM CONDIÇÕES DRENADAS E NÃO DRENADAS	113
4.6.3.	SIMULAÇÃO (III)	115
4.7.	ETAPAS PARA AS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	117
CAPÍTULO 5.....		125
5.	RESULTADO.....	126
5.1.	RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA UTILIZANDO O PROGRAMA SHEETING CHECK	125
6.	CONCLUSÕES	132
6.1.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	133
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	134
8.	ANEXOS	134
8.1.	A. SEÇÕES B-B', C-C' E D-D'	146
8.2.	B. CURVAS "P-Y" PARA SOLO PURAMENTE COESIVO	147
8.3.	C. CURVAS "P-Y" PARA SOLO PURAMENTE FRICCIONAL	154

LISTA DE TABELAS

	<i>Página</i>
Tabela 1. Proposta de classificação dos solos (Marchetti,1981).	15
Tabela 2. Comparação entre os valores de ϕ obtidos por correlações com o dilatômetro e de ensaios de laboratório (Jardim, 1998).	23
Tabela 3. Correlações entre parâmetros do solo e índices do DMT (Lutenegger, 1988).	32
Tabela 3. Valores médios de k_h retroanalizados (Jardim, 1998).	49
Tabela 4. Valores do módulo de reação K para argilas pré-adensadas (Alonso, 1986).	55
Tabela 5. Valores do coeficiente de reação k_h (Alonso, 1986).	55
Tabela 6. Valores do coeficiente de reação n_h (Terzaghi, 1955).	56
Tabela 7. Valores típicos de n_h (Décourt, 1991).	56
Tabela 8. Valores de k_{sl}^- para placas quadradas em argila pré-adensada (Terzaghi, 1955).	58
Tabela 9. Comparação de n_h utilizando a proposta de Broms (1964b) e valores encontrados por Jardim 1998 (Lima, 2001)	61
Tabela 10. Valores sugeridos por Jardim (1998) após Cunha (2011).	63
Tabela 11. Valores de J recomendados por Matlock (1970). Segundo Robertson <i>et al.</i> (1989).	69
Tabela 13. Parâmetros de laboratório adotados no projeto (Medeiros, 2009).	88
Tabela 14. Coeficientes de reação para solos Holandeses (Eurocode, 2005).	107
Tabela 15. Parâmetros drenados simulação I.	112
Tabela 16. Módulos de reação horizontal para a simulação I.	112
Tabela 17. Parâmetros do solo para a simulação II.	114
Tabela 18. Módulos de reação horizontal para a simulação II.	114
Tabela 19. Parâmetros do solo para a simulação III.	116
Tabela 20. Módulos de reação horizontal para a simulação III.	116
Tabela 21. Quadro de resultados dos deslocamentos obtidos das simulações no programa Sheeting Check (Etapa 5) vs Instrumentação.	130
Tabela 22. Quadro resumo dos resultados dos deslocamentos finais obtidos no Sheeting Check Vs Instrumentação.	130

LISTA DE FIGURAS

Página

Figura 1. Desenho esquemático da placa original do dilatômetro (Marchetti, 1975).	5
Figura 2. Desenho esquemático da nova placa do dilatômetro (Briaud e Mirian, 1992).	8
Figura 3. Detalhe da membrana da nova placa do dilatômetro (Briaud e Mirian, 1992).	8
Figura 4. Lay-out do equipamento Dilatômetro de Marchetti (Mota 2003).	10
Figura 5. O dilatômetro e alguns dos seus acessórios.	12
Figura 6. Gráfico para classificação e peso específico em função de I_D e E_D (adaptada de Marchetti e Crapps, 1981, por Vieira 1994).	16
Figura 7. Comportamento de K_0 em função de K_D para argilas não cimentadas (Marchetti, 1980).	17
Figura 8. OCR em função de K_D (Marchetti, 1980).	18
Figura 9. Gráfico de K_D em função de $\sigma'V$ para argilas não cimentadas em simples descarregamento (Marchetti, 1980).	19
Figura 10. Gráfico de $Su\sigma'V$ em função de K_D (Marchetti, 1980).	20
Figura 11. Gráfico de $RM = MED$ em função de K_D (Marchetti, 1980).	21
Figura 12. Perfis K_D , $vOCR$ e M/q_c . (Cruz <i>et al.</i> 2004).	27
Figura 13. Correlações c' e $c'/\sigma'_{v0}(x100) - K_D$. (Cruz, <i>et al.</i> 2004).	27
Figura 14. Correlações c' e $c'/\sigma'_{v0}(x100) - vOCR$. (Cruz, <i>et al.</i> 2004).	28
Figura 15. Correlações c' e $c'/\sigma'_{v0}(x100) - M/q_t$. (Cruz, <i>et al.</i> 2004).	28
Figura 16. Correlações $(\phi'_{DMT} - \phi'_{triax}) - c'$ e $c'/\sigma'_{v0}(x100)$. (Cruz <i>et al.</i> 2004).	29
Figura 17. Perturbação no solo causada por o CPT e o DMT (Marchetti, 2001).	30
Figura 18. Estacas ativas (Alonso, 1989).	33
Figura 19. Estacas carregadas horizontalmente em profundidade (Alonso, 1989).	34
Figura 20. Estaca carregada lateralmente.	37
Figura 21. Reação do solo Vs Deslocamento horizontal (Davisson e Prakash, 1963).	38
Figura 22. Modelo de Winkler.	43
Figura 23. Curvas “P-y” para trechos da camada do solo (Velloso & Lopes, 2002).	44

Figura 24. Deslocamentos calculado Vs Deslocamentos medido no eixo da estaca para diferentes estados de carregamento em estaca topo livre. (Marchetti <i>et al.</i> 1991)."	44
Figura 25. Previsão versus medição da deflexão horizontal nas estacas raiz com o solo na umidade natural (R2n) e pré-inundado (R3i) pelo método Robertson <i>et al.</i> 1989 (Jardim, 1998).	49
Figura 26. Variação de K com a profundidade (Davisson e Prakash, 1963).	52
Figura 27. Variação do modulo de reação horizontal com a profundidade (Davisson e Gill, 1963).	53
Figura 28. Variação de K em degrau (Davisson, 1970).	54
Figura 29. Coeficiente de reação horizontal do solo (U.S.NAVY, 1962).	57
Figura 30. Distribuição provável da reação horizontal do solo (Poulos & Davis, 1980).	59
Figura 31. Valores retroanalizados do coeficiente de reação horizontal (Miranda, 2006).	59
Figura 32. Valores do coeficiente de reação horizontal nh retroanalizados pela proposta de Broms 1964b (Lima, 2001).	61
Figura 33. Parábola cúbica para solos com ganho da resistência com a deformação (Matlock 1970), apresentada por Robertson <i>et al.</i> (1989).	65
Figura 34. Obtenção do módulo de reação K .	73
Figura 35. Fluxograma das Etapas a serem realizadas no presente trabalho.	75
Figura 36. (a) Mapa de localização Distrito Federal (Cunha & Mota, 2000), (b) Mapa localização do local da obra.	77
Figura 37. Ensaio de DMT realizado no campo experimental da UnB (Mota 2003).	80
Figura 38. Mapa geológico da Bacia do Lago Paranoá, Distrito Federal . (Barbosa, 2007).	79
Figura 39. Modelo 3D do solo no local (Petronio, 2011).	81
Figura 40. Perfil estratigráfico aproximado do solo (Petronio, 2011).	82
Figura 41. Resultado dos Ensaios de Laboratório ao longo da Profundidade (Adaptado de Medeiros, 2009).	88
Figura 42. Resultado dos Ensaios de Laboratório ao longo da Profundidade (Adaptado de Medeiros, 2009).	89
Figura 43. Resultado dos Ensaios de DMT (Medeiros, 2009)	90
Figura 44. Resultado dos Ensaios de DMT (Medeiros, 2009).	91

Figura 45. Resistencia não drenada (S_u) a partir do DMT (Medeiros, 2009).....	92
Figura 46. Valores de OCR obtido a partir do ensaio DMT (Medeiros, 2009).....	93
Figura 47. K_0 do Ensaio de DMT (Medeiros, 2009).....	94
Figura 48. Ângulo de atrito do Ensaio de DMT (Medeiros, 2009).....	95
Figura 49. Área escavada e cortinas da Obr (Medeiros 2009).	97
Figura 50. Detalhe da cortina de contenção em planta da Obra(Medeiros 2009).....	98
Figura 51. Corte da Contenção em Estacas Justapostas grampeada seção E-E'(Medeiros 2009).	98
Figura 52. Vista frontal da cortina sul (Medeiros 2009).	99
Figura 53. Detalhes da ancoragem dos grampos e da viga de ancoragem. (a) Detalhe frontal estaca, (b) Detalhe linha tirante (Medeiros 2009).....	100
Figura 54. Detalhe da linha de grampos (Medeiros 2009).	1011
Figura 55. Deslocamentos medidos na estrutura de contenção (Medeiros, 2009).	102
Figura 56. a) Esquema da estrutura antes da primeira iteração, b) Esquema da estrutura durante iterações (Fonte: Manual GEO-FINE, 2004).	104
Figura 57. Modelo computacional das ancoragens (Fonte: Manual GEO-FINE, 2004).....	106
Figura 58. Modelo de iteração para determinar k_h (CUR 166).	108
Figura 59. Janela para o ingresso dos valores do modulo Cur 166 (Geofine 2004).	109
Figura 60. (a) Janela para o ingresso dos valores do modulo, (b) Distribuição do módulo gerada pelo programa (Geofine 2004).	110
Figura 61. Janela para o ingresso dos valores do modulo de reação não linear (Geofine 2004).	111
Figura 62. Perfil estratigráfico para simulação I (Corte E-E').	113
Figura 63. Perfil estratigráfico para simulação II.	115
Figura 64. Perfil estratigráfico para simulação III.	117
Figura 65. Etapas de construção do projeto de contenção.	119
Figura 66. Etapas de construção do projeto de contenção.	120
Figura 67. Etapas de construção do projeto de contenção.	121
Figura 68. Etapas de construção do projeto de contenção.	122
Figura 69. Etapas de construção do projeto de contenção.	123

Figura 70. Deslocamentos da estrutura de contenção (simulação I).	126
Figura 71. Deslocamentos da estrutura de contenção (simulação II).	128
Figura 72. Deslocamentos da estrutura de contenção (simulação III).	129

LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACÕES E NOMENCLATURA

A	Leitura correspondente ao deslocamento nulo da membrana, sem correção
A1	Ancoragem ativa 1
A2	Ancoragem ativa 2
ABMS	Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
B	Leitura correspondente ao deslocamento de 1 mm do centro da membrana, sem correção
B'	Eixo B'
CPT	Ensaio de penetração de cone elétrico
C	Coesão
C'	Eixo C'
c'	Coesão efetiva do solo
c_{ef}	Coesão do solo
CD	Consolidado drenado
D	Diâmetro da estaca
D'	Eixo D'
DF	Distrito Federal
DPSH	Ensaio de penetração dinâmica superpesada
DTM	Dilatômetro de Marchetti (DMT)
e	Índice de vazios
E	Módulo de Young ou Elasticidade

E_i	Módulo de elasticidade inicial
E'	Eixo E'
E_D	Módulo dilatométrico (DMT)
E_I	Módulo de rigidez a flexão
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
EMBRE	Empresa Brasileira de Engenharia e Fundações
E_s	Módulo de elasticidade do solo
e_0	Índice de vazios inicial
F	Força na ancoragem devido à deformação da parede
F_c	Fator empírico de rigidez para solo argiloso
F_L	Unidades de Força/Longitude
F_ϕ	Fator empírico de rigidez (solo arenoso)
F_φ	Fator empírico de rigidez para solo arenoso
G	Módulo cisalhante
G_1, G_2	Grampos passivos
H	Carga horizontal
ID	Índice de material (DMT)
$Incl$	Inclinação do grampo
IP	Índice de plasticidade
J	Coefficiente empírico
K	Módulo de reação horizontal do solo
K_p	Coefficiente de empuxo passivo de Rankine

K_0	Coeficiente de empuxo no repouso
K_a	Coeficiente de empuxo ativo de Rankine
K_D	Índice de tensão horizontal do DMT
K_{dc}	Diferença entre K_{Deq} e K_D
K_{Deq}	Avaliação do valor de K_D
KL	Valor de K na ponta da estaca, quando $z=L$
Km	Kilometro
k_N	Unidade de kilo Newton
k_{Pas}	Unidade de kilo Pascal
k_s	Coeficiente de reação vertical do solo
k_{sl}	Coeficiente de recalque para placa quadrada de 0,305 m de lado.
$K1$	Módulo com valor máximo de 0,5 (K_p-K_a)
$k2$	Módulo com valor máximo de 0,8 (K_p-K_a)
$k3$	Módulo com valor máximo de K_p
k_{h1}, k_{h2}, k_{h3}	Módulo de reação do subsolo
L	Profundidade enterrada da estaca
LATPILE	Analysis of Laterally Loaded Piles by Computer
M	Módulo edométrico
MN	Unidade de Mega Newton
MN/m^3	Unidade de Mega Newton por metro cúbico
m^3	Unidade de metro cúbico
n	Porosidade

NBR	Norma Brasileira
N_p	Coefficiente de resistência última à ruptura (adimensional)
OCR	Razão de sobreadensamento
P	Resistência mobilizada
P_0	Pressão em repouso (kN/m ²)
P_1	Pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 1 mm do centro da membrana
P_h	Reação horizontal do solo (força) a uma distância z a partir do ponto médio do comprimento da viga, por unidade de área
PMT	Pressiometro de Ménard
P_{pas}	Pressão passiva (kN/m ²)
P_u	Resistência última
P_v	Reação vertical do solo (força) a uma distância x a partir do ponto médio do comprimento da viga, por unidade de área
R	Raio da estaca
R_f	Razão entre as tensões desviadoras de ruptura sobre as tensões
Q	Esforço cortante em qualquer ponto da viga.
R_c	Fatos correlação para ângulo de atrito Marchetti e Crapps (1981)
R_f	Razão entre as tensões desviadoras de ruptura sobre as tensões desviadoras ultimas.
S	Deslocamento do centro da membrana
SPT	Ensaio de Sondagem a Percussão "Standard Penetration Test"
S_r	Grau de saturação

Su	Resistência não drenada do solo
T	Fator de rigidez relativa estaca-solo quando K é linearmente variável com a profundidade.
W	Umidade natural e umidade higroscópica
WL	Limite de liquidez pelo método de Casagrande
WP	Limite de plasticidade
x	Profundidade
y	Deslocamento horizontal da estaca.
y'	Profundidade vertical
y ₀	Deslocamento horizontal medido na superfície do terreno
y _c	Deslocamento de referência (para 50% da resistência última)
z	Profundidade medida a partir da superfície do solo
z'	Profundidade momento fletor máximo.
Z _m	Leitura do manômetro sem qualquer pressão aplicada
α	Valor da inclinação da ancoragem.
α'	Coeficiente que depende do material da estaca e da resistência à compressão simples do solo.
β	Valor da rigidez da ancoragem.
ε ₀	Deformação inicial.
θ	Ângulo de inclinação.
λ	Constante que envolve parâmetros característicos da estaca e do solo.
γ	Peso específico do solo

γ_d	Peso específico seco do solo
γ_s	Peso específico aparente dos sólidos
γ_{sat}	Peso de unidade saturada
ΔA	Pressão requerida para vencer a rigidez da membrana e movimentá-la por 0,05 mm
ΔB	Pressão requerida para vencer a rigidez da membrana e expandi-la por 1,10 mm
Δw	Incremento da deformação no ponto de aplicação da ancoragem
ν	Coefficiente de Poisson do solo
ρ_g	Densidade real dos grãos
ρ_h	Recalque horizontal da base da viga a uma distância z a partir do ponto médio do comprimento da viga
P_v	Recalque vertical da base da viga a uma distância x a partir do ponto médio do comprimento da viga
Σ	Tensão total
σ	Tensão normal
σ_f	Tensão desviadora de ruptura, igual a $2 S_u$,
σ'_v	Tensão vertical efetiva
σ'_{ho}	Tensão horizontal total “in situ”
σ'_{vo}	Tensão vertical efetiva “in situ”
σ_0	Tensão em repouso
σ_a	Tensão ativa
σ_p	Tensão passiva

σ_r	Tensão resultante
σ_{act}	Ângulo de fricção ativa
σ_{pas}	Ângulo de fricção passiva
ΔP	Pressão normal na membrana do dilatômetro
μ_0	Poropressão hidrostática antes da inserção do dilatômetro
φ_{ef}	Ângulo de fricção interna
τ	Tensão cisalhante
φ	Ângulo de atrito do solo
Φ'	Ângulo de atrito efetivo do solo

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES

A execução de contenções em escavações é uma situação bastante comum em obras civis, principalmente quando estas se localizam em áreas limitadas, como nas obras urbanas de um modo geral. Hoje dada à alta demanda de projetos de construção, se procuram metodologias para o projeto e construção que sejam mais rápidas, econômicas, que forneçam um alto nível de segurança e confiabilidade; neste contexto dada a relação custo benefício dos ensaios de campo, estes estão se tornando uma opção rápida, econômica e segura. Dentro dos ensaios de campo, um dos ensaios que vem ganhando terreno na atualidade, dadas suas características de rapidez, economia e facilidade de execução, é o ensaio com o Dilatômetro de Marchetti (DTM), porque permite obter parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade.

Os ensaios dilatométricos podem ser utilizados em vários tipos de solos, granulares ou coesivos, de pouco até muito densos e de moles até solos duros respectivamente. Pelas características do equipamento e o material com que ele é feito, não é recomendável seu uso em solos muito rígidos que possam causar danos à lâmina do DMT.

O DMT é um ensaio carga-deformação, com a deformação controlada (Marchetti, 1975, 1980), que do ponto de vista geológico-geotécnico apresenta três aplicações principais:

- Determinar o perfil estratigráfico do terreno;
- Fornecer os parâmetros geotécnicos das camadas atravessadas pela lamina do DMT;
- Fornecer dados para se estimar a capacidade de carga do sistema solo-fundação e recalques frente a solicitações externas.

1.2. MOTIVAÇÃO DA TESE

No campo da engenharia existem numerosas propostas para o dimensionamento de estacas carregadas transversalmente, concernente ao dimensionamento em relação às cargas de trabalho, em relação à ruptura, e mesmo com uma abordagem envolvendo um comportamento carga-deslocamento (curvas “P – y”). Em quase todas as metodologias propostas são apenas considerados dois tipos de solo: argilas saturadas, carregadas em situação não drenada, e areias em condição puramente drenada.

No Brasil existem grandes extensões de solos tropicais, não saturados, os quais se distinguem bastante dos solos sedimentares da mecânica de solos clássica. A obtenção de parâmetros geotécnicos para alimentar os modelos de cálculo, nas grandes obras de engenharia através de ensaios de laboratório é algo economicamente viável, mas os custos das obras aumentam em função da magnitude das mesmas. Desse modo, a prática de projeto é a obtenção de parâmetros a partir de correlações com ensaios como o SPT, Pressiômetro de Ménard, Dilatômetro de Marchetti e outros, que estão sendo desenvolvidos também para os solos particulares do Brasil.

Dentro deste contexto o ensaio de dilatômetro está sendo utilizado para a obtenção dos parâmetros para projeto de fundações. Este é um ensaio de campo simples, econômico e com boa repetibilidade. A verificação se as poucas proposições para uso desse ensaio são de alguma forma aplicáveis a solos tropicais não saturados, ou se novas propostas necessitariam ser desenvolvidas, constituiu a principal motivação da presente Dissertação.

1.3. ETAPAS DA PESQUISA

O processo de avanço da presente dissertação constitui-se na realização de uma pesquisa experimental por etapas, envolvendo trabalho de campo, laboratório e computacional. As seguintes etapas estão aqui consideradas;

- (i) Caracterização geotécnica do local; nesta etapa foram feitos ensaios de laboratório e campo com o fim de obter uma boa caracterização geotécnica das camadas de solo presentes no local; foram feitas sondagens de perfuração até atingir 30m de profundidade, e também foram coletadas amostras deformadas e indeformadas (Medeiros, 2009);
- (ii) Instrumentação das estacas rígidas em solo tropical; foi feita a instrumentação de uma seção da parede de contenção que se limita com a linha do Metrô de Brasília, e os deslocamentos da face foram medidos com equipamentos topográficos e inclinômetros (Medeiros, 2009);
- (iii) Realização de ensaios de dilatômetro; foram feitos na seção de análise dos ensaios DMT até uma profundidade de 18,4m, e estes ensaios foram realizados aos 1,5m de distância da estaca teste da seção de estudo (Medeiros, 2009);
- (iv) Simulação numérica da estrutura de contenção; para a simulação foram utilizados todos os parâmetros obtidos na caracterização geotécnica e as curvas “P-y” obtidas com os dados do ensaio DMT; Finalmente foi feita uma análise comparativa dos resultados da simulação com os dados obtidos na instrumentação.

Com base na interpretação dos resultados, foi possível avaliar o dimensionamento e os deslocamentos da estrutura de contenção em balanço usando dados de ensaios DMT especificamente com a utilização de curvas “P-y” e “K” constantes via o método de Robertson *et al.*(1989) e pelo uso direto do DMT.

CAPÍTULO 2

2. ENSAIO DE DILATÔMETRO DE MARCHETTI (DMT)

2.1. HISTÓRICO

2.1.1. INTRODUÇÃO

O ensaio de dilatômetro foi desenvolvido na Universidade de L'Aquila na Itália por Marchetti, a partir de meados da década de 70.

A princípio, a determinação de deformações horizontais no solo assim como a obtenção de valores do módulo de deformabilidade do solo E_s associado ao comportamento de estacas cravadas submetidas a esforços horizontais eram os principais objetivos idealizados por Marchetti. A ideia do ensaio, segundo Marchetti (1975), surgiu com base na cravação de estacas carregadas lateralmente que, assim como o dilatômetro, são sujeitas a movimentos horizontais antecidos pela penetração.

2.1.2. A PROPOSTA INICIAL DO ENSAIO

O primeiro dilatômetro, um equipamento relativamente simples, constituía-se basicamente de uma lâmina de aço inoxidável, com 20 mm de espessura e 80 mm de largura, dispendo em ambas as faces de uma membrana expansível, de aço, com 60 mm de diâmetro.

Um sistema que incluía tubos pneumáticos fazia com que uma pressão fosse aplicada atrás das membranas, provocando o deslocamento destas contra o solo.

A Figura 1 ilustra a placa utilizada no ensaio de dilatômetro original, desenvolvido por Marchetti (1975).

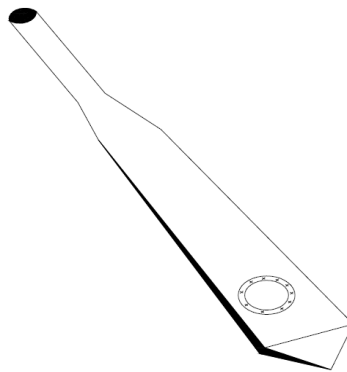


Figura 1. Desenho esquemático da placa original do dilatômetro (Marchetti, 1975).

A lâmina do dilatômetro é cravada estaticamente no solo utilizando o mesmo equipamento e hastes do ensaio de cone mecânico. A cada intervalo de 20 cm ao longo da profundidade, a cravação é interrompida e aplica-se pressão de ar nas membranas. Inicia-se então, um movimento de expansão das membranas possibilitando a leitura de P_o , através de um contato elétrico, sendo P_o a pressão correspondente à posição da membrana com deslocamento nulo. Este valor é lido na superfície por uma unidade de controle.

Após a leitura inicial continua-se aumentando a pressão até se fazer a leitura de seu valor limite P_{max} (centro de cada membrana é deslocado em 1 mm), quando se iniciava a despressurização do sistema.

São realizados dois ciclos de carregamento, sendo que o intervalo de tempo entre eles é de aproximadamente 1 minuto (sendo obtidas duas leituras de cada pressão).

Duas correções para obtenção do valor de P_{max} são necessárias, uma referente à perda de pressão ao longo dos tubos pneumáticos, outra relativa à pressão necessária para obter 1 mm de deslocamento da membrana ao ar (rigidez da membrana).

É obtido também, o valor de Δp ,

$$\Delta P = P_{MAX} - P_0 \quad (1)$$

Deve-se ressaltar que a pressão P_{max} aqui definida está relacionada com a pressão P_1 , definida após a atualização do equipamento de dilatômetro a partir de 1980 (ver item 2.2).

2.1.3. Análise dos resultados

Segundo Marchetti (1975) a interpretação dos resultados obtidos no ensaio deve ser feita utilizando a Teoria da Elasticidade, o uso da teoria é justificada já que as deformações são mantidas em um nível baixo. O plano vertical de simetria permite que se estude o problema como uma membrana atuando num semi-espaco infinito, sendo desprezada a rigidez da placa. É suposto deslocamento nulo na superfície do semi-espaco e carregamento uniforme da membrana contra o terreno.

O deslocamento do centro da membrana, s , contra o terreno é dado pela equação (Marchetti, 1975)

$$s = \Delta P \cdot D \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right) \frac{2}{\pi} \quad (2)$$

Onde:

D = diâmetro da membrana

E = módulo de deformabilidade do solo

ν = coeficiente de Poisson do solo

2.1.4. VANTAGENS DO ENSAIO

Marchetti (1975) destaca as seguintes vantagens do ensaio:

- Não necessita de furo prévio, eliminando-se parte da dispersão devida ao amolgamento;
- Resultados do ensaio não dependem do operador;
- Ensaio econômico e rápido;
- Apresenta alta repetibilidade;
- Podem ser realizados ensaios *offshore* sem furo prévio.

2.2. O ENSAIO APÓS AS MODIFICAÇÕES

2.2.1. GENERALIDADES

Conforme anteriormente mencionado, o ensaio de dilatômetro foi desenvolvido originalmente para obtenção do módulo de elasticidade (ou deformabilidade) do solo, associado ao comportamento de estacas carregadas transversalmente. Segundo Schmertmann (1983), Marchetti abandonou temporariamente esse objetivo por ter vislumbrado a possibilidade de correlações entre os resultados obtidos pelo ensaio com vários parâmetros geotécnicos.

Em 1980, Marchetti publicou um trabalho com estas correlações empíricas, o qual também apresenta as principais modificações do ensaio com relação ao primeiro apresentado em 1975, (Marchetti, 1980)

2.2.2. O “NOVO EQUIPAMENTO”

A lâmina de aço inoxidável passou a ter 220 mm de comprimento total, 95 mm de largura, 14 mm de espessura e a ponta formando um ângulo de 20° , para melhor penetração no solo. O equipamento passou a apresentar apenas uma membrana em uma das faces da placa, com 60 mm de diâmetro e espessura de 0,2 mm.

A Figura 2 mostra a nova geometria da placa do dilatômetro.

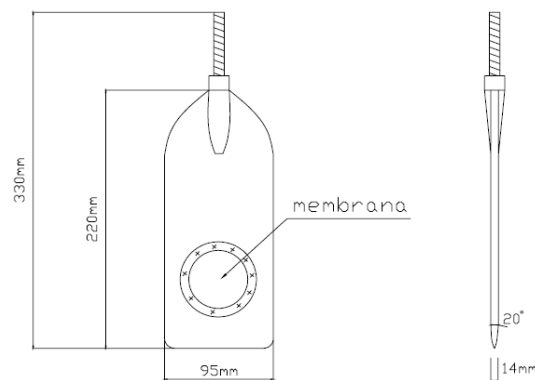


Figura 2. Desenho esquemático da nova placa do dilatômetro (Briaud e Mirian, 1992).

A Figura 3 apresenta um detalhe da membrana do dilatômetro.

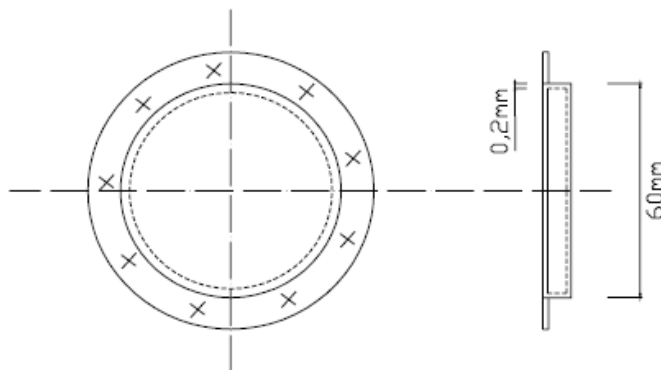


Figura 3. Detalhe da membrana da nova placa do dilatômetro (Briaud e Mirian, 1992).

Os componentes do equipamento e os acessórios à realização do ensaio de dilatômetro são os seguintes:

- Máquina de cravação (com sistema hidráulico, pois não é recomendada a utilização de cravação dinâmica);
- Hastes de cravação;
- Tubo de “nylon” para aplicação do gás, contendo um cabo elétrico para registrar a leitura dos sinais;
- Unidade de controle para aplicação e controle das pressões e realização das leituras;
- Seringa e manômetro de vácuo;
- Tubo para suprimento de gás.

Segundo Jamiolkowski *et. al.* (1985), o novo equipamento tinha como principais objetivos:

- Possuir boa repetibilidade, ser um equipamento de campo simples, econômico, prover uma relação tensão versus deformação dos solos assim como uma ideia de rigidez;
- Minimizar as perturbações ao se introduzir a placa do equipamento no solo.

Segundo Mota (2003) a interpretação empírica é a principal limitação do DMT, sendo fundamental a realização de pesquisas de forma a estabelecer bancos de dados válidos para solos brasileiros.

Segundo Angelim (2011) embora o ensaio já tenha sido normalizado nos Estado Unidos em 1986 e na Europa em 1995, não há ainda normalização específica no Brasil. Segundo Quaresma *et al.* (1998) e Schnaid (2000), a experiência publicada a respeito de ensaios de dilatômetro no país ainda é pequena.

Segundo Quaresma *et al* (1996) o dilatômetro tem se mostrado como um método prático e confiável para determinação de parâmetros geotécnicos dos solos, tendo sido usado no Brasil a

partir de meados de 1986 com sucesso em diversas obras de engenharia (Quaresma *et al.*, 1996). Mota (2003) apresenta o lay-out do DMT (Figura 4).

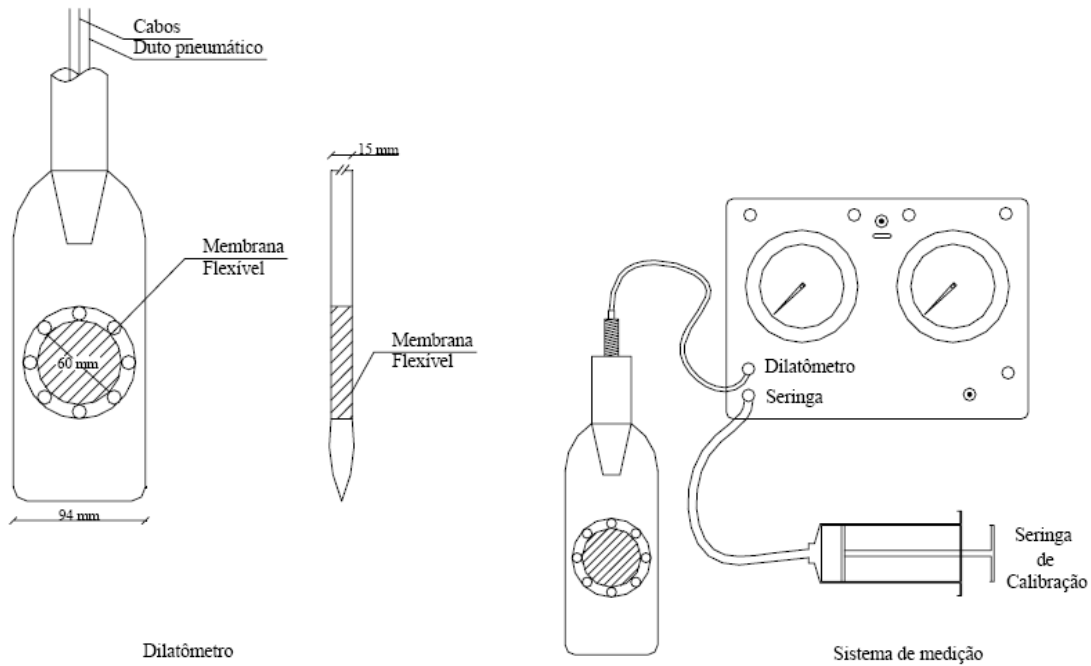


Figura 4. Lay-out do equipamento Dilatômetro de Marchetti (Mota 2003).

Dentre as pesquisas realizadas no DF sobre o assunto citam-se: Ortigão (1993), Ortigão (1994a e 1994b), Ortigão (1994), Ortigão *et al.* (1996), Perez (1997), Jardim (1998), Cunha & Perez (1998), Cunha *et al.* (1999) e Cunha & Mota (2000), Mota *et al.* (2000b; 2002a) e Passos *et al.* (2002).

2.2.3. PROCEDIMENTOS DO ENSAIO

A placa é introduzida a uma velocidade constante de 2 a 4 cm/s, segundo Marchetti (1980). Segundo Schmertmann (1986), a velocidade de penetração não influi de forma significativa no

caso do ensaio ser realizado em areias (podendo variar de 1 a 10 cm/s), mas no caso de siltes e argilas o autor recomenda velocidades da ordem de 1 a 3 cm/s. Lacasse e Lunne (1988) recomendam que a velocidade para a realização do ensaio seja de 2 cm/s para todos os tipos de materiais.

A cravação da lâmina deve ser feita estaticamente, embora Marchetti e Crapps (1981) e Schmertmann (1986) mencionem também a possibilidade da cravação por percussão do equipamento, observando o último autor que para solos sensíveis ao impacto e vibrações não é recomendável a execução do ensaio por este meio já que pode gerar alterações na estrutura do solo; Os resultados dos ensaios realizados desta forma podem assumir valores conservativos. Briaud e Miran (1992) observaram que a utilização do ensaio à percussão diminui a acurácia das correlações empíricas além de alterar os resultados.

Uma unidade de controle localizada na superfície do terreno é interligada à lâmina do dilatômetro por intermédio de um tubo de “nylon” que contém um cabo elétrico. Este tubo passa no interior das hastes de cravação do equipamento.

A unidade de controle possui um manômetro e um sistema pneumático para aplicação de gás sob pressão atrás da membrana.

O empuxo do terreno durante a cravação faz com que a membrana assuma um deslocamento negativo em relação à posição de repouso. Quando é aplicado o gás sob pressão são realizadas duas leituras:

- Leitura A, correspondente à membrana na posição de repouso (deslocamento zero);
- Leitura B, correspondente à membrana com deslocamento de 1 mm em relação à posição de repouso.

Uma campainha é acionada quando se inicia o deslocamento negativo durante a cravação; quando a campainha cessa é feita a leitura A, posteriormente a campainha soa novamente, sendo realizada a leitura B. Este procedimento do ensaio é repetido a cada 20 cm de profundidade. A Figura 5 ilustra alguns componentes do ensaio.



Figura 5. O dilatômetro e alguns dos seus acessórios.

2.2.4. CORREÇÃO DAS LEITURAS A E B PARA AS PRESSÕES P_0 e P_1

Marchetti e Crapps (1981) introduziram um novo sensor que tinha por finalidade a melhor definição do instante no qual o circuito elétrico é interrompido para a realização das leituras.

Com este sensor as leituras passaram a ser realizadas nas posições de 0,05 mm e 1,10 mm ao invés de na posição de repouso e de 1 mm.

Antes do novo sensor as pressões eram calculadas como:

$$P_0 = A - Z_m + \Delta A \quad (3)$$

$$P_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (4)$$

Onde:

A = leitura correspondente ao deslocamento nulo da membrana, sem correção;

B = leitura correspondente ao deslocamento de 1 mm do centro da membrana, sem correção;

P_0 = pressão corrigida correspondente ao deslocamento nulo da membrana;

P_1 = pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 1 mm do centro da membrana;

Z_m = leitura do manômetro sem qualquer pressão aplicada;

ΔA , ΔB = pressão aplicada à membrana ao ar livre, de modo a mantê-la, respectivamente, em repouso e com deslocamento de 1 mm.

Conforme mencionado, posteriormente à introdução do novo sensor as leituras passaram a corresponder às posições 0,05 mm e 1,10 mm. Assim, tudo o que se refere a p_1 passa a ser correspondente a 1,10 mm, ao invés de 1 mm, mantendo-se a expressão (4). Entretanto, é importante que a pressão P_0 seja de fato correspondente à posição de repouso. Desse modo, a expressão (5) passa a substituir a expressão (3).

$$P_0 = 1,05(A - Z_m + \Delta A) - 0,05(B - Z_m - \Delta B) \quad (5)$$

2.2.5. ÍNDICES DO DILATÔMETRO E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS ATRAVÉS DO ENSAIO (MARCHETTI, 1980)

A partir dos valores de P_0 e P_1 , e sabendo-se que $\Delta P = P_1 - P_0$, algumas grandezas podem ser definidas.

O acréscimo de pressão ΔP pode ser utilizado para a estimativa do módulo de elasticidade (ou deformabilidade) do solo, conforme visto no item 2.1.3. A partir da expressão (2), para $D = 60$ mm e $s = 1$ mm, tem-se:

$$\frac{E}{1-\nu^2} = 38,2 \Delta P \quad (6)$$

O módulo dilatométrico E_D é definido pela razão $\frac{E}{1-\nu^2}$, logo:

$$E_D = 38,2 \Delta P \quad (7)$$

O índice do material I_D é definido como:

$$I_D = \frac{\Delta P}{(P_0 - u_0)} \quad (8)$$

E o índice de tensão horizontal K_D :

$$K_D = \frac{(P_0 - u_0)}{\sigma'_v} \quad (9)$$

Em que:

u_0 = poropressão hidrostática antes da inserção do dilatômetro;

σ'_v = tensão vertical efetiva antes da inserção do dilatômetro.

A utilização da diferença $(P_0 - u_0)$ no lugar de P_0 é justificada pelo fato de que em dois depósitos semelhantes, exceto pelo nível de água acima do nível do terreno, profundidades iguais

a partir do nível do terreno apresentam $(P_0 - u_0)$ iguais, enquanto os valores de P_0 seriam diferentes.

Após as correções feitas por Marchetti e Crapps (1981), onde o deslocamento da membrana passou de 1 mm para 1,10 mm, a expressão do módulo dilatométrico passou a ser:

$$E_D = 34,7 \Delta P \quad (10)$$

A partir de uma série de ensaios, basicamente em solos italianos, Marchetti (1980) propõe varias correlações empíricas entre os índices do dilatômetro, definidos anteriormente, e parâmetros geotécnicos.

2.2.5.1. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS E PESO ESPECÍFICO

Marchetti (1980) propõe uma classificação dos solos baseada no índice de material I_D . Marchetti (1981) apresenta a tabela 1, corrigida de Marchetti (1980).

Tabela 1. Proposta de classificação dos solos (Marchetti,1981).

VALORES DO ÍNDICE DO MATERIAL "Id"							
0,1	0,35	0,6	0,9	1,2	1,8	3,3	10
Argilas sensíveis e turfas	Argilas puras	Argilas siltosas	Siltos argilosos	Siltos puros	Siltos arenosos	Areias siltosas	Areias puras
ARGILAS			SILTES			AREIAS	

Posteriormente Marchetti e Crapps (1981) apresentam um ábaco em que constam a classificação e o peso específico, como função de I_D e E_D . Este ábaco é basicamente o mesmo apresentado por Schmertmann (1986), podendo ser observado na Figura 6.

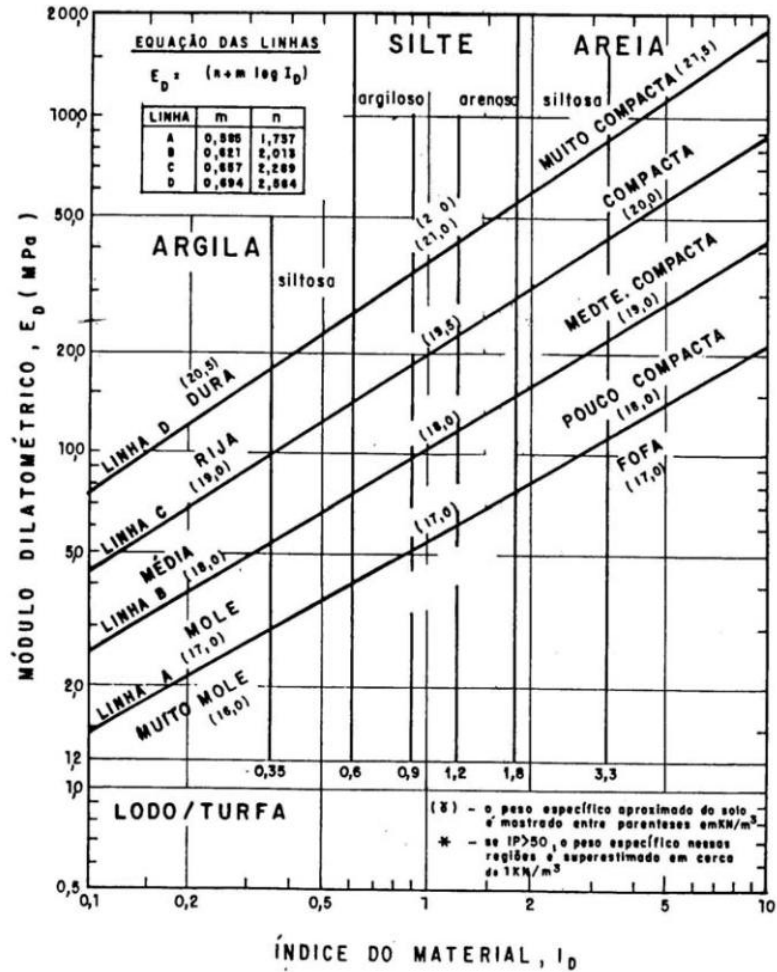


Figura 6. Gráfico para classificação e peso específico em função de I_D e E_D (adaptada de Marchetti e Crapps, 1981, por Vieira 1994).

2.2.5.2. COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOSO (K_0)

A partir de correlações entre K_D e K_0 , Marchetti (1980) torna possível a estimativa de K_0 , expressão (11) e Figura 7.

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1,5}\right)^{0,47} - 0,6 \quad (11)$$

Marchetti (1980) ressalta que a expressão acima fundamenta-se em solos não cimentados, não sendo válida para argilas que sofreram envelhecimento, cimentação ou endurecimento tixotrópico.

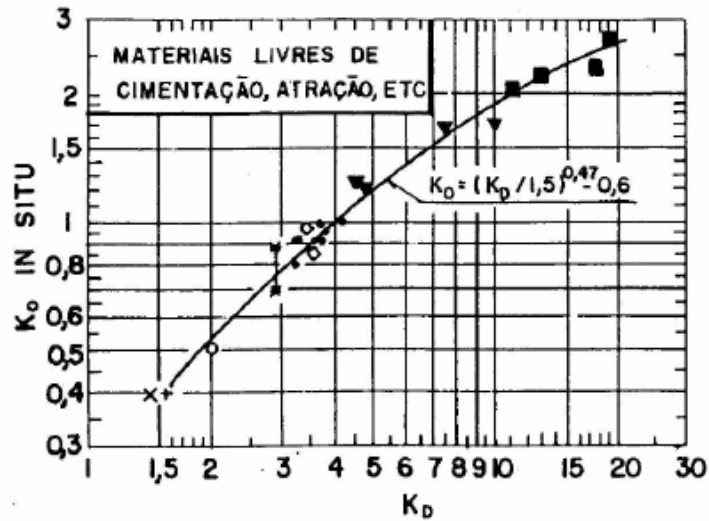


Figura 7. Comportamento de K_0 em função de K_D para argilas não cimentadas (Marchetti, 1980).

2.2.5.3. RAZÃO DE SOBRE-ADENSAMENTO (OCR)

Marchetti (1980) propõe uma correlação entre OCR e K_D para solos argilosos não cimentados, caracterizados por $0,2 < I_D < 1,2$, conforme pode ser visto na Figura 8. A correlação para valores de $I_D \geq 1,2$ (solos granulares) seria apenas provisória, pois os dados conhecidos eram insuficientes para uma estimativa confiável.

A expressão para solos coesivos não cimentados é:

$$OCR = (0,5K_D)^{1,56} \quad 0,2 < I_D < 1,2 \quad (12)$$

Posteriormente, a partir de um melhor conhecimento de depósitos arenosos, Marchetti e Crapps (1981) introduzem novas correlações entre OCR e K_D . Dessa maneira, são apresentadas as seguintes expressões:

$$OCR = (mK_D)^n \quad 0,2 < I_D < 1,2 \quad (13)$$

$$OCR = (0,67K_D)^{1,91} \quad I_D > 1,2 \quad (14)$$

Onde:

$$m = 0,5 + 0,17p$$

$$n = 1,56 + 0,35p$$

$$p = \frac{(I_D - 1,2)}{0,8}$$

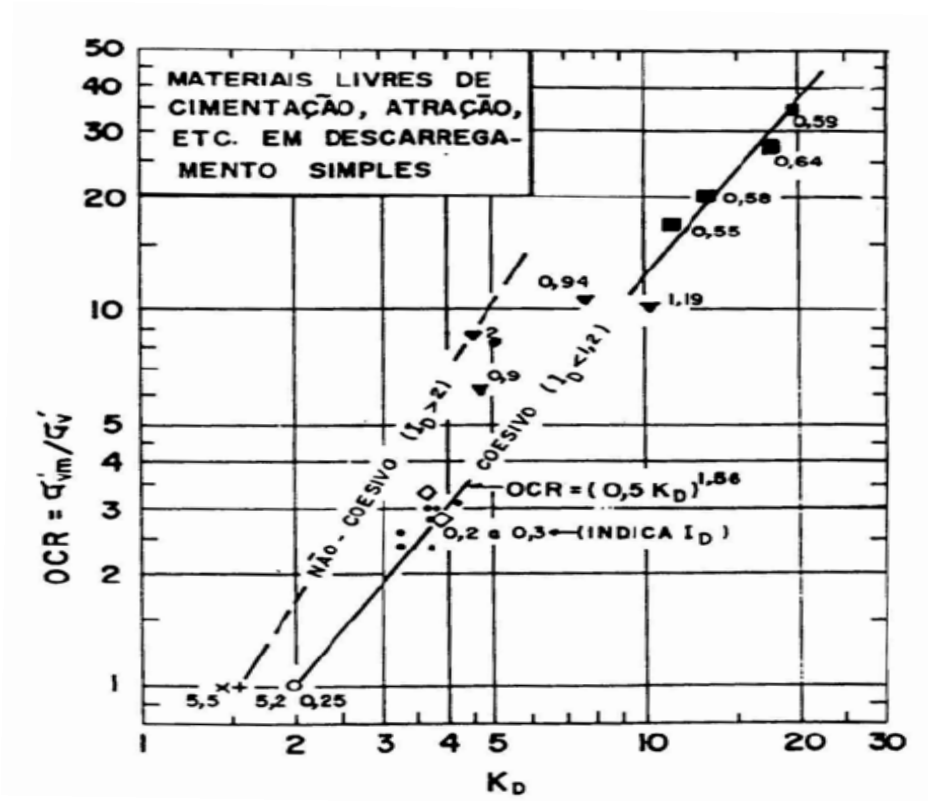


Figura 8. OCR em função de K_D (Marchetti, 1980).

2.2.5.4. TENSÃO VERTICAL EFETIVA

Marchetti (1980) propõe correlações entre K_D e σ'_v para solos argilosos não cimentados em condição de descarregamento, apresentadas na Figura 9.

Marchetti (1980) comenta que a curva K_D de um depósito argiloso, segundo a Figura 9, fornece uma informação sobre a história de tensões do solo.

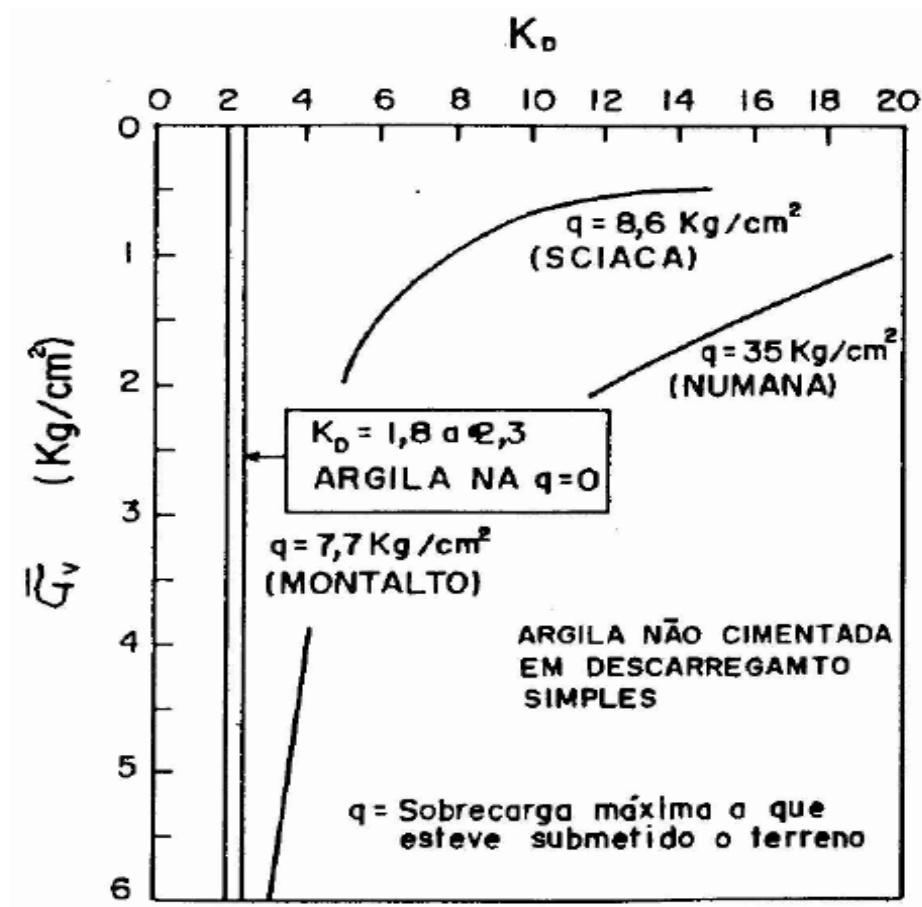


Figura 9. Gráfico de K_D em função de σ'_v para argilas não cimentadas em simples descarregamento (Marchetti, 1980).

2.2.5.5. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Baseado nas correlações entre K_D e OCR, mostradas nas equações 12 a 14 e, ainda, na conhecida dependência de S_u/σ'_v e OCR, Marchetti (1980) apresenta os dados disponíveis em termos do gráfico S_u/σ'_v versus K_D , conforme pode ser visto na Figura 10.

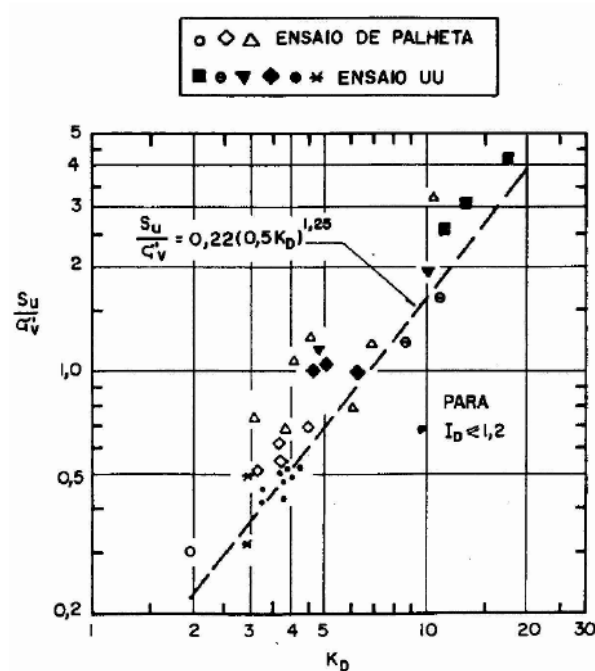


Figura 10. Gráfico de S_u/σ'_v em função de K_D (Marchetti, 1980).

Marchetti (1980) observa que a correlação proposta na Figura 10 se aplica a argilas sobreadensadas com qualquer histórico de tensões, inclusive cimentadas. Esta observação é contraditória, uma vez que a correlação entre OCR e K_D , que serviu de base para o estabelecimento da correlação entre S_u/σ'_v e K_D , não era válida, segundo o autor, para solos com história de tensões complexas e argilas cimentadas (Vieira, 1994).

Marchetti (1981) observa que os valores de S_u fornecidos pelo ensaio de dilatômetro são geralmente menores que os do ensaio de palheta de campo. Os resultados obtidos podem ser

comparados com aqueles obtidos depois da redução usando a correção de Bjerrum (1973). Dessa forma, Marchetti (1981) conclui que os resultados do dilatômetro devem ser utilizados para projeto sem qualquer modificação (Vieira, 1994).

2.2.5.6. MÓDULO EDMÉTRICO

Marchetti (1980) propõe uma correlação entre o módulo edométrico M (através da relação M/E_D , notada R_M) e K_D , apresentada na Figura 11. O próprio autor reconhece que a dispersão nos pontos é significativa, parte dela originada pela margem de incerteza dos valores de M usados como referência.

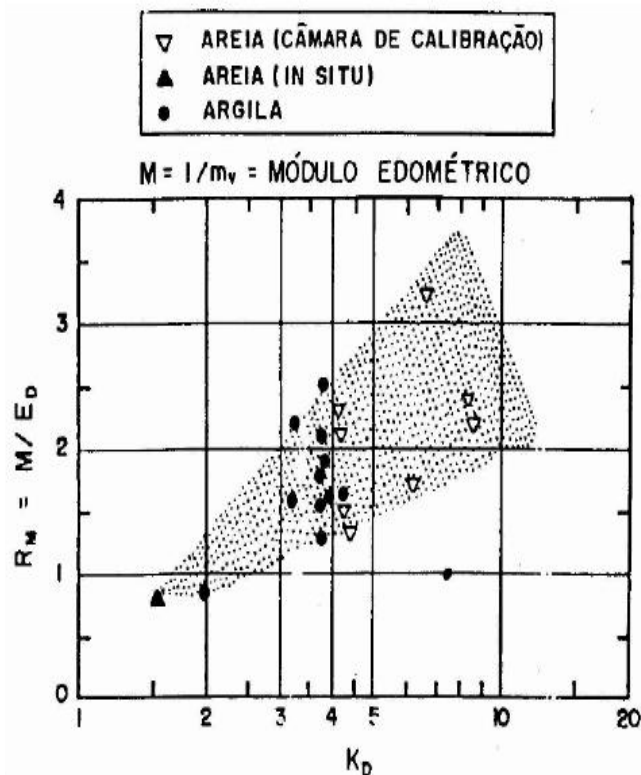


Figura 11. Gráfico de $R_M = M/E_D$ em função de K_D (Marchetti, 1980).

2.2.5.7. ÂNGULO DE ATRITO

Marchetti e Crapps (1981) introduzem correlações entre ϕ' e I_D para valores de $I_D > 1,2$. As correlações podem ser representadas pela expressão 15.

$$\phi' = 25 + 0,19\sqrt{I_D R_c - 100} \quad (15)$$

Onde

$$R = \frac{E_D}{\sigma'_v} \quad (16)$$

Então

$$R_c = 500 + \frac{R-500}{1 + \frac{R-500}{1500}} \quad (\text{para } R > 500 \text{ e } \sigma'_v < 50 \text{ kPa}) \quad (17)$$

$$R_c = R \quad (\text{para } R \leq 500 \text{ ou } \sigma'_v \geq 50 \text{ kPa})$$

Esses autores mencionam que as correlações relativas ao ϕ' são baseadas em poucos pontos, sendo portanto preliminares.

Uma série de modificações que foram realizadas no ensaio, resultaram no aumento do potencial de obtenção de parâmetros geotécnicos. Por outro lado, as correlações inicialmente desenvolvidas, de natureza fundamentalmente empírica, tiveram várias propostas de modificação ao longo de vários anos, desde o surgimento do ensaio. Maiores informações sobre correlações envolvendo resultados do DMT, podem ser obtidos em Vieira (1994). O referido trabalho também faz uma análise da validade das correlações propostas para o caso do depósito de Sarapuí, Rio de Janeiro.

Vieira (1994) relaciona ainda os ensaios de dilatômetro realizados no Brasil até 1994, não apenas em argila mole (Bogossian *et al.* 1988, 1989), como em outros tipos de solo: na argila dura de São Paulo (Décourt, 1989), na argila residual porosa de Brasília que, é constituída por

latossolo e solo laterítico, (Ortigão, 1993) e em um solo residual (silte-arenoso) da cidade de São Paulo, às margens do rio Tietê (Bogossian e Muxfeldt, 1993).

A partir de 1994, cabe destacar as pesquisas desenvolvidas na Universidade Federal de Pernambuco com diversos trabalhos publicados (Coutinho e Oliveira 1997, 2002, Coutinho *et al.* 1998 e Coutinho *et al.* 1999). Citam-se também ensaios realizados em outros locais do Brasil, como em São Paulo nos solos residuais de migmatito (Siviero 2003 e Siviero *et al.* 2004); nas argilas porosas não saturadas de Brasília (Ortigão 1994, Ortigão *et al.* 1996 e Mota 2003); em solo residual de gnaiss de Viçosa – Minas Gerais (De Paula 1998 e Custódio 2003).

Segundo Jardim (1998) a comparação entre os valores de ângulo de atrito obtidos de correlações propostas por Marchetti e Crapps (1981) e Marchetti (1997) com o ensaio dilatométrico e os obtidos no laboratório, servem apenas como uma aferição inicial dos parâmetros calculados pelo DMT. O ideal seria que uma correlação específica para o tipo de solo do D.F. fosse utilizada para obtenção do seu ângulo de atrito (ϕ). Algumas das comparações dos resultados dos dados obtidos na pesquisa do solo do D.F. feita por este autor são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Comparação entre os valores de ϕ obtidos por correlações com o dilatômetro e de ensaios de laboratório (Jardim, 1998).

Profundidade (m)	Ensaio de Laboratório	Referência	ϕ ($^{\circ}$) Laborat.	ϕ ($^{\circ}$) DMT	Correlação	Erro (%)
2	Cisalhamento Direto	Perez (1997)	28	25,8	M & C	-8,5
				31,6	M	12,9
3	Triaxial CK ₀ D	Palocci et al. (1998)	27,8	25,6	M & C	-7,9
				30	M	7,9
5	Cisalhamento Direto	Perez (1997)	31	26,7	M & C	-13,9
				32	M	3,2
6	Triaxial CK ₀ D	Palocci et al. (1998)	32,8	26	M & C	-20,7
				33,4	M	1,8
8	Cisalhamento Direto	Perez (1997)	40	25,2	M & C	-37
				34,9	M	-12,8
9	Triaxial CK ₀ D	Palocci et al. (1998)	28,7	25,5	M & C	-11,1
				36	M	25,4

Obs.: M & C – Marchetti e Crapps (1981);

M – Marchetti (1997);

O percentual de erro foi definido conforme a equação:

$$Erro(\%) = \frac{DMT - Laboratório}{Laboratório} \times 100 \quad (18)$$

Lima (2001) recomenda para estimativa do ângulo de atrito via DMT utilizar Marchetti & Crapps (1981). Pelo CPT a proposta de Robertson & Campanella (1989) apresenta valores irreais não sendo adequado para estimar o ângulo de atrito em argilas porosas colapsíveis.

2.2.6. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS RESIDUAIS

Vaughan *et al.* (1988) citado por Cruz *et al.* (1997) afirma que o comportamento de solos residuais é dificilmente explicado pela mecânica dos solos clássica. Na realidade, a existência de uma estrutura de cimentação herdada conduz a relações tensão-deformação distintas das evidenciadas pelos solos transportados. Estas diferenças são essencialmente representadas pela presença de um valor de coesão, c' , que representa um incremento de resistência devido à cimentação, e pela existência de dois pontos de cedência correspondendo o primeiro à desestruturação e o segundo à cedência plástica generalizada do solo. Segundo o mesmo autor, K_D reflete não apenas o ângulo de atrito, mas também, a coesão efetiva devida à estrutura de cimentação.

Devido à presença de uma estrutura de cimentação, os solos residuais mostram um comportamento diferente dos solos sedimentares e, deste modo, as teorias clássicas de solos apresentam algumas limitações na interpretação de parâmetros geotécnicos. Com efeito, o comportamento de solos residuais está profundamente marcado pela presença de uma estrutura de cimentação representada pelo desenvolvimento de c' , de acordo com o critério de Mohr – Coulomb. Esta realidade traz as seguintes implicações para deduzir os parâmetros resultantes a partir do ensaio DMT.

- i. A coesão efetiva não foi um parâmetro dedutível nos formulários associados aos solos sedimentares, pelo que foi necessário estudar uma relação original.
- ii. O ângulo de atrito quando avaliado a partir das correlações de solos sedimentares, traduz-se por um valor sobre avaliado já que engloba a resistência total (coesão + ângulo de atrito).

Tendo em conta estes pressupostos, Cruz *et al.* (2006) desenvolveram um extenso trabalho de pesquisa, que incluiu 15 programas experimentais (num total de 40 furos com ensaios SPT, 36 ensaios DMT, 22 ensaios CPT(U), 4 ensaios PMT, 5 ensaios DPSH e 10 ensaios triaxiais).

2.2.6.1. AVALIAÇÃO DA COESÃO

É razoável esperar a possibilidade de derivar c' a partir de ensaios DMT, e assim foi experimentado por Cruz *et al.* (2004) conforme apresentado em seguida.

De acordo com Marchetti (1980), o perfil de K_D segue a forma clássica do perfil de OCR e apresenta semelhanças típicas em função de comportamentos tipificados:

- Solos normalmente consolidados (NC) tendem a apresentar valores em torno de 2.
- Solos pouco ou normalmente sobreadensados (SA) mostram K_D superior a 2 que geralmente decresce com a profundidade até atingir o valor correspondente à situações NC.
- Solos NC, afetados pela cimentação ou pelo tempo, apresentam perfis de K_D estáveis com a profundidade e superiores a 2.

Os perfis K_D mostram uma geral tendência para manter estável com a profundidade, mostrando valores significativamente superiores a 2, nomeadamente entre 5 e 15. Assim, seguindo as considerações acima referidas, Cruz *et al.* (2004) concluem que K_D reflete

claramente os efeitos da cimentação, embora o intervalo de resultados foi muito estreito para sentir variações de c' .

Com efeito, mesmo que o conceito de sobreconsolidação não tenha o mesmo significado para solos sedimentares e residuais, a presença de uma estrutura naturalmente cimentada da manifestação de um comportamento semelhante entre eles. De fato, a tensão de pré-consolidação (designada de tensão de pré-consolidação virtual) representa não a tensão máxima aplicada, mas a quebra da estrutura da cimentação, e a relação com a tensão vertical é chamada de “grau de sobreconsolidação virtual (vOCR)”, diferenciando-o do sustentado no processo de geração de solos sedimentares com “memória de tensões”. Assim, OCR derivado do ensaio DMT em solos residuais (vOCR) reflete a resistência resultante da estrutura de cimentação, normalizada em relação à tensão efetiva vertical. Além disso, deve notar-se que a avaliação de OCR é dependente de I_D e K_D (dependentes de P_0 e P_1), permitindo confiança na determinação de ambos os parâmetros.

Em solos com a complexidade mecânica de solos residuais é útil ter informação de fontes distintas. Assim, o par de ensaios DMT+CPTu tem sido adotado frequentemente. Seguindo o mesmo critério que para OCR, outra aproximação foi também considerada para deduzir c' baseado nesta combinação, dado que a relação M/q_c (M : módulo oedométrico) tem sido usada com sucesso para determinar OCR em solos granulares (Marchetti, 1997). Os dados disponíveis mostram valores de M/q_c situados na fronteira de NC/SA (10-12), frequentemente a tender para OC (12 a 15), o que deve ser interpretado como um efeito da estrutura matricial do cimento.

A Figura 12 ilustra a representativa evolução de K_D , vOCR e M/q_c com a profundidade, obtido das investigações realizadas por Cruz *et al.* (2004). Os resultados mostram claramente a maior sensibilidade de vOCR e M/q_c a variações, comparativamente com K_D .

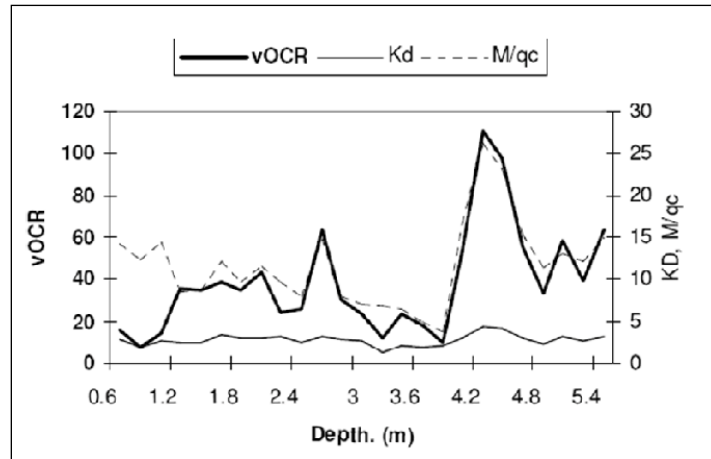


Figura 12. Perfis K_D , $vOCR$ e M/qc . (Cruz *et al.* 2004).

A comparação destes três parâmetros com resultados de testes triaxiais confirmam que a convergência com c' é superior com $vOCR$ (DMT) e M/qc do que com K_D (figura 13, 14 e 15) . Nas mesmas figuras também se representam as correlações com c'/σ'_{vo} (valores deste foram multiplicados por 100 para serem representados à mesma escala).

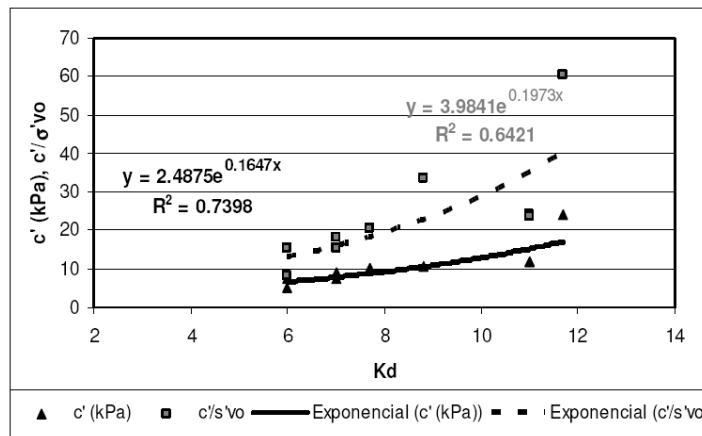


Figura 13. Correlações c' e $c'/\sigma'_{vo}(x100) - K_D$. (Cruz, *et al.* 2004).

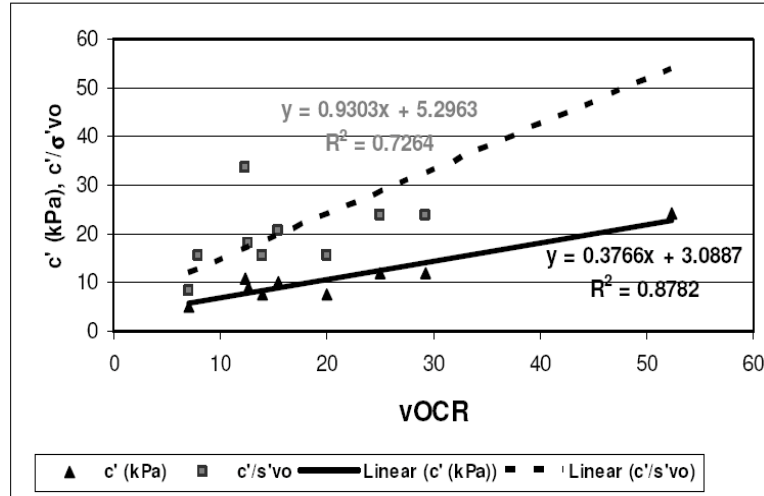


Figura 14. Correlações c' e c'/σ'_{vo} ($\times 100$) – $vOCR$. (Cruz, *et al.* 2004).

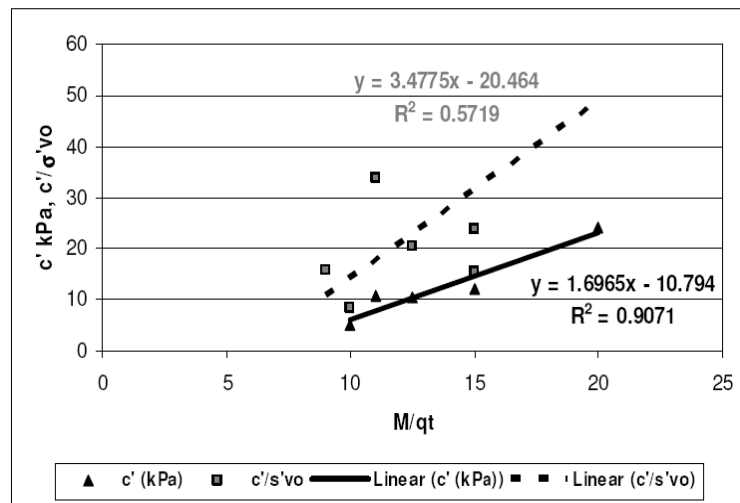


Figura 15. Correlações c' e c'/σ'_{vo} ($\times 100$) – M/q_t . (Cruz, *et al.* 2004).

2.2.6.2. CORRECÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO

Uma vez que c' foi obtido, é razoável esperar que possa ser usado para corrigir o sobreavaliado ϕ' , determinado pelas expressões de solos sedimentares. Assim, com a diferença

entre ϕ' DMT (representa a resistência global) e ϕ' triaxial (representa ϕ' unicamente) e comparando-o com c' , fica claro (Figura 16) a boa correlação entre eles (Cruz *et al*, 2004).

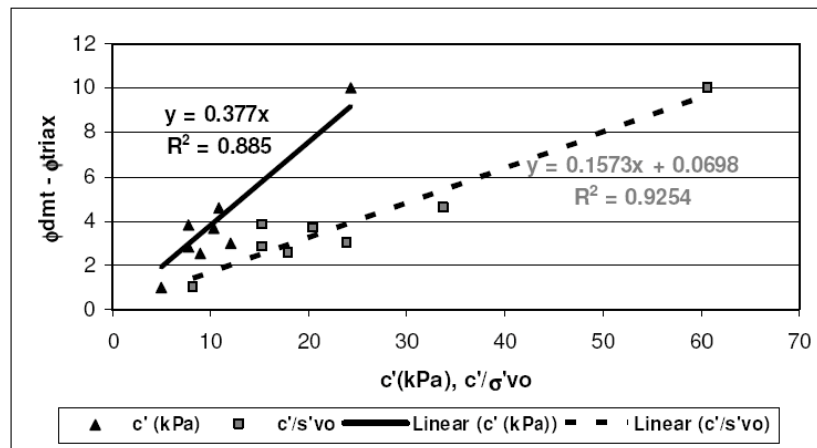


Figura 16. Correlações (ϕ' DMT – ϕ' triax)- c' e c'/σ'_{v0} (x100) . (Cruz *et al*. 2004).

Assim, a correção do ângulo de atrito avaliado a partir do ensaio DMT através das expressões associadas aos solos sedimentares pode ser obtida através da expressão seguinte:

$$\phi'(\text{corrigido}) = \phi'_{\text{DMT}} - 0,138 \text{ OCR} - 1,16 \quad (19)$$

2.3. DISTORÇÃO GERADA PELA PENETRAÇÃO DA LÂMINA

Baligh & Scott (1975) dizem que a penetração do dilatômetro causa aproximadamente um deslocamento horizontal de 7mm dos elementos do solo em relação ao eixo de simetria da lâmina. No entanto, as perturbações geradas por tal deslocamento são consideravelmente menores que às induzidas pela cravação do cone (CPT), o que implica na obtenção de parâmetros mais realistas. Uma comparação da distorção do solo causada pela inserção do cone e da lâmina do DMT é apresentada na Figura 17. Verifica-se que a penetração do cone cria considerável turbulência, causando deformações tanto nas linhas verticais quanto nas horizontais.

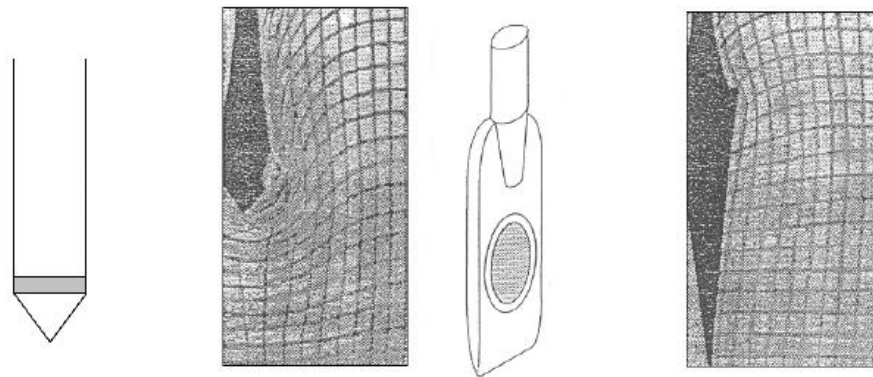


Figura 17. Perturbação no solo causada por o CPT e o DMT (Marchetti, 2001).

2.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO NOVO EQUIPAMENTO

Algumas das principais vantagens são:

- Simplicidade de operação e manutenção;
- Repetibilidade de resultados, não sendo influenciável pelo operador;
- Dados aproximadamente contínuos.

Algumas limitações:

- A membrana e lâmina metálica são susceptíveis a danificação, especialmente na penetração de areias densas ou solos com pedregulho;
- É necessário de uma força de reação muito alta em solos densos (maior que o CPT);
- Não é possível medir a poro pressão diretamente;
- Em relação com outros ensaios de campo a experiência é muito limitada, por exemplo, com o SPT e CPT.

Pesquisas realizadas na UBC (The University of British Columbia) tem demonstrado que as correlações do DMT apresentam uma boa indicação do tipo de solo e valores razoáveis de S_u , K_0 e OCR para argilas médias, não cimentadas e não sensitivas (Jamolkowski *et al*, 1985,

Lutenegger, 1988). Alguns resultados iniciais da interpretação de dados de DMT na argila porosa de Brasília foram apresentados por Ortigão *et al.* (1995) e demonstram que este ensaio é muito promissor para este tipo de solo, em função da facilidade de operação, razoável precisão dos resultados, em comparação com valores do CPTU, e principalmente a economia pelo baixo custo de execução e alta produtividade.

Jardim (1998) realizou uma ampla campanha de ensaios no campo experimental da UnB (Universidade de Brasília) entre eles alguns DMT, concluindo que a previsão do comportamento de estacas submetidas a carregamento horizontal, apresentou resultados razoáveis quando se utilizam as metodologias provenientes das curvas “P-y”. o ensaio DMT tem se mostrado bastante eficiente na obtenção de parâmetros para as curvas “P-y”, com isso, pode ser considerado como um bom ensaio para a previsão do comportamento de estacas carregadas lateralmente.

2.5. ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO SOLO ATRAVÉS DO DMT

Os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo podem ser calculados através do ensaio dilatométrico, utilizando-se correlações empíricas propostas por diversos autores. Lutenegger (1988) apresenta algumas correlações entre os índices do dilatômetro e os parâmetros geotécnicos, tais como resistência não drenada, K_0 , módulo de compressibilidade, entre outros. A Tabela 3 mostra os parâmetros do solo, os índices do dilatômetro com os quais se correlacionam e as respectivas referências.

Tabela 3. Correlações entre parâmetros do solo e índices do DMT (Lutenegger, 1988).

Parâmetros do Solo	Índice DMT	Referência
S_u (argilas)	I_D, K_D	Marchetti (1980)
ϕ' (areias)	I_D, K_D Empuxo ou q_c adjacente	Schemertmann (1982) Marchetti (1985)
K_0 (argilas)	I_D, K_D	Marchetti (1980) Marchetti (1985)
K_0 (areias)	K_D	Schemertmann (1982)
OCR (argilas)	I_D, K_D	Marchetti (1980)
OCR (areias)	K_D , Empuxo	Schemertmann (1982)
M	I_D, E_D	Marchetti (1980)
E_i	I_D, E_D, K_D	Robertson <i>et al.</i> (1988)
k_h	P_0, K_D	Schemertmann e Crapps (198e) Robertson <i>et al.</i> (1988)

CAPITULO 3

3. CARREGAMENTO LATERAL DE ESTACAS

3.1. INTRODUÇÃO

Berr (1977) apud Miranda (2006) dividiu as estacas carregadas horizontalmente em dos grupos em função do ponto de aplicação do esforço horizontal e do modo de transmissão ao solo de reforço;

- Estacas ativas: São aquelas que ao receberem esforços transversais externos (forças horizontais e momentos fletores) transmitem ao solo esforços horizontais.

Alguns casos são as fundações por estacas ou tubulões de muros de arrimo (Figura 18a), de torres de linhas de transmissão de energia (Figura 18b); de edifícios com empuxos de terra e obras de arte (pontes, viadutos, etc.), de edifícios com esforços de ventos.

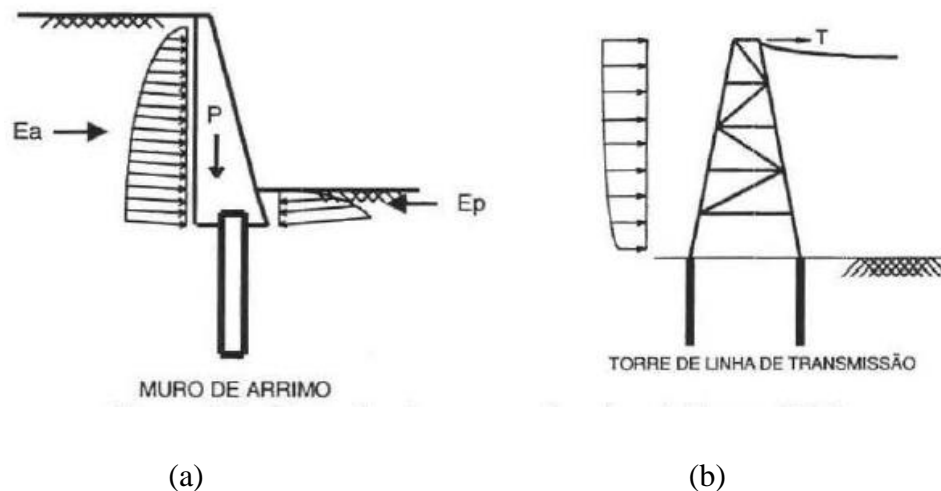


Figura 18. Estacas ativas (Alonso, 1989).

- Estacas passivas: são aquelas em que os esforços horizontais são aplicados ao fuste, em maiores profundidades, devido à componente horizontal decorrente do movimento do solo que as envolve. Tais movimentos são decorrentes da aplicação de cargas na superfície.

Um caso típico é o de aterros ou escavações executados ao lado de estacas onde há ocorrência de solos moles, como por exemplo, em muros de arrimo e encontros de pontes, Figura 19.

Miranda (2006) afirma que, a diferença entre as duas classificações reside no fato de que, para as estacas ativas, o carregamento é a causa e o deslocamento horizontal o efeito, enquanto que para as estacas passivas o deslocamento horizontal do solo é uma causa e o carregamento horizontal na estaca o efeito.

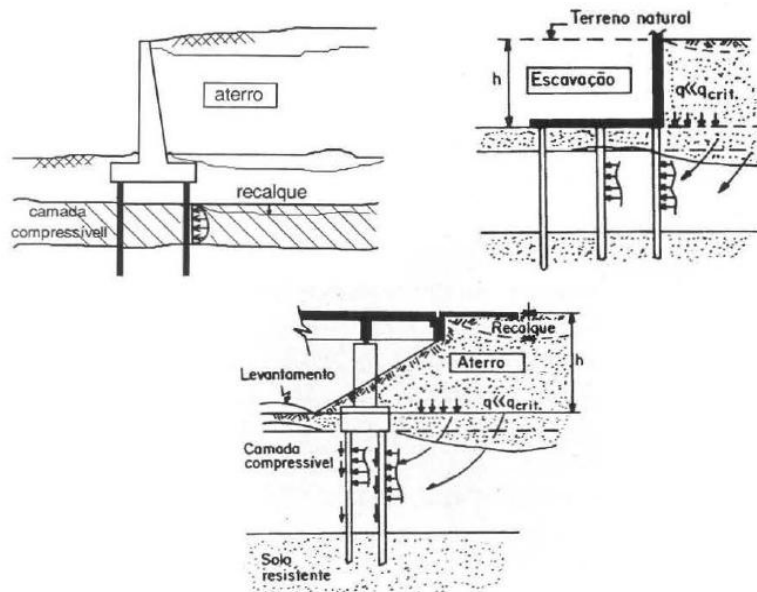


Figura 19. Estacas carregadas horizontalmente em profundidade (Alonso, 1989).

Neste t3pico 3e apresentado, de forma resumida, o tratamento te3rico do problema da estaca carregada lateralmente com base na teoria da rea3o horizontal do solo.

3.2. TRATAMENTO TE3RICO DO PROBLEMA DA ESTACA CARREGADA LATERALMENTE COM BASE NA TEORIA DA REA3O HORIZONTAL DO SOLO

A teoria da rea3o horizontal do solo, baseada no problema da viga sobre apoio el3stico, tem sido amplamente utilizada na determina3o dos esfor3os e dos deslocamentos em estacas submetidas a cargas laterais e momentos fletores. De acordo com essa teoria, o comportamento do solo 3e simulado por um conjunto de molas id3nticas, igualmente espa3adas e independentes. Pode-se considerar, portanto, que a rea3o do solo 3e proporcional ao deslocamento horizontal do ponto considerado (hip3tese de Winkler).

A hip3tese da viga sobre apoio el3stico permite simplificar o problema, considerando-se que a rela3o entre a tens3o de contato na base de uma funda3o e o correspondente recalque 3e a mesma para qualquer ponto da 3rea do apoio el3stico. Na verdade, essa rela3o varia em cada ponto da 3rea de contato, pois, se a press3o 3e uniforme, o recalque n3o 3e, e vice-versa (Terzaghi, 1943).

A equa3o diferencial que governa o problema da estaca carregada lateralmente, sem a presen3a de carregamento axial (equa3o 20), 3e bastante conhecida. Sua solu3o foi discutida por Palmer e Thompson (1948) e Mc Nulty (1956), entre outros autores principalmente Hetenyi (1946).

Existem, na literatura, v3rios m3todos de solu3o aproximada dessa equa3o. Entretanto, a solu3o anal3tica 3e obtida apenas no caso em que K 3e considerado constante com a profundidade.

$$EI \left(\frac{d^4 y}{dz^4} \right) + Kh = 0 \tag{20}$$

Em que:

EI = Rigidez à flexão da seção transversal da estaca;

z = Profundidade medida a partir da superfície do solo;

K_h = módulo de reação horizontal do solo;

y = deslocamento horizontal da estaca.

Segundo Cintra & Albiero (1982) citado por Zammataro (2007) o método da teoria da reação horizontal do solo, torna-se uma ferramenta simplificada para solução do problema, por considerar que a reação do solo é proporcional ao deslocamento do elemento de fundação.

No desenvolvimento da equação do problema da estaca carregada lateralmente (Figura 20), admitiu-se que o seu comportamento é semelhante ao de uma viga apoiada em base elástica.

- Reação do solo sobre a viga, por unidade de comprimento:

$$P(z) = \frac{d^4y}{dz^4} (EI) \quad (21)$$

Fazendo coincidir o eixo da estaca com o eixo de coordenadas Z e representando o deslocamento horizontal por y , a rigidez à flexão da viga por EI , o momento aplicado na cabeça da estaca por M_o e o esforço horizontal por H , tem-se, com base na teoria da viga sobre apoio elástico, um ponto situado a uma profundidade z (Sussekind, 1947). Ou seja:

- Rotação de uma seção qualquer:

$$\theta(z) = \frac{dy}{dz} \quad (22)$$

- Momento fletor em qualquer ponto da viga:

$$M(z) = \frac{d^2y}{dz^2}(EI) \quad (23)$$

- Esforço cortante em qualquer ponto da viga:

$$Q(z) = \frac{d^3y}{dz^3}(EI) \quad (24)$$

Uma vez estabelecida uma função $P(z)$ para a reação do solo, a equação 24 pode ser integrada sucessivamente, obtendo-se, para qualquer seção, o esforço cortante, o momento fletor, a rotação e o deslocamento horizontal (eq. 23, 22 e 21 respectivamente).

Segundo Reese e Matlock (1956), a reação do solo é função das propriedades da estaca (I e E), das relações tensão-deformação do solo, da profundidade do ponto considerado, do nível de deslocamento da estaca, da velocidade de carregamento e do número de ciclos de carregamentos. Estabelecer uma função que leve em conta todas essas variáveis é bastante difícil, e, mesmo que se obtenha tal função, a resolução da equação diferencial do problema torna-se muito complexa.

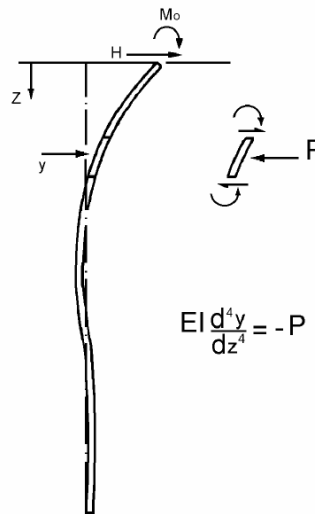


Figura 20. Estaca carregada lateralmente.

Para estabelecer a função $P(y)$ um recurso utilizado é considerar a hipótese simplificadora de que a reação do solo (P) por metro de estaca é proporcional ao deslocamento horizontal (y) através da consideração do módulo de reação K (Davisson e Prakash, 1963). Na Figura 21 se mostra uma relação típica, em que ocorre a não-linearidade entre P e y .

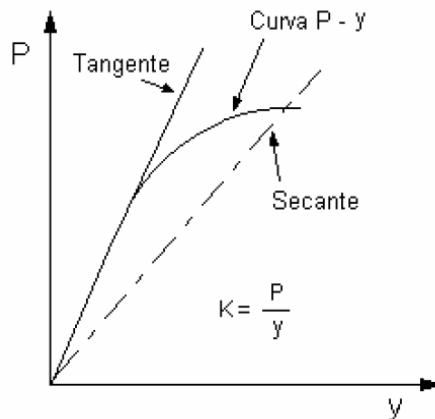


Figura 21. Reação do solo Vs Deslocamento horizontal (Davisson e Prakash, 1963).

De acordo com a hipótese de que $P = -Ky$, com sinal negativo, em razão da reação do solo ter sentido oposto ao do deslocamento da estaca, a equação diferencial do problema de uma estaca carregada lateralmente passa a ser igual à equação 24.

Sabe-se que o módulo K pode variar de maneira arbitrária com a profundidade e com o deslocamento. Porém, geralmente, considera-se K como uma função da profundidade apenas.

A solução analítica da equação 24 é encontrada somente para valores de K constantes com a profundidade. Nesse caso, para a estaca de comprimento infinito, o valor do deslocamento horizontal é dado por:

$$y = (e^{\lambda z} M1) + (e^{-\lambda z} M2) \quad (25)$$

Onde:

$$\lambda = \left(\frac{K}{4EI}\right)^{1/4} \quad (26)$$

$$M1 = A\text{sen}(\lambda z) + B\text{cos}(\lambda z) \quad (27)$$

$$M2 = C\text{sen}(\lambda z) + D\text{cos}(\lambda z) \quad (28)$$

A,B,C e D são constantes de integração.

Com a introdução das condições de contorno na cabeça da estaca, determinam-se as constantes C e D. Por exemplo, segundo Mc. Nulty (1956), para o caso de uma estaca cuja cabeça seja livre e submetida a uma força H na superfície do terreno, o deslocamento horizontal é dado por (para a condição de estaca de comprimento semi-infinito):

$$y = \frac{2H\lambda}{K} [e^{-\lambda z} \cos(\lambda z)] \quad (29)$$

Então, as expressões para rotação, momento fletor, esforço cortante e reação do solo, em função da profundidade z , são obtidas a partir da equação 29 e das equações 21 a 29.

$$\theta = -\frac{He^{-\lambda z}(\lambda)^2}{2EI} [\text{sen}(\lambda z) + \text{cos}(\lambda z)] \quad (30)$$

$$M = \frac{H}{\lambda} [e^{-\lambda z} \text{sen}(\lambda z)] \quad (31)$$

$$Q = -H[e^{-\lambda z}(\text{cos}(\lambda z) - \text{sen}(\lambda z))] \quad (32)$$

$$P = -2\lambda H[e^{-\lambda z} \text{cos}(\lambda z)] \quad (33)$$

Para as condições de contorno:

$$z = 0 \rightarrow M = 0, \quad Q = -H$$

Na solução da equação diferencial (equação 20), a constante λ , que envolve parâmetros característicos da estaca e do solo, expressa uma relação entre a rigidez do solo e a rigidez à

flexão da estaca. Pode-se, então, definir um fator de rigidez relativa estaca-solo, que depende da forma da variação do módulo de reação (K) com a profundidade.

Segundo Davisson e Robinson (1965), duas expressões podem ser escritas para o fator de rigidez relativa:

- Para $K = \text{constante}$:

$$R = \left(\frac{EI}{K}\right)^{1/4} [L] \quad (34)$$

- Para $K = n_h z$, linearmente variável com a profundidade:

$$T = \left(\frac{EI}{n_h}\right)^{1/5} [L] \quad (35)$$

Para K constante com a profundidade, tem-se, a partir das equações 26 e 34, um novo valor para a constante λ , em função da rigidez relativa, ou seja:

$$\lambda = \frac{1}{1,414R} [L^{-1}] \quad (36)$$

As estacas carregadas lateralmente são classificadas como rígidas (curtas) ou flexíveis (longas) em função do comprimento adimensional L/T ou L/R . Essa classificação é importante, pois o comportamento da estaca é influenciado por sua rigidez. Sabe-se que uma estaca rígida tem os deslocamentos devido a uma rotação de corpo rígido, enquanto que em uma estaca flexível os deslocamentos são devidos à flexão.

Broms (1965) considerou, para os solos coesivos, dois tipos de estacas: a estaca rígida ($L/R < 3,18$) e a estaca flexível ($L/R > 3,18$). No caso dos solos não-coesivos, também consideram-se dois tipos de estacas: a estaca rígida ($L/T < 2$) e a estaca flexível ($L/T > 4$).

A proposta de Davisson (1970) está de acordo com a de Matlock e Reese (1960), classificando-se as estacas do seguinte modo:

- Estaca flexível, $L/R > 4$ ou $L/T > 4$;
- Estaca intermediária, $2 \leq L/R \leq 4$ ou $2 \leq L/T \leq 4$;
- Estaca rígida, $L/R < 2$ ou $L/T < 2$.

Para o módulo K variável linearmente com a profundidade, a reação do solo é dada por:

$$P = -n_h z y \quad (37)$$

E a equação diferencial do problema de estaca carregada lateralmente passa a ser a equação 38.

$$EI \left(\frac{d^4 y}{dz^4} \right) + n_h z y = 0 \quad (38)$$

A equação 38 foi integrada por Miche (1930) (apud Velloso, 1981), que considerou uma estaca de comprimento semi-infinito solicitada por uma força horizontal H na superfície do terreno. A partir de integrações foram obtidas as seguintes equações:

- Deslocamento horizontal na superfície do terreno:

$$y_0 = 2,40 \left(\frac{HT^3}{EI} \right) \quad (39)$$

- Momento fletor máximo (estaca flexível):

$$M_{max} = 0,79HT \quad (40)$$

- Profundidade na qual ocorre o momento fletor máximo (M_{max}):

$$z' = 1,32T \quad (41)$$

A uma profundidade três vezes maior do que $z = 1,32 T$, os valores do momento fletor e do esforço cortante são muito pequenos e podem ser desprezados.

Caso a estaca possua comprimento igual ou superior a $4 T$, ela pode ser calculada como se fosse de comprimento infinito, que é o que acontece usualmente. Porém, se o comprimento da

estaca for menor do que $1,5 T$, a estaca deverá ser calculada como rígida e o momento fletor máximo será dado por:

$$M_{max} = 0,25HT \quad (42)$$

Para uma estaca de comprimento infinito ($L/R > 5,6$) e para um solo com o módulo K constante ao longo da profundidade, Hetenyi (1946), citado por Cintra (1983), propôs uma solução para a equação diferencial da estaca carregada lateralmente:

- Da eq. (25) o deslocamento horizontal na superfície do terreno, considerando força H e momento no topo da estaca M :

$$y_0 = \left(\frac{1,414H}{KR} \right) + \left(\frac{M_0}{KR^2} \right) \quad (43)$$

- Momento fletor máximo:

$$M_{max} = 0,45HR + 0,70M_0 \quad (44)$$

- Profundidade onde atua M_{max} :

$$z' = 0,98R \quad (45)$$

O modelo de Winkler (1867) parte da hipótese simplificada de que a reação por unidade de comprimento resultante do solo sobre a estaca é função única e exclusiva do deslocamento daquele ponto na correspondente direção. Desta forma, o solo passa a ser representado por um “coeficiente de reação” que pode ser constante ou variável ao longo da profundidade. Esse coeficiente é equivalente a uma mola linear que representa fisicamente a reação do solo na face da estaca. Estes coeficientes são determinados a partir de ensaios com placas ou de valores típicos encontrados em normas e da experiência prática, Figura 22.

Matlock e Resse (1961), Navdocks (1962), citado por Cintra (1983), Davisson e Robinson (1965) e Werner (1970) são os principais métodos de análise do comportamento de fundações submetidas a carregamento horizontal que utilizam a teoria da reação horizontal do solo.

Velloso (1981) apresentou alguns métodos de cálculo de estacas carregadas lateralmente e recomendou o método de cálculo sugerido por Broms (1972) na elaboração de projetos.

Velloso & Lopes (2002) citam que com o desenvolvimento das plataformas de exploração de petróleo no mar (plataformas “off shore”), desenvolveram-se amplas pesquisas sobre estacas submetidas a esforços horizontais e, ao invés das “molas lineares”, foram introduzidas “molas não lineares” por meio de curvas “P-y”. Com as curvas definidas por camadas é possível considerar uma mobilização diferente da resistência lateral do solo em função do deslocamento sofrido pela estaca, Figura 23.

Lima (2001) concluiu que a proposta de retro-análise do coeficiente de reação horizontal do solo utilizando-se o modelo de Broms (1964b) é válida, e os coeficientes propostos podem ser utilizados como valores de referência na obtenção das curvas carga versus deflexão de campo, em projetos reais no DF.

Marchetti *et al.* (1991) apresenta uma avaliação das diferentes metodologias para obter as curvas “P-y”. Além disso, executa ensaios de carregamento horizontal numa estaca cravada em argila, sendo esta monitorada com inclinômetros, concluindo que a metodologia de Robertson *et al.* (1989) fornece resultados com uma precisão muito boa das medições feitas no campo. Alguns resultados são apresentados na Figura 24.

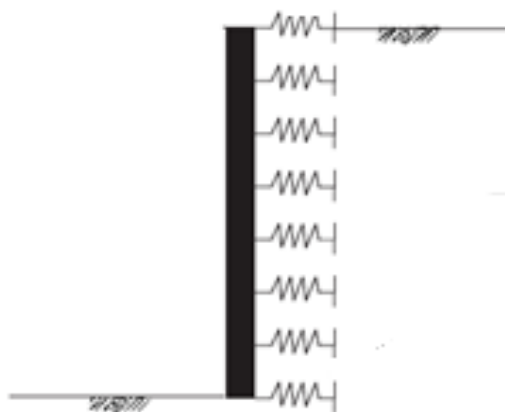


Figura 22. Modelo de Winkler.

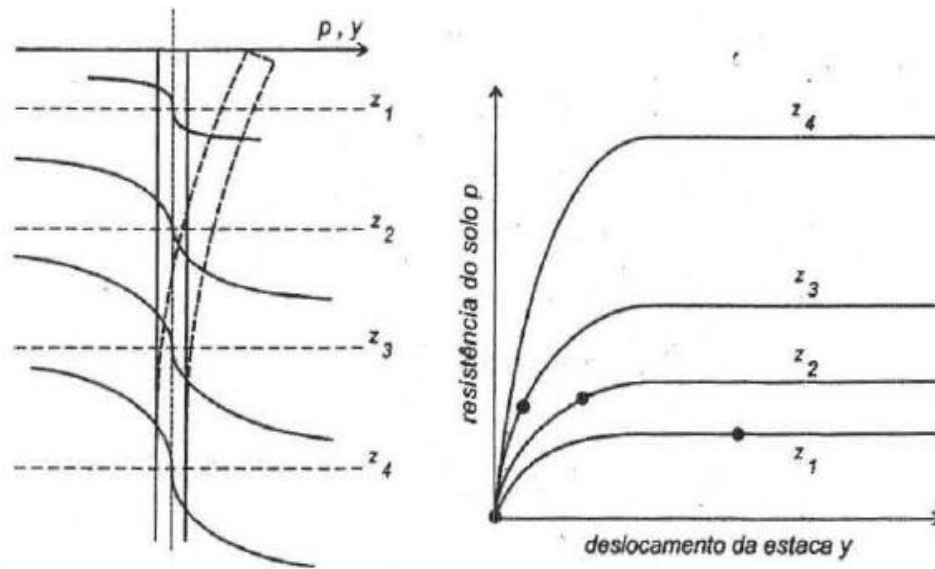


Figura 23. Curvas “P-y” para trechos da camada do solo (Velloso & Lopes, 2002).

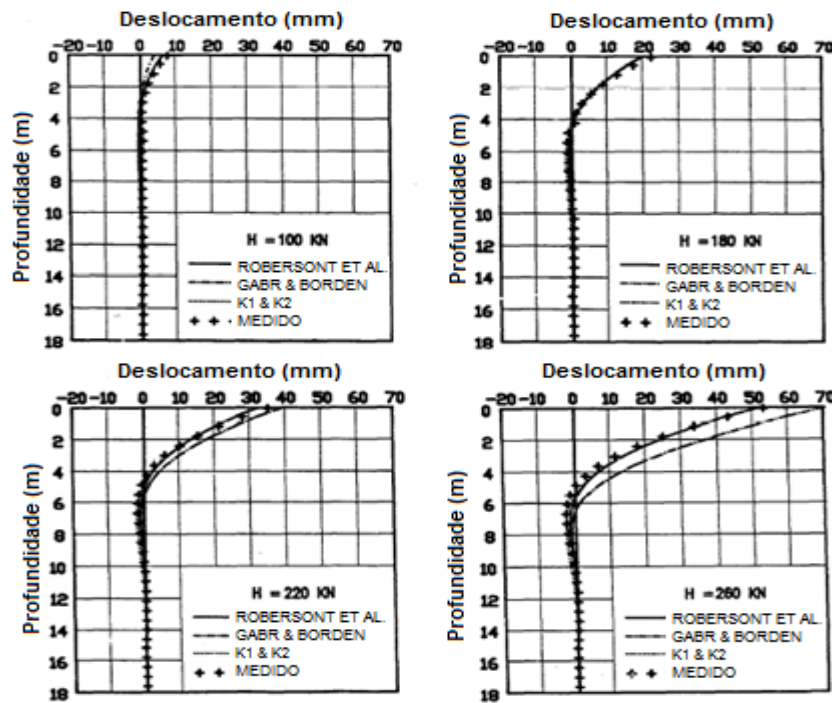


Figura 24. Deslocamentos calculado Vs Deslocamentos medido no eixo da estaca para diferentes estados de carregamento em estaca topo livre. (Marchetti *et al.* 1991).”

3.3. MÓDULO DE REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO, K_h

Estacas carregadas lateralmente são frequentemente analisadas utilizando-se os métodos do conceito do coeficiente de reação horizontal, estimado na grande maioria dos casos, a partir dos resultados de sondagens à percussão (SPT) associadas à classificação táctil-visual dos solos e à experiência do projetista em obras similares (Alonso, 1986).

Segundo Miguel (1996) a mais conhecida e difundida teoria para avaliação dessas ações é a “Teoria da Reação Horizontal do Solo”, na qual o fator, k_h (coeficiente de reação horizontal) traduz a proporcionalidade entre a reação e o deslocamento da massa de solo solicitada. Entretanto, este fator é difícil de ser estimado matematicamente, devendo, portanto, ser “medido” através de provas de carga. Dessa forma, pode-se conhecer, para o solo onde será instalada a obra, o valor confiável de resistência horizontal do solo.

Segundo Terzaghi (1955), a teoria da reação horizontal do solo é baseada no problema da viga sobre apoio elástico, a qual apresenta a seguinte premissa básica (equação 46):

$$p_v = k_s \rho_v \quad (46)$$

Onde:

p_v = Reação vertical do solo (força) a uma distância x a partir do ponto médio do comprimento da viga, por unidade de área (FL^{-2});

ρ_v = Recalque vertical da base da viga a uma distância x a partir do ponto médio do comprimento da viga (L);

k_s = Coeficiente de reação vertical do solo (FL^{-3}).

Para o caso da reação do solo atuando na direção horizontal, o valor da reação horizontal é calculado através da seguinte equação:

$$p_h = k_h \rho_h \quad (47)$$

Onde:

p_h = Reação horizontal do solo (força) a uma distância z a partir do ponto médio do comprimento da viga, por unidade de área (em FL^{-2});

ρ_h = Recalque horizontal da base da viga a uma distância z a partir do ponto médio do comprimento da viga;

k_h = Coeficiente de reação horizontal do solo (em FL^{-3}).

Terzaghi (1955), Matlock e Reese (1960), Davisson (1963), Lee (1968) e outros autores modificaram a equação 48, da viga, quando trabalharam com estacas carregadas lateralmente. A reação do solo passou a ser designada por P , sendo considerada como uma força por unidade de comprimento de estaca, com dimensão FL^{-1} . Desse modo,

$$P = ky \quad \text{Em que: } k = \text{Módulo de reação, } (FL^{-2}) \quad (48)$$

Existem vários métodos simplificados e de fácil aplicação, baseados na teoria da reação horizontal, que são usados para cálculo das estacas carregadas lateralmente. Contudo, para aplicação de qualquer um desses métodos, o mais importante é a determinação de um valor adequado para K .

K pode ser expresso em dimensão FL^{-2} e definido como sendo a relação entre a reação (em termos de força) do solo por unidade de comprimento da estaca, em dimensão FL^{-1} , e o correspondente deslocamento da estaca, em dimensão L (equação 49).

$$k = \frac{P}{y} \quad (49)$$

O conceito de coeficiente de reação do solo é apresentado por Terzaghi (1966), observando o comportamento de fundações sujeitas a carregamento perpendicular a seu plano. Davisson e Prakash (1963) e Lee (1968) afirmam que a distribuição da tensão de contato depende tanto das propriedades físicas do solo de suporte quanto das propriedades elásticas da fundação.

Desta forma, o comportamento da fundação não depende só da capacidade do solo em suportar as tensões impostas, mas também de como o elemento de fundação transmite esta tensão.

O coeficiente de reação horizontal de um solo k_h na profundidade z é definido pela relação entre a tensão unitária σ_z atuante nessa profundidade e o deslocamento sofrido pelo solo. (equação 50)

$$k_h = \frac{\sigma_z}{y} \quad (50)$$

Onde:

σ_z : reação do solo (F/L²);

k_h : coeficiente de reação horizontal do solo (F/L³);

y : deslocamento sofrido pela estaca (L).

Esta conceituação perde parte de seu sentido quando aplicado nas estacas cujas dimensões transversais aumentam. Para a estaca “rígida” no plano horizontal (quando comparada com o solo) a distribuição da pressão σ_z não é constante ao longo da face em contato como o solo. Portanto, k_z , numa determinada profundidade, varia de ponto a ponto nessa seção. Por essas razões, ao invés de se utilizar o coeficiente de reação horizontal tornou-se mais cômodo empregar o módulo de reação horizontal K , (definido como sendo a reação aplicada pelo solo à estaca e expressa em unidade de força por comprimento, dividido pelo deslocamento) como mostra a equação 51.

$$K_h = \frac{P}{y} \quad (\text{FL}^{-2}) \quad (51)$$

Admitindo que σ_z seja constante ao longo da face de contato, pode-se simplificar:

$$K_h = \frac{\sigma_z \cdot B}{y} \quad (52)$$

Utilizando a equação (51),

$$K_h = k_h \cdot B \quad (53)$$

Onde:

B é a largura da estaca.

Desta maneira elimina-se o problema causado pela utilização do coeficiente de reação do solo, não havendo a interferência do efeito de escala, uma vez que já está embutida a dimensão da largura da estaca.

Jardim (1998) realizou uma ampla campanha de ensaios no campo experimental da UnB e utilizou as seguintes metodologias para a previsão da capacidade de carga horizontal:

- i. Método de Robertson *et al.* (1989); esta metodologia baseia-se na parábola cúbica de Matlock (1970) para previsão da curva “p-y”. Foi desenvolvida para qualquer tipo de solo, coesivo ou não coesivo e consiste basicamente em equações analíticas para o cálculo de y_c e P_u como está descrito no item 3.5 do presente trabalho.
- ii. Método de Gabr e Borden (1988); foi desenvolvido para solos não coesivos, sendo uma adaptação da proposta feita por Murchison e O’Neill (1984), para carregamento estático lateral em estacas cravadas. Garb e Borden (1988) avaliaram este método usando resultados de três provas de cargas feitas em estacas de 76,2 cm de diâmetro e 2,13 m de comprimento. Segundo estes autores os resultados previstos através deste método comparados com os observados foram satisfatórios.

Jardim (1998) realizou três ensaios com o DMT no campo experimental de ensaios de campo do Programa de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília-UnB. O objetivo dos ensaios foi a obtenção de parâmetros geotécnicos do solo para a utilização em formulas de capacidade de carga horizontal e vertical das estacas. As provas de carga foram realizadas em estacas do tipo escavadas a trado mecânico e manual, Raiz, Strauss, apiloada e Pre-moldada do tipo SCAC. Os resultados obtidos com a metodologia proposta por Robertson (1989) para a previsão da capacidade de carga foram aceitáveis como se mostra no gráfico da Figura 25.

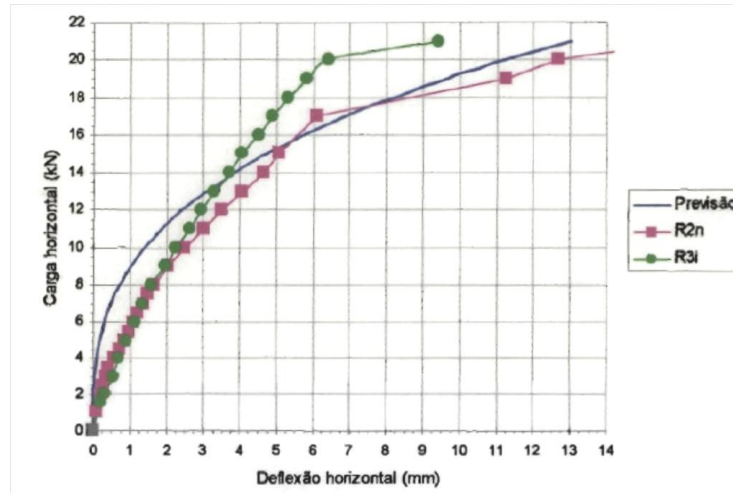


Figura 25. Previsão versus medição da deflexão horizontal nas estacas raiz com o solo na umidade natural (R2n) e pré-inundado (R3i) pelo método Robertson *et al.* 1989 (Jardim, 1998).

Finalmente este autor afirmou que o coeficiente de reação do solo apresentou valores altos para pequenos deslocamentos horizontais da estaca e decresceu rapidamente a medida que os deslocamentos aumentaram, mostrando-se pouco sensível para as grandes deformações. Confirma-se com isso a sugestão de outros autores (Miguel e Cintra, 1996, Alizadeh e Davisson, 1970) com relação à utilização de valores médios do coeficiente de reação, ou seja, dentro de uma faixa representativa de variação do deslocamento. A faixa escolhida deve compreender valores próximos à carga de trabalho horizontal da estaca e alguns dos resultados são apresentados na Tabela 3. Também afirma que a previsão do comportamento de estacas submetidas a carregamento horizontal apresenta resultados razoáveis quando se utilizam metodologias oriundas das chamadas curvas “P-y”. O ensaio dilatométrico tem se mostrado bastante eficiente na obtenção de parâmetros para as curvas ”P-y”, com isso, pode ser considerado como um bom ensaio.

Tabela 4. Valores médios de k_h retroanalizados (Jardim, 1998).

Tipo de Estaca	k_h (kN/m ³)	
	Umidade Natural	Pre Inundado
Escavadas	16000	7000
Raiz	19500	14000
SCAC	7000	5500

3.4. VARIAÇÃO DE K COM A PROFUNDIDADE

Para se estudar uma estaca carregada transversalmente, há necessidade de se prever a variação do módulo de reação horizontal com a profundidade. As variações mais simples são aquelas que admitem K constante ou crescente linearmente com a profundidade. O primeiro caso corresponde aos solos que apresentam características de deformação mais ou menos independentes da profundidade como argilas pré-adensadas (argilas rijas a duras). O segundo caso corresponde aos solos que apresentam características de deformação proporcionais à profundidade, como por exemplo, os solos de comportamento arenosos e as argilas normalmente adensadas (argilas moles).

Segundo a proposta de Terzaghi (1955), confirmada por Davisson (1963) e Leijden (1972), o valor do módulo K e a sua variação com a profundidade dependem das características de deformação do solo. Para uma argila pré-adensada, em que o módulo de elasticidade é praticamente independente da profundidade, pode-se admitir que K é constante.

Para solos não-coesivos, o módulo de elasticidade cresce de maneira aproximadamente linear com a profundidade e, portanto, K aumenta diretamente com a profundidade z (equação 54).

$$K = \frac{P}{y} = n_h z \quad (54)$$

Onde n_h é o coeficiente angular de uma reta (na notação moderna, é denominado coeficiente de reação horizontal do solo), apresentando dimensões de FL^{-3} .

Davisson e Salley (1970), Colman e Hancock (1972), Poulos (1973) e Cintra e Albiero (1982) trataram n_h como sendo o coeficiente de reação horizontal do solo. Os trabalhos de Terzaghi (1955) e de Davisson e Prakash (1963) definiram n_h como sendo uma constante de reação horizontal. Contudo, essa definição se mostrou inadequada, pois n_h não é um valor constante. O mesmo varia, por exemplo, com o nível de deslocamento horizontal da estaca, como comprovam os trabalhos de Alonso (1986) e Miguel (1996).

Alizadeh e Davisson (1970) apresentaram as curvas obtidas em provas de carga horizontal em solos arenosos, na forma de n_h x y , e a seguinte equação para cálculo de n_h :

$$n_h = \frac{4,42(H)^{5/3}}{(y_0)^{5/3}(EI)^{2/3}} \quad (55)$$

Onde:

H= Carga horizontal;

y_0 = Deslocamento horizontal medido na superfície do terreno.

Os resultados dos testes com estacas obtidos por Miguel (1996) mostraram variação brusca de n_h em pequenos níveis de deslocamento horizontal da estaca na superfície do solo.

Palmer e Thompson (1948) consideraram que a variação de K com a profundidade depende da relação z/L , ou seja:

$$K = K_L \left(\frac{z}{L}\right)^n \quad (56)$$

Onde:

K_L = Valor de K na ponta da estaca, quando $z=L$;

L = Profundidade enterrada da estaca;

n = Expoente empírico positivo.

Os autores citados admitiram os seguintes valores para n:

- n = 0, para argilas pré-adensadas;
- n = 1, para areias, siltes e argilas normalmente adensadas.

Davisson e Prakash (1963) propuseram para o coeficiente n (equação 56), o valor de 0,15, para argilas pré-adensadas. Na Figura 26, se mostra a variação de K com a profundidade para alguns valores de n .

Davisson e Gill (1963) verificaram que a hipótese de K constante com a profundidade, geralmente admitida para solos coesivos pré-adensados, é improvável, e propuseram uma variação para K , como mostrado na Figura 27. Para as argilas pré-adensadas, próximo à superfície, K deve assumir um valor reduzido, como mostrado na Figura 27(a), devendo seu valor aumentar com a profundidade, porém não chegando a ser uma constante.

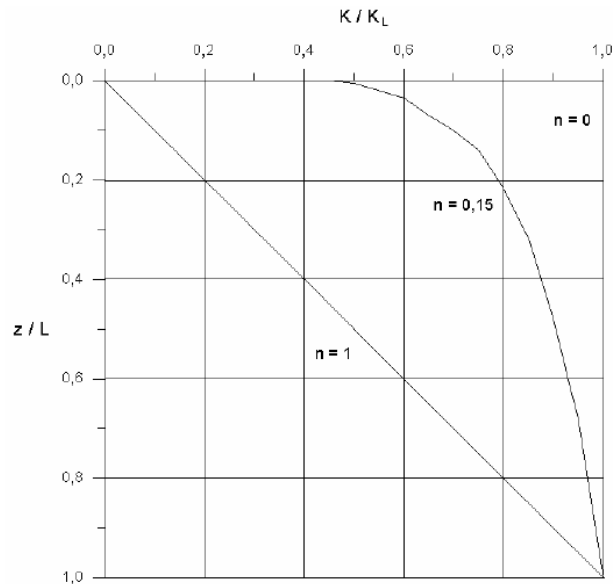


Figura 26. Variação de K com a profundidade (Davisson e Prakash, 1963).

No caso de areias, siltes e argilas normalmente adensadas, verificou-se que K , de fato, variava de forma aproximadamente linear com a profundidade, mas apenas próximo à superfície (Figura 27 b), na região que controla o comportamento da estaca.

Na Figura 27(c e d), apresenta-se a variação de K com a profundidade, sugerida por Davisson e Gill (1963) para uma argila normalmente adensada com secagem próximo à superfície e para uma argila pré-adensada com uma camada superficial mais mole, respectivamente.

A região que controla o comportamento da estaca nas argilas é a camada de solo que vai desde a superfície até uma profundidade (z) localizada entre $0,2R$ e $0,4R$ (Davisson e Gill, 1963). Verificou-se que o valor de R é função da rigidez à flexão da estaca (EI), como mostrado na equação 34.

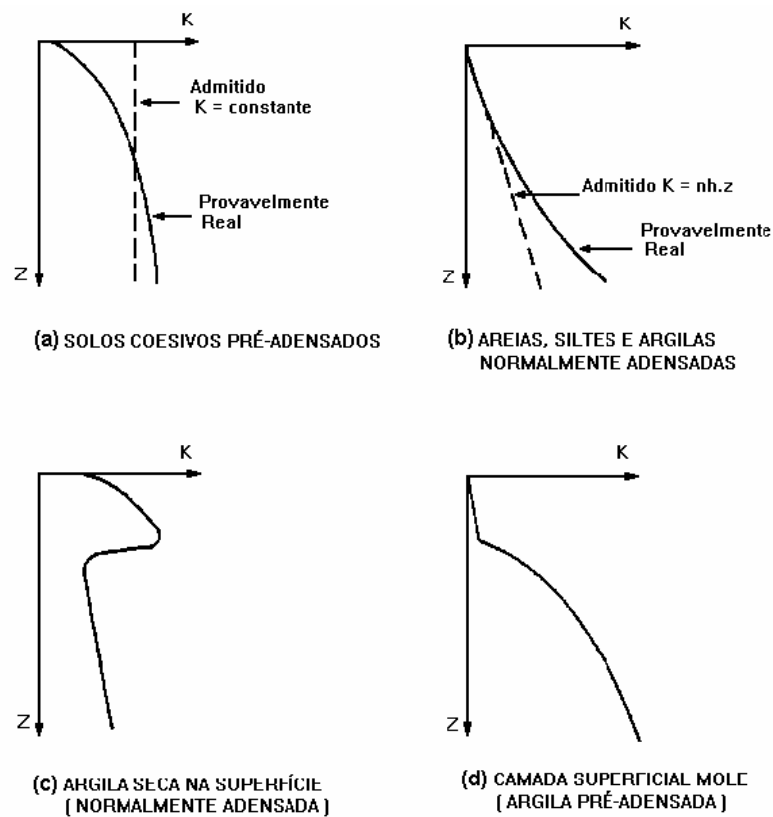


Figura 27. Variação do modulo de reação horizontal com a profundidade (Davisson e Gill, 1963).

Davisson (1970) propõe uma variação de K com a profundidade em degrau, em que K é admitido igual a 50% do seu valor de uma profundidade $Z = 0,4R$.

A partir da profundidade de $0,4R$, o módulo de reação passa a ser constante e igual a K . A variação de K em degrau, de acordo com Davisson (1970), é melhor do que a hipótese de K constante, pois, caso este seja usado os erros nos cálculos dos deslocamentos e momentos fletores podem ser de 50 a 100%.

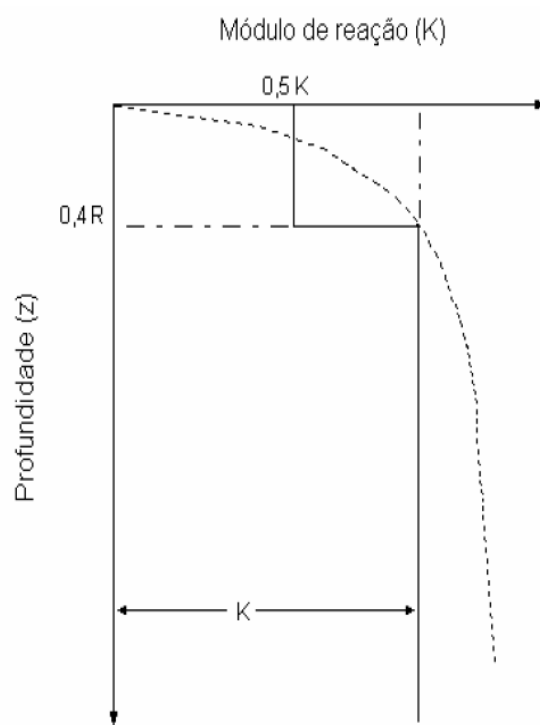


Figura 28. Variação de K em degrau (Davisson, 1970).

Davisson (1963) obteve os valores de K e k_h de acordo com as Tabelas 4 e 5, respectivamente:

Tabela 5. Valores do módulo de reação K para argilas pré-adensadas (Alonso, 1986).

Argilas pré-adensadas		Valor de K_h em MN/m ²	
Consistência	Qu (KN/m ²)	Ordem de grandeza	Valor provável
Média	20 a 40	0,7 a 4,0	0,8
Rígida	100 a 200	3,0 a 6,5	5
Muito Rígida	200 a 400	6,5 a 13,0	10
Dura	> 400	> 13	19,5

Tabela 6. Valores do coeficiente de reação k_h (Alonso, 1986).

Compacidade da areia ou consistência da argila	Valor de k_h em MN/m ³	
	Seca	Submersa
Areia fofa	2,6	1,5
Areia muito compacta	8	5
Areia compacta	20	12,5
Silte muito fofo	-	0,1 a 0,3
Argila muito mole	-	0,55

Na realidade, os valores de K e k_h , bem como sua variação com a profundidade, são de difícil previsão pois dependem de vários fatores além da própria natureza do solo que envolve a estaca.

Para areias, Terzaghi (1955) fornece a expressão 57, para cálculo do coeficiente de reação horizontal,

$$k_h = \frac{Ay}{1,35} \quad (57)$$

Onde:

k_h = Coeficiente de reação horizontal do solo (FL^{-3});

A = Coeficiente dependente da compacidade relativa da areia;

γ = Peso específico (FL^{-3}).

A Tabela 6 apresenta os valores de A e k_h , propostos por Terzaghi (1955), em função da compactidade da areia.

Também se têm algumas outras propostas como, por exemplo, o ábaco da Figura 29, proposto pela U.S.NAVY (1962), que fornece valores de n_h , para areias e argilas moles, em função da densidade relativa da areia e da resistência à compressão simples da argila:

Tabela 7. Valores do coeficiente de reação n_h (Terzaghi, 1955).

Compacidade da Areia	Variação de Valores de A	Valores Adotados de A	n_h (MN/m ³)	
			Seca	Saturada
Fofa	100 - 300	200	2,50	1,50
Média	300 - 1000	600	7,00	4,50
Compacta	1000 - 2000	1500	18,00	11,00

Décourt (1991) apresenta alguns valores de k_h Tabela 7

Tabela 8. Valores típicos de n_h (Décourt, 1991).

Areia	n_h (MN/m ³)	
	Seca	Saturada
Fofa	2,60	1,50
Média	8,00	5,00
Compacta	20,00	12,50

Para argilas pré-adensadas e rijas, segundo Terzaghi (1955), podem ser considerados idênticos os valores de coeficiente de reação horizontal e vertical. Dessa forma, para o cálculo de k_h o autor recomenda a aplicação da equação 58:

$$k_h = \frac{1}{1,5 \cdot D} \cdot \bar{k}_{sl} \quad (58)$$

Onde:

D = diâmetro da estaca (L);

\bar{k}_{sl} = coeficiente de reação para placa quadrada de 0,305 m de lado.

Terzaghi (1955) fornece alguns valores numéricos de \bar{k}_{sl} para argilas pré-adensadas na Tabela 8.

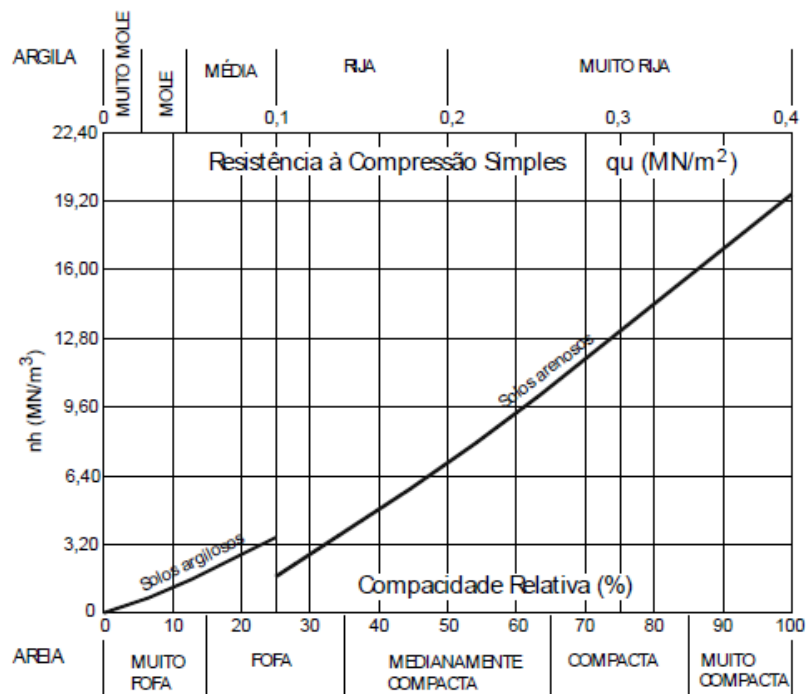


Figura 29. Coeficiente de reação horizontal do solo (U.S.NAVY, 1962).

Tabela 9. Valores de \bar{k}_{sl} para placas quadradas em argila pré-adensada (Terzaghi, 1955).

Consistência da Argila	q_u (MN/m ²)	Variação de \bar{k}_{ls} (MN/m ³)	Valores Propostos de \bar{k}_{ls} (MN/m ³)	K (MN/m ²)
Rija	0,10 - 0,20	16,0 - 32,0	24,0	5,0
Muito Rija	0,20 - 0,40	32,0 - 64,0	48,0	10,0
Dura	> 0,40	> 0,64	96,0	20,0

Cintra & Albiero (1982), no seu trabalho, afirmam que, para argilas pré-adensadas, o coeficiente de recalque e o módulo de reação do solo são diretamente proporcionais à resistência à compressão simples. Na literatura outros autores propõem valores de K em função da coesão não drenada ou do módulo de deformabilidade da argila. Para as estacas de concreto armado comumente utilizadas, os valores de K encontram-se no intervalo compreendido pela equação 59, Castro (1978):

$$0,4.E_s < k < 0,6.E_s \quad (59)$$

Onde:

E_s = Módulo de elasticidade do solo (FL^{-2})

Poulos e Davis (1980) afirmam que a resistência horizontal última de uma estaca em solo puramente coesivo aumenta com a profundidade, partindo da superfície com um valor inicial de $2.S_u$, até 8 a $12.S_u$ a uma profundidade de cerca de três vezes o diâmetro da estaca (S_u = coesão não-drenada). Isso pode ser observado na Figura 30. Broms (1964a) sugere uma simplificada distribuição de reação do solo, partindo de zero na superfície até a profundidade de uma vez e meia o diâmetro da estaca. A partir desse ponto, o valor da reação do solo torna-se constante em $9.S_u$. Dessa forma, assume-se que os movimentos impostos pela força horizontal à estaca serão

suficientes para gerar a reação nas zonas críticas. A localização dessas zonas depende do mecanismo de ruptura.

Miranda (2006) realizou ensaios com vários tipos de estacas submetidas a esforços horizontais em solos colapsíveis no interior de São Paulo, com variações nas condições de umidade do solo. Apresentou então valores do coeficiente de reação horizontal, resumidos na Figura 31.

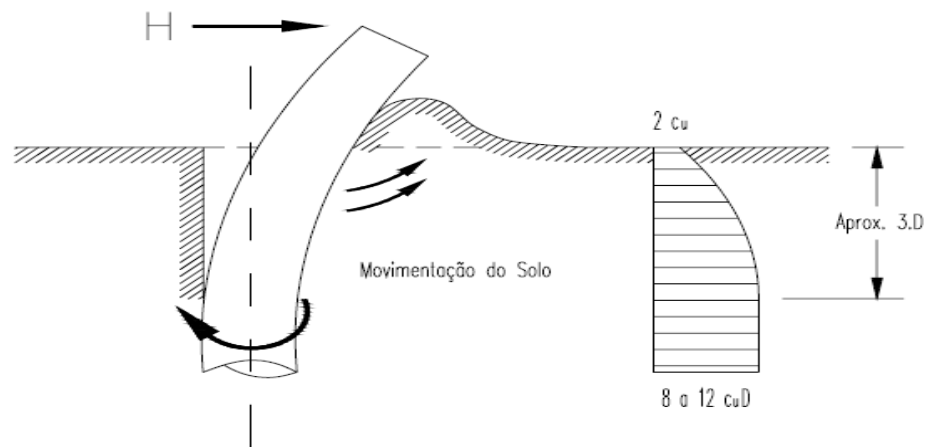


Figura 30. Distribuição provável da reação horizontal do solo (Poulos & Davis, 1980).

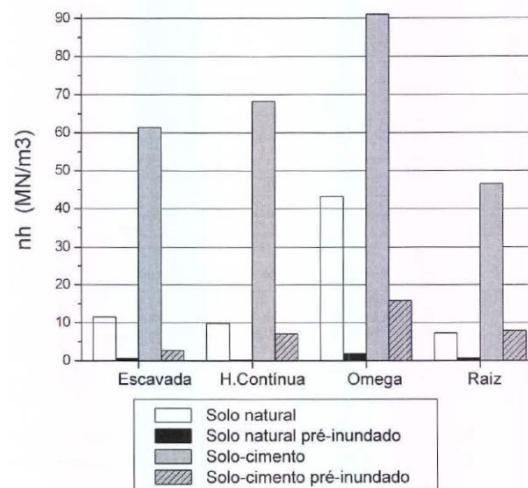


Figura 31. Valores retroanalizados do coeficiente de reação horizontal (Miranda, 2006).

Lima (2001) em seu trabalho verifica a aplicabilidade de algumas teorias de previsão do comportamento carga versus deflexão para estacas sujeitas à carregamento horizontal. As metodologias escolhidas primam pela simplicidade em sua aplicação e pela necessidade de poucos parâmetros do solo para a previsão de comportamento carga versus deflexão horizontal. Esse estudo foi orientado para a análise e retroanálise de provas de carga, em escala real, de estacas carregadas lateralmente executadas no Campo Experimental de Fundações e Ensaio de Campo do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

Inicialmente a metodologia utilizada por Lima (2001) para retroanálise das estacas sujeitas a carregamento lateral foi a proposta elástica de Poulos (1971), onde, por interseção de equações, com base nas leituras do comportamento carga versus deflexão horizontal obtidas em campo, obtêm-se os módulos de Young do solo que melhor simulem o comportamento real da estaca. Outra teoria elástica aplicada na retroanálise das provas de carga horizontais foi a proposta apresentada por Sousa Coutinho (2000), baseada na teoria apresentada por Davies & Budhu (1986), Budhu & Davies (1987) e (1988). Com esta retroanálise o propósito do autor foi encontrar parâmetros do solo como o módulo de Young e o parâmetro de coesão.

Lima (2001) também realizou uma validação da utilização de curvas p-y (reação do solo versus deflexão horizontal da estaca), com a utilização do programa LATPILE (Analysis of Laterally Loaded Piles by Computer), documentado por Reese (1977). Este programa prevê o comportamento de estacas sujeitas a carregamento horizontal, derivando a equação da barra em meio elástico de Heteni (1946), pela utilização do Método das Diferenças Finitas.

A partir da proposta de Broms (1964b), Lima (2001) retroanalisou os valores do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h). Para esta abordagem ele considerou o solo como puramente friccional.

Broms (1964b) afirma que para o caso de argilas altamente pré-adensadas, o coeficiente de reação do solo (n_h) pode ser considerado constante ou pouco variável com a profundidade. Pelas características do solo do D.F. o autor propõe que a melhor abordagem para retroanalisar o coeficiente de reação horizontal do solo levaria em conta um solo não-coesivo (friccional), e com o valor do módulo de reação horizontal n_h variando linearmente com a profundidade.

A Figura 32 ilustra a variação encontrada por Lima (2001), nos valores retroanalizados do coeficiente de reação horizontal, pelo método de Broms (1964b).

Lima (2001) apresenta uma comparação entre seus resultados e os resultados obtidos por Jardim (1998), Tabela 9.

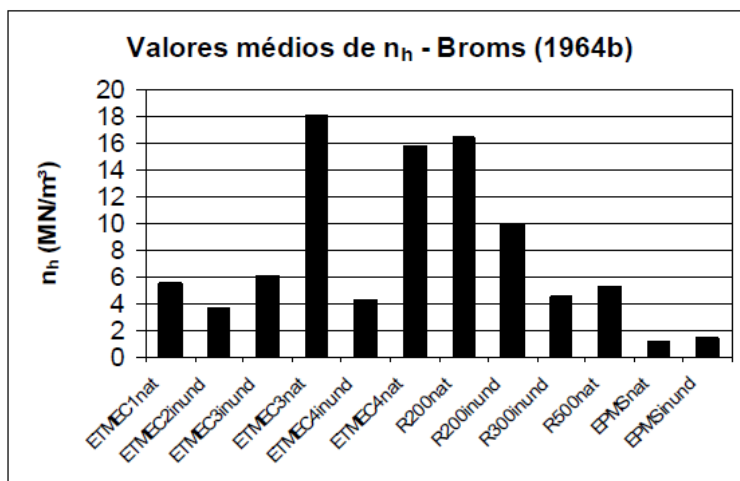


Figura 32. Valores do coeficiente de reação horizontal n_h retroanalizados pela proposta de Broms 1964b (Lima, 2001).

Tabela 10. Comparação de n_h utilizando a proposta de Broms (1964b) e valores encontrados por Jardim 1998 (Lima, 2001)

NOMENCLATURA	n_h (MN/m ²)	
	Lima (2001)	Jardim (1998)
ETMECinund	4,66	7,0
ETMECnat	13,07	16,0
RAIZnat	7,61	19,5
RAIZinund	7,22	14,0
EPMSnat	1,16	7,0
EPMSinund	1,41	5,5

O mesmo autor Lima (2001) para a retroanálise dos valores do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) utilizou a proposta de Broms (1964b), com valor de n_h variando com a profundidade. Os valores encontrados foram mais conservativos que os encontrados por Jardim (1998) utilizando a proposta de Miguel & Cintra (1996).

Lima (2001) também constatou a dificuldade da determinação do trecho da curva n_h versus y_0 , para a qual o valor do n_h médio deve ser definido. Optou por adotar o trecho onde ocorresse a menor variação do valor de n_h em relação aos altos valores encontrados para baixas deflexões. Os trechos adotados foram definidos a partir de cada curva n_h versus y_0 encontrada por Broms (1964b) e esta proposta de Broms apesar de conservadora, apresentou resultados satisfatórios, quando comparados aos valores encontrados por Jardim (1998).

Lima (2001) concluiu, portanto, que a proposta de retroanálise do coeficiente de reação horizontal do solo utilizando-se do modelo do Broms (1964b) foi satisfatória para o solo analisado, podendo ser utilizado como valores de referência na reprodução das curvas carga versus deflexão de campo, em projetos reais na região. Ressaltou ainda que a simplicidade do modelo permite que os valores de n_h encontrados sirvam como valores de referência e nunca como valores absolutos.

Cunha (2011) compilou varias teses do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília e afirma que os métodos tradicionais de Broms (1964a, b), em principio podem ser utilizados em projetos de estacas carregadas lateralmente. O coeficiente de reação do solo diminui com o aumento do nível de deslocamento horizontal da estaca. Assim, para fins práticos o modulo de reação deve ser calculado no intervalo no qual se espera que ocorram os deslocamentos da estaca na sua vida útil Cunha (2011). Recomenda os resultados obtidos por Jardim (1998), Lima (2001) e Mota (2003), enfatizando que estes resultados, juntamente com a experiência adquirida durante o exercício, podem ser de grande interesse para pesquisadores e projetistas de fundação desta região e no exterior.

São sugeridos alguns valores do modulo de reação horizontal na Tabela 10.

Tabela 11. Valores sugeridos por Jardim (1998) após Cunha (2011).

Tipo estaca	n_h (MN/m ³)	
	Condição Natural	Condição Inundada
Perfurada	16,0	7,0
Raiz	19,5	14,0
Pré-fabricada	7,0	5,5

3.5. O MÉTODO DE ROBERTSON *et al.* (1989)

Um dos métodos para prever o comportamento das estacas sujeitas a cargas horizontais é por meio do Dilatômetro de Marchetti, tais previsões têm sido feitas através de curvas “P-y” que podem ser obtidas com os resultados do ensaio dilatométrico. Esta teoria foi desenvolvida originalmente por Matlock (1970).

Para solos não coesivos Grabr e Borden (1988b) propuseram uma metodologia para a obtenção das curvas “P-y”. Robertson *et al.* (1989), apresentaram outro trabalho baseado em uma metodologia semi empírica para estimar as curvas, tanto para areia quanto para argila. Marchetti *et al.* (1991) apresentam a avaliação dos métodos, confirmando os bons resultados obtidos entre medição e previsão com o uso do DMT.

Segundo Robertson *et al.* (1989), as curvas “P-y” são frequentemente utilizadas para o dimensionamento de estacas carregadas transversalmente. Este método, não linear, substitui as reações do solo por molas (hipótese de Winkler). O comportamento não-linear do solo é representado por curvas p - y que relacionam as reações do solo e os deslocamentos horizontais da estaca, ao longo da profundidade, sendo o modelo levado até a ruptura.

Como primeira tentativa para se desenvolverem as curvas “P - y” a partir do DMT, Robertson *et al.* (1989) decidiram adaptar os primeiros métodos para determinação das curvas “P - y” que

utilizam propriedades do solo obtidas em ensaios de laboratório. Os parâmetros geotécnicos utilizados para obtenção das curvas “P – y” podem ser estimados diretamente do DMT.

Matlock (1970) propôs a utilização de uma parábola cúbica para representar as curvas “P-y”. Esta proposição é válida para cargas estáticas de curta duração e para solos com ganho de resistência com a deformação. A parábola cúbica representada pela expressão (60) foi empregada para o método baseado no DMT.

$$\frac{P}{P_u} = 0,5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (60)$$

onde:

P = Resistência mobilizada;

P_u = Resistência última;

y = Deslocamento;

y_c = Deslocamento de referência (para 50% da resistência última).

Para determinação das curvas “P – y” através do DMT é necessária uma avaliação da resistência última do solo P_u e do deslocamento y_c (ver Figura 33). Os parâmetros da parábola cúbica são obtidos de acordo com o tipo de solo.

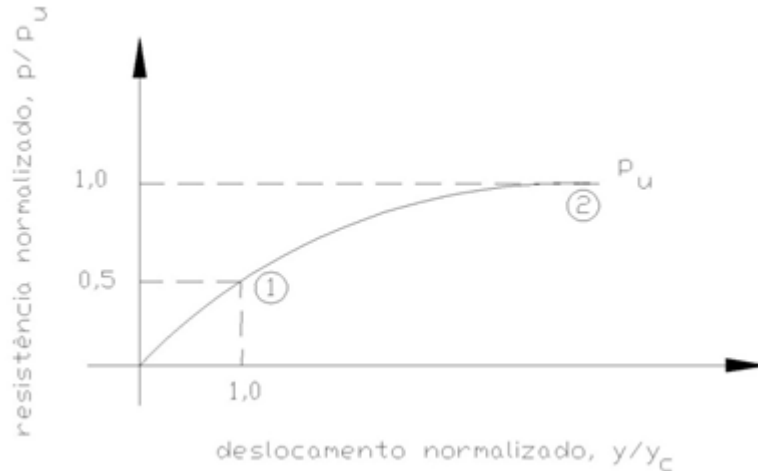


Figura 33. Parábola cúbica para solos com ganho da resistência com a deformação (Matlock 1970), apresentada por Robertson *et al.* (1989).

3.5.1. CASO DE SOLOS PURAMENTE COESIVOS (NÃO DRENADOS)

Em solos argilosos y_c é função da resistência não drenada do solo (S_u), do nível de tensão efetiva no campo e da rigidez do solo. O valor do deslocamento y_c da estaca é baseado em um conceito proposto por Skempton (1951), que combina Teoria da Elasticidade, métodos de determinação da resistência última e propriedades dos solos obtidas através de ensaios de laboratório. Skempton (1951) considera que a deformação ϵ_c , relacionada a y_c , é a que ocorre com 50% da tensão de ruptura a partir do ensaio triaxial simples realizado em laboratório. A partir deste trabalho Matlock (1970) propôs seu método para argilas moles, onde y_c (em cm) é obtido a partir da expressão (61).

$$y_c = A\epsilon_c D \tag{61}$$

Onde:

D = diâmetro da estaca (cm),

A = coeficiente empírico igual a 6.35.

Robertson *et al.* (1989) menciona que a equação acima não está dimensionalmente correta. Porém Stevens e Audibert (1979) compararam os valores obtidos através de ambos os métodos em diversos casos, em escala real, variando o diâmetro das estacas, e mostraram que o método não linear se adaptou melhor aos resultados obtidos. Assim, o método de Stevens e Audibert (1979) foi tomado como base por Robertson *et al.* (1989) para a estimativa de y_c .

O valor de ε_c (ou ε_{50}) precisa ser estimado através de uma curva tensão x deformação do solo em questão. A partir do trabalho de Kondner e Zelasko (1963), a relação (62) foi proposta:

$$\varepsilon_c = \frac{1}{2-R_f} \cdot \frac{\sigma_f}{E_i} \quad (62)$$

Onde:

R_f = Razão entre as tensões desviadoras de ruptura sobre as tensões desviadoras últimas (adotar valor de 0,8);

σ_f = Tensão desviadora de ruptura, igual a $2 S_u$;

E_i = Módulo de elasticidade inicial.

A expressão pode ser simplificada para (63).

$$\varepsilon_{50} = \frac{1,67 S_u}{E_i} \quad (63)$$

O módulo de elasticidade inicial E_i pode ser estimado a partir do DMT como:

$$E_i = F_c E_D \quad (64)$$

Onde:

F_c = Fator empírico de rigidez (solo coesivo);

E_D = Módulo dilatométrico.

Para solos coesivos (índice dilatométrico $I_D \leq 1,0$), Jamiolkowski *et al.* (1985), Lutenecker, A.J., (1988), Lacasse, S. e Lunne, T. (1988) e Campanella, R.G. e Robertson, P.K., (1983) propõem um valor inicial para $F_c = 10$. Tal valor também é adotado na experiência realizada na UBC (University of British Columbia). A resistência não drenada S_u pode ser obtida através de correlações empíricas com o DMT, como por exemplo, a de Marchetti (1980).

Combinando as equações apresentadas obtém-se a expressão (65):

$$y_c = \frac{23,67 S_u D^{0.5}}{F_c E_D} \quad (65)$$

Onde:

y_c e D são dados em cm, e $F_c = 10$ (como primeira aproximação).

A resistência última P_u é dada por Matlock (1970) pela expressão (66).

$$P_u = N_p s_u D \quad (66)$$

Onde:

N_p = Coeficiente de resistência última à ruptura (adimensional);

s_u = Resistência não drenada.

Em grandes profundidades utiliza-se $N_p = 9$. Perto da superfície, devido a menores valores da tensão de confinamento do solo, resultados entre 2 e 4 são admitidos para cálculo. Matlock (1970), entre outros, propõe a equação (67) para descrever a variação de N_p com a profundidade.

$$N_p = 3 + \frac{\sigma'_{vo}}{s_u} + \left[J \frac{x}{D} \right] \quad (67)$$

Onde:

$$N_p \leq 9,$$

x = Profundidade;

σ'_{v0} = Tensão vertical efetiva em uma profundidade x;

J = Coeficiente empírico, ver Tabela 11.

Tabela 12. Valores de J recomendados por Matlock (1970). Segundo Robertson *et al.* (1989).

Valores de J	Tipo de solo	Solo ensaiado
0,5	Argila mole	Argila de Sabine
0,25	Argila rígida	Argila do Lago Austin

3.5.2. CASO DE SOLOS PURAMENTE FRICCIONAIS (DRENADOS)

O valor de P_u é tomado como o menor valor calculado em umas das equações

$$P_u = \sigma'_{v0} [D(K_p - K_a) + xK_p \tan\phi' \tan\beta] \quad (68)$$

$$P_u = \sigma'_{v0} D [K_p^3 + 2K_0 K_p^2 \tan\phi' + \tan\phi' - K_a] \quad (69)$$

Onde:

ϕ' = Ângulo de atrito efetivo do solo;

K_a = Coeficiente de empuxo ativo (Rankine);

K_p = Coeficiente de empuxo passivo (Rankine);

K_o = Coeficiente de empuxo no repouso;

$$\beta = 45 + \frac{\phi'}{2}.$$

σ'_{v0} = Tensão vertical efetiva na profundidade x ;

x = Profundidade.

Os valores do ângulo de atrito efetivo, assim como o coeficiente de empuxo no repouso do solo, podem ser obtidos através de correlações com o DMT sugeridas por Schmertmann (1982). Entretanto, para aplicação do método, é necessário que se conheça a força aplicada no dilatômetro para sua cravação. O valor de K_0 pode ser estimado segundo a sugestão de Schmertmann (1982) ou Marchetti (1980).

O valor do deslocamento de referência da estaca y_c para solos granulares é calculado a partir da equação (70).

$$y_c = 2,5\varepsilon_{50} D \quad (70)$$

O valor de ε_{50} é estimado como mostrado anteriormente para solos coesivos com a expressão (62), e o de σ_f é dado pela expressão (71), de Duncan e Chang (1970).

$$\sigma_f = \frac{2\text{sen}\phi'}{(1-\text{sen}\phi')} \sigma'_{v0} \quad (71)$$

Assim como para os solos argilosos, adota-se para R_f o valor de 0,8. O módulo de deformação inicial pode ser estimado a partir do DMT pela expressão (72)

$$E_i = F_\varphi E_D \quad (72)$$

Onde:

F_φ = fator empírico de rigidez (solo arenoso).

Para as primeiras avaliações dos deslocamentos das estacas (y_c) em solos não coesivos ($I_D \geq 1,0$) é adotado um valor unitário para F_φ . Logo, tem-se a expressão (73).

$$y_c = \frac{4,17 \operatorname{sen}\varnothing' \sigma'}{E_D F_\varphi (1 - \operatorname{sen}\varnothing')} D \quad (73)$$

Robertson *et al.* (1989) menciona que o método é aplicável para carregamentos monotônicos, e o comportamento de carregamentos cíclicos pode ser previsto através de coeficientes de redução sugeridos por Matlock (1970) e Reese *et al.* (1974).

CAPITULO 4

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentadas as principais informações da obra estudada e a metodologia utilizada nas análises e instrumentação do topo das estacas.

4.1. FLUXOGRAMA DA PESQUISA

A pesquisa foi desenvolvida por etapas bem definidas e executadas assim:

- Escolha do local. Foi escolhida a obra da Brasal em Águas Claras DF por sua localização ao lado da estação do Metrô de Brasília. Os danos gerados na linha do metrô pela obra teriam que ser os mínimos, com o fim de não afetar a operação do Metrô, então o projeto foi concebido com o objetivo de ter os mínimos deslocamentos da estrutura de contenção da linha férrea;
- Foram feitos ensaios de campo e laboratório com o objetivo de se obter uma apropriada caracterização geotécnica do terreno. Além disso, foi confeccionado um perfil tridimensional do terreno 3D (Petrônio 2011) obtendo-se uma ideia geral da conformação espacial das camadas de solo presentes no local. Também foram instalados equipamentos topográficos, para realizar as medições dos deslocamentos da face da estrutura;
- Com os dados obtidos do ensaio DMT foram calculados os índices intermediários do dilatômetro, e com as correlações apresentadas nos capítulos anteriores (Cap. 3) foram calculados os parâmetros do solo em estudo. Além dos dados calculados com o DMT foram feitos ensaios de laboratório e calculados os parâmetros do solo;

Os resultados obtidos até esta etapa estão detalhados no trabalho de Medeiros (2009). A presente pesquisa foi fundamentada nas seguintes etapas:

- Utilização da metodologia apresentada por Robertson *et al.* (1989) com os dados obtidos do DMT e ensaios de laboratório para gerar as curvas “P-y”;
- Geração no programa Matlab 2009 das curvas “P-y” e obtenção dos módulos de reação secantes, Figura 34;
- Utilização do programa Sheeting Check (Geofine 2004), onde são implementados os dados do projeto (dimensionamento da estrutura), sendo que os parâmetros calculados com os ensaios de campo e os módulos de reação são obtidos anteriormente. O programa no final fornece os dados de deslocamentos na face da estrutura de contenção;
- Finalmente os resultados dos deslocamentos obtidos no Sheeting Check (Geofine 2004) são comparados com os deslocamentos medidos através da instrumentação em campo.

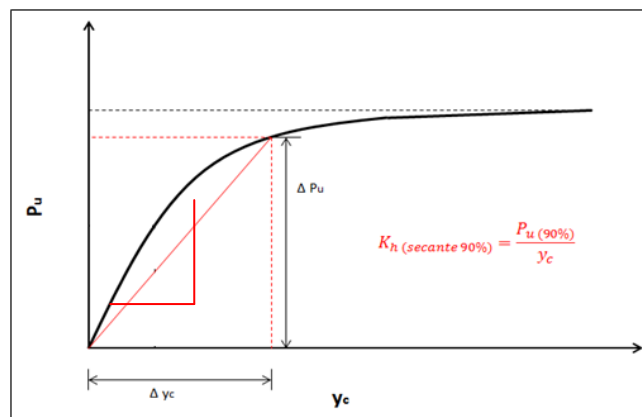


Figura 34. Obtenção do módulo de reação K.

O módulo de reação horizontal K diz respeito à largura total do fuste da estaca, e tem dimensão de FL^{-2} (kN/m^2). Já o coeficiente de reação horizontal k_h para uma estaca de largura unitária à dimensão é FL^{-3} (kN/m^3); para o ingresso do modulo de reação no programa foi preciso

dividir pelo diâmetro da estaca o resultado obtido no Matlab para conseguir congruência na dimensão (kN/m^3).

Na Figura 35 se apresenta o fluxograma desenvolvido para este trabalho baseado na metodologia proposta. No fluxograma podem observar-se as etapas, os dados e procedimentos a requeridos em cada etapa da seguinte maneira:

- Definição do projeto;
- Obtenção de dados campo, laboratorio e instrumentação;
- Obtenção de parametros do solo com o DMT e laboratorio;
- Calculo dos valores de P_u e y_c para gerar as curvas “P-y” com a metodologia proposta por Roberson *et al.* (1989);
- Utilização do programa Matlab para gerar as curvas “P-y” e obter os módulos de reação horizontal do solo FL^{-2} (kN/m^2);
- Calculo dos deslocamentos horizontais da estrutura de contação no programa Sheeting Check.

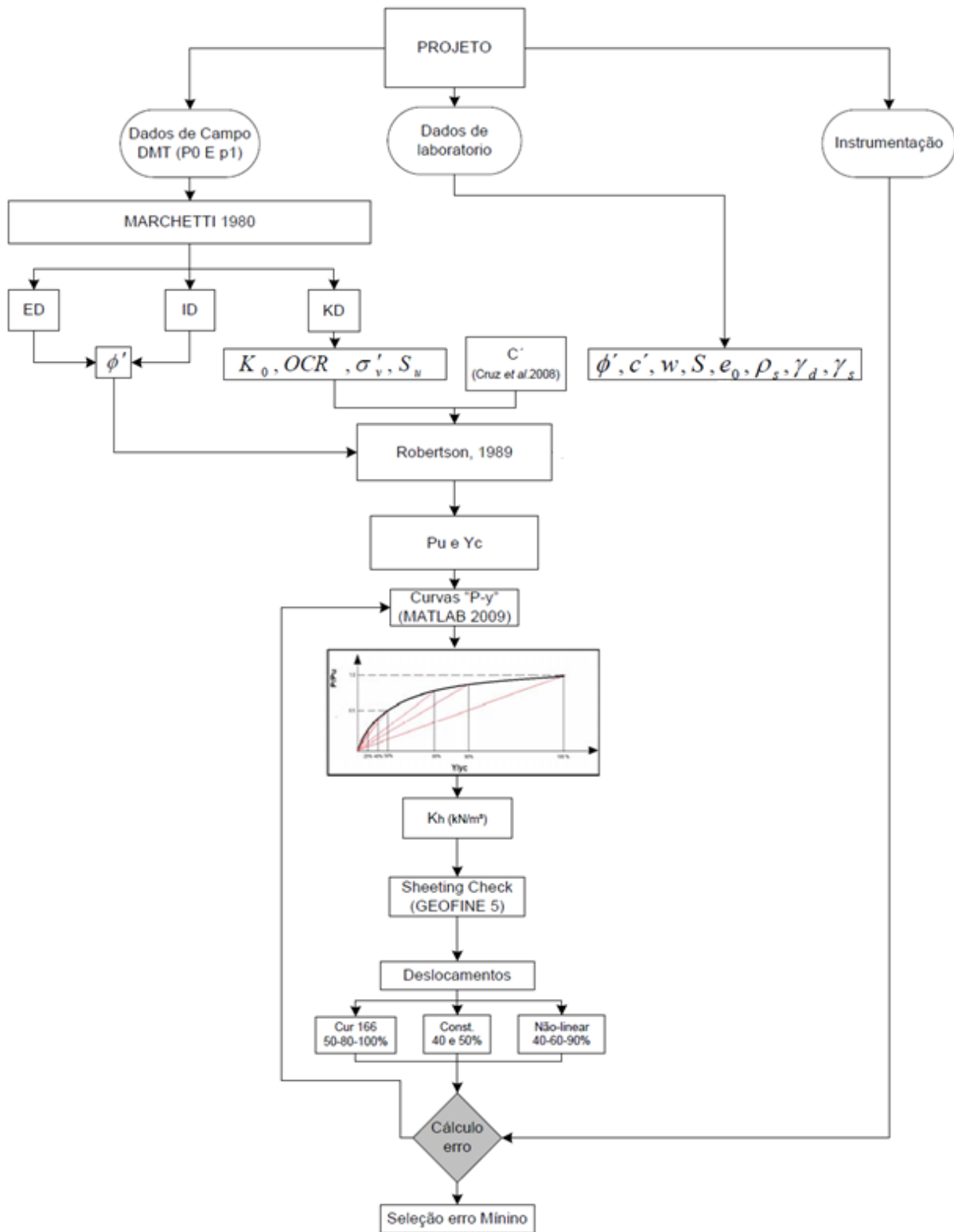


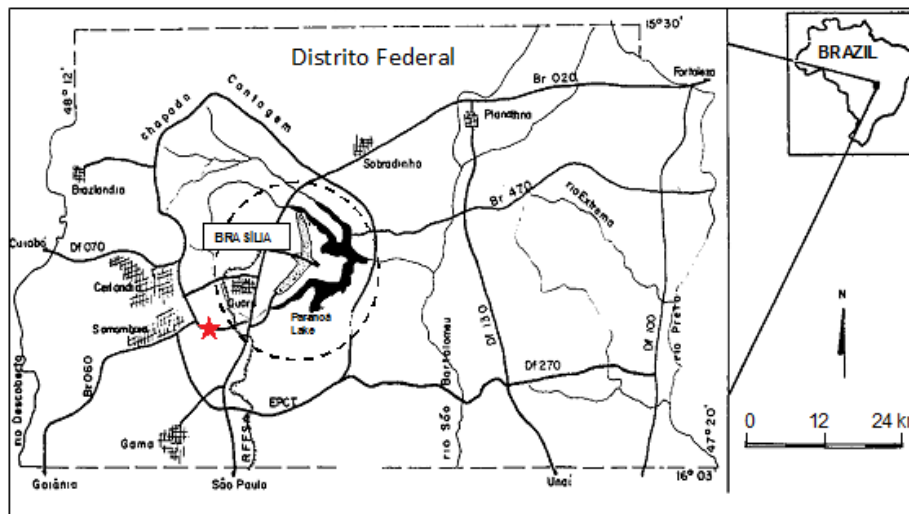
Figura 35. Fluxograma das Etapas a serem realizadas no presente trabalho.

4.2. ESCOLHA DO LOCAL

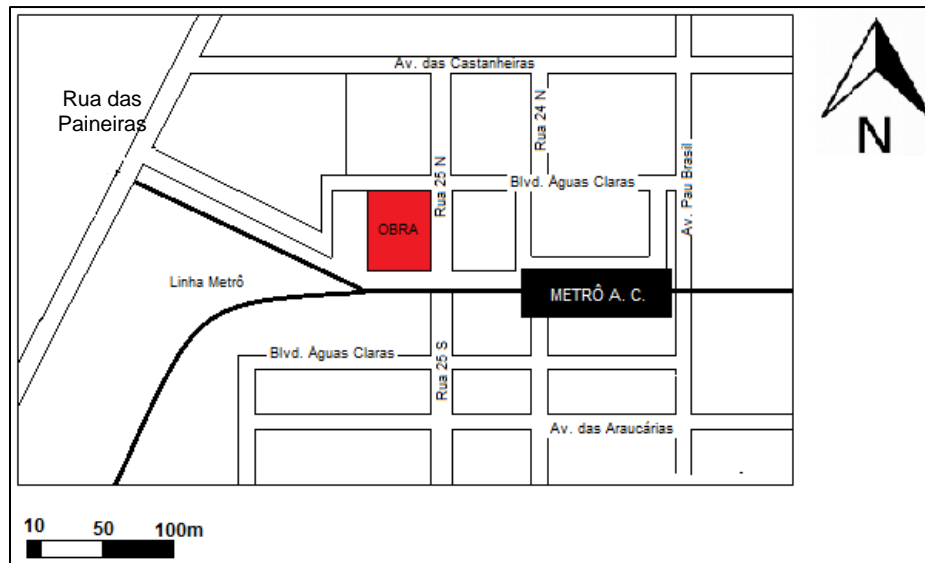
O Distrito Federal localiza-se no Planalto Central do Brasil, compreendendo uma área de 5.814 km², limitando-se ao norte pelo paralelo de 15°30' de latitude sul, ao leste pelo rio Preto, ao sul pelo paralelo de 16°03' de latitude sul e oeste pelo rio Descoberto (Figura 36a).

O local da pesquisa está situado na cidade satélite de Águas Claras – DF (Figura 36b), em uma área destinada à construção de um prédio residencial.

As obras de escavação e contenção para o prédio foram instrumentadas dada sua proximidade com a linha do Metrô e, do local, foram retiradas amostras do tipo deformada e indeformada para realização da caracterização geotécnica dos materiais através de ensaios de granulometria, teor de umidade natural, massa específica real e dos grãos, peso específico, adensamento, cisalhamento direto. As amostras foram coletadas em profundidades de 3,0 m, 5,5 m, 10 m e 12,5 m.



(a)



(b)

Figura 36. (a) Mapa de localização Distrito Federal (Cunha & Mota, 2000), (b) Mapa localização do local da obra.

4.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

4.3.1. GEOLOGIA

O contexto geológico do Distrito Federal está relacionado à Faixa de Dobramento Brasília, no qual se observam quatro grandes unidades litoestratigráficas de idade proterozóica: os grupos Paranoá, Canastra, Araxá e Bambuí. No Distrito Federal, a geologia da bacia do Lago Paranoá é constituída por rochas pertencentes ao Grupo Paranoá, que é composto por seqüência areno-argilocarbonatada de idade Meso/Neoproterozóica com rochas atribuídas a quatro unidades litoestratigráficas. Na Bacia Hidrográfica do Lago Paranoá, encontram-se as seguintes unidades: S (siltitos), A (ardósia), R3 (metarritmitos arenosos) e Q3 (quartzitos), além de coberturas de solos e regolitos recentes (Campos & Freitas-Silva, 1998).

Há uma predominância geológica dos metamórficos do Grupo Paranoá sobre as rochas da Formação Canastra, que ocorrem por falhas de empurrão. Os litótipos do grupo Paranoá pertencem à faixa de dobramentos Brasília, na Figura 38 se apresenta o mapa geológico da Bacia do Lago Paranoá, Distrito Federal (Barbosa, 2007).

As camadas superficiais de solos do DF apresentam característica típica da região centro-oeste e são geralmente muito porosas devido ao elevado índice de vazios ($e > 1,2$). A chamada argila porosa de Brasília é representativa do perfil de solo do Distrito Federal, pois esta cobre cerca de 86% da área útil do DF. Trata-se pedologicamente de um latossolo vermelho escuro, e na região existem três unidades representativas de solo denominadas de heteromórficos, cambissolos e latossolos (Embrapa, 1978).

Segundo Blanco (1995) os solos de Brasília apresentam características geotécnicas próprias. As camadas superficiais são geralmente porosas, apresentando elevado índice de vazios e sofrem deformação brusca quando saturadas e simultaneamente carregadas. Também podem ocorrer deformações bruscas sob condições de carregamento elevado mesmo quando o solo não estiver saturado.

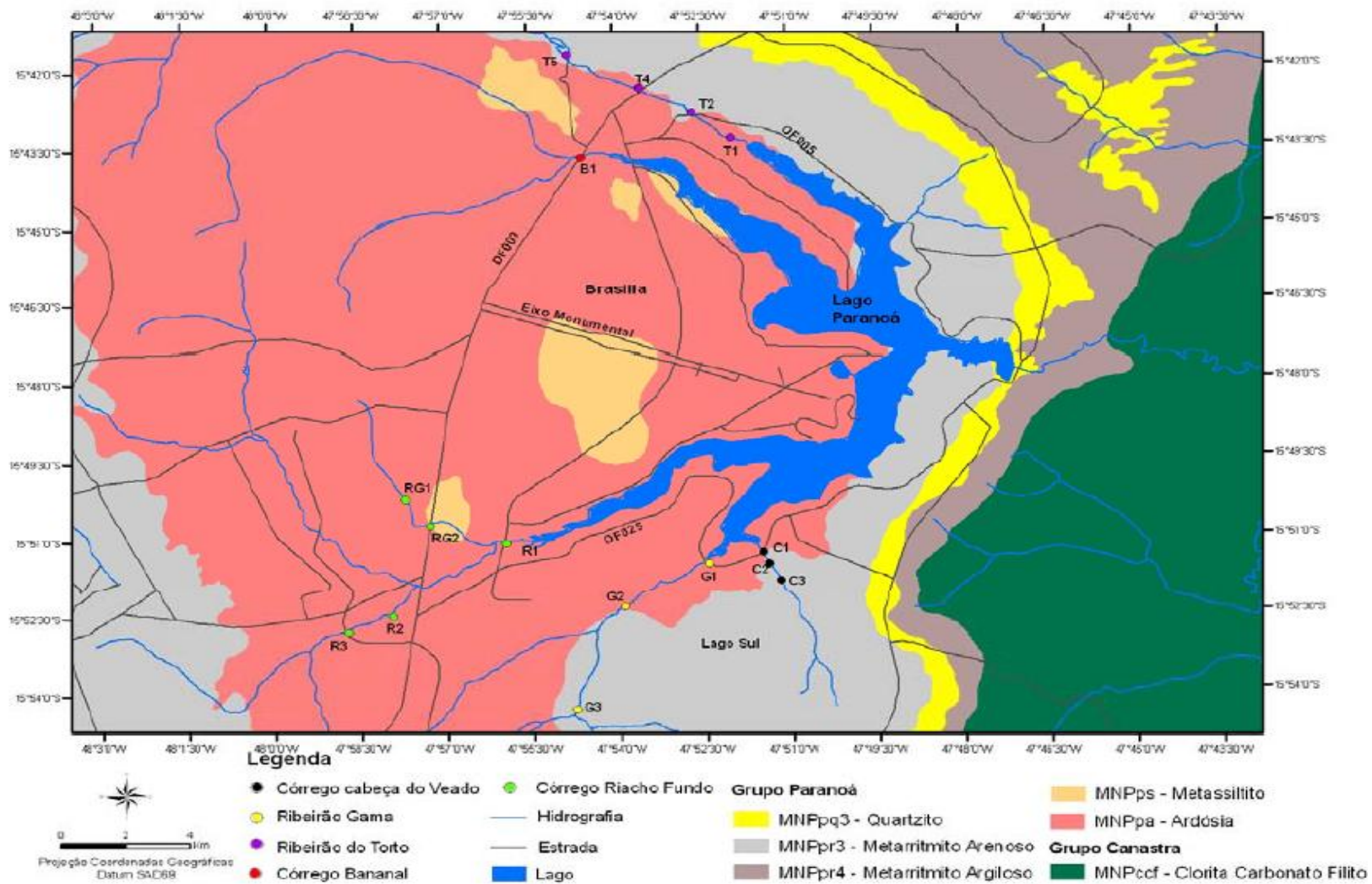


Figura 37. Mapa geológico da Bacia do Lago Paranoá, Distrito Federal . (Barbosa, 2007).

Estas camadas de coberturas, com alto índice de vazios e conseqüentemente baixos pesos específicos, são denominadas “argilas porosas”. Estas argilas apresentam uma estrutura bastante porosa, baixa resistência à penetração ($SPT < 4$) e são altamente instáveis quando submetidas à variação no estado de tensões.

Mota (2003) realizou uma ampla campanha de ensaios de campo entre eles o DMT no Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo da faculdade de tecnologia da UnB, obtendo bons resultados na caracterização da argila porosa de Brasília Figura (37).



Figura 38. Ensaio de DMT realizado no campo experimental da UnB (Mota 2003).

O perfil do solo de Brasília mostra horizontes bem distintos, nos primeiros metros com um perfil de solo residual e laterítico, que sofreu processo de intemperismo, e em seguida a uma profundidade maior com um horizonte subjacente de solo saprolítico de ardósia, onde pode-se ver ainda a presença da rocha não alterada. Observa-se, na Figura 39, uma camada superficial com espessura em torno de 11,5 m de argila arenosa-siltosa vermelha, sobrejacente a uma camada de cerca de 5,5 metros de espessura, composta de uma argila siltosa-arenosa cinza, esta por cima de duas camadas de silte arenoso Amarelo e roxo com espessura aproximada de 3 m cada uma. No local o nível d’água foi encontrado na profundidade de 8 m (Medeiros, 2009).

A primeira camada, que é a preponderante no comportamento de uma estaca com carregamento horizontal, é de baixa resistência, com alta porosidade e colapsível. Trata-se de um solo maduro que sofreu um intenso processo de intemperização.

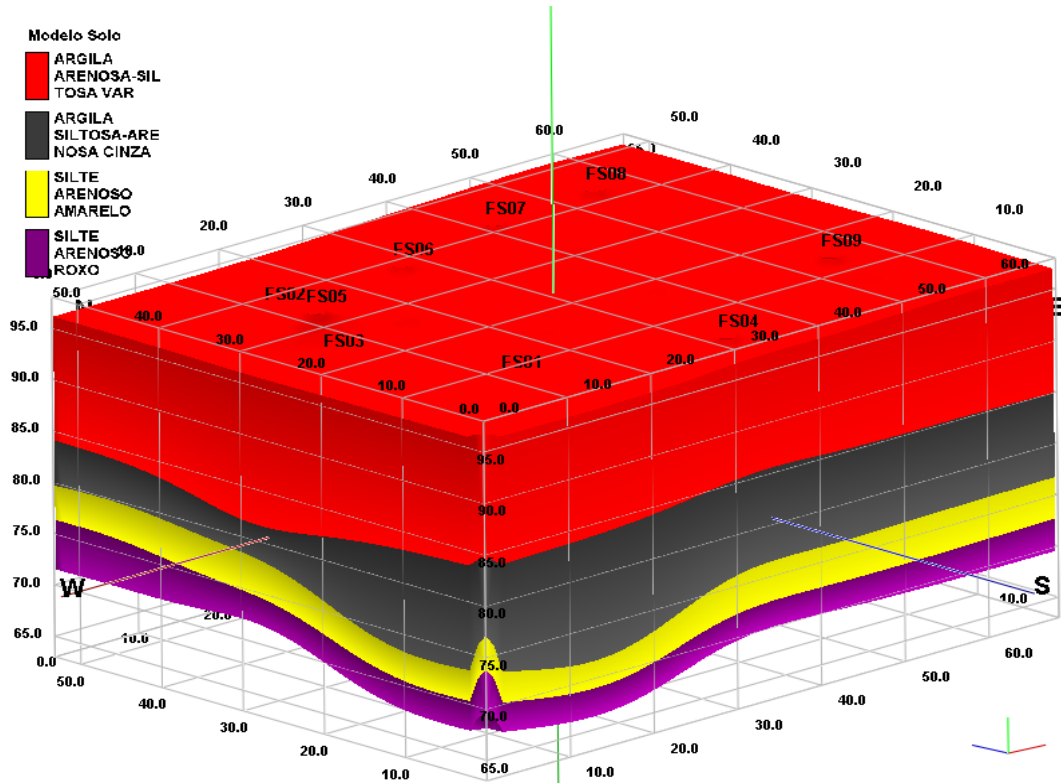


Figura 39. Modelo 3D do solo no local (Petronio, 2011).

Na Figura 40 se apresenta um dos perfis estratigráficos (A-A') do solo no local, este corresponde à seção de estudo, no perfil de nosso interesse pode se observar claramente as camadas de solo e a classificação que o autor (Petrônio, 2011) definiu para cada uma delas. No Anexo A são apresentados os perfis (B-B'), (C-C') e (D-D') de Petrônio (2011).

A estrutura de contenção foi feita no local para suportar a parede (face) gerada pela escavação desta camada; além disso, os grampos e tirantes da estrutura de contenção foram instalados nesta camada, porém foi necessário ter um bom conhecimento do comportamento

mecânico desta camada, sem esquecer as camadas mais profundas que são responsáveis pela estrutura de fundação do prédio.

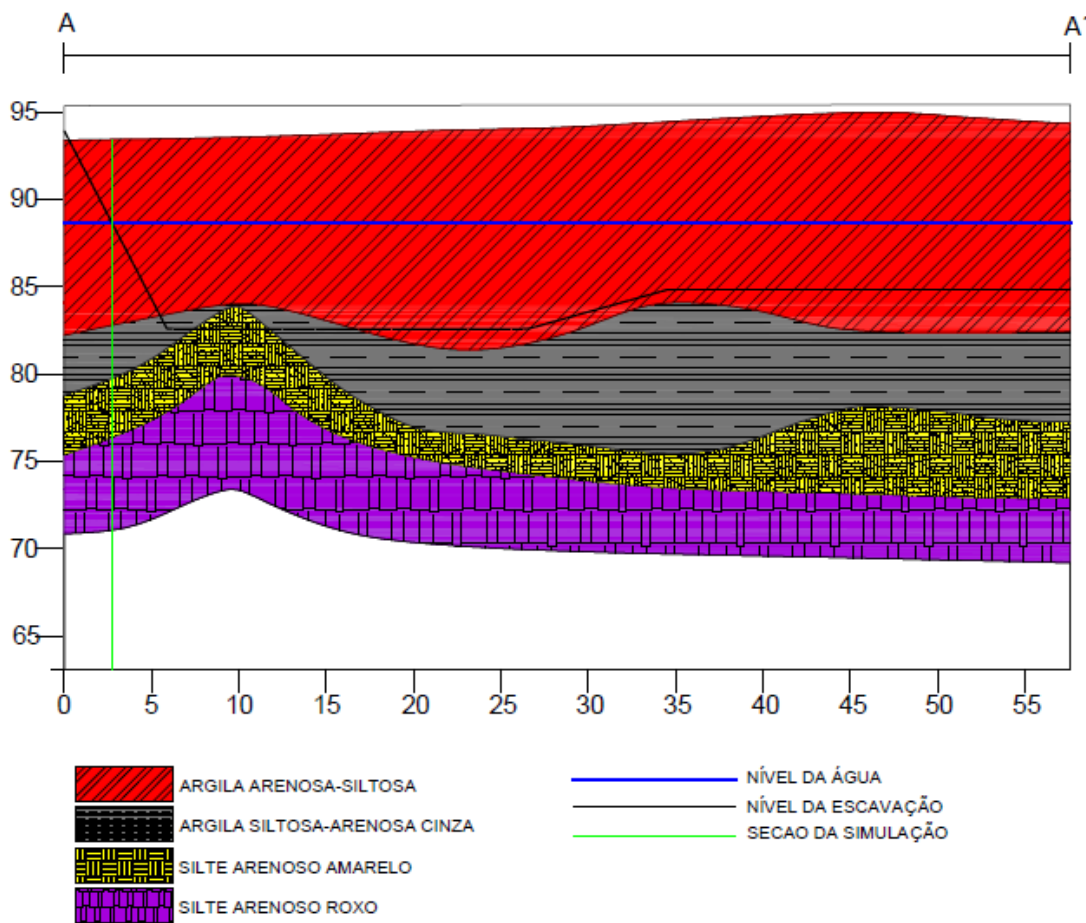


Figura 40. Perfil estratigráfico aproximado do solo seção A-A' (Petronio, 2011).

4.3.2. GEOMORFOLOGIA

O Distrito Federal apresenta características peculiares quanto à geomorfologia, devido influências geológicas, climáticas, e antrópicas. As formas de relevo predominante são residuais de superfícies aplainadas, conhecidas por chapadas, cobertas por laterita vesicular, pisolítica ou nodular, e de latossolos. Os latossolos explicam a evolução geomorfológica da região, já que

esses solos estão mineralogicamente relacionados à rocha mãe. Possivelmente têm sua origem relacionada a processos de intemperismo químico, corrosão e lixiviação intensa (jardim 1998).

Segundo Blanco (1995) a geomorfologia do Planalto Central possui feições próprias, devido às suas características geológicas e antrópicas. As chapadas apresentam predominantemente relevo residual e de aplainamento, com topografia plana e levemente ondulada ou em lombadas.

A Codeplan (1984) fez um estudo geomorfológico do Distrito Federal, apresentando uma divisão e propondo um modelo de evolução. A divisão geomorfológica proposta separa de dois pediplanos, residuais de superfícies de aplainamento nas cotas mais elevadas, depressões interplanálticas e planícies.

- O Pediplano Contagem-Rodeador apresenta as cotas mais elevadas, entre 1.200 a 1.400m. Essas áreas são representadas por chapadas, chapadões e interflúvios tabulares.
- O Pediplano de Brasília está embutido no Pediplano Contagem-Rodeador, através de ruptura nítida, que aparece na paisagem sob a forma de degraus. Ocupa uma extensa área, com cotas que variam de 950 a 1.200 m. Da mesma forma que o Pediplano Contagem-Rodeador, predominam chapadas, chapadões e interflúvios tabulares cobertos por materiais oriundos das áreas mais altas.
- As Depressões Interplanálticas e o Planalto Dissecado do Alto Maranhão abrangem áreas menores e mais baixas que os outros compartimentos, com altitudes entre 800 a 950m.
- As planícies aluviais e alveolares correspondem às áreas mais baixas e de formação mais recentes, relacionados ao período Holoceno. O relevo apresenta formas planas elaboradas sobre sedimentos fluviais. As planícies alveolares diferenciam-se das aluviais em relação à forma. As alveolares apresentam-se alargadas, penetrando na rede de drenagem a montante do curso d'água, e as aluviais são justapostas ao fluxo fluvial.

A área do DF é constituída por extensos níveis planos a suavemente ondulados conhecidos como chapadas, por morros residuais em direção aos vales, os pediplanos pedimentos. Estas regiões estão modeladas sobre os quartzitos, metarritmitos e filitos e normalmente estão cobertos por latossolo e laterita vesicular, cujos rebordos são entalhados e dissecados pelos principais

curtos d'água. Tanto as chapadas como os pediplanos e pedimentos são residuais de aplainamentos Cenozóico (Novaes Pinto & Carneiro, 1984, Novaes Pinto, 1987 e 1988).

4.3.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Todos os dados dos ensaios de laboratório para esta pesquisa foram obtidos por Medeiros (2009), ex-doutorando em geotecnia do Programa de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

Os procedimentos de ensaio seguidos por Medeiros (2009) são reforçados a seguir:

No laboratório as amostras foram guardadas na câmara úmida, e para a realização dos ensaios de caracterização foi necessário que fossem submetidas ao procedimento de secagem prévia. Após esta secagem parte das amostras foi quarteada e destorroada para a determinação da densidade real dos grãos, análise granulométrica e determinação dos limites de Atterberg. A metodologia empregada nos ensaios seguiu as especificações constantes nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), apresentadas a seguir:

- Umidade natural e umidade higroscópica (w , %):

Realizados de acordo com a norma da ABNT, NBR 6457/1986, calculando-se a média de três determinações por ponto. Obteve-se para todos os perfis, a umidade natural do dia da realização dos ensaios de sondagens;

- Peso específico aparente (γ , kN/m³):

Utilizando-se a NBR 2887/1988, método da balança hidrostática, foram moldadas e ensaiadas 3 amostras por bloco indeformado;

- Peso específico dos sólidos (γ_s , kN/m³):

Determinado pela média de três ensaios de acordo com a NBR 6508/1984, sendo utilizado os grãos passados na peneira N° 10 (#2mm), utilizada nos ensaios de granulometria;

- Limite de liquidez pelo método de Casagrande (W_L , %):

Determinado graficamente, obtendo-se a reta interpolada por 5 pontos, de acordo com a norma de ensaio NBR 6459/1984;

- Limite de plasticidade (W_P , %):

Obtido executando-se 5 determinações, de acordo com a norma de ensaio NBR 7180/1984;

- Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação:

Determinada segundo os procedimentos da norma de ensaio NBR 7181/1984. Segundo Paixão & Camapum de Carvalho (1994) o solo de Brasília é formado por microconcreções de argila, com grãos do tamanho de silte e areia e estrutura interna muito porosa. Assim, quando é feito o ensaio de granulometria com o uso de defloculante a granulometria obtida não é real do solo in situ. Devido a estas características optou-se pela realização de duas análises granulométricas por amostra de solo: uma com o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio) e outra apenas com água destilada, objetivando a análise da estabilidade estrutural das microconcreções.

- Peso específico aparente seco (γ_d , kN/m³):

Calculado pela equação:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W} \quad (74)$$

Em que a umidade natural é a umidade obtida no ensaio de peso específico aparente;

- Índice de plasticidade (IP, %):
Obtido pela diferença entre W_L e W_P ;

- Índice de vazios (e):
Determinado a partir da equação:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (75)$$

- Porosidade (n, %):
Determinada a partir da equação:

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (76)$$

- Grau de saturação (S_r , %):
Obtido a partir da equação:

$$S_r = \frac{\gamma_s \cdot W}{e \cdot \gamma_w} \quad (77)$$

4.3.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS

A avaliação das propriedades mecânicas das amostras de solos coletadas foi definida com base nos seguintes ensaios de laboratório: ensaios oedométricos e ensaios de cisalhamento direto.

4.3.4.1. ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

A realização dos ensaios oedométricos nas amostras do perfil de solo teve como objetivo a obtenção do índice de compressibilidade e de colapso. Segundo Camapum de Carvalho (1994), além da saturação, outros parâmetros tais como a simples variação de tensões podem conduzir a recalques imediatos significativos nos solos porosos. Os ensaios foram realizados utilizando-se amostras indeformadas e foram utilizados anéis de moldagem específicos para se evitar ao máximo o amolgamento da amostra.

4.3.4.2. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

O principal objetivo da realização dos ensaios de cisalhamento direto foi a obtenção dos parâmetros de resistência dos solos, coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), para as condições de umidade natural e saturada (ensaios de cisalhamento horizontal e vertical); a resistência residual (ensaios de cisalhamento horizontal) e a resistência da interface metal/solo (ensaios de cisalhamento metal/solo).

A metodologia adotada nos ensaios de cisalhamento direto seguiu basicamente os procedimentos descritos por Head (1982), sendo que os ensaios foram do tipo consolidado drenado (CD), onde se aplica a tensão vertical e espera-se a estabilização das deformações verticais para se cisalhar o corpo-de-prova a uma velocidade que garanta a drenagem. Para a condição saturada o tempo mínimo de inundação foi de 12 horas sob a carga normal do ensaio.

A Figura 41 e Figura 42 apresentam os resultados dos ensaios de laboratório ao longo da profundidade.

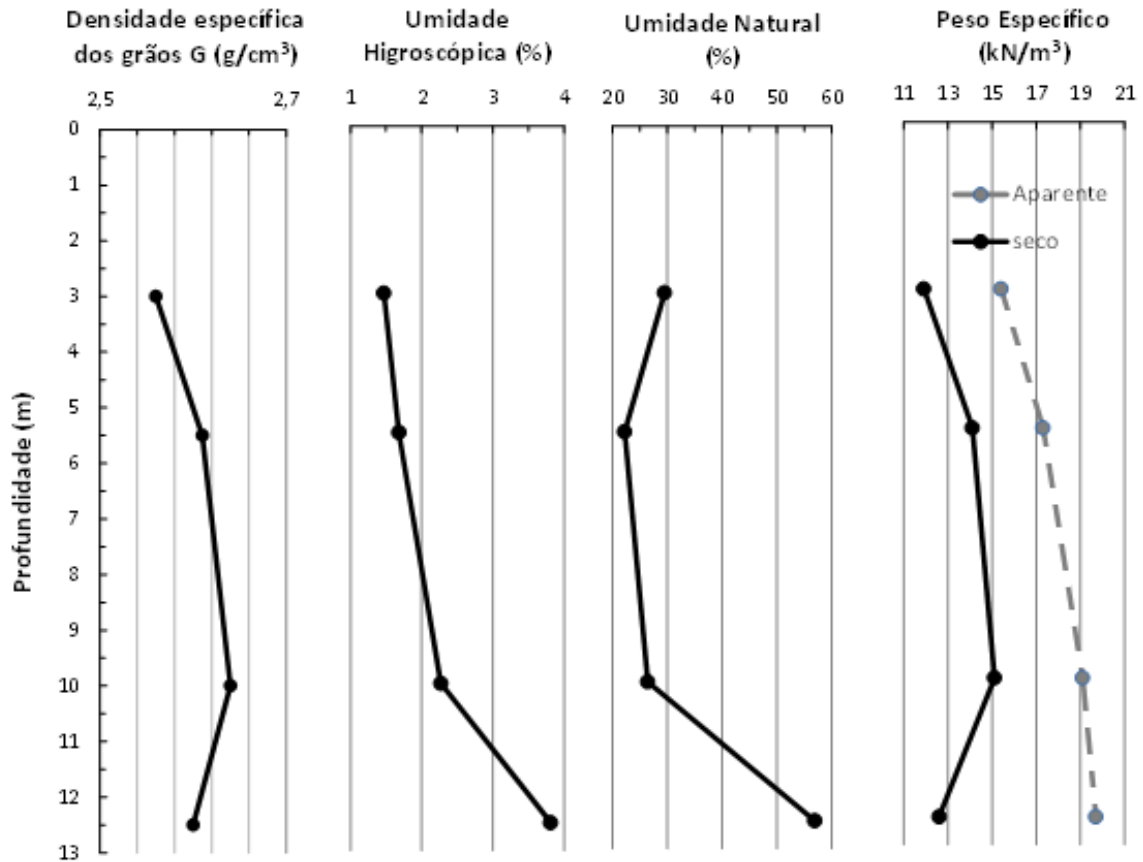


Figura 41. Resultado dos Ensaio de Laboratório ao longo da Profundidade (Adaptado de Medeiros, 2009).

Na Tabela 13 são apresentados os parâmetros do solo utilizados no projeto de contenção (Medeiros, 2009).

Tabela 13. Parâmetros de laboratório adotados no projeto (Medeiros, 2009).

Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)	Solo
Até 3 m	15	20	20	10	Argila Arenosa-Siltosa
3 – 5,5 m	17	90	25	40	Argila Arenosa-Siltosa
5,5 - 10 m	19	180	30	100	Argila Arenosa-Siltosa
Após 10 m	20	80	13	20	Argila Siltosa-Arenosa

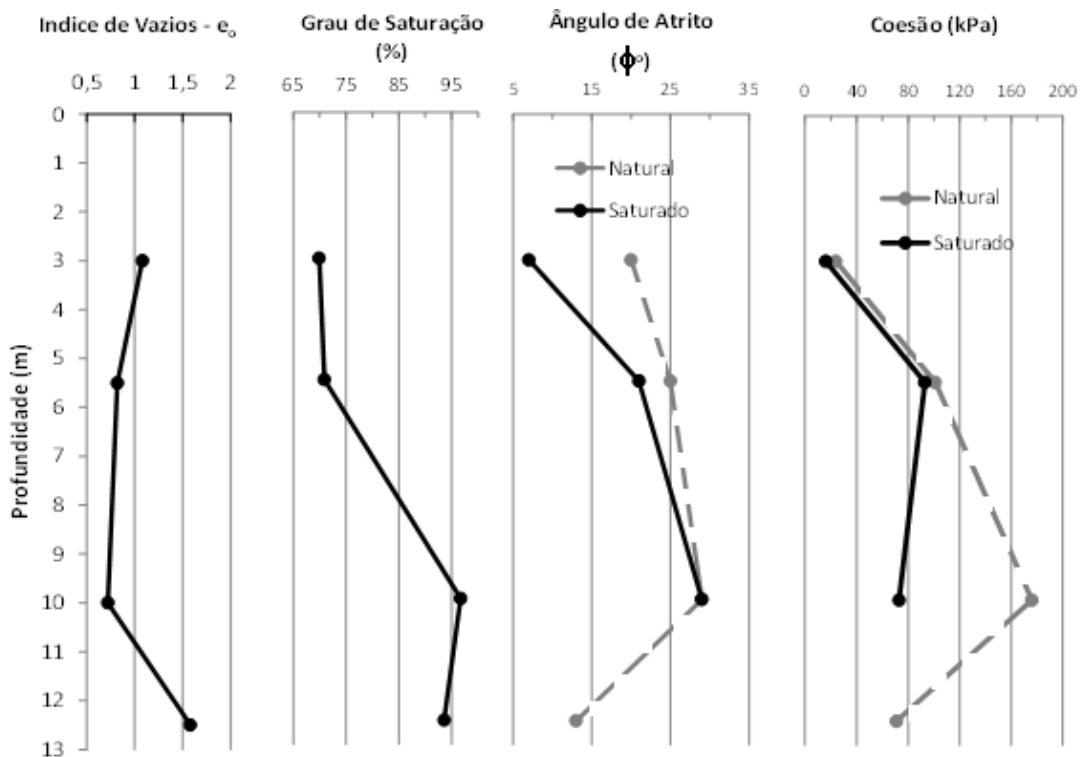


Figura 42. Resultado dos Ensaio de Laboratório ao longo da Profundidade (Adaptado de Medeiros, 2009).

4.3.5. RESULTADOS ENSAIOS DE CAMPO

O ensaio de campo (Dilatômetro de Marchetti) e a determinação do perfil de umidade tiveram como objetivo caracterizar as camadas de solo do local, utilizando o ensaio citado (DMT).

4.3.5.1. ENSAIOS DE DILATÔMETRO

Foi realizado um ensaio de dilatômetro nas proximidades de uma das estacas teste. A proximidade dos ensaios à estaca foi a menor possível para se supor uma homogeneidade do subsolo. Nas Figuras 43 e 44 são apresentados os resultados dos ensaios dilatométricos realizados na obra, P0, P1, ED, ID e KD foram obtidos através das equações apresentadas nas páginas 13 e 14.

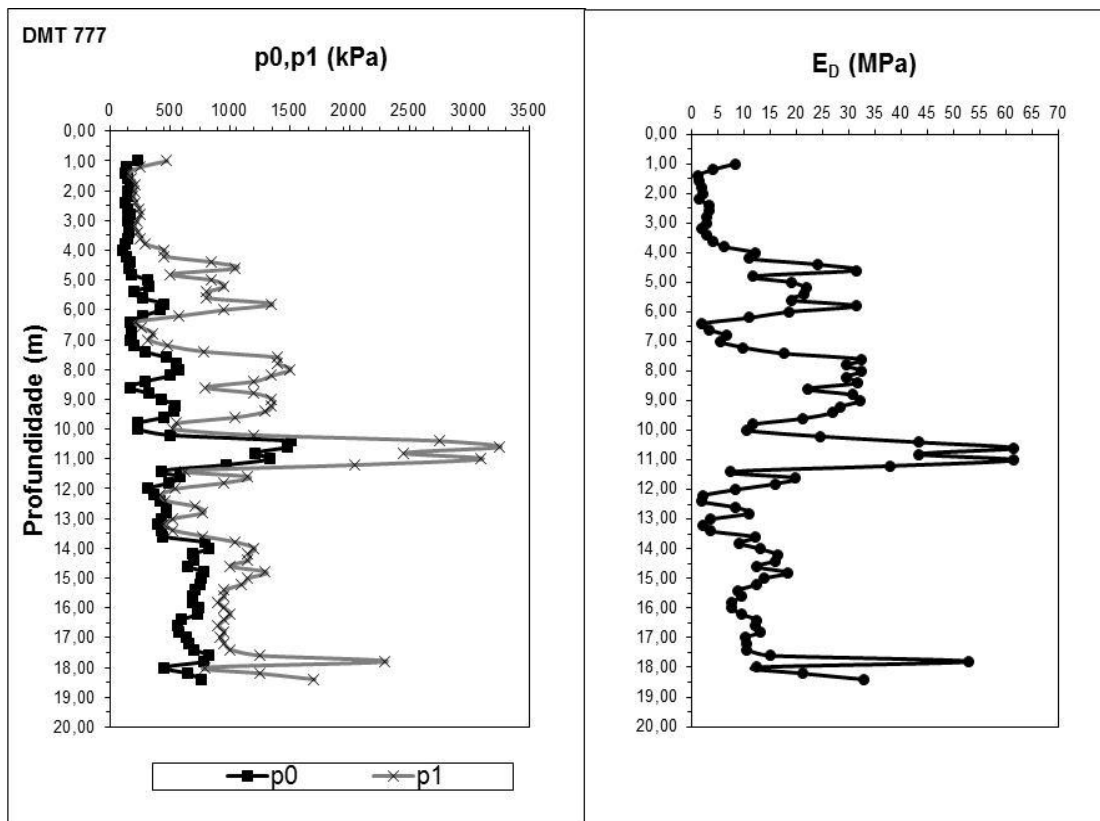


Figura 43. Resultado dos Ensaios de DMT (Medeiros, 2009)

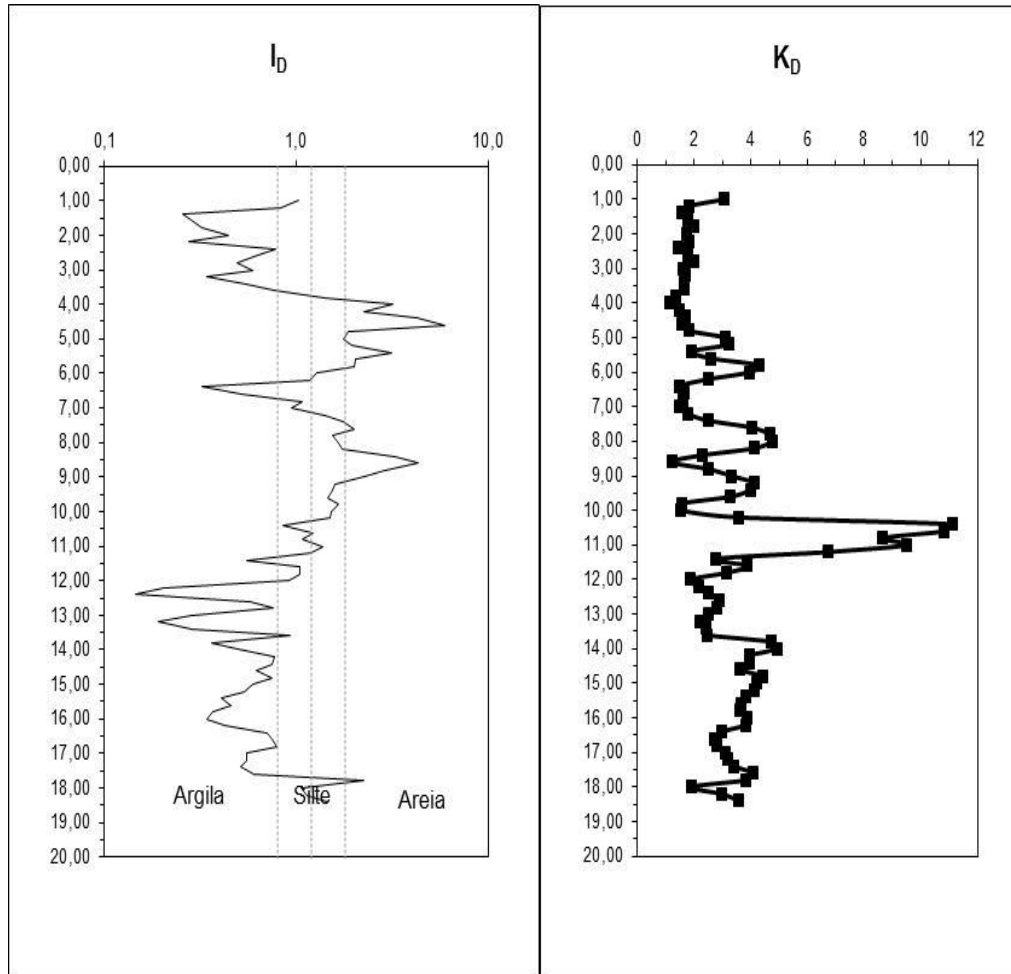


Figura 44. Resultado dos Ensaio de DMT (Medeiros, 2009).

4.3.5.2. RESISTENCIA NÃO DRENADA, S_u

A resistência não drenada S_u foi obtida através da correlação proposta por Marchetti (1980). Plotaram os valores de S_u ao longo da profundidade no gráfico da Figura 45. calculada para o ensaio DMT, a resistência desta argila porosa pode ser questionada, por que é um solo que submetido a carregamento, dada suas características de porosidade e permeabilidade devida ao alto nível de vazios.

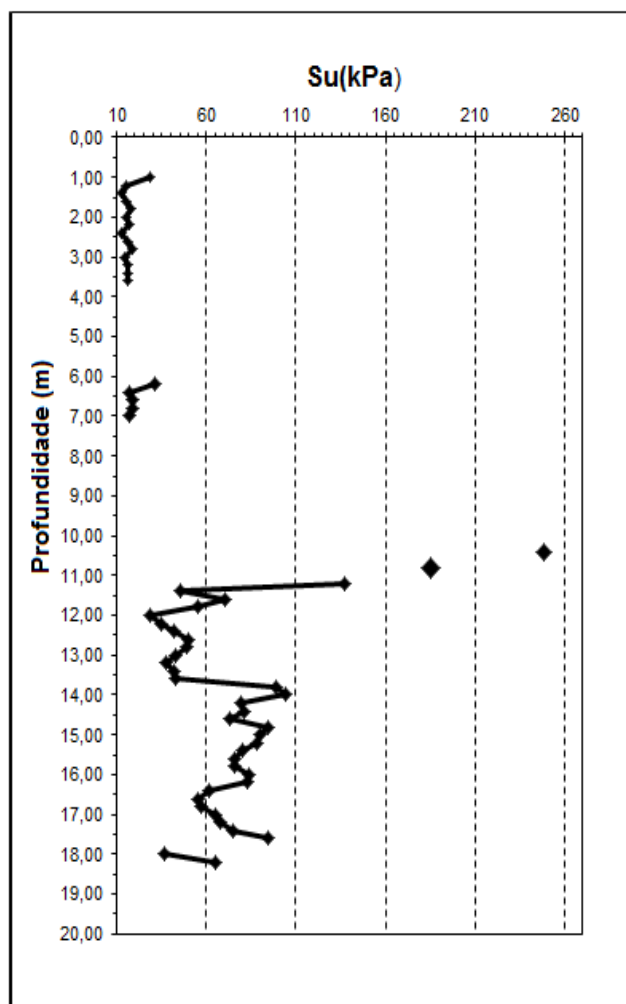


Figura 45. Resistência não drenada (S_u) a partir do DMT (Medeiros, 2009).

4.3.5.3. RAÇÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO, OCR

A razão de pré-adensamento, OCR foi calculada utilizando-se as correlações propostas por Marchetti (1980) Figura 8 e equação (13), e Marchetti e Crapps (1981) equações (13) e (14). Cardoso (1995) apresentou um estudo micromorfológico sobre solos profundamente intemperizados de diferentes áreas do DF, e constatou que estes são formados por agregados de matriz fortemente argilosa, interligados entre eles e a grãos de quartzo (areia) por pontes de

argila, com índices de vazios elevados entre 1,0 e 2,0. Segundo Camapum de Carvalho & Mortari (1994), no Distrito Federal, as obras subterrâneas rasas geralmente se localizam em horizontes de solos colapsíveis, argilosos de cor vermelha a vermelha amarelada, denominados pelos geotécnicos da região como argila porosa. Para Camapum de Carvalho *et al.* (1993), a argila porosa é constituída por argilas, siltes e areias combinados em diferentes proporções dependendo do domínio geológico local.

Mostra-se o valor do OCR ao longo da profundidade no gráfico da Figura 46, calculada para o ensaio DMT.

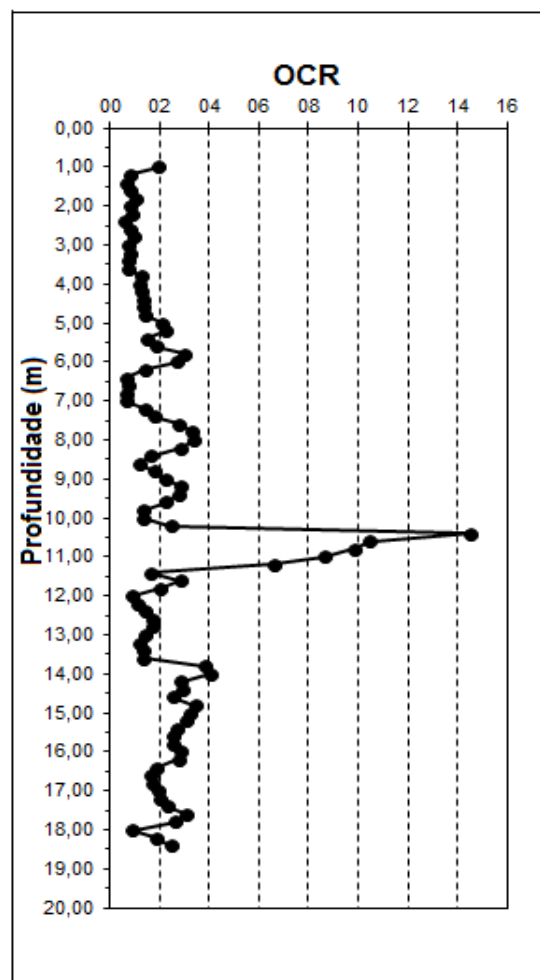


Figura 46. Valores de OCR obtido a partir do ensaio DMT (Medeiros, 2009).

4.3.5.4. COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO, K_0

O coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , foi calculado através da correlação proposta por Marchetti (1980). O gráfico da Figura 47 mostra o perfil de K_0 em função da profundidade, obtido do ensaio dilatômetro. Os valores de K_0 ficaram em torno de 0,5 nos primeiros metros, aumentando ligeiramente até 10m e com um valor máximo em 11m e depois decrescendo a partir desta profundidade ficando em torno de 1.

Ortigão *et al.* (1996) comparou valores do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) obtidos por médio de ensaios de laboratório, com resultados obtidos de ensaios de campo do tipo Pressiômetro de Ménard (PMT) e Dilatômetro de Marchetti (DMT). Os ensaios foram realizados na argila porosa de Brasília. Os autores concluíram que o valor de K_0 estaria entre 0,5 e 0,7 e não varia significativamente com a profundidade, mostrando com isto a coerência dos resultados obtidos nesta pesquisa.

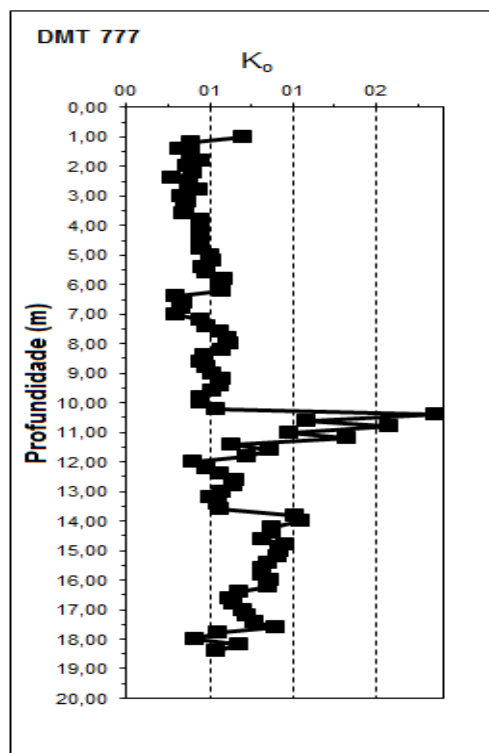


Figura 47. K_0 do Ensaio de DMT (Medeiros, 2009).

4.3.5.5. ÂNGULO DE ATRITO, ϕ

O ângulo de atrito foi calculado através da correlação mencionada anteriormente no capítulo 2 equação (15) proposta por Marchetti e Crapps (1981). A Figura 48 mostra os valores do ângulo de atrito calculado em função da profundidade utilizando-se as correlações propostas. Segundo Marchetti e Craps (1981) obtêm-se o ângulo de atrito do solo por correlação com o índice do material (I_D) obtido do ensaio dilatométrico, e somente para valores de I_D maiores ou iguais a 1,2.

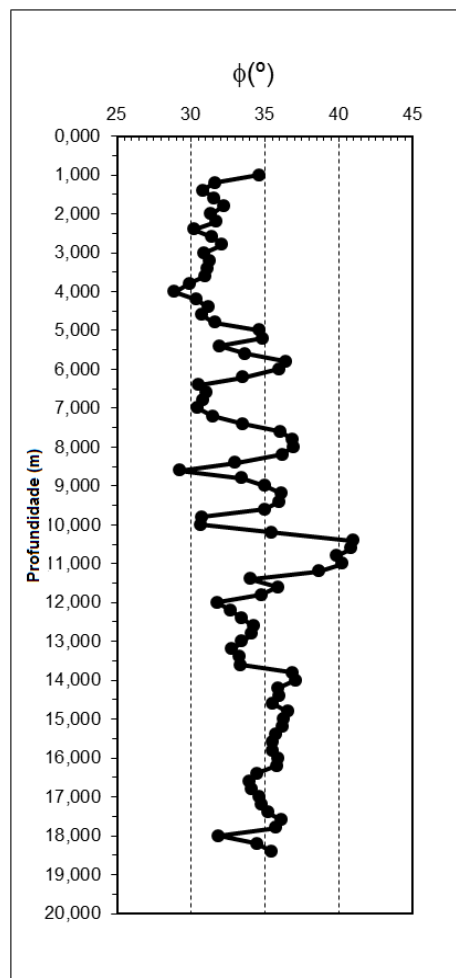


Figura 48. Ângulo de atrito do Ensaio de DMT (Medeiros, 2009).

4.4. CARATERISTICAS DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO ESTUDADA

Para a realização do projeto foi utilizada uma cortina de contenção com 2 linhas de grampos e 2 linhas de ancoragens, sendo que as ancoragem foram calculadas admitindo-se critérios de projeto de estrutura permanente. As linhas de grampos foram todas unidas por uma viga de ancoragem de 400 x 250 mm. As estacas justapostas foram escavadas mecanicamente, e todas apresentam diâmetro de 60 cm. A escavação feita no lugar foi de aproximadamente 11,50 m de profundidade. Os detalhes construtivos da contenção e a localização dos furos de sondagem e do DMT são apresentados nas Figuras 49 a 52.

O nível da água foi encontrado a 9 m de profundidade da superfície do terreno natural.

Esta estrutura de contenção foi dimensionada como uma cortina em balanço sem trincas de tração, devido à condição de proximidade com o metrô. Tendo-se em vista que sobre o terrapleno funciona a linha sul da estação do metrô, considerou-se no dimensionamento da contenção uma sobrecarga de 10,0 kN/m². Mas, para as análises aqui efetuadas este carregamento não foi considerado, porque procurou-se no momento da realização do ensaio dilatométrico, esta sobrecarga não estava no lugar. As análises numéricas foram feitas considerando-se o perfil mostrado na Figura 51.

A cortina sul foi escolhida para se instrumentar e se analisar por sua localização dada à sua proximidade com a estação do metrô. Nesta seção os deslocamentos deveriam ser mínimos para não gerar problemas na linha férrea, Figuras (49 e 50).

A Figura 52 mostra detalhes da fachada sul, sendo possível observar as vigas de ancoragem, os pontos e as profundidades onde foram instalados os grampos, além do local onde foi situada a tubulação dos inclinômetros e realizado o ensaio DMT.

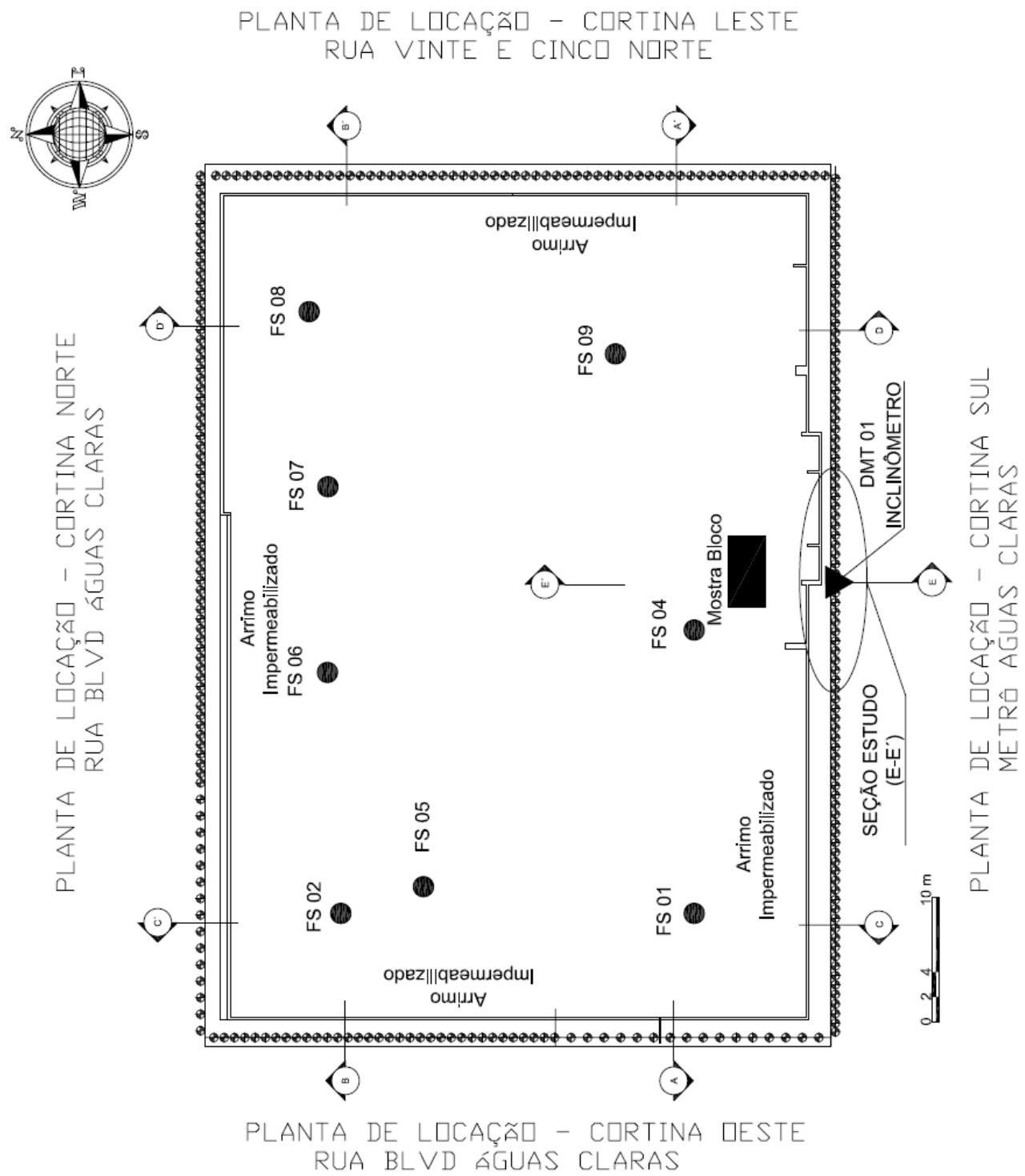


Figura 49. Área escavada e cortinas da Obr (Medeiros 2009).

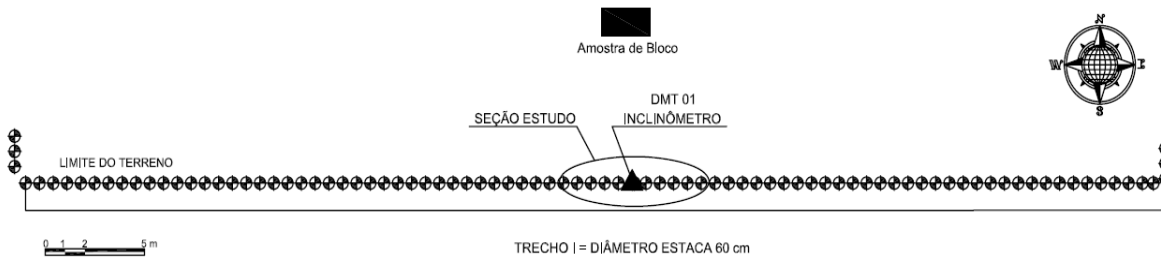


Figura 50. Detalhe da cortina de contenção em planta da Obra (Medeiros 2009).

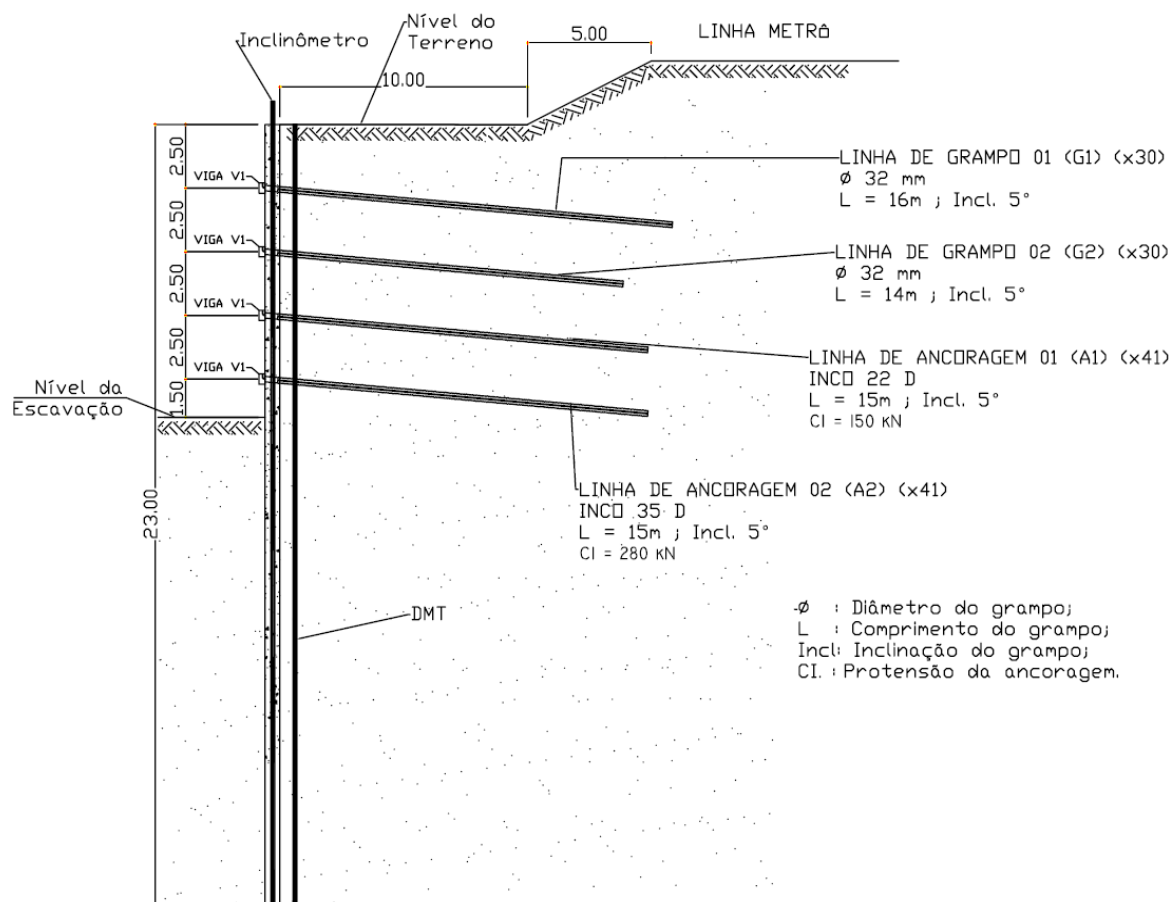


Figura 51. Corte da Contenção em Estacas Justapostas grampeada seção E-E' (Medeiros 2009).

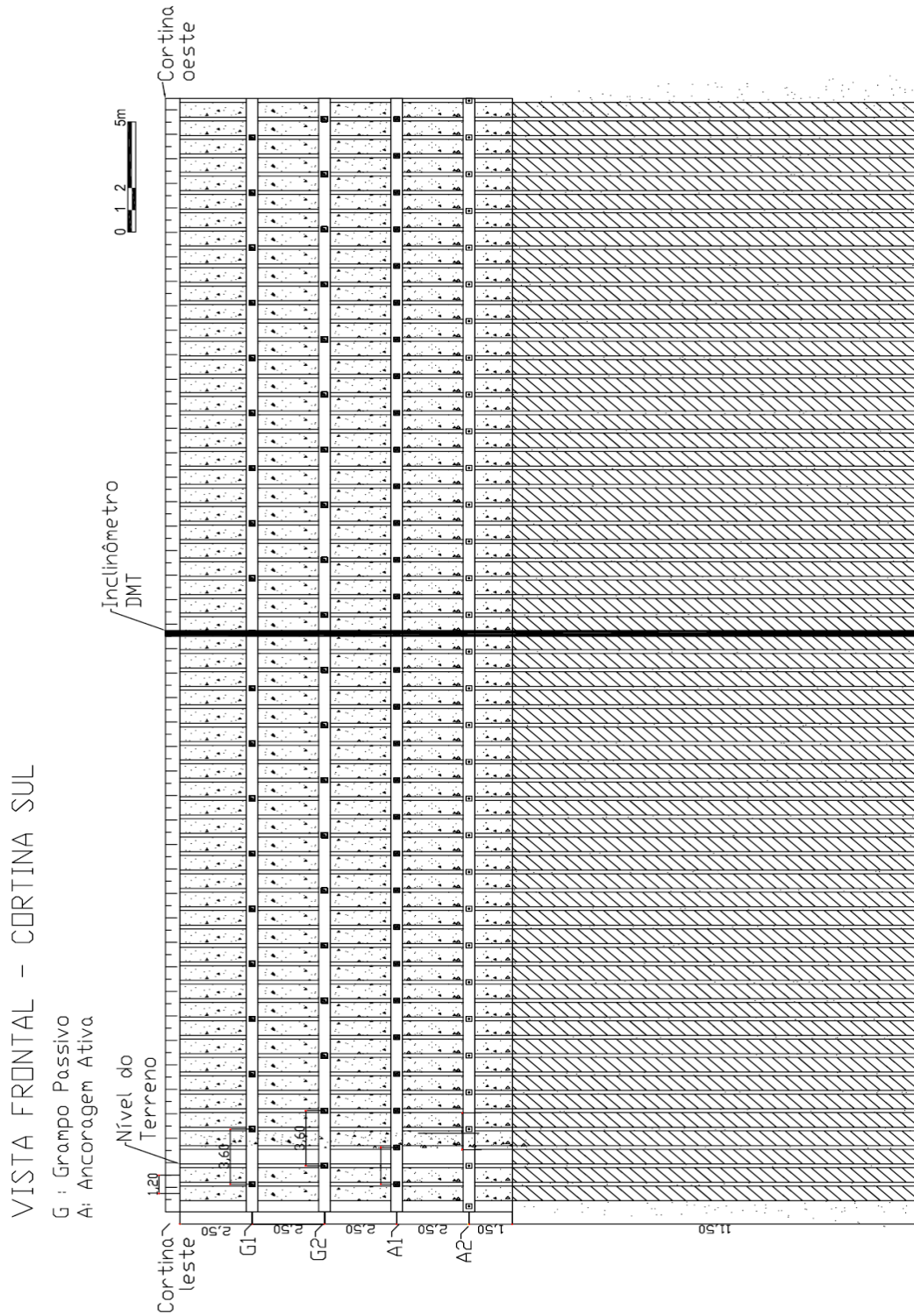
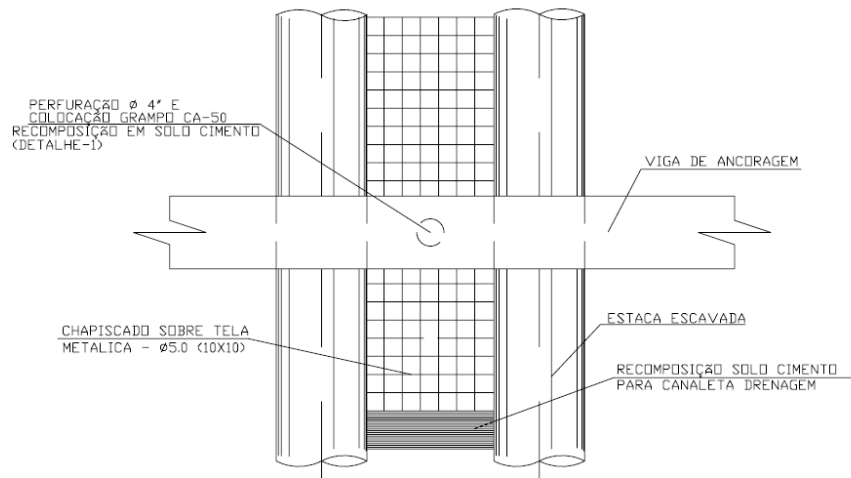


Figura 52. Vista frontal da cortina sul (Medeiros 2009).

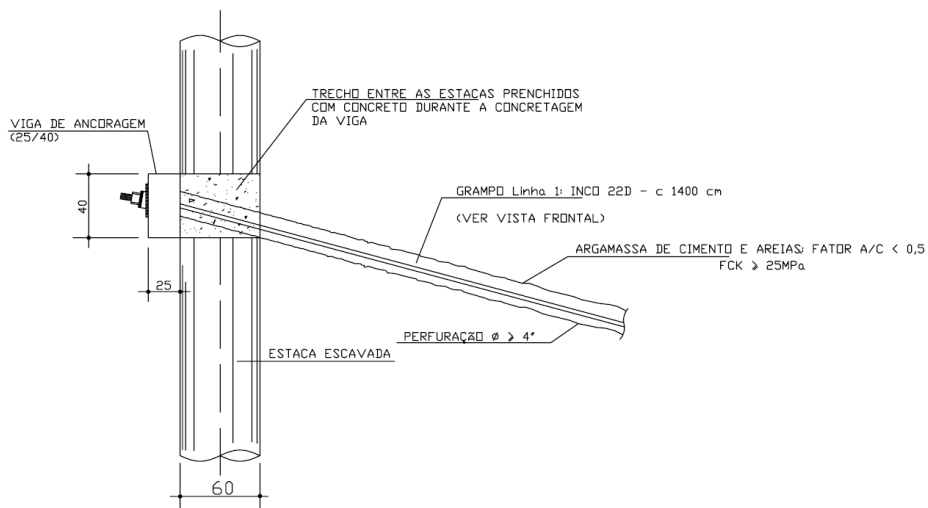
As Figuras 53 e 54 mostram os detalhes das ancoragens e dos grampos, também detalhes da viga de ancoragem.

DETALHE FROTAI ENTRE AS ESTACAS



(a)

DETALHES LINHAS TIRANTES - Níveis (A1,A2)



(b)

Figura 53. Detalhes da ancoragem dos grampos e da viga de ancoragem. (a) Detalhe frontal estaca, (b) Detalhe linha tirante (Medeiros 2009).

DETALHE GENÉRICO DA LINHA DE GRAMPOS - Níveis (G1,G2)

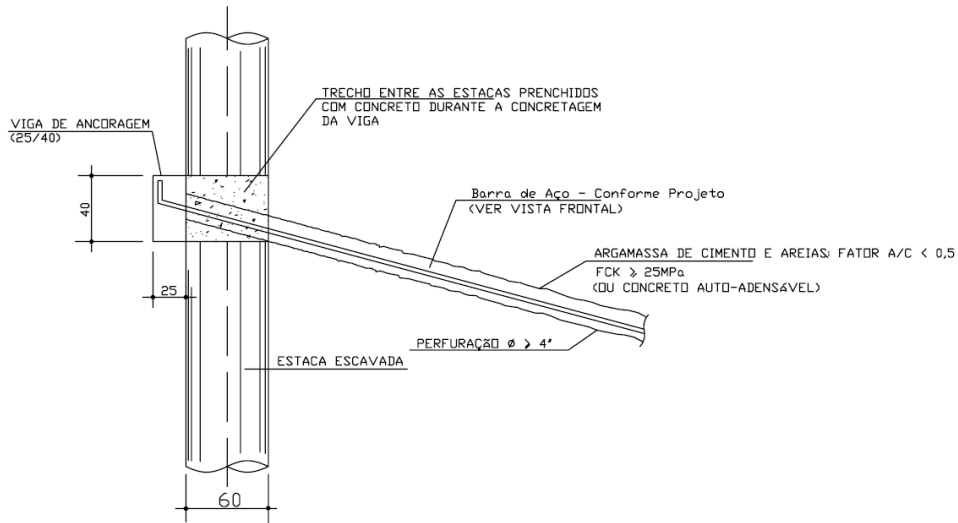


Figura 54. Detalhe da linha de grampos (Medeiros 2009).

4.4.1. INSTRUMENTAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

Medeiros (2009) realizou medidas de deslocamentos das estacas, através de um teodolito e dois inclinômetros verticais instalados na face da escavação, e os resultados obtidos nas leituras são apresentados na Figura 55. Os deslocamentos se encontram na ordem de 9 mm.

Os dados iniciais de referência para a inclinometria foram realizados no início das escavações (terreno natural) no local no dia 05/10/2006, e junto com as leitura do inclinômetros foram feitas uma medições topográficas no topo da estaca. No dia 05/03/2007 foi feita uma nova leitura topográfica do deslocamento no topo da estaca obtendo-se um valor de 5 mm e finalmente no dia 25/05/2007 data registrada como o final das escavações, foram realizadas leituras com o inclinômetro para medir os deslocamentos ao longo da estaca, e foi feita uma nova leitura com o equipamento topográfico obtendo-se um deslocamento de 9 mm no topo da estaca. Os resultados dos deslocamentos no topo da estaca registrados com os dois equipamentos estiveram da ordem de 9 mm em total.

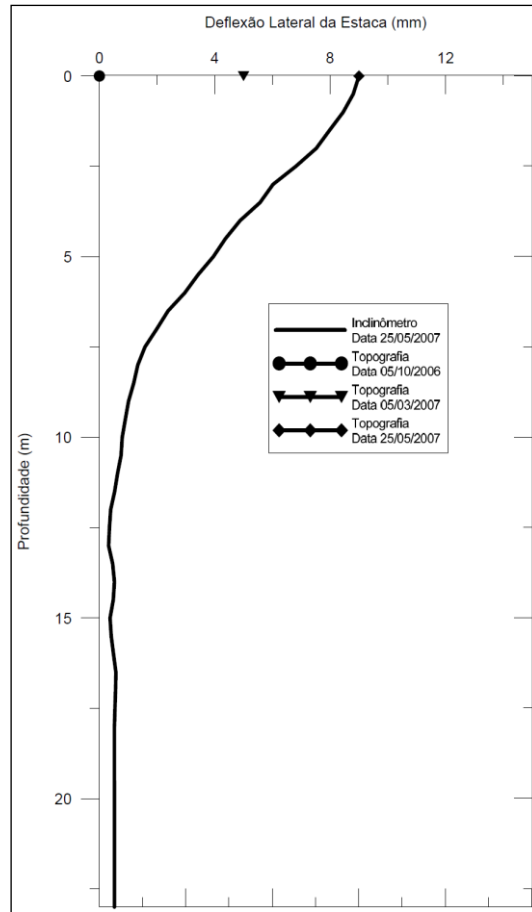


Figura 55. Deslocamentos medidos na estrutura de contenção (Medeiros, 2009).

4.5. PROGRAMA GEOFINE “SHEETING CHECK”

O programa Sheeting Check (Geofine 2004) foi desenvolvido para analisar estruturas de contenção em estacas, e este aplicativo serve para análise de estruturas com geometria conhecida. A análise aplica o método de tensões dependentes. Em particular, o carregamento devido às tensões de terra corresponde à deformação da estrutura. Este aplicativo possibilita análises de processos construtivos e casos de carregamento individual, inclusive o desenvolvimento gradual das deformações. É possível, com a utilização deste aplicativo, a modelagem do comportamento

real das estruturas resultando em projetos mais econômicos. Pode-se verificar também a estabilidade interna dos sistemas de ancoragens.

4.5.1. O MÉTODO DAS TENSÕES DEPENDENTES

A suposição básica do método é que o solo ou a rocha na vizinhança da cortina de contenção se comporte como material elasto-plástico ideal. Este comportamento é determinado pelo módulo de reação lateral do solo K_h (kN/m^2), o que caracteriza a deformação na região elástica, limitando as deformações. Quando ultrapassadas estas deformações, o solo passa a se comportar como um material plástico.

São consideradas as seguintes condições:

- As tensões que agem em uma cortina de contenção têm de se situar entre valores de tensões ativas ou passivas, não saindo desse limite;
- A tensão em repouso age sobre uma estrutura indeformada.

A tensão que age em uma estrutura deformada pode ser calculada pela Equação (78):

$$\sigma = \sigma_0 - K_h w \quad (78)$$

$$\sigma = \sigma_a \rightarrow \sigma < \sigma_a$$

$$\sigma = \sigma_p \rightarrow \sigma > \sigma_p$$

Onde:

σ_0 = Tensão em repouso;

K_h = Módulo de reação do solo;

w = Umidade natural e umidade higroscópica;

σ_a = Tensão ativa;

σ_p = Tensão passiva.

O procedimento computacional é descrito a seguir:

O módulo de reação horizontal do solo K_h é adotado para todos os elementos e a estrutura é carregada pela tensão em repouso (Figura 56a).

As condições de magnitude das tensões agindo na estrutura de contenção são checadas. Nos locais em que essas condições são violadas, o programa adota $K = 0$ e a estrutura é carregada pela tensão ativa ou passiva, respectivamente (Figura 56b).

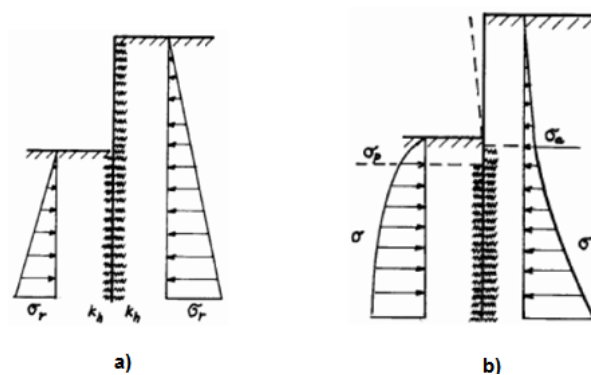


Figura 56. a) Esquema da estrutura antes da primeira iteração, b) Esquema da estrutura durante iterações (Fonte: Manual GEO-FINE, 2004).

O procedimento de iteração, previamente descrito, continua até que todas as circunstâncias requeridas sejam satisfeitas.

4.5.2. MODELO COMPUTACIONAL

As análises são executadas usando a deformação variável do método de elementos finitos.

- a) Deslocamentos, forças internas e o módulo de reação do solo (K) são calculados em nós individuais. O procedimento para a subdivisão da estrutura em elementos finitos é o seguinte: os nós são introduzidos em todos os pontos topográficos da estrutura (pontos do topo e da extremidade, pontos da posição das ancoragens, pontos da remoção do solo, pontos da mudança de parâmetros de seção transversal);
- b) Baseado na subdivisão selecionada, o programa computa os nós restantes de tal forma que todos os elementos apresentem tamanho similar.

Um valor do módulo de reação do solo (K) é atribuído a cada elemento, considerando-se que o elemento está trabalhando como uma mola elástica.

As sustentações são colocadas na estrutura já deformada - cada sustentação representa então um deslocamento forçado aplicado à estrutura. As ancoragens, no caso de carregamento em que foram tracionadas (tirantes), ou pós-tracionadas após um estágio de carga são consideradas como forças atuantes (variante I na Figura 57). Em outros casos de carga, as ancoragens são modeladas por uma força e por uma mola da rigidez k (variante II. na Figura 57).

A mudança da força na ancoragem devido à deformação da parede é fornecida pela Equação (79):

$$\Delta F = \frac{\beta v \Delta w}{\cos \alpha}, \quad \beta = \frac{EA}{l} \quad (79)$$

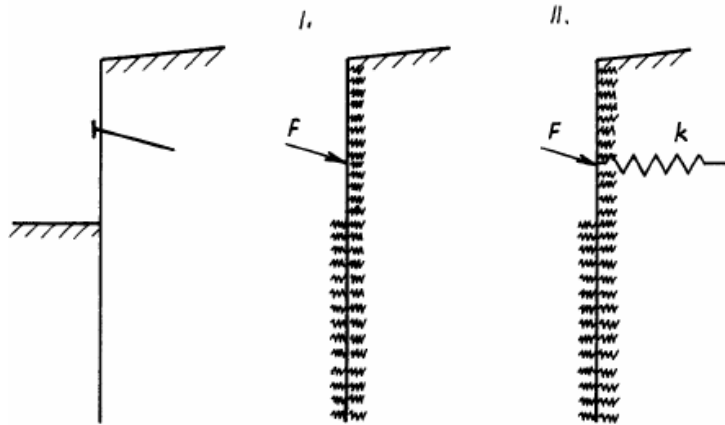


Figura 57. Modelo computacional das ancoragens (Fonte: Manual GEO-FINE, 2004).

Em que:

v = Distância horizontal entre ancoragens;

Δw = Incremento da deformação no ponto de aplicação da ancoragem;

E = Valor do módulo de Young da ancoragem;

A = Valor da área de seção transversal da ancoragem;

l = Valor do comprimento da ancoragem;

β = Valor da rigidez da ancoragem;

α = Valor da inclinação da ancoragem.

4.5.3. MÓDULOS DE REAÇÃO DO SOLO NO SHEETING CHECK (K_h)

As seguintes opções encontram-se disponíveis no programa para a entrada de dados de módulo de reação do solo (K_h em kN/m^3):

- Por distribuição (é especificado o módulo ao longo da estaca na parte da frente e traseira);
- Como parâmetros do solo (o módulo é ingressado junto com os parâmetros do solo, podendo ser linear ou não linear);
- CUR166 do Eurocode (2005), é uma metodologia de projeto desenvolvida na Holanda e implementada no Euro Code 7. Esta foi totalmente desenvolvida em solos principalmente desse país e fornece alguns dados derivados das medições experimentais descritas em Eurocode (2005). A Tabela 14 apresenta alguns resultados da pesquisa dos módulos secantes da curva “P-y” para vários tipos de solos situados na Holanda.

Tabela 14. Coeficientes de reação para solos Holandeses (Eurocode, 2005).

	$kh,1(\text{kN/m}^3)$	$kh,2 (\text{kN/m}^3)$	$kh,3 (\text{kN/m}^3)$
	$p_0 < p_h < 0,5 p_{pas}$	$0,5 p_{pas} \leq p_h \leq 0,8 p_{pas}$	$0,8 p_{pas} \leq p_h \leq 1,0 p_{pas}$
Areia			
Fofa	12000 - 27000	6000 - 13500	3000 - 6750
Meia	20000 - 45000	10000 - 22500	5000 - 11250
Densa	40000 - 90000	20000 - 45000	10000 - 22500
Argila			
Mole	2000 - 4500	800 - 1800	500 - 1125
Rígida	4000 - 9000	2000 - 4500	800 - 1800
Muito Rígida	6000 - 13500	4000 - 9000	2000 - 4500
Turfa			
Mole	1000 - 2250	500 - 1125	250 - 560
Rígida	2000 - 4500	800 - 1800	500 - 1125

Em que:

P_0 = Pressão em repouso (kN/m^2);

P_{pas} = Pressão passiva (kN/m^2);

P_h = Pressão horizontal correspondente a uma mudança da estrutura.

Os valores do módulo de reação do solo podem ser derivados a partir dos valores do módulo secante de reação do solo (Eurocode, 2005), Figura 58.

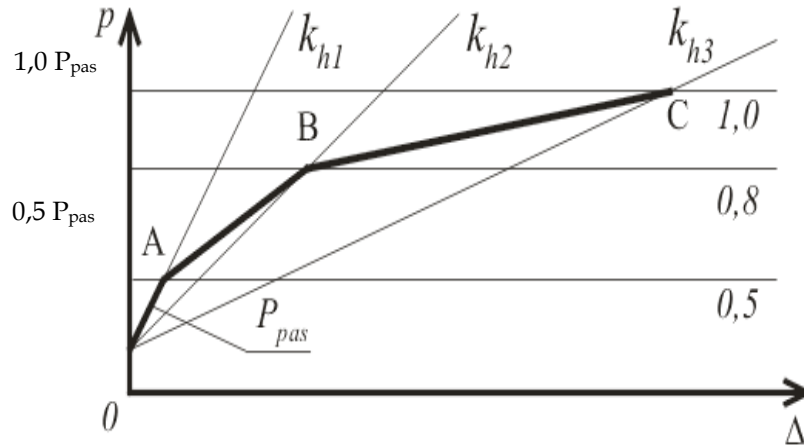


Figura 58. Modelo de iteração para determinar k_h (CUR 166).

4.6. PARÂMETROS DO SOLO ATRAVÉS DO DMT PARA AS SIMULAÇÕES

Para as análises no programa Sheeting Check (Geofine 2004) optou-se por utilizar a metodologia Cur 166 (Eurocode, 2005) que faz parte das opções de análise do programa, esta utiliza três pontos da curva “P-y” (50%-80%-100%) para gerar uma curva aproximada e fazer os cálculos dos deslocamentos em função das pressões que atuam na estaca. A Figura 59 apresenta uma imagem da janela utilizada para ingressar os valores do módulo de reação no programa.

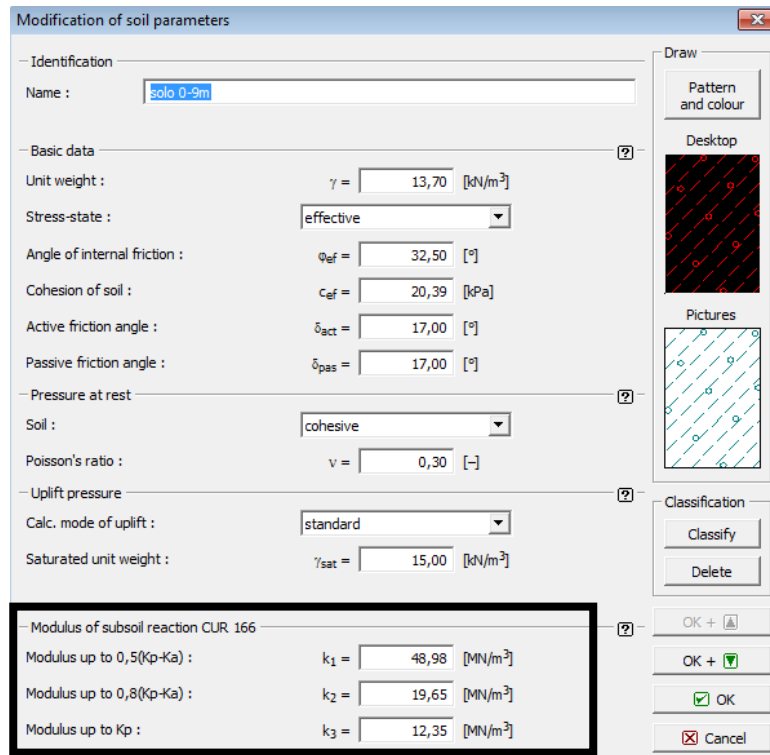


Figura 59. Janela para o ingresso dos valores do modulo Cur 166 (Geofine 2004).

Outra opção utilizada foi gerando uma distribuição do módulo de reação ao longo do fuste da estaca, adotando para cada camada um valor como ilustra na Figura 60. É necessário inserir os valores do módulo a cada lado da estrutura de contenção e o programa gera as condições iniciais com os dados inseridos. Para este trabalho foram calculados os valores do módulo de reação horizontal calculados das curvas “P-y” secantes aos 50% e depois outras análises aos 40% como se mostrou anteriormente e inseridos no programa Sheeting Check (Geofine 2004).

Finalmente para este trabalho, foi aproveitada a possibilidade que o programa oferece de ingressar três valores arbitrários do modulo de reação horizontal calculados das curvas “P-y” para cada camada de solo. Foram então inseridos os valores do módulo secante aos 90%, 60% e 40% e feitas as análises. A Figura 61 mostra a janela para o ingresso dos valores do módulo no programa.

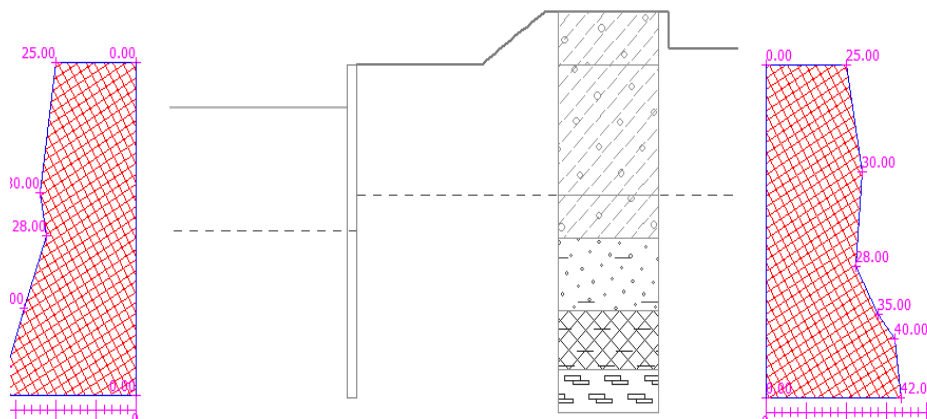
Modulus Kh
 Modulus of subsoil reaction K_h : input by distribution

Input of modulus Kh
 In front of structure Behind structure

Pt. No.	Depth [m]	Modulus value [MN/m ²]
1	0.00	25.00
2	9.00	30.00
3	17.00	28.00
4	21.00	35.00
5	23.00	40.00
6	28.00	42.00

Buttons: Add, Edit, Remove

(a)



(b)

Figura 60. (a) Janela para o ingresso dos valores do módulo, (b) Distribuição do módulo gerada pelo programa (Geofine 2004).

Os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo foram adotados dos resultados obtidos no capítulo 5. Foram adotados parâmetros para cada uma das camadas de solo apresentadas na espacialização 3D, acoplando assim os resultados dos estudos (DMT e espacialização 3D).

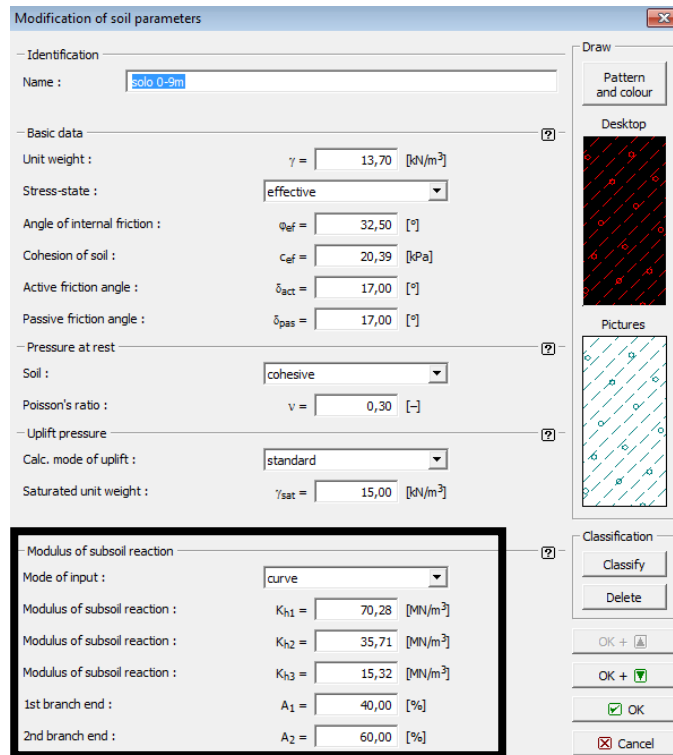


Figura 61. Janela para o ingresso dos valores do modulo de reação não linear (Geofine 2004).

Como resultado do acoplamento das imagens 3D e os resultados do ensaio DMT foram fornecidos parâmetros a cada uma das camadas de solo e se optou por realizar duas simulações.

4.6.1. SIMULAÇÃO (I) CONDIÇÃO DRENADA PARA TODAS AS CAMADAS

Para a primeira simulação foram adotados parâmetros drenados para cada uma das camadas ao longo da profundidade como se mostra na Tabela 15. A Figura 62 é a representação gráfica do perfil para esta simulação.

Tabela 15. Parâmetros drenados simulação I.

Solo	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	S_u (kPa)
Argila Arenosa-Siltosa	0-9	13,7	32,5	20,4	-
Argila Arenosa-Siltosa	09-12	15	32,5	20,4	-
Argila Siltosa-Arenosa	12-17	19	34,5	32,9	-
Silte Arenoso-Amarelo	17-21	19,7	34,8	32,9	-
Silte Arenoso-Roxo	> 21	20,0	34,8	23,0	-

A coesão apresentada na Tabela 15 foi determinada através do método sugerido por Cruz *et al.* (2004) mostrado no item 2 e os ângulos de atrito apresentados na Figura 48 (Ângulo de atrito do Ensaio de DMT). Esta coesão só é usada para o cálculo dos empuxos que agem sobre a cortina e não é usada nas curvas “P-y”.

Tabela 16. Módulos de reação horizontal para a simulação I.

Solo	Profundidade (m)	K _h secante (kN/m ³)					
		100%	90%	80%	60%	50%	40%
Argila Arenosa-Siltosa	0-9	12,3	15,3	19,7	34,4	49,0	70,3
Argila Arenosa-Siltosa	9-12	12,2	15,2	19,7	34,6	43,9	61,1
Argila Siltosa-Arenosa	12-17	12,8	15,4	19,6	34,5	46,6	70,9
Silte Arenoso-Amarelo	17-21	12,6	15,4	19,8	34,7	44,1	63,6
Silte Arenoso-Roxo	> 21	12,6	15,4	19,8	34,7	44,1	63,6

Para este perfil foram calculados os módulos de reação horizontal para cada uma das camadas, utilizando as curvas “P-y” geradas com a metodologia apresentada por Robertson *et al.* (1989) explicada no item 3.5. (Tabela 16).

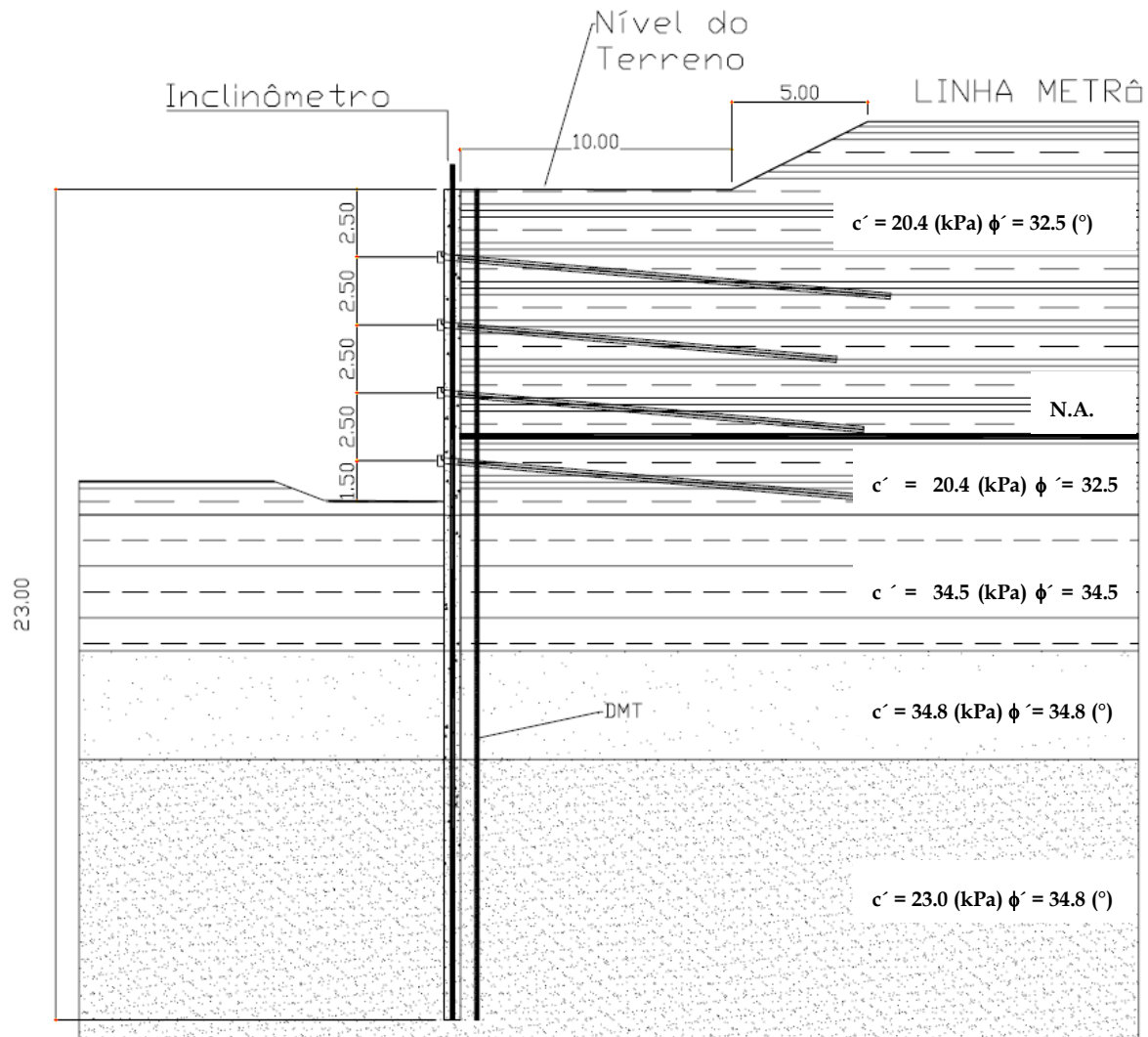


Figura 62. Perfil estratigráfico para simulação I (Corte E-E').

4.6.2. SIMULAÇÃO (II) ADOTADO SOLO EM CONDIÇÕES DRENADAS E NÃO DRENADAS

Na segunda simulação foi considerada a posição do nível da água, ou seja, para as camadas de solo acima do nível foram adotados parâmetros drenados e para as camadas por baixo

do nível da água foram adotados parâmetros não drenados. A Tabela 17 apresenta os parâmetros para cada uma das camadas, também representados na Figura 63.

Tabela 17. Parâmetros do solo para a simulação II.

Solo	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' , ϕ_u (°)	c' (kPa)	S_u (kPa)
Argila Arenosa-Siltosa	0-9	13,7	32,5	20,4	-
Argila Arenosa-Siltosa	9-12	15,0	0	-	110,0
Argila Siltosa-Arenosa	12-17	19,0	0	-	69,4
Silte Arenoso-Amarelo	17-21	19,7	0	-	67,4
Silte Arenoso-Roxo	> 21	20,0	0	-	67,4

Para este perfil também foram calculados os módulos de reação horizontal para cada uma das camadas utilizando as curvas “P-y” geradas com a metodologia apresentada por Robertson *et al.* (1989) explicada no item 3.5. (Tabela 18).

Tabela 18. Módulos de reação horizontal para a simulação II.

Solo	Profundidade (m)	Kh secante (kN/m ³)					
		100%	90%	80%	60%	50%	40%
Argila Arenosa-Siltosa	0-9	12,3	15,1	19,7	32,5	49,0	70,3
Argila Arenosa-Siltosa	9-12	12,4	15,4	19,2	36,9	53,4	74,7
Argila Siltosa-Arenosa	12-17	12,8	15,3	19,6	34,0	46,6	70,9
Silte Arenoso-Amarelo	17-21	12,5	15,1	19,5	32,0	50,1	78,3
Silte Arenoso-Roxo	> 21	12,5	15,1	19,5	32,0	50,1	78,3

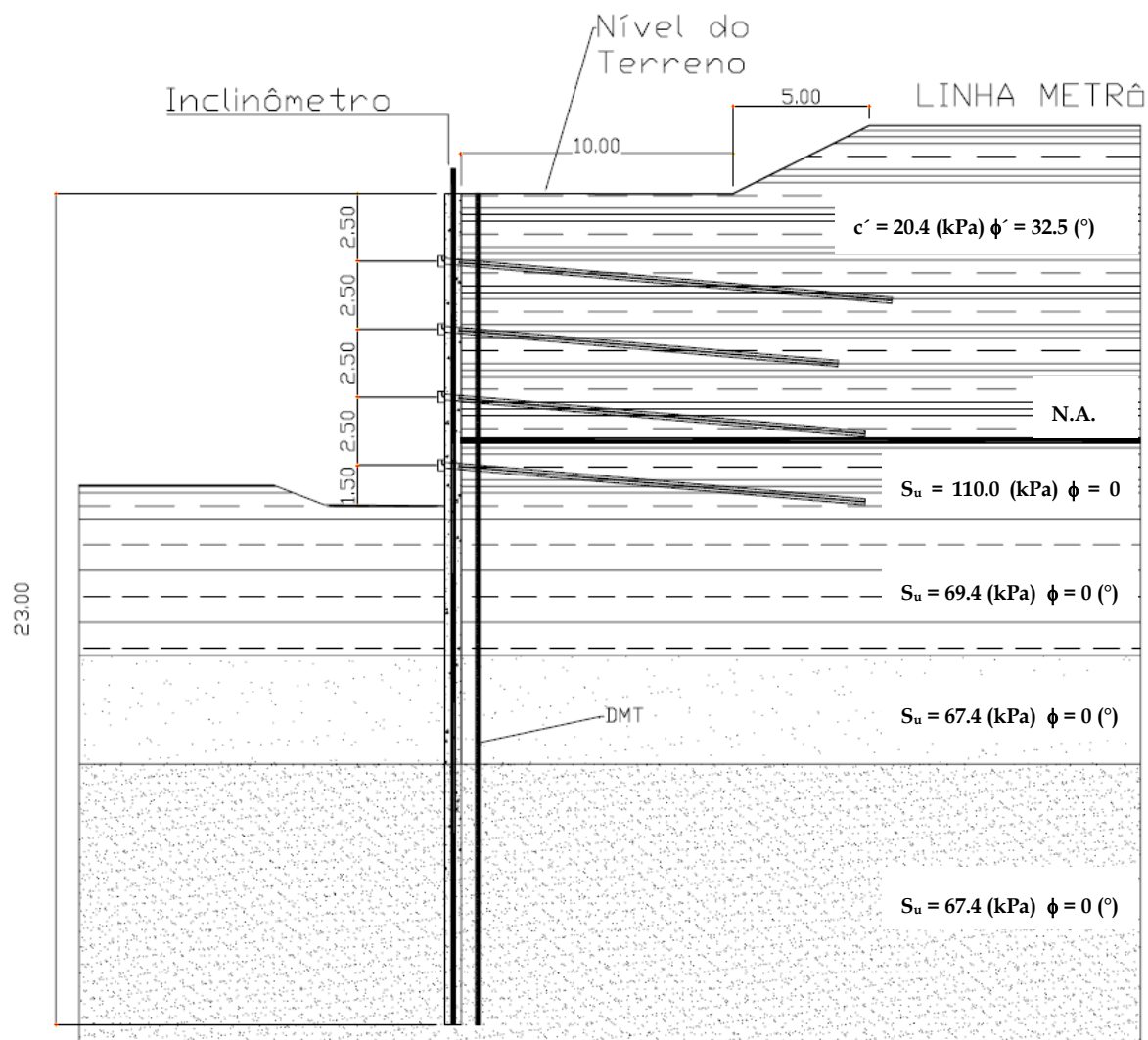


Figura 63. Perfil estratigráfico para simulação II.

4.6.3. SIMULAÇÃO (III)

Na terceira simulação foram considerados parâmetros não drenado para a camada de Argila Silto – Arenosa (12-17m) e parâmetros drenados para as demais. A Tabela 19 apresenta os parâmetros para cada uma das camadas, também representados na Figura 64.

Tabela 19. Parâmetros do solo para a simulação III.

Solo	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' , ϕ_u (°)	c' (kPa)	S_u (kPa)
Argila Areno-Siltosa	0-9	13,7	32,5	20,4	-
Argila Areno-Siltosa	9-12	15,0	32,5	20,4	-
Argila Silto-Arenosa	12-17	19,0	0	-	69,4
Silte Arenoso-Amarelo	17-21	19,7	34,8	32,9	-
Silte Arenoso-Roxo	> 21	20,0	34,8	23,0	-

Para este perfil também foram calculados os módulos de reação horizontal para cada uma das camadas utilizando as curvas “P-y” geradas com a metodologia apresentada por Robertson *et al.* (1989) explicada no item 3.5. (Tabela 20).

Tabela 20. Módulos de reação horizontal para a simulação III.

Solo	Profundidade (m)	Kh secante (kN/m ³)					
		100%	90%	80%	60%	50%	40%
Argila Arenosa-Siltosa	0-9	12,3	15,1	19,7	32,5	49,0	70,3
Argila Arenosa-Siltosa	9-12	12,2	15,2	19,7	34,6	43,9	61,1
Argila Siltosa-Arenosa	12-17	12,8	15,3	19,6	34,0	46,6	70,9
Silte Arenoso-Amarelo	17-21	12,6	15,4	19,8	34,7	44,1	63,6
Silte Arenoso-Roxo	> 21	12,6	15,4	19,8	34,7	44,1	63,6

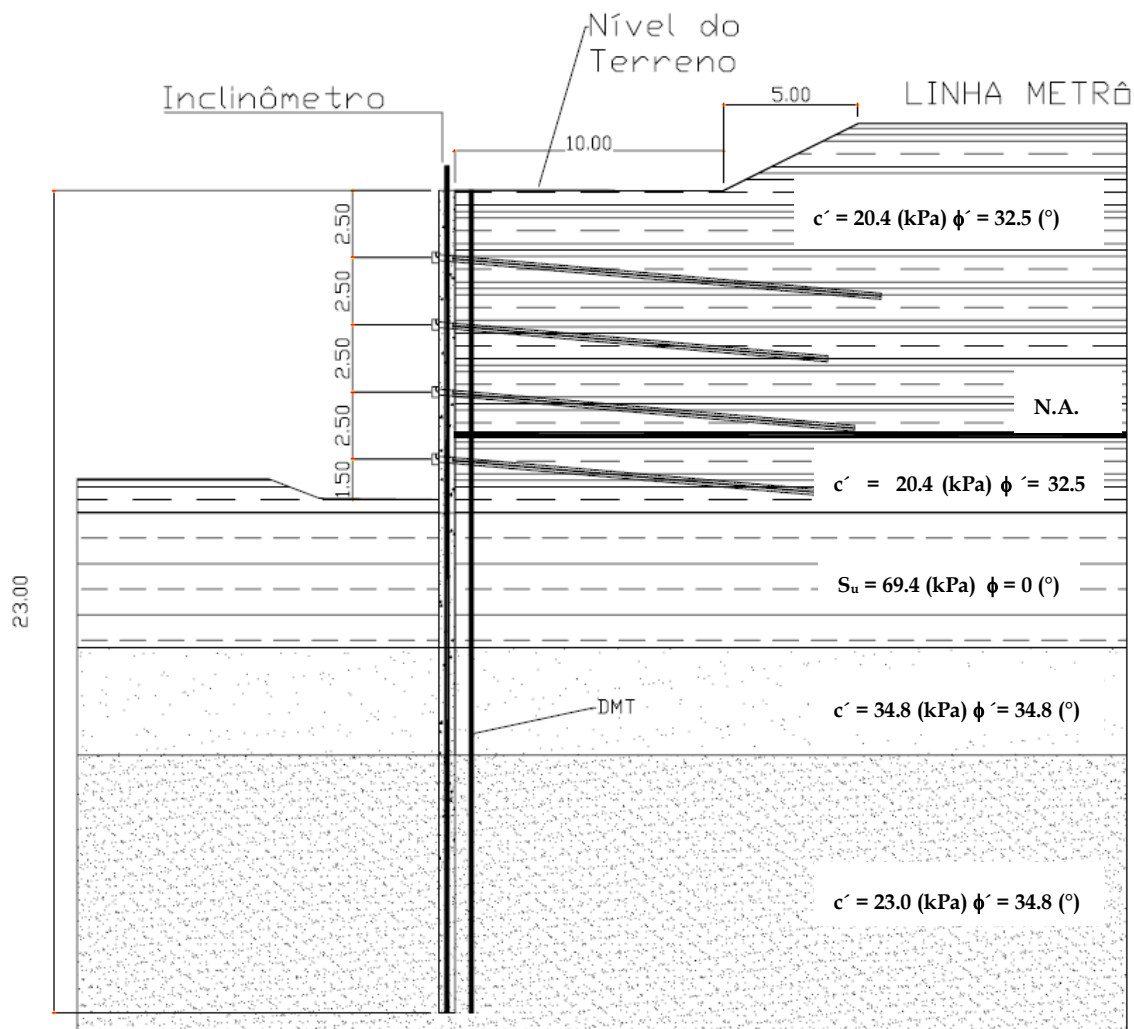


Figura 64. Perfil estratigráfico para simulação III.

4.7. ETAPAS PARA AS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Foram feitas simulações com os dados do DMT, esperando-se obter uma correlação significativa entre o modelado e os resultados de campo (Instrumentação), que permita utilizar o DMT como uma opção para contribuir nos projetos da área de estruturas de contenção.

As simulações foram efetuadas mediante o uso do programa Sheeting Check (Geofine 2004) na versão que adota condições bidimensionais, habilitado no Programa de Pós-graduação em Geotécnia da UnB.

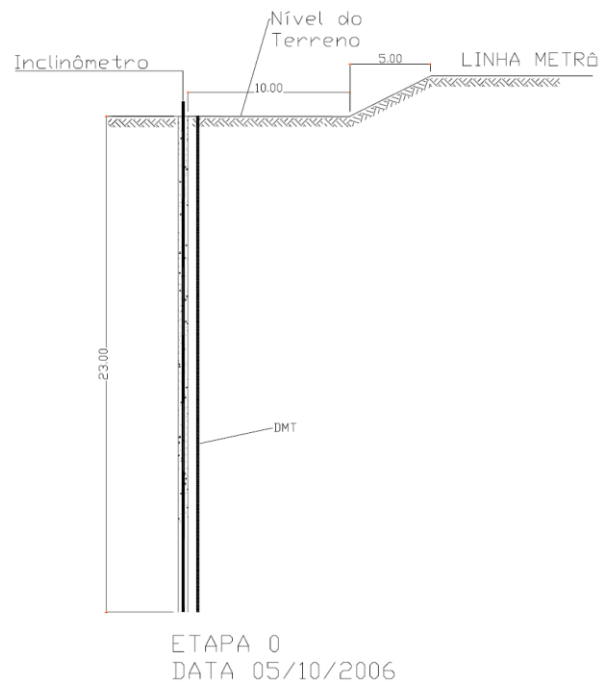
Como já foi mencionado anteriormente, as variáveis necessárias para gerar as curvas “P-y” foram obtidas segundo Robertson *et al.* (1989). O autor apresenta na sua metodologia dois casos ou metodologias dependendo do tipo de solo, uma para solos puramente coesivos (equações 61-67) e outro para solos puramente fricioniais (equações 68-73). Nesta pesquisa para o cálculo das curvas “P-y” foram calculados as variáveis propostas por Robertson *et al.* (1989) nas duas situações.

A análise numérica considerou uma seção de escavação de 3,0 m de largura e 11,5 m de profundidade com avanço da escavação feita por metro e a presença do nível da água aos 9m de profundidade.

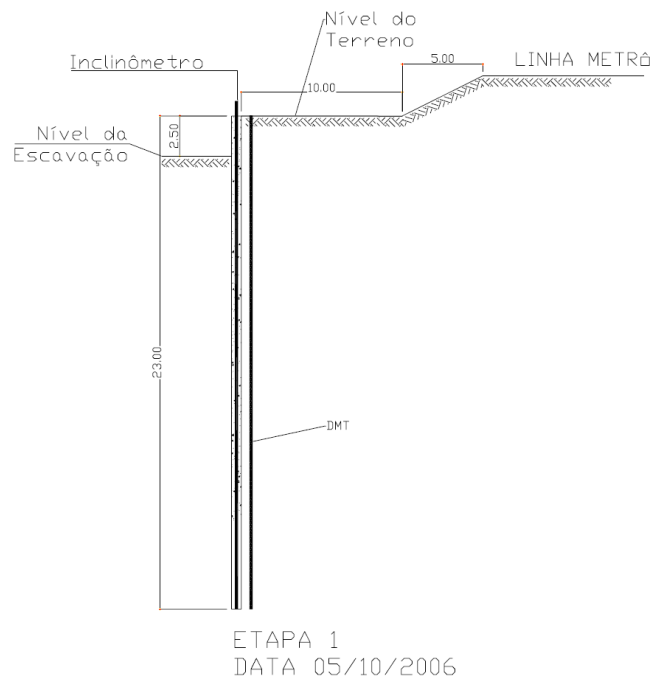
O processo construtivo foi simulado em nove (9) etapas, considerando-se, em cada uma delas, uma escavação de 2,5 m de altura, e posterior introdução da barra, injeção do grampo, e concretagem da viga de ancoragem.

Com os dados do DMT também foram calculadas as curvas “P-y” para intervalos de um metro de profundidade, desde 1m até 18m, (Anexo B e C).

As análises foram realizadas com os dados geotécnicos obtidos anteriormente, considerando as nove etapas de escavação, cada uma com sua respectiva data e com as medições e leituras/execução no campo, como se mostram nas Figuras 65 a 69.

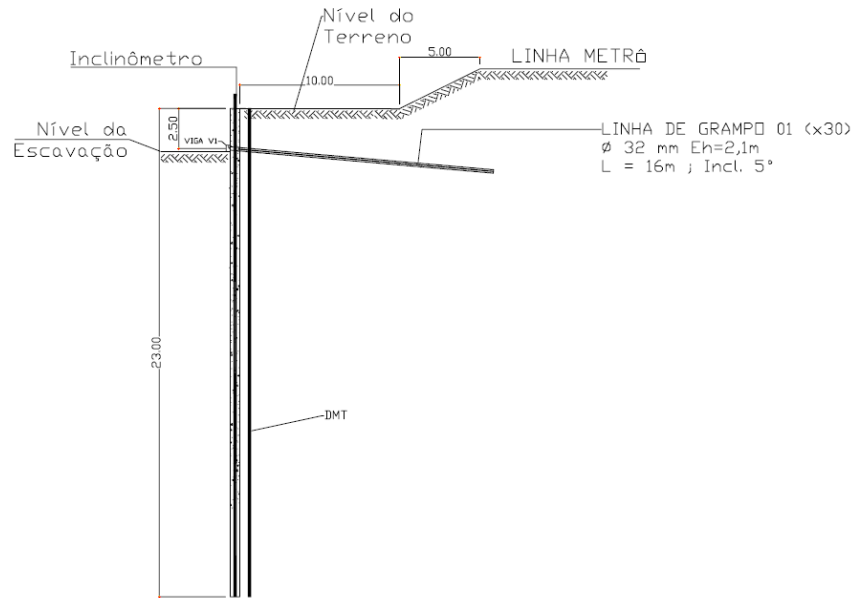


(a)



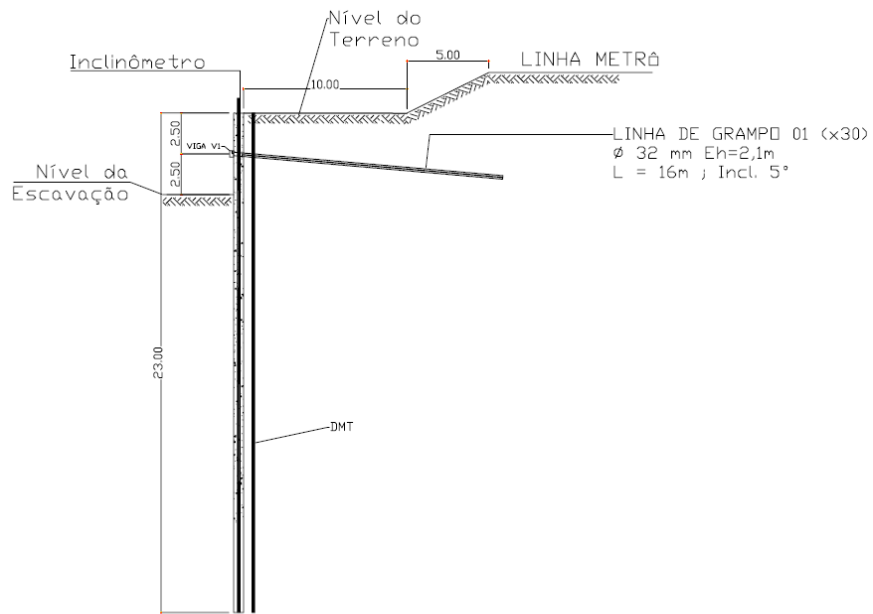
(b)

Figura 65. Etapas de construção do projeto de contenção.



ETAPA 2
DATA 14/12/2006

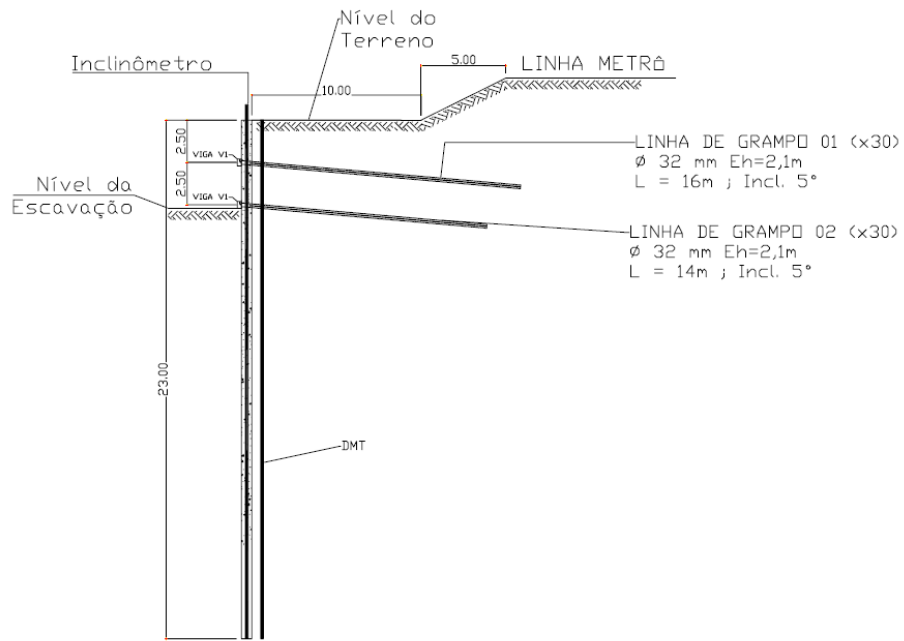
(c)



ETAPA 3
DATA 24/01/2007

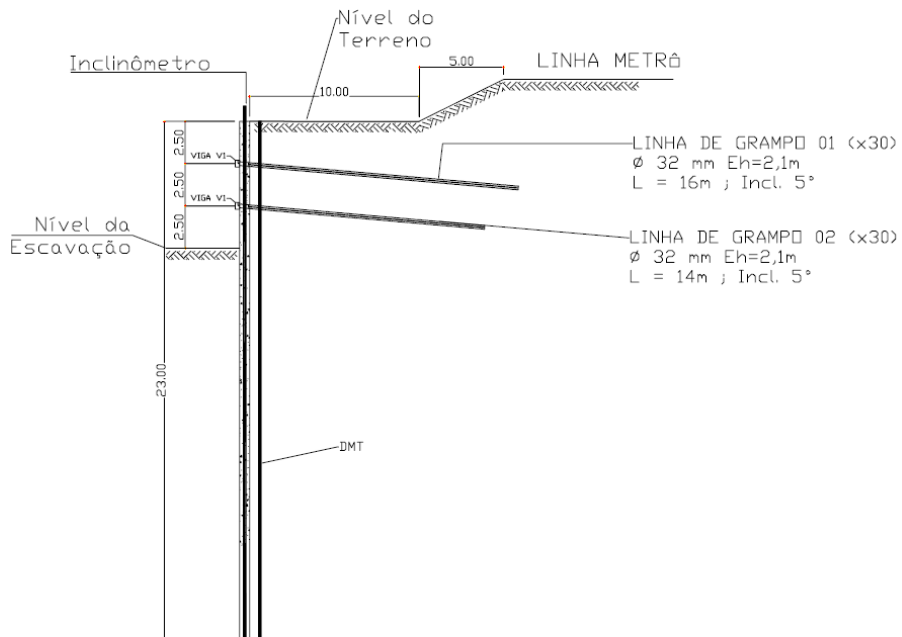
(d)

Figura 66. Etapas de construção do projeto de contenção.



ETAPA 4
 DATA 09/02/2007

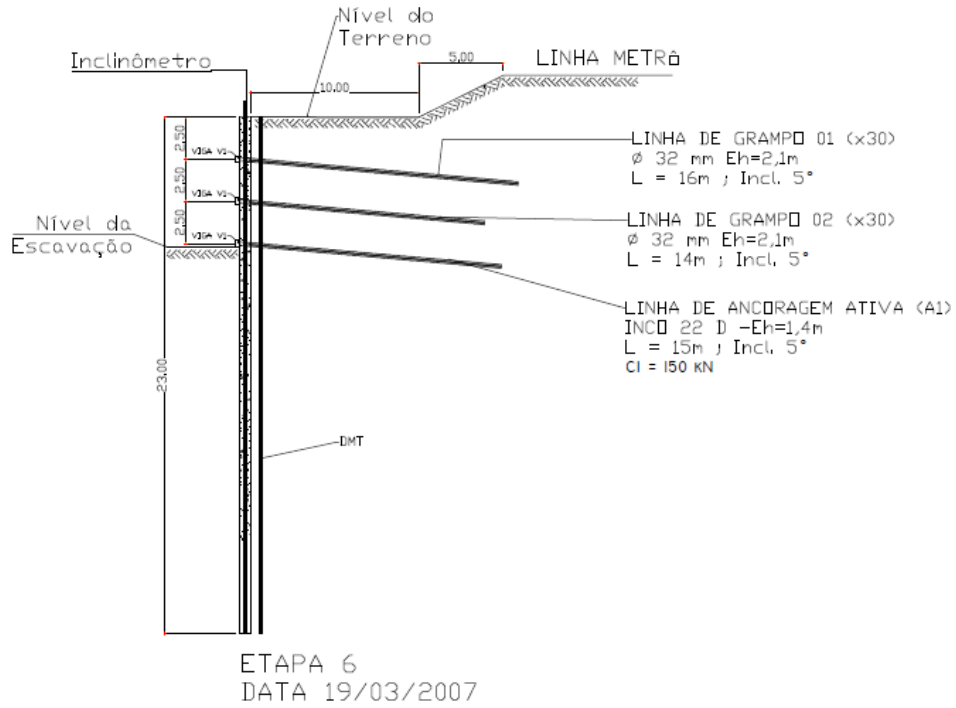
(e)



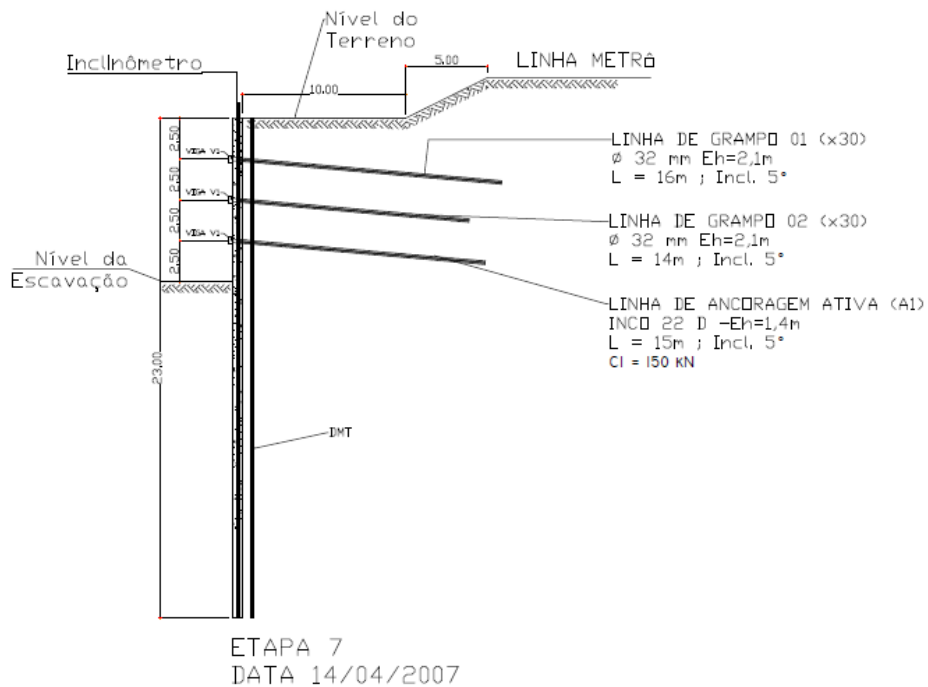
ETAPA 5
 DATA 05/03/2007

(f)

Figura 67. Etapas de construção do projeto de contenção.

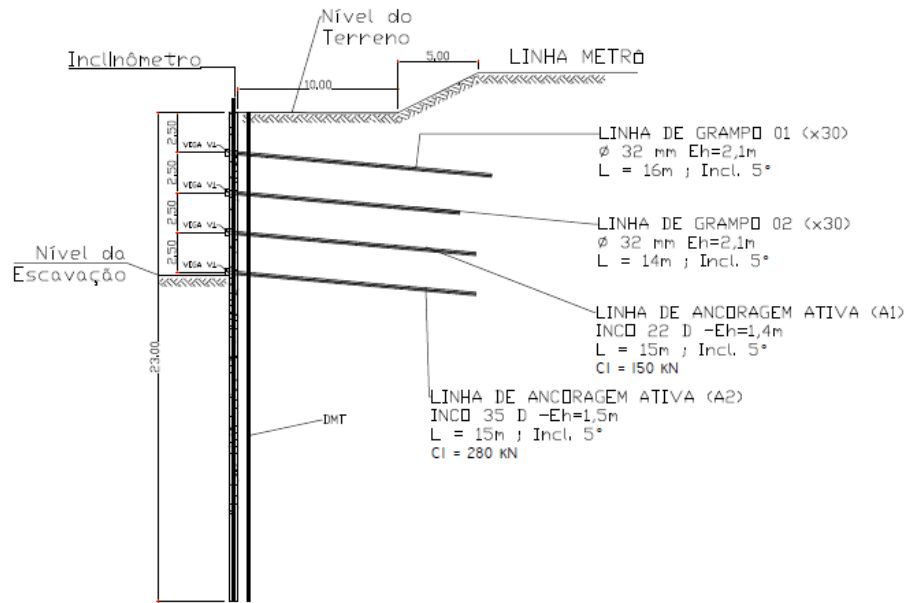


(g)



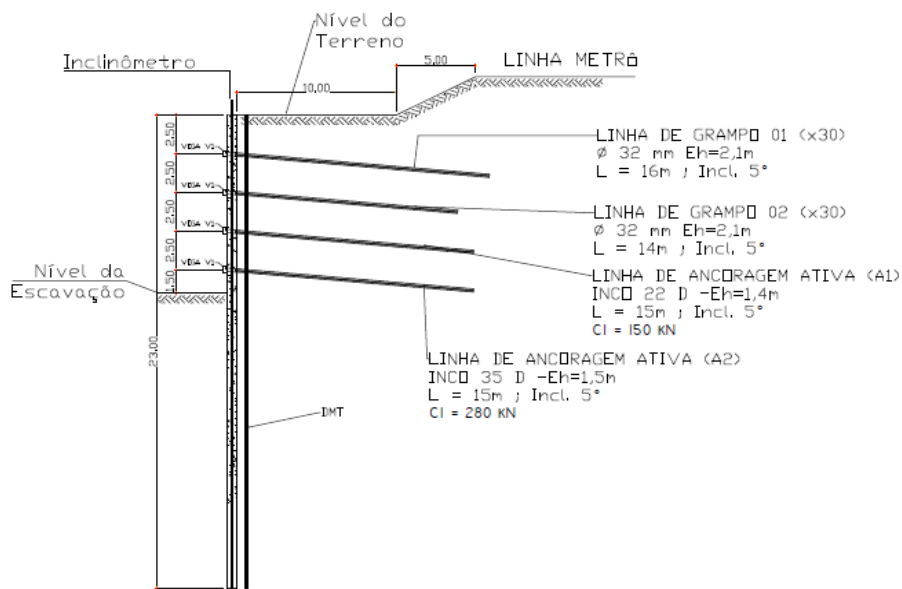
(h)

Figura 68. Etapas de construção do projeto de contenção.



ETAPA 8
DATA 27/04/2007

(i)



ETAPA 9
DATA 25/05/2007

(j)

Figura 69. Etapas de construção do projeto de contenção.

- Etapa (1) o terreno é o natural com as condições iniciais de carregamento, nesta etapa foi feita a leitura inicial (referência) do inclinômetro e da topografia.
- Etapa (2) são escavados os primeiros 3 m de solo,
- Etapa (3) é instalado o primeiro grampo passivo (G1) com diâmetro de 32mm, inclinação 5 graus com a horizontal e comprimento de 16m.
- Etapa (4) a escavação continua até 5 m de profundidade,
- Etapa (5) é instalado o segundo grampo passivo (G2) com diâmetro de 32mm, inclinação 5 graus com a horizontal e comprimento de 14m; é feita a medição topográfica do deslocamento no topo da estaca 5mm.
- Etapa (6) a escavação continua até 7,5 m de profundidade.
- Etapa (7) é instalado a primeira ancoragem ativa (A1) com carga de incorporação de 150 kN, inclinação 5 graus com a horizontal e comprimento de 15m,
- Etapa (8) a escavação continua até 9,5 m de profundidade,
- Etapa (9) é instalado a segunda ancoragem ativa (A2) com carga de incorporação de 280 kN, inclinação 5 graus com a horizontal e comprimento de 15m,
- Etapa (10) a escavação continua até 11,5 m de profundidade; é feita a medição topográfica do deslocamento no topo da estaca (9 mm) e é medido o deslocamento ao longo da estaca com o inclinômetro.

CAPÍTULO 5

5.1. RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA UTILIZANDO O PROGRAMA SHEETING CHECK

Baseado nos objetivos e na metodologia proposta, o objetivo deste trabalho é mostrar o uso do DMT como uma ferramenta para o dimensionamento de estruturas de contenção, enfatizando suas vantagens e desvantagens na hora de sua implementação.

As simulações numéricas foram realizadas no trecho central da cortina sul do projeto nas seções mostradas anteriormente nas Figuras 62 a 64 apresentadas no item 4, procurando-se obter resultados dos deslocamentos da estaca próximos aos valores médios na instrumentação. Para tentar refletir as condições de campo foram feitas análises variando-se a coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e resistência não drenada (S_u) (Tabelas 15, 17 e 19) e o módulo de reação do subsolo obtido das curvas “P-y”, como foi apresentado nas Tabelas 16, 18 e 20.

Foi adotado um perfil estratigráfico com variações nos parâmetros de resistência e deformabilidade em cada uma das camadas (Simulação I-Figura 59, Simulação II-Figura 60, Simulação III - Figura 61), e esta variação dos parâmetros foi adotada devido à presença do lenço freático e as características do solo encontrado no local. A primeira simulação foi feita considerando parâmetros drenados (ϕ' , c') para o solo acima e abaixo do nível da água, já para a segunda simulação foram considerados parâmetros drenados (ϕ' , c') para o solo por cima do nível da água e parâmetros não drenados ($\phi = 0$, S_u) para o solo por baixo do nível, e finalmente para a terceira simulação foram considerados parâmetros drenados para todas as camadas exceto para a camada de solo que se localiza entre 12 e 17m de profundidade (argila siltosa-arenosa), sendo que para este foram adotados parâmetros não drenados.

A continuação são apresentados os resultados dos deslocamentos obtidos a partir das simulações no programa Sheeting Check.

A Figura 70 mostra os deslocamentos do trecho central da cortina sul, obtidos da primeira simulação no programa Sheeting Check, considerado o perfil estratigráfico da Figura 62 e os coeficientes de reação horizontal da Tabela 16.

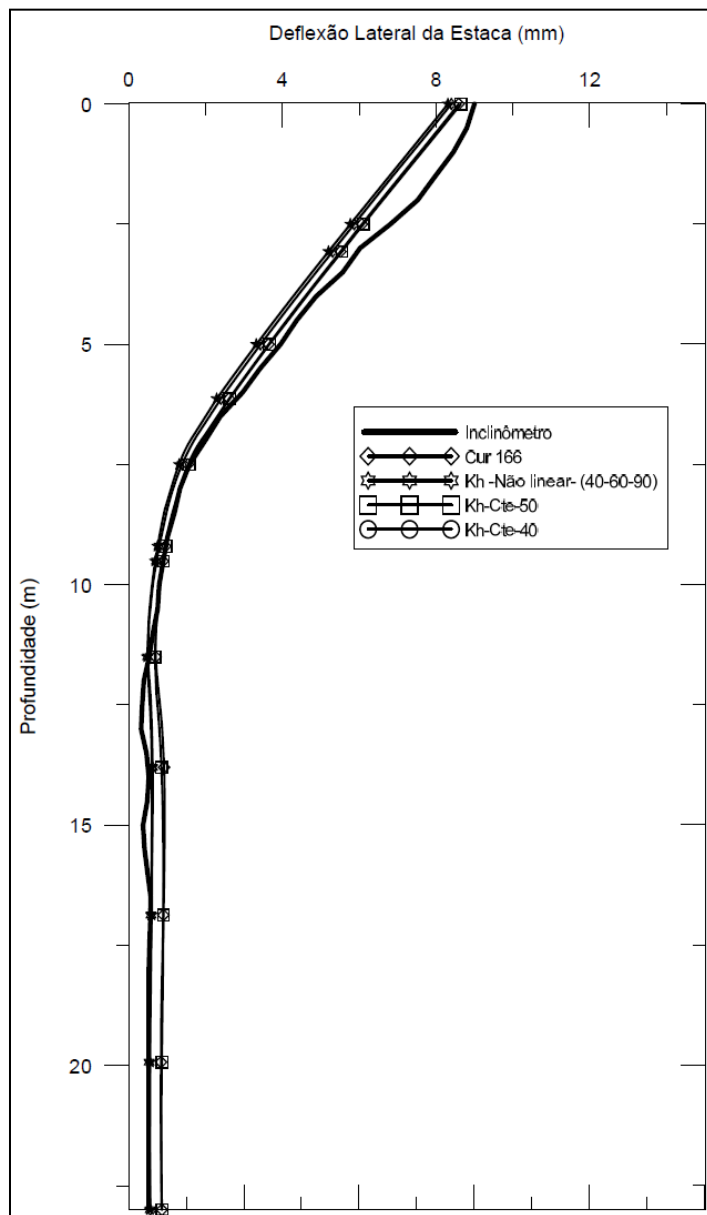


Figura 70. Deslocamentos da estrutura de contenção (simulação I).

O previsão do deslocamento mais próximo dos valores medidos em campo foi obtida utilizando o modulo de reação horizontal da curva “P-y” secante a 50%, obtendo-se uma

diferença entre o simulado e o medido no campo de 0,35 mm. Já com a metodologia Cur 166 se obteve uma diferença de 0,41 mm de deslocamento no topo da estaca. As outras metodologias também apresentam bons resultados e refletem bem os deslocamentos ao longo do fuste da estaca e no topo.

Desde o ponto de vista do deslocamento, todos os valores obtidos nesta primeira simulação estão numa pequena faixa ou intervalo de deslocamento, com menos de 1 mm de diferença entre eles e com o deslocamento no topo da estaca.

A Figura 71 mostra os resultados dos deslocamentos no topo da estaca obtidos da análise II, e para esta análise foi considerado o perfil mostrado na Figura 63 e dados do módulo de reação tomados da Tabela 18.

Os valores dos deslocamentos obtidos como resultado nesta simulação estão dentro de uma faixa (intervalo) de valores entre 8,32 e 9,01 mm. Com a simulação utilizando o módulo de reação horizontal secante ao 50% da curva “P-y” se obteve um deslocamento de 9,01 mm, resultado este muito próximo ao valor medido no campo com a inclinômetria e a topografia no topo da estaca. O segundo melhor resultado na simulação II foi obtido com a metodologia Cur 166, que forneceu um valor de deslocamento no topo de 8,5 mm.

Com a simulação III foram obtidos deslocamentos entre os 8,3 e 8,7 mm Figura (72), nesta simulação a metodologia que apresentou o melhor resultado foi utilizando K constante ao 50% da curva “P-y” com um deslocamento de 8,7 mm, acompanhado pelo resultado de 8,6 mm obtido com a metodologia Cur 166, também se apresentam os deslocamentos em porcentagem, este foi calculado como o deslocamento vezes o diâmetro da estaca.

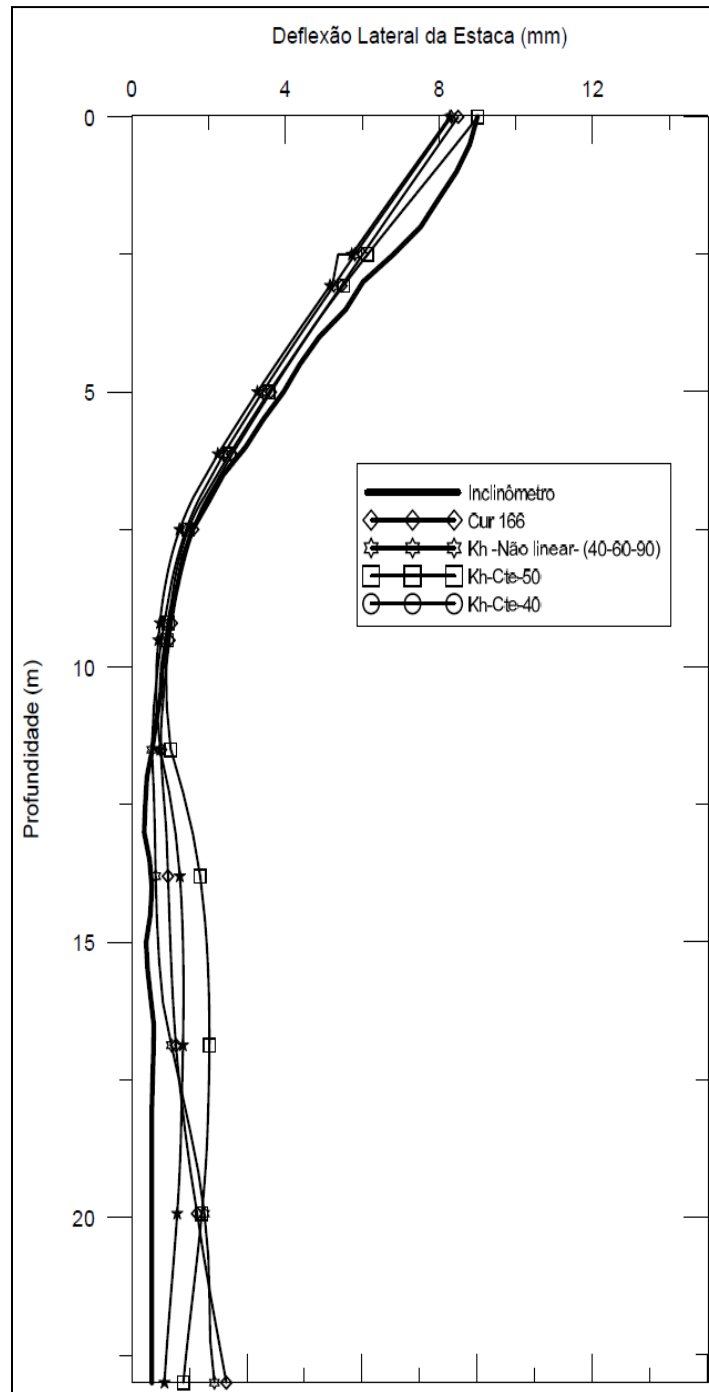


Figura 71. Deslocamentos da estrutura de contenção (simulação II).

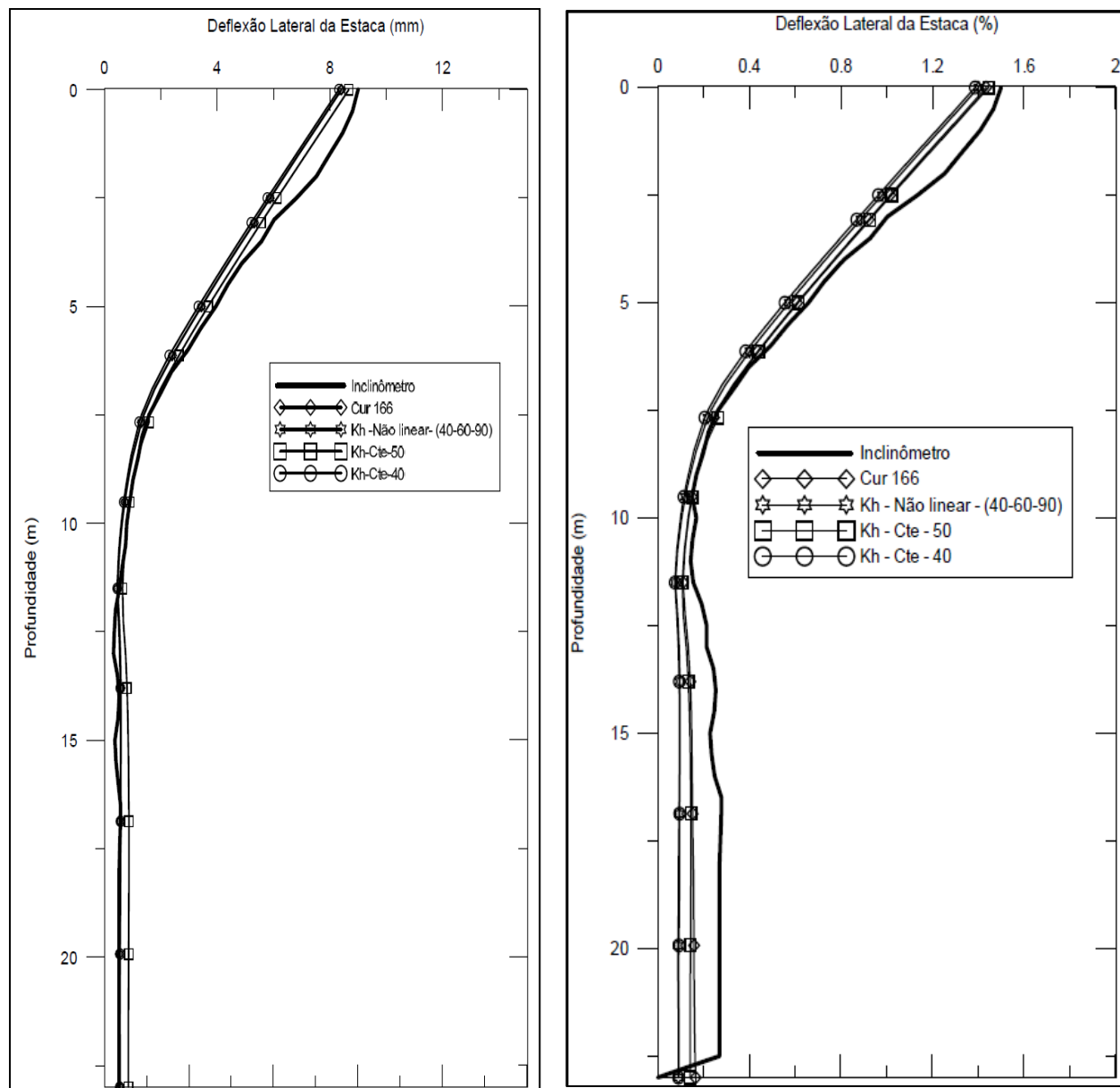


Figura 72. Deslocamentos da estrutura de contenção (simulação III).

Com a metodologia proposta de realizar as simulações por etapas (Figuras 6 a 69), o programa Sheeting Check calculou os deslocamentos ao final de cada uma delas, e com estes resultados foi feita uma comparação com os deslocamentos medidos no campo com o equipamento topográfico assim:

- Na data 05/03/2007 correspondente à etapa (5) o deslocamento medido com a topografia foi de 5mm (Figura 55). Nas simulações numéricas para esta etapa foi obtido um deslocamento máx. de 8,7 mm (Tabela 21) no topo da estaca, obtendo-se o resultado mais próximo na instrumentação na simulação I (6,1 mm)
- Na data 25/05/2007 correspondente à ultima etapa (etapa 9) o deslocamento medido com o equipamento topográfico foi de 9 mm no topo da estaca, mesmo valor obtido nas medições feitas com o inclinômetros, que é muito próximo do resultado obtido nas simulações I, II e III (Figuras 70 a 72).

Embora o deslocamento verdadeiro na estrutura não coincida com o os gerados no programa com as simulações, os valores obtidos são uma boa aproximação. Além disso, cada um dos resultados simulam bem os deslocamentos ao longo do fuste da estaca (face da estrutura de contenção), e isto pode ser observado nas Figuras 70 e 72.

Tabela 21. Quadro de resultados dos deslocamentos obtidos das simulações no programa Sheeting Check (Etapa 5) vs Instrumentação.

Metodologia	Deslocamento Simulação I (mm)	Deslocamento Simulação II (mm)	Deslocamento Simulação III (mm)	Deslocamento Topografia 25/05/2007 (mm)
Curr 166	6,1	8,5	8,6	5,0
Kh (40-60-90)%	5,9	8,3	8,4	
Kh 50%	6,1	8,6	8,7	
Kh 40%	6,1	8,3	8,3	

São apresentados todos os valores dos deslocamentos finais, obtidos nas três simulações na Tabela 22.

Os resultados apresentados na tabela 21 mostram os deslocamentos calculados na etapa 5 e os medidos no campo, pode-se observar que a simulação I fornece resultados mais próximos da realidade sem importar a metodologia empleada, já os resultados nas simulações II e III estão mais perto do deslocamento final, isto pode indicar que estas podem ser usadas para o calculo de deslocamentos finais e não de deslocamentos parciais (por etapas).

Tabela 22. Quadro resumo dos resultados dos deslocamentos finais obtidos no Sheeting Check Vs Instrumentação.

Simulação	Deslocamento do Topo (mm)				Instrumentação
	Cur 166	K (40-60-90)%	K 50%	K 40%	
I (Figura 63)	8,6	8,4	8,7	8,3	9,0
II (Figura 64)	8,5	8,3	9,0	8,3	
III (Figura 64)	8,6	8,4	8,7	8,3	

Na tabela 22 se apresentam os resultados dos deslocamentos obtidos simulações, pode-se observar que todas as metodologias fornecem resultados similares com as leituras topográficas feitas no campo, embora os resultados reflitam muito bem a realidade, deve-se pesquisar ainda mais neste tema.

6. CONCLUSÕES

- Observando os resultados obtidos nas simulações, poder-se-ia pensar que dependendo da complexidade do projeto e dos deslocamentos admissíveis das estruturas, estas metodologias de análises poderiam ser aceitas como critérios de projeto para prever o comportamento das estruturas de contenção; mas antes de serem usadas como critérios de projeto é preciso realizar mais estudos nesta área do conhecimento.
- Os valores dos deslocamentos no topo da estrutura de contenção derivados das simulações foram satisfatórios com os resultados da instrumentação (Tabela 22);
- Os valores de K adotados das curvas “P-y” para as simulações numéricas que proporcionaram as melhores aproximações com o comportamento de campo foram os valores calculados das secantes ao 40% e 50% nas duas simulações;
- A metodologia proposta no Eurocode 7 (Cur 166), considerando os perfis estratigráficos proporcionaram bons resultados, obtendo-se deslocamentos no topo com valores próximos dos valores medidos com a instrumentação;
- A metodologia proposta por Robertson *et al.* (1989) apresentada no item 3.5, para determinar as curvas “P-y” e obter o módulo de reação horizontal (K) do solo, pode ser uma boa alternativa para os projetos de estacas submetidas a carregamento lateral;
- Na simulação III foram considerados parâmetros drenados e não drenados para cada uma das camadas sendo coerentes com os resultados obtidos do DMT e com as condições do solo no local, porem os resultados obtidos nesta simulação refletem melhor à realidade que as simulações I e II.

6.1. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Sugere-se aprofundar no sentido de estudar mais obras de contenção no Distrito Federal para ter um maior banco de dados, nos seguintes pontos:

- Instrumentar com inclinômetros e fazer topografia em vários trechos com diferentes configurações de projeto, e fazer as leituras da instrumentação cada vez que avancem as escavações (etapas), para lograr obter uma maior quantidade de dados de campo e assim poder realizar melhores retro-análises;
- Instrumentar as barras de aço que serão instaladas nos grampos dos trechos analisados, para se obter os valores de carga nos grampos e poder fazer uma análise completa das forças atuantes nas etapas da escavação.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1984). *Solo - Análise Granulométrica*: NBR-7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 13 p.
- ABNT (1991b). *Estacas – Prova de Carga*: NBR-12131 (antiga MB-3472). Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- ALIZADEH, M.; DAVISSON, M. T. (1970). *Lateral load tests on piles – Arkansas River Project*, Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, v.96, n° SM5.
- ALONSO, U. R. (1986). *Recomendação para realização de provas de carga horizontal em estacas de concreto armado*, Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia De Fundações, Porto Alegre. Anais. Porto Alegre: ABMS.
- ALONSO, U.R. (1989). *Dimensionamento de fundações profundas*. São Paulo. Edgard Blücher. 169p.
- ANGELIM, R.A. (2011). *Desempenho de Ensaios Pressiométricos em Aterros Compactados de Barragens de Terra na Estimativa de Parâmetros Geotécnicos*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-067-1/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 291 p.
- BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKOWSKI, M., MARCHETTI, S. AND PASQUALINI, E. (1986). *Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers*. Proc. In Situ, 86 ASCE Spec. Conf. On “Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering”, Virginia Tech, Blacksburg, VA, ASCE Publ n° 6:431.
- BJERRUM, L., (1973). “*Problems Soils Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils*”, Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. State-of-the-Art-Paper Report to Session IV, Moscow, Soviet Union, Vol 3.
- BLANCO, S. B., (1995). *Aspéctos de Geologia de Engenharia da Escavação do Metrô de Brasília – Trecho Asa Sul*, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 95p.
- BOGOSSIAN, F.e MUXFELD, A.S, (1993). “*Dilatômetro de Marchetti: Um Equipamento para a Determinação de Parâmetros Geotécnicas in Situ em Solos Residuais*”, Anais do VII Congresso Brasileiro de Geologia e Engenharia (CBGE), Poços de Caldas.
- BOGOSSIAN, F., MUXFELD, A.S., BOGOSSIAN, M.F., (1988). “*A utilização do Dilatômetro para a Determinação de Propriedades Geotécnicas de um Deposito de Argila Mole*”, Anais do Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 483-491.

- BOGOSSIAN, F., MUXFELD, A.S.e DUTRA, A.M.B., (1989). “ *Some Results of Flat Dilatometer Tests in Brazilian Soils*”, Proceedings of the 12th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 1, Session 2, pp. 187- 190.
- BRIAUD, J.L. e MIRIAN, J., (1992). “*The Flat Dilatometer Test*”, U.S Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Technology Applications, Washington, D.C., Report N°. FHWA-SA-91-044, 102p.
- BROMS, B.B., (1964a). “*Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils*”, Journal of Soil Mechanics e Foundations Division. ASCE. Vol. 90(2), pp. 21-63.
- BROMS, B.B., (1964b). “*Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils*”, Journal of Soil Mechanics e Foundations Division. ASCE. Vol. 90(3), pp. 123-156.
- BROMS, B.B., (1965). “*Design of Laterally Loaded Piles*”, Journal of Soil Mechanics e Foundations Division. ASCE. Vol. 91(3), pp. 79-99.
- BROMS, B. B. (1972). *Stability of flexible structures (piles and piles groups)*. In: European Conference On Soil Mechanics And Foundations Engineering, 5, Madrid. Proceedings... Madrid: General Report, v. 2, p. 239-269.
- BUDHU, M & DAVIES, T.G. (1987). *Non-Linear Analysis of Laterally Loaded Piles in Cohesionless Soils*. Canadian Geotechnical Journal, 24, 189-196.
- BUDHU, M. & DAVIES, T.G. (1988). *Analysis Loaded piles in Soft Clays*. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114 (No. 1): 21-39.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J., MORTARI, D., SILVA, P.R. & PAIXÃO, M.N.O.N. (1993). *Avaliação da Colapsividade de um Solo Poroso em Consequência da Construção de um Aterro*. 27ª Reunião de Pavimentação, Belém, PA, 255-263.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. SOUZA, N. M.; MENEZES, P. R.; BLANCO, S. B. (1993) *Características Geotécnicas de Erosões Situadas No Entorno das Cidades Satélites de Ceilândia, Taguatinga e Samambaia No Distrito Federal*. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1993, Poços de Calda. VII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Paulo: ABGE, 1993. v. 2. p. 151-158.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & MORTARI, D. (1994). *Caracterização Geotécnica de Solos Porosos do Distrito Federal*. 3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas, ABMS/ABGE/CBT/CNPq/UnB, Brasília, DF, PP. 109-122.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, M. T. (1994). *Avaliação do Comportamento de Fundações Em Solo-Cimento Através de Provas de Carga*. In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDA ESX COBRAMSEF, 1994, Foz do Iguaçu. X COBRAMSEF. FOZ DO IGUAÇU – PR, 1994, Vol. 1, pag. 75-80.

- CAMAPUM DE CARVALHO, J. ; MORTARI, D.. *Caracterização Geotécnica de Solos Porosos do Distrito Federal*. In: III Simposio Brasileiro de Obras Subterrâneas. BRASÍLIA – DF: ABMS, p. 102-122.
- CAMPANELLA, R.G. e ROBERTSON, P.K., (1983). “*Flat Plate Dilatometer Testing: Research e Development*” 1st International Conference on the Flat Dilatometer, Edmonton, Alberta, Canada.
- CAMPOS J.E.G. & FREITAS-SILVA F.H. (1998). *Hidrogeologia do Distrito Federal*. In: Inventário hidrogeológico e dos recursos hídricos superficiais do Distrito Federal. Parte I. Vol II. IEMA-SEMATEC/Universidade de Brasília. (Inédito). 66p.
- CARDOSO, F.B.F. (1995). *Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-026A/95, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140 p.
- CASTRO, G. (1978). *Deformabilidade das fundações e sua consideração no cálculo das estruturas*. 2. ed. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Não paginado. (Memória, 353).
- CINTRA, J. C. A., ALBIERO, J. H.(1982). *Determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (nh) através de provas de carga lateral em estacas*. In: Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia De Fundações, 7, Recife, PE. Anais. Recife, PE: ABMS, 1982. v. 2, p. 123-138.
- CINTRA, J. C. A. (1981). *Uma análise de provas de carga lateral em estacas e comparação com os métodos da teoria de reação horizontal do solo*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia da EESC/USP de São Carlos, São Carlos, 150 p.
- CINTRA, J. C. A. (1983). *Carregamento lateral em estacas*. São Carlos, SP: Escola de Engenharia de São Carlos-USP.
- CODEPLAN - *Companhia de Desenvolvimento do Planalto*. Atlas do Distrito Federal; vol.I. Brasília. 1984.
- COLMAN, R.B., HANCOCK, T.G. (1972). *The behavior of laterally loaded piles*. In: ECSMFE, 5, 1972, Madrid. Proceedings... Madrid: [s.n.], v.1.
- COUTINHO, R.Q. e OLIVEIRA, J.T.R., (1997). “*Geotechnical Characterization of Recife Soft Clay – Laboratory e in Situ Tests*.” Proceedingseedings of 14th International Conf. on Soil Mech. e Foundation Eng., Hamburg, 1: pp. 69-72, Germany.

- COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, J.T.R. e OLIVEIRA, A.T.J., (1998). “*Geotechnical Site Characterization of Recife Soft Clays.*” 1st International Symposium on Site Characterization, 2: 1001-1006, Atlanta, U.S.A.
- COUTINHO, R.Q. e OLIVEIRA, J.T.R., (2002). “*Behavior of the Recife Soft Clays.*” Workshop Foundation Engineering in Difficult Soft Soil Conditions, TC 36 Meeting, Edited By G. Y. Avvimet – SMMS, v.1.
- CRUZ, N., & VIANA DA FONSECA, A. (2006). “*Portuguese experience in residual soil characterization by DMT tests.*” Proc. 2nd International Flat Dilatometer Conference, Washington.
- CRUZ, N., DEVINCENZI, M.; VIANA DA FONSECA, A. (2006). “*DMT experience in Iberian transported soils.*” Proc. 2nd International Flat Dilatometer Conference, Washington.
- Cruz, N.; FIGUEIREDO, S.; VIANA DA FONSECA, A.. (2004). “*Deriving Geotechnical parameters of Residual Soils from Granite by Interpreting DMT + CPTU Tests*”. 2nd International Conference on Site Characterization, ISC’2. Porto, Portugal. Vol. 2, pp 1799 – 1804.
- CRUZ, N. –A (1995). *Avaliação de parâmetros geotécnicos pelo dilatômetro de Marchetti*. Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra.
- CRUZ, N., VIANA DA FONSECA, A., LEMOS, J. L., COELHO, P., (1997) “*Avaliação de parâmetros geotécnicos pelo DMT em solos Portugueses*”. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Vol nº 81.
- CUNHA, R. P. (2011). *Acquired knowledge on the behavior of deep foundations vertically and horizontally loaded in the soil of Brasília*. Soils & rocks, v. 34, p. 177-194.
- CUNHA, R.P. & MOTA, N.M.B (2000). *Design of Deep Foundations in a Tropical Porous Clay via Marchetti Dilatometer Tests*. Baltic Geotechnics IX. Estonian Geotechnical Society. Tallinn, Estonia, paper 5.9, pp. 291-297.
- CUNHA, R.P., JARDIM N.A. E PEREIRA, J.H.F.(1999). “*In Situ Characterization of a Tropical Porous Clay via Dilatometer Tests.*” Geo-Congress 99 on Behavioral Characteristics of Residual Soils, ASCE Geotechnical, Special Publication 92, Charlotte, pp.113-122.
- CUNHA R.P. & PEREZ, E.N.P. (1998). *Backanalyses of Elastic Parameters from Piles Executed in a Tropical Porous Clay*. 3rd International Geotechnical Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Bélgica, 1: 377-383.
- CUR 166, Damwand Constructies, CUR, Gouda, (2005).
- DAVISSON, M. T. (1963). *Estimating Buckling Loads for Piles*. Proc. Second Pan-American Conf. On Soil Mechanics and Foundation Eng., Rio de Janeiro, RJ, Vol 2: 1035 -1038.

- DAVISSON, M. T., (1970). “*Lateral Loaded Capacity of Piles*”, Highway Research Record, Nº 333.
- DAVISSON, M. T., PRAKASH, S. A (1963). *Review of soil-pile behaviour*. In: Stresses In Soils And Layers Systems, National Research Council, Washington, DC. Anais... Washington, D.C.: Highway Research Record, p. 25-48.
- DAVISSON, M. N., ROBINSON, K.E. (1965). *Bending and buckling of partially embedded piles*. In: International Conference On Soil Mechanics And Foundations Engineering, 6, Montreal, Canadá. Proceedings... Montreal, Canadá: [s.n]. v. 2, p. 243-246.
- DAVISSON, M.T., SALLEY, J.R. (1970). *Model study of laterally loaded piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 96, n. SM5, p. 1605-1627.
- DAVISSON, M. T. e GILL, H. L. (1963). *Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 89, nº SM 3, p. 63-94.
- DE BEER. E. E. *Piles Subjected to Static Lateral Loads*. IX ICSMFE. (1977)
- DÉCOURT L. (1991). *Load-deflection prediction for laterally loaded piles based on NSPT values*. In: International Conference On Piling And Deep Foundations, 4, Italy. Proceedings. Italy: A.A. Balkema. v. 1, p. 549-556.
- DECOURT, L., (1989). “*Ultimate Bearing Capacity of Large Bored Piles in a Hard São Paulo Clay*”, De Mello Volume, Ed. Edgard Blücher LTDA, São Paulo, pp. 89-120.
- DOS SANTOS, C.R.B. (2003). *Influência da Modificação do Estado de Tensões e da Sazonalidade nos Parâmetros Geotécnicos Oriundos de Ensaios de Campo na Argila Porosa de Brasília*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-116A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 118 p.
- DUNCAN, J. M., CHANG, C. Y. (1970). *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 96, n. SM5, p. 1629-1653.
- EMBRAPA (1978). *Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Distrito Federal*. Boletim Técnico, nº 53, Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos, Rio de Janeiro, RJ, 455 p.
- GEOFINE (2004). Manual do Usuário: Sheeting Check.
- GABR, M.A., (1988). “*Application of dilatometer for pile design. Evaluation of subgrade reaction for lateral pile analysis in clay*”. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo Norway. Report 521610-4.
- GABR, M. A. & BORDEN, R. H. (1988) “*Analysis of Load Deflection Response of Laterally Loaded Piers Using DMT*.” Proc., 1st Int. Conf. on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, Fla., 513-520.

- GABR, M.A. e BORDEN, R.H., (1988a). “*LTBASE: A Computer Program for the Analysis of Laterally Loaded Piers Including Base e Slope Effect*”. Transp. Res. Record No 1169, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- GABR, M.A. e BORDEN, R.H., (1988b). “*Analyses of load deflection response of laterally loaded piers using dilatometer test (DMT)*”. International Symposium on Penetration Testing ISOPT-1. Orleo 1988. Proceedings. Vol. 1.
- GABR, M.A., (1994). “*p - y Analysis of Laterally Loaded Piles in Soft Clay Using DMT.*” Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 120.
- GUIMARÃES, R.C. (2002). *Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.
- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T e LANCELLOTTA, R., (1985). “*New Developments in Field e Laboratory Testing of Soils*” Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics e Foundations Engineering, San Francisco, CA, Vol. 1.
- JARDIM, N. A., (1998). *Metodologia de Previsão de Capacidade de Carga Vertical e Horizontal com o Dilatômetro de Marchetti*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 054/98, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasil, DF, 141 p.
- JARDIM, N. A. & CUNHA, R. P., (1998). *Cálculo do Coeficiente de Reação Horizontal da Argila Porosa de Brasília por retroanálise de Provas de Carga*. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XI COMBRANSEG, Brasília, Brasil, III: 1631-1638.
- KONDER, R.L. e ZELASKO, J.J., (1963). “*A Hyperbolic Stress-Strain Formulation in Ses*”, Proceedings of the II Pan American Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering, Vol. I pp. 289-324.
- LACASSE, S., e LUNNE, T., (1988). “*Calibration of Dilatometer Correlations*”, Proceedings. Of the 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orleo, FL. Vol. 1, pp. 539-548.
- LEE, K.L. (1968). *Buckling of partially embedded piles in sand*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, v. 94, n. SM1, p. 255-270.
- LEIJDEN, W. V. (1972). *Lateral loading of freestanding and fixed-headed pile embedded in elastic C - type and S - type soils*. In: Europea Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 5, Madrid. Proceedings... Madrid: [s.n.]. v. 1, p. 365-372.
- LIMA, M. (2001). *Avaliação de Metodologias de Projeto para Estacas Carregadas Horizontalmente Assentes em Argila Porosa Colapsível*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-084/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 107 p.

- LUTENEGGER, A.J. (1988). *Current Status of the Marchetti Dilatometer Test*. Invited Lecturer. Proc. ISOPT-1, Orlando, FL, Vol. 1: 137-155. Mar.
- MARCHETTI, S. & CRAPPS, D.K. (1981). *Flat Dilatometer Manual. International Report of GPE Inc.*, Gainesville, Florida, USA.
- MARCHETTI, S. (1997). *The Flat Dilatometer: Design Applications*. Third Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Keynote Lecture, 26 p.
- MARCHETTI, S. & MONACO, P. (2004). *Evaluation of coefficient of subgrade reaction for design of multi-propped diaphragm walls form DMT moduli*. ISC'04, Porto, Portugal.
- MARCHETTI, S. (1975). *A New In Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability*. Conference on In Situ Measurements of Soil Properties. ASCE Specialty Conference, New York 2: 255-259.
- MARCHETTI, S. (1980). *In Situ Tests by Flat Dilatometer*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 106(GT3): 299-321.
- MARCHETTI, S., TOTANI, G., CAMPANELLA, R.G, ROBERTSON, P.K. & TADDEI, B. (1986). *The DMT Method for Piles Driven in Clay*, Proc. In Situ'86 ASCE, Virginia Tech, Blacksburg, VA Publ. n° 6, 765 p.
- MARCHETTI, S. (1975). "A New In Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability", Proceedings. Conference, Raleigh, N.C., Vol. 2, pp. 255-259.
- MARCHETTI, S., (1981). closure of "In Situ Tests by Flat Dilatometer" Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107 N° GT6, Proceeding Paper 15290, pp. 832-837.
- MARCHETTI, S., (2001). "The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigation". ISSMGE TC 16 Report.
- MATLOCK, H., (1970). "Correlation for Design Loaded Piles in Soft Clay." Proceedings of the 2nd Annual. Offshore Technical Conference, Am. Inst. Of Min., Metallurgy, e Pet. Engineering., Houston. Texas Vol 1. pp. 577-594.
- MATLOCK, H.; REESE, L. C. (1960). *Generalized solutions for laterally loaded piles*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, v. 86, no SM5, October, p. 63-91.
- MATLOCK, H. AND REESE, L. C. (1961). *Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures*, Proc. 5th International Conference On Soil Mechanics and Foundations Engineering, ICSMFE, Paris, France, Vol. 2: 91-97
- MATLOCK, H., e REESE, L., (1962). "Generally Solution for Laterally Loaded Piles." ASCE Trans., Part 1, ASCE, 127, pp. 1120-1246.

- McNULTY, J. F. (1956). *Thrust loadin on piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 82, n. SM2, p. 1-25.
- MEDEIROS, A.G.B. (2009). *Estudo do Comportamento de Estruturas de Contenção no Distrito federal*. Tese de Doutorado, Em Andamento, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- MICHE, R. J. (1930). *Investifation of piles subject to horizontal forces. Application to Quay Walls*. Journal of the Shool of Engineering, n 4, Giza, Egipt.
- MIGUEL, M. G. (1996). *Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia da EESC/USP de São Carlos, São Carlos, 168 p.
- MIGUEL, M. G., CINTRA, J. C. (1996). *Provas de carga horizontal em estacas do tipo raiz em solo colapsível*. Revista Solos e Rochas. São Paulo, v.19, p.217-229.
- MIRANDA, G. (2006). *Estacas submetidas a esforços horizontais em solos colapsíveis do interior de São Paulo, nas condições natural, melhorada e inundada*. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp. 274p.
- MOTA, N.M.B., (2003). “*Ensaio Avancados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação*”. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-013A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 336p.
- MOTA N.M.B, CUNHA, R.P., PEREIRA, J.H.F. E CORTOPASSI, R.S. (2000a). *Avaliação da Capacidade de Carga de Fundações Profundas Assentes no Solo Poroso de Brasília-DF via Ensaio de Cone (CPT)*. IV Seminário de Engenharia de Fundações - SEFE IV, ABMS, São Paulo, SP, 1: 320-332.
- MOTA, N.M.B, CUNHA, R.P. & CORTOPASSI, R.S. (2000b). *Influência da Estratigrafia e do Sistema de Cravação nos Resultados de Ensaio Dilatométricos Realizados no Solo Poroso de Brasília*. 4º Simpósio International de Estructuras, Geotecnia y Materiales de Construcción, UCLV, Santa Clara, Cuba, 1: 80-87.
- MOTA, N.M.B, CUNHA, R.P. & CORTOPASSI, R.S. (2002a). *Análise Comparativa de Resultados de Ensaio de Campo e Laboratório numa Argila Porosa Brasileira*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal, 1: 331-341.
- MOTA, N.M.B., FARIAS, M.P.,CUNHA, R.P & PARENTE, R.C.P. (2002c). *Avaliação de Ensaio de CPT e DMT na Obtenção do Perfil Estratigráfico de Solos Lateríticos de Brasília,- DF*. XVI Congresso Argentino de Mecânica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG). Trelew-Chubut- Patagônia-Argentina, Sessão VII, CD-Rom.

- MURCHISON, J. M. & O'NEILL, M. W. (1984). *Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils*. In Proc., Symposium of Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE, San Francisco, 174-191.
- NAVDOCKS, (1962), *Soils Mechanics, Foundations and Earth Structures: Design Manual, DM-7*, Dept. of the Navy, Bureau of Yards and Docks, Washington, D.C.
- NOVAES PINTO, M. (1993). *Caracterização Geomorfológica do Cerrado: Caracterização, Ocupação e Perspectivas*. Universidade de Brasília – UnB, Brasília, DF, 681 p.
- NOVAES PINTO & CARNEIRO, P. J. R. (1984). *Análise preliminar das feições geomorfológicas do Distrito Federal*. In: Anais do IV Congresso Brasileiro de Geógrafos, São Paulo, livro II, v. 2.
- NOVAES PINTO, M. (1986). *Unidades geomorfológicas do Distrito Federal*. Geografia. Marília, SP.
- NOVAES PINTO, M. (1988). *Aplainamento nos trópicos – uma revisão de conceitos*. Geografia, Marília, SP.
- ORTIGÃO, J.A.R.; ZIRLIS, A. & PALMEIRA, E.M. (1993). *Experiência com solo grampeado no Brasil: 1970-1993*. Solos e Rochas, 16 (4): 291-304, Dezembro.
- ORTIGÃO, J.A.R. (1993). *Dilatômetro em Argila Porosa*. 7º Congresso Brasileiro de Geologia e Engenharia (CBGE), Poços de Caldas, MG, 1: 309-320 .
- ORTIGÃO, J.A.R., (1994), “*Dilatometer Tests in Brasília Porous Clay*.” 7th International Geology, IAEG, Lisboa, Portugal, PP. 359-365.
- ORTIGÃO, J.A.R., (1994). *O túnel do Metrô de Brasília – Propriedades Geotécnicas e o Comportamento da Obra*, Monografia submetida à banca examinadora de concurso de professor titular de mecânica dos solos, UFRJ, Rio de Janeiro, 116 p.
- ORTIGÃO, J.A.R. (1994a). *O Túnel do Metrô de Brasília – Propriedades Geotécnicas e o Comportamento da Obra*. Monografia submetida à banca examinadora do concurso de Professor Titular de Mecânica dos Solos. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 116 p.
- ORTIGÃO, J.A.R. (1994b). *Dilatometer Tests in Brasília Porous Clay*. 7th International Congress Int. Association of Engineering Geology, IAEG, Lisboa, Portugal, p. 359-365.
- ORTIGÃO, J.A.R., CUNHA, R.P. e ALVES, L.S., (1996), “*In Situ Test in Brasília Porous Clay*.” Canadian Geotechnical Journal, 33(1): pp. 189-198.
- PAIXÃO, M.N.O.N. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994). *Influência da Microestrutura no Colapso de um Solo de Brasília*. 2º Simpósio sobre Solos Não-Saturados, Recife, PE, 105-110.

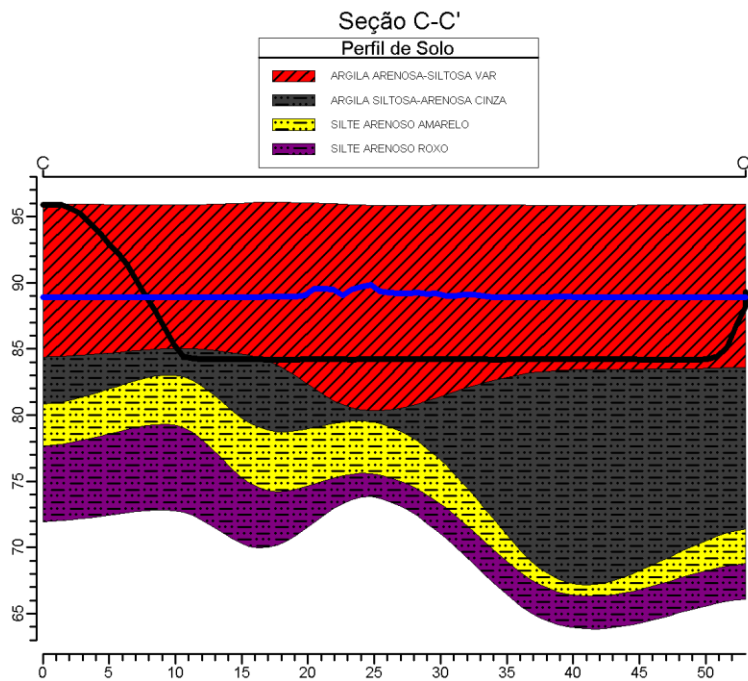
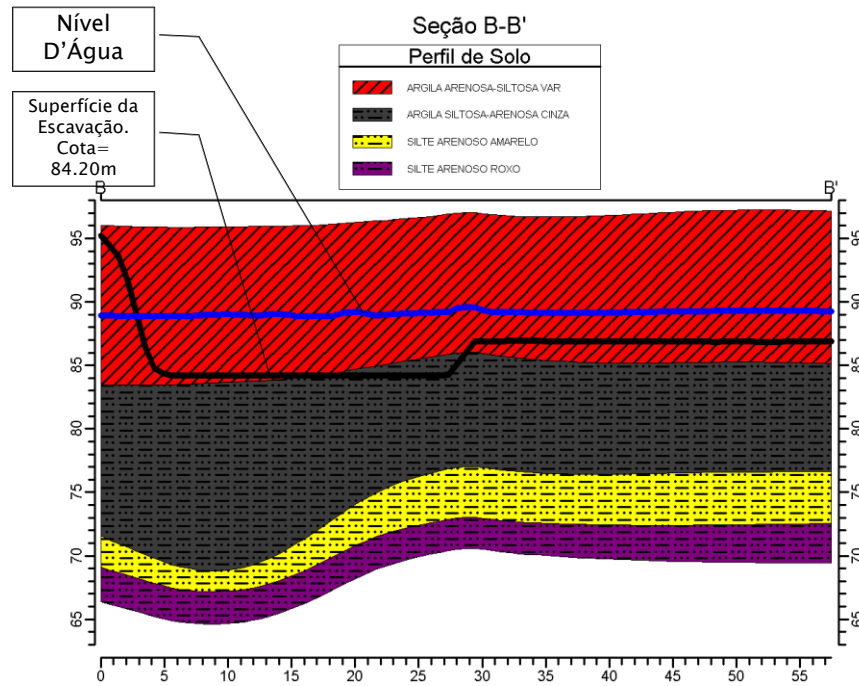
- PALMER, L.A., THOMPSON, J.B. (1948). *The Earth Pressure and Deflection Along The Embedded Lengths of Piles Subject to Lateral Thrust*, In: International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 2, Rotterdam. Anais... Rotterdam: [s.n]. v. 5, p. 156-161.
- PAULA, M.C., MINETTE, E., LOPES, G.S. & LIMA, D.C. (1998). *Ensaio Dilatométrico em um Solo Residual de Gnaisse*. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, DF, 2: 811-818.
- PEREZ, E.N.P. (1997). *O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 049A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146 p.
- PETRONIO, D.L.S. (2011). *Cartografia geotécnica tridimensional do Setor Noroeste de Brasília*, 2011. Xxiv. 265 f., II. Tese (Doutorado e Geotécnica). Universidade de Brasília, Brasília, 2011.
- POULOS, H. G. (1973). *Analysis of piles in soil undergoing lateral movement*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, v. 99, n. SM5.
- POULOS, H.G. (1989). *Pile Behaviour, Theory and Application*, Geotechnique, 39(3).
- POULOS, H.G. e DAVIS, E.H., (1980). *"Pile Foundation Analysis e Design"*, Wiley, New York.
- QUARESMA, A.R., DECOURT, L., QUARESMA FILHO, A.R., ALMEIDA, M.S.S. & DANZIGER, F. (1996). *Investigações Geotécnicas. Cap. 3 Fundações: Teoria e Prática*, Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Nimaya, S. (Eds), Editora PINE Ltda, São Paulo, SP, pp. 119-162.
- REESE, L.C., MATLOCK, H. (1956). *Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth*. In: Texas Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 8, Austin, Texas. Proceedings... Austin, Texas: The University of Texas. p.1-41.
- REESE, L. C., COX. W. R., KOOP. F. D. (1974). *Analisis of laterally loaded piles in sand*. In: Offshore Technologic Conference, 6, Houston, Texas. Proceedings... Houston, Texas: [s.n]. p. 473-483.
- ROBERTSON, P. K., DAVIES, M. P., AND CAMPANELLA, R.G., (1989). *"Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Dilatometer"* Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 12, No. 1, March 1989, pp. 30-38
- ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R. G., AND GILLESPIE, D. (1988). *Excess Pore Pressure and the Flat Dilatometer Test*. Proc. 1 International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1. Orlando. FL. Vol 1:567-576.

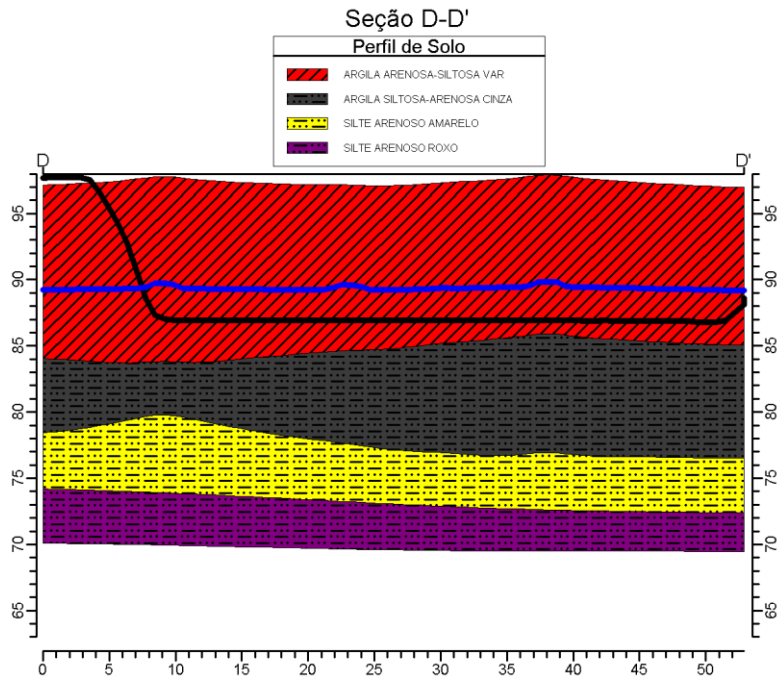
- SCHMERTMANN, J.H., (1982). “*Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test*”, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 9, No. 2, pp. 189-213.
- SCHMERTMANN, J.H., (1983). “*Revised Proceeding for Calculation K_0 e OCR from DMT with $ID > 1,2$ e which Incorporates the Penetration Force Measurements to Permit Calculating the lain Strain Friction Angle*”, DMT-Workshop, Gainesville, Florida.
- SCHMERTMANN, J.H., (1986). “*Suggested Method Performing the Flat Dilatometer Test*”, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 9 N° 2, pp. 93-101.
- SCHNAID, F. (2000). *Ensaaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 189 p.
- SKEMPTON, A.W., (1951). “*The Bearing Capacity of Clays*”, Building Research Congress, Division I, Part 3, London.
- SOUSA COUTINHO, A.G.F. (2000). *Previsão da Curva Forças/Deslocamentos de Grupos de Estacas Sob Cargas Laterais Baseada em Ensaaios de Estacas Isoladas*. VII Congresso Nacional de Geotécnia, Porto Portugal, Vol. 1, 645-654.
- STEVENS J.B. & AUDIBERT J.M.E. (1979). *Re-examination of p-y curve formulation. Proceedings of the XI Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC 3402, pp. 397-403
- SÜSSEKIND, J.C. (1947). *Curso de Análise Estrutural*. Globo, Rio de Janeiro, 1987.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: Wiley, 510 p.
- TERZAGHI, K. (1955). *Evaluation of coefficients of subgrade reaction*. Géotechnique, The Institution of Engineers, Londres, v. 5, no 4, p. 297-326.
- UK NA EC3-1-5:2005. UK National Annex to Eurocode 7: Geotechnical design – Part. 1: General rules.
- U.S.NAVY (1962). *Design manual: Soil Mechanics, foundations and earth structures*. NAVDOCKS DM-7, Washington, D.C..
- VELLOSO, P.P.C. (1981). *Estacas Escavadas: Aspectos Geotécnicos do Projeto*. Anais, Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.
- VELLOSO, D.A. (1981). *Fundações profundas - considerações sobre a estimativa da capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal em solo*. Rio de Janeiro: PUC-RJ, 1981. 60p.
- VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. (2002). *Fundações*. Volume 2 – Fundações Profundas. COPPE/UFRJ, 471 p.

- VIEIRA, M.V.C.M. (1994). *Ensaio Dilatométrico na Argila Mole do Sarapuú*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 293 p.
- WERNER, H. (1970). *Biogemont elastisch eigespannter phähle*. Beton und Stahlbetonbau. Alemanha, nº 2, p. 90-108.
- WINKLER, E. (1867). *Die lehre von der Elastizitat und Festigkeit*. Domicius. Prage.
- ZAMMANTARO, B. B. (2004). *Estudo de Comportamento de Estacas Tipo Escavada e Hélice Contínua, Submetidas a Esforço Horizontal em Solo não Saturado de Diabásio*. Projeto de Pesquisa. Unicam. 23p.
- ZAMMATARO, B. B. (2007). *Comportamento de estacas tipo escavada e hélice contínua, submetidas a esforços horizontais*, Campinas, SP [s.n.].

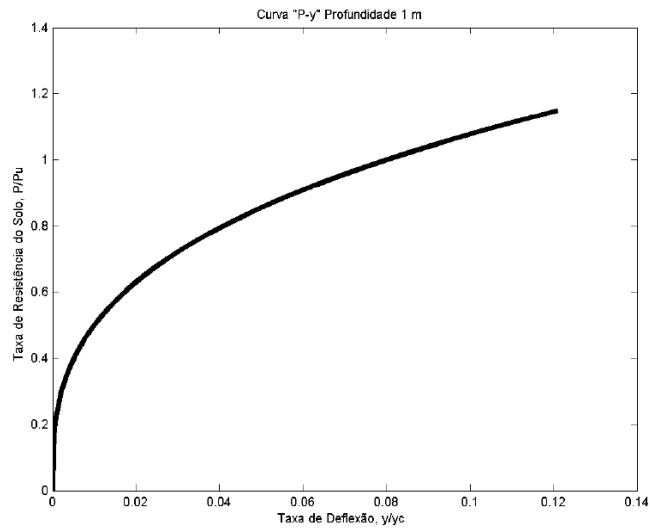
8. ANEXOS

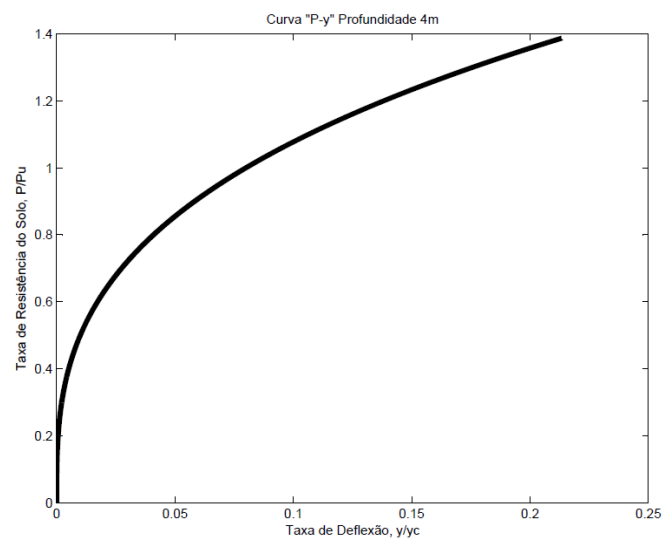
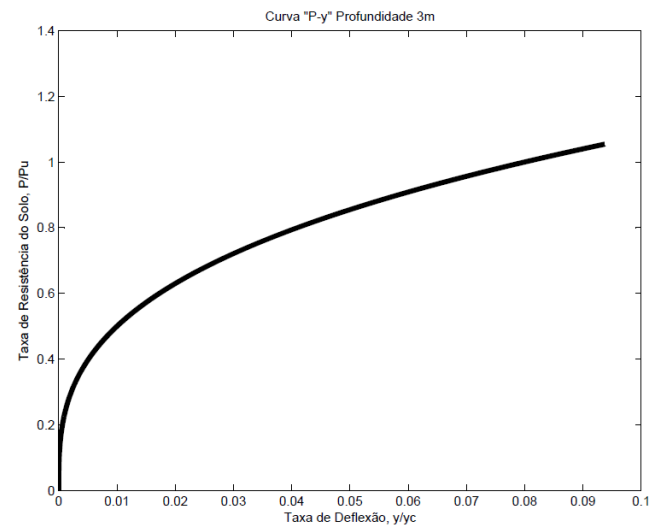
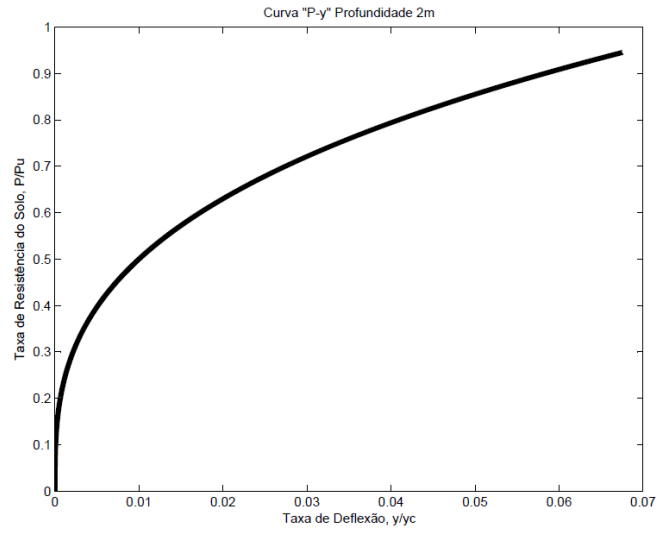
8.1. A. SEÇÕES B-B', C-C' E D-D'

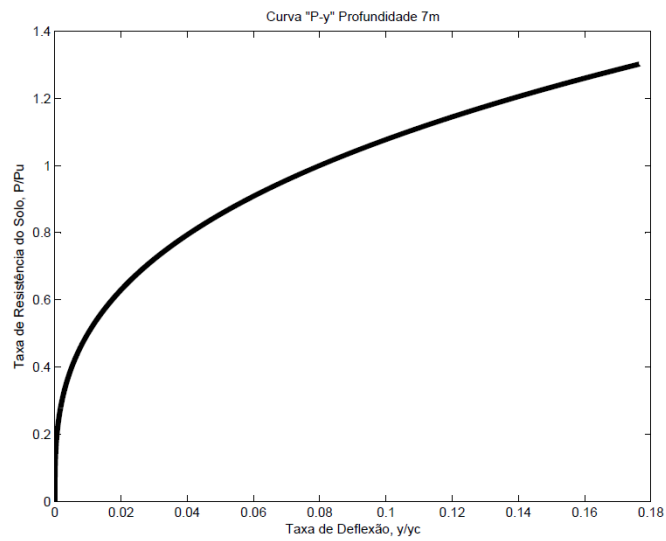
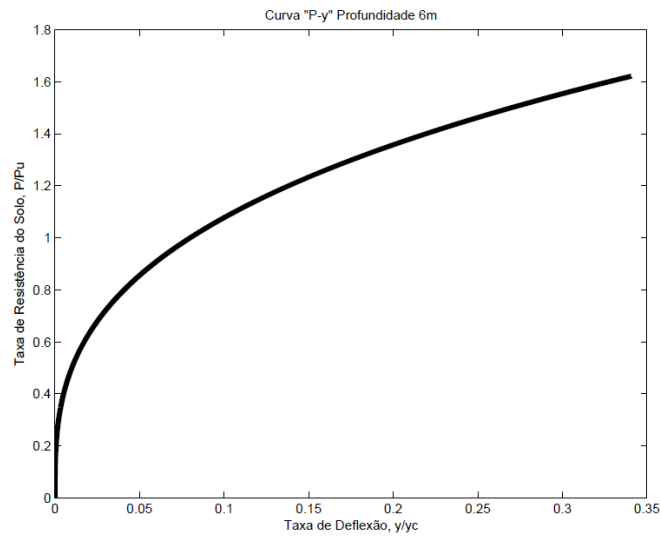
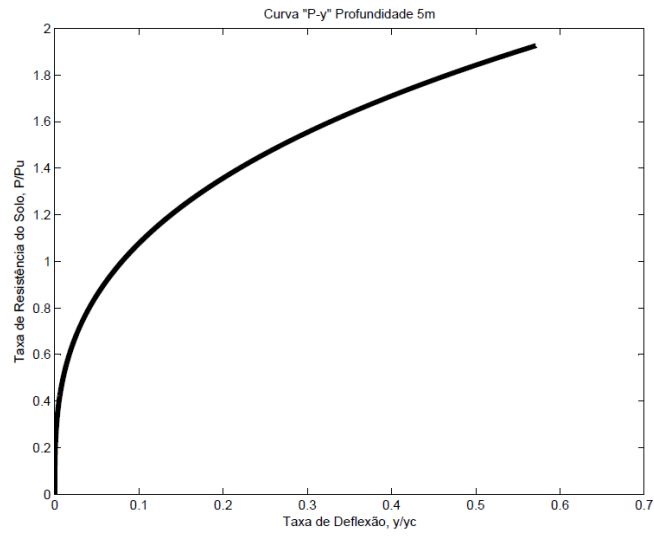


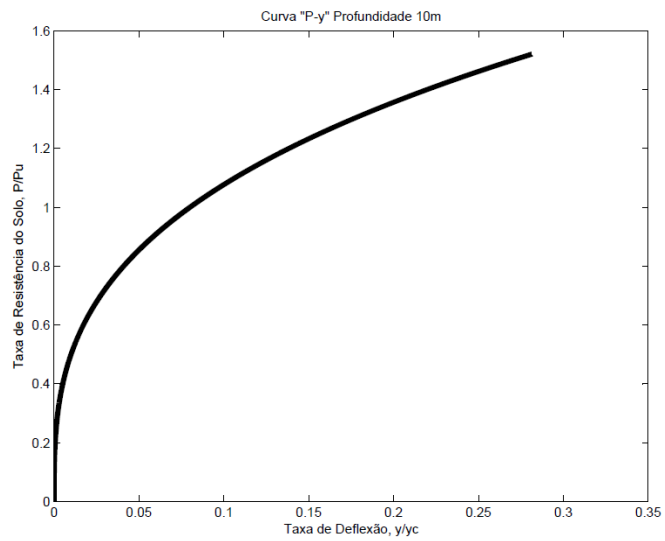
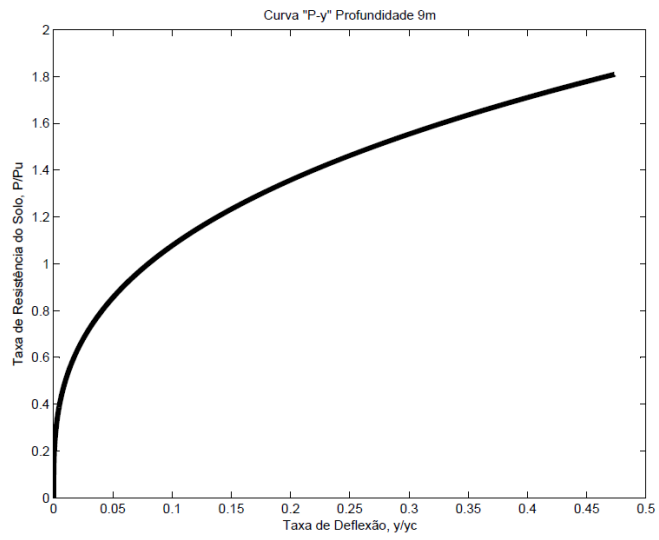
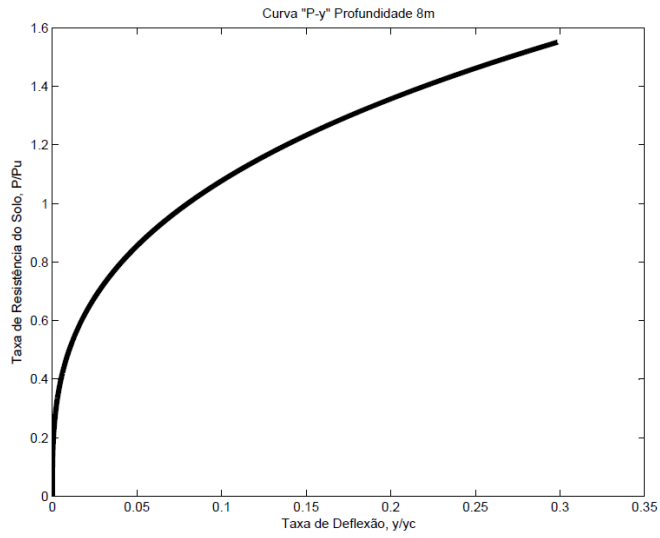


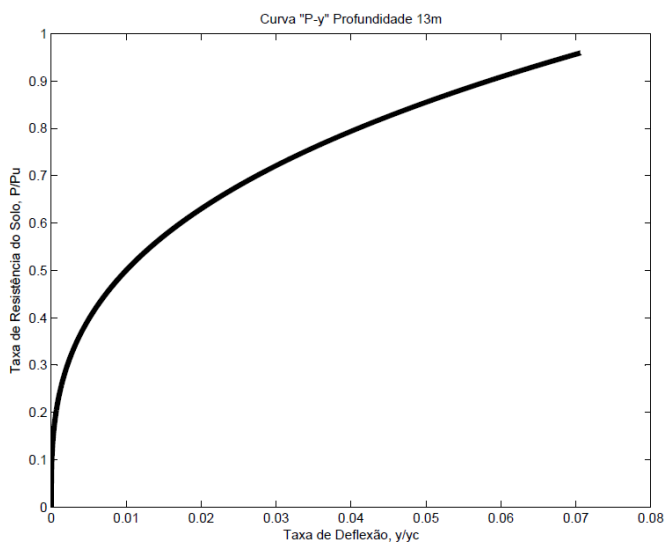
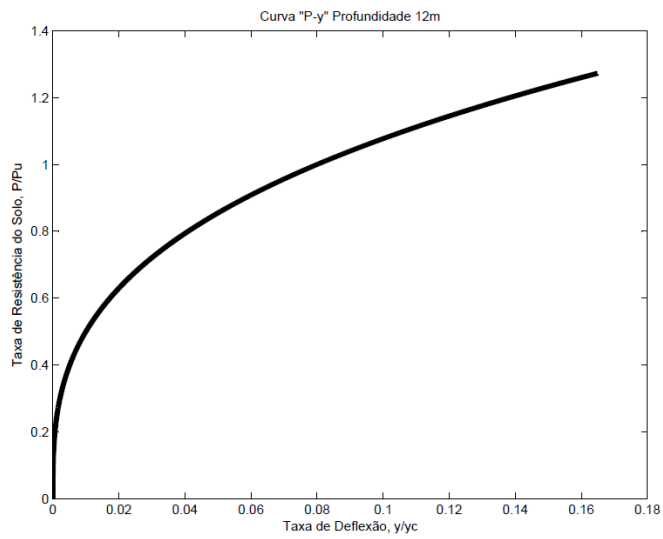
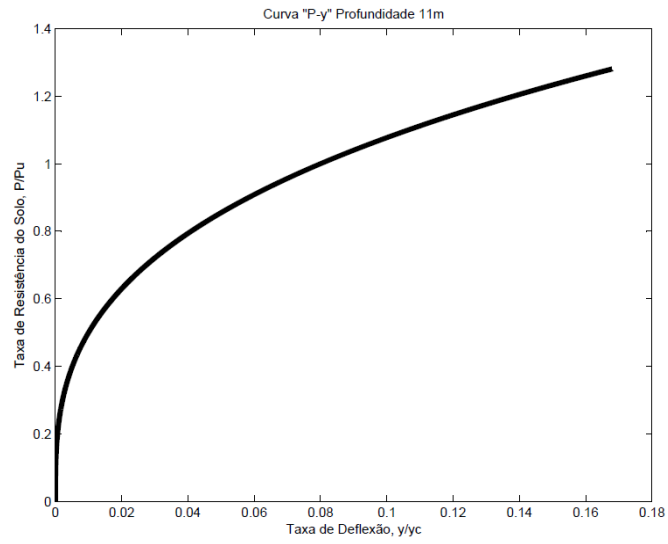
8.2. B. CURVAS “P-Y” PARA SOLO PURAMENTE COESIVO

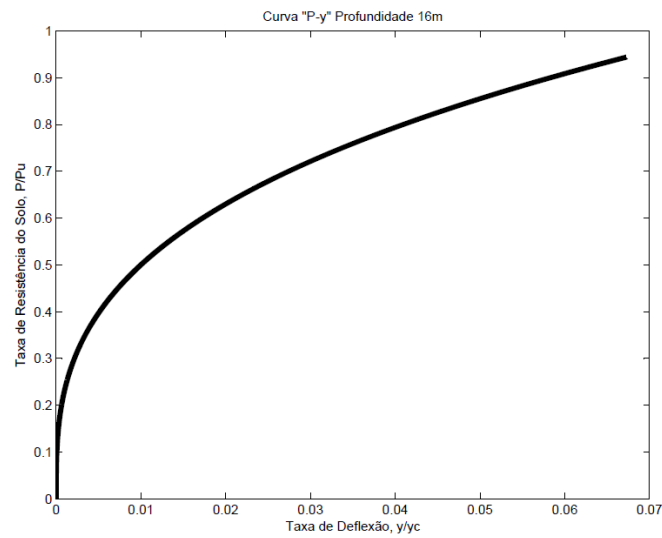
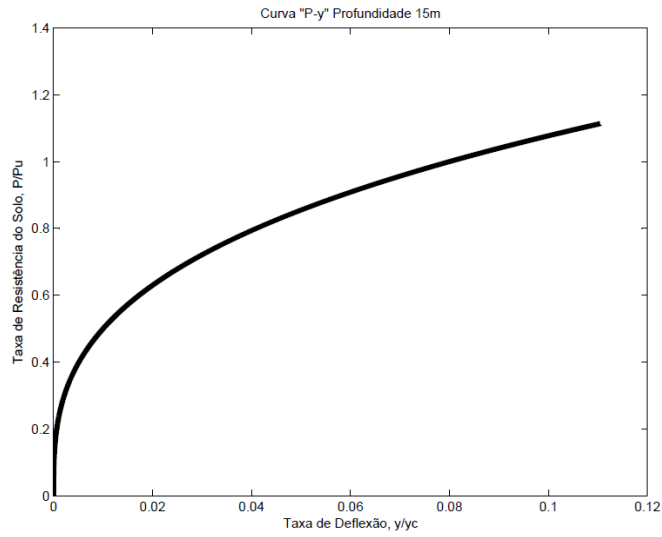
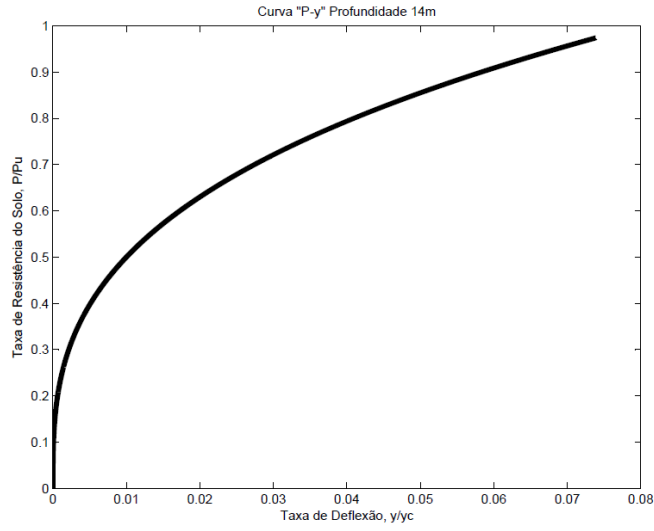


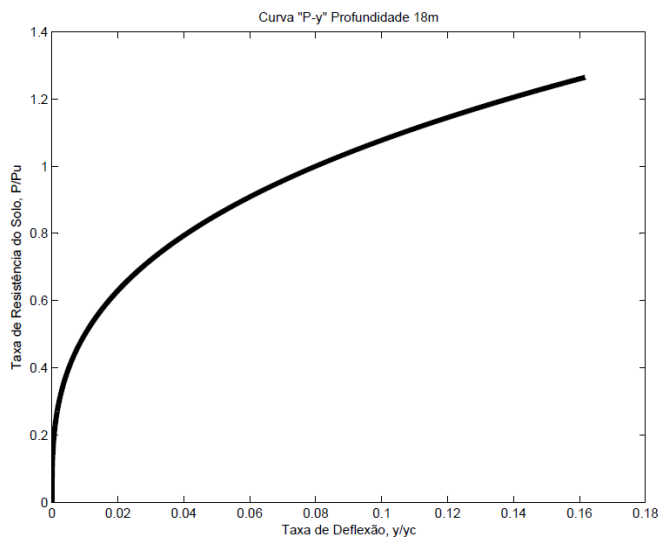
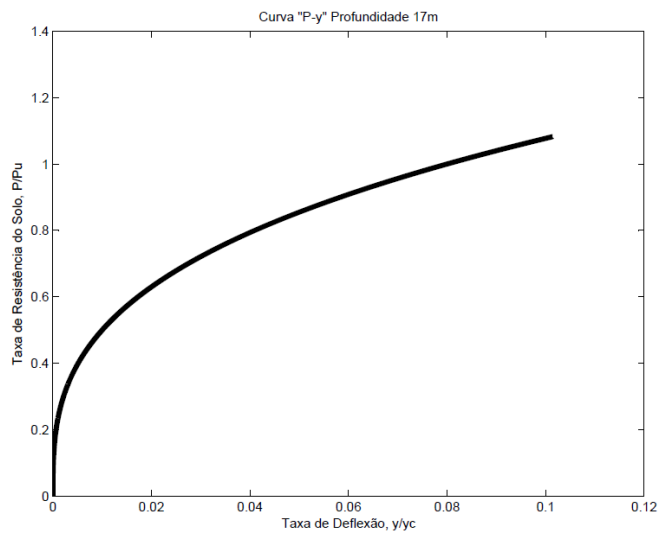












8.3. C. CURVAS “P-Y” PARA SOLO PURAMENTE FRICCIONAL

