

JOÃO MANUEL CANDEIAS SIMÃO PORTUGAL

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS
SUJEITAS A CARGAS LATERAIS**

LISBOA 1992

UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

SECÇÃO AUTÓNOMA DE GEOTECNIA

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS
SUJEITAS A CARGAS LATERAIS**

João Manuel Candeias Simão Portugal

Lisboa, 1992

Dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa
para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos

Bolseiro da J.N.I.C.T.

AGRADECIMENTOS

O autor deseja expressar os seus agradecimentos e reconhecimento a todas as pessoas e entidades que contribuíram, directa ou indirectamente, para a realização do presente trabalho.

Em particular deseja agradecer:

- Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, nas pessoas do seu Director, Prof. Arantes e Oliveira, do Chefe do Departamento de Geotecnia, Dr. Eng^o Maranha das Neves e do Chefe do Núcleo de Fundações, Eng^o Pedro Sêco e Pinto, pela oportunidade que se proporcionou e pelos recursos quer materiais, quer humanos que foram colocados à disposição para o desenvolvimento deste trabalho.
- À Junta Nacional de Investigação Científica e Tecnológica, que subsidiou este trabalho, através do programa Ciência.
- À Junta Autónoma de Estradas pela autorização de utilização dos resultados dos ensaios de carga lateral efectuados sobre as estacas de fundação das pontes sobre os rios Sado (Alcácer do Sal) e Arade (Portimão).
- Ao Eng^o Pedro Sêco e Pinto, que o introduziu na área da geotecnia e que orientou este trabalho, pela disponibilidade, pelo interesse e estímulo, pelo inextinguível apoio demonstrados durante a realização dos trabalhos e pela revisão crítica do manuscrito.
- Ao Eng^o António Sousa Coutinho, que colaborou muito directamente na orientação da dissertação, pela permanente disponibilidade para discutir e comentar os diversos aspectos do trabalho bem como pela cedência de bibliografia da especialidade.
- Ao Eng^o Fernando Guedes de Melo, a disponibilidade, o incentivo e as interessantes sugestões apresentadas nas diversas fases deste trabalho.
- Aos Srs. Eng^{os} Armando Marques Rito e José Brito, respectivamente projectista da ponte sobre o rio Arade e consultor na área da geotecnia para o projecto da

ponte sobre o rio Sado, a disponibilidade demonstrada e a disponibilização de meios técnicos, nomeadamente no que se refere à caracterização geológica/geotécnica dos locais das referidas obras.

- Ao Engº Mateus da Silva pela cedência desinteressada do programa de pórticos planos que serviu de base ao algoritmo de cálculo desenvolvido.
- Aos colegas Sousa Coutinho, Bilé Serra, Ana Quintela e João Marcelino, pelo incentivo, disponibilidade e colaborações pontuais.
- À sala de desenho, em particular à Sra. D. Áurea Cardoso Rombo, pela disponibilidade, paciência e competência na execução dos desenhos e montagem deste trabalho.
- À Paula Moreira pelo trabalho de processamento de texto.
- Ao pessoal do Sector de Artes Gráficas do LNEC, pela eficiência e competência postas na impressão e encadernação do trabalho.

O autor aproveita ainda a oportunidade que publicamente se lhe oferece para agradecer à sua Família e em particular ao Alexandre José e à Maria Manuel pela paciência de acompanhar os momentos de menos ânimo e boa disposição, ajudando a superá-los.

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS SUJEITAS A CARGAS LATERAIS

RESUMO

Propõe-se um método expedito (*curvas $p-y$*) para o dimensionamento de estacas isoladas sujeitas a cargas laterais. Esta proposta tem por base uma análise prévia das principais vantagens e inconvenientes dos diferentes modelos e métodos de abordagem disponíveis. A validade do método é discutida a partir dos resultados de ensaios de carga em verdadeira grandeza efectuados sobre as estacas de fundação de duas obras de arte portuguesas de construção recente.

O trabalho é constituído por quatro capítulos, para além das Considerações Iniciais, em que se faz uma introdução ao tema, e das Considerações Finais.

O Capítulo 1 constitui uma revisão crítica da bibliografia disponível em que se procurou analisar o estado da arte das diversas metodologias e respectivos modelos conceptuais de abordagem do comportamento de estacas solicitadas lateralmente. Assim, referem-se em primeiro lugar os métodos de análise baseados em modelos discretos e, depois, aqueles que se fundamentam na modelação contínua do domínio do problema. A exposição é apresentada na perspectiva de pôr em evidência as principais vantagens e limitações à aplicação prática dos métodos descritos.

No Capítulo 2 é estabelecida a metodologia de análise a utilizar no trabalho. Opta-se por um modelo do tipo descontínuo e faz-se a aplicação do m.e.f. ao problema assim formulado. É discutida a caracterização paramétrica dos solos para a utilização do método e apresenta-se o programa de cálculo automático desenvolvido para efeitos de análise.

O 3º Capítulo trata dos ensaios de carga horizontal em estacas. Descrevem-se os equipamentos e instrumentos de ensaio actualmente utilizados bem como os diferentes procedimentos de ensaio consagrados. É discutida a metodologia de interpretação dos dados experimentais fornecidos por ensaios deste tipo. O capítulo termina com a descrição dos ensaios de carga horizontal efectuados nas estacas de fundação das pontes sobre os rios Sado e Arade.

No 4º Capítulo é feita a análise do comportamento das estacas ensaiadas. Em primeiro lugar apresenta-se a previsão do comportamento com base na informação geotécnica existente à priori. Em segundo lugar é feita a análise regressiva do comportamento exibido. Por fim apresentam-se as principais conclusões relativas ao estudo efectuado, nomeadamente no que diz respeito: (i) à validade do modelo e método de análise propostos, para prever adequadamente o comportamento observado das estacas ensaiadas; (ii) à validade da metodologia de interpretação dos dados da observação, descrita no Capítulo 3.

Nas Considerações Finais referem-se os aspectos fundamentais e de síntese a reter deste trabalho e indicam-se algumas perspectivas para o seu desenvolvimento.

ANALYSIS AND DESIGN OF LATERALLY LOADED PILES

ABSTRACT

A simple method, based on p - y curves, is suggested for design of laterally loaded piles. It results from a review of the main advantages and drawbacks of the various approaches available in the literature. Assessment of the method is done from load tests performed on the foundation piles of two portuguese bridges recently constructed.

This work is divided into four chapters further to the initial considerations which provide an introduction to the theme and to the final remarks where the prospects and benefits of the study are pointed out.

Chapter 1 is a critical review of the available bibliography on the subject, in which an attempt is made to analyze and evaluate the present situation of the different methods and their conceptual models of approach to the behaviour of laterally loaded piles. Thus, methods based on both lumped and continuous models of soil are referred to and its main advantages and relative limitations to practical use are stressed.

Chapter 2 presents the method to be used in this thesis. A lumped model is adopted and the finite element method is used for its solution. Parametric characterization of the soil is discussed and a computer code is presented.

Chapter 3 deals with horizontal load tests for piles. Usually used test equipments and measuring devices are addressed, as well as test procedures. Interpretation of test data is also discussed and the chapter ends with a description of horizontal load tests performed on instrumented foundation piles of Sado and Arade bridges.

Behaviour analysis of the tested piles is done in chapter 4. Firstly a prediction of the piles behaviour is presented, based on prior geotechnical available data. Afterwards a back-analysis of the observed response is performed. Finally, the main conclusions of the study are pointed out, namely as far as the following items are concerned: (i) reliability of the model and method presented to predict accurately the observed lateral behaviour of the tested piles and, (ii) reliability of the test results interpretation method presented in chapter 3.

In the final considerations, the fundamental aspects to be held from this study are referred to, and some possibilities for future trends are indicated.

SIMBOLOGIA

Não obstante o significado dos símbolos ser referido ao longo do texto, achou-se ser pertinente a apresentação duma listagem dos mais importantes.

Alguns dos símbolos utilizados têm mais do que um significado ao longo da exposição por se ter procurado respeitar a simbologia e terminologia consagradas na bibliografia.

a	- variável de integração
c_u	- resistência não drenada $[FL^{-2}]$
dx	- comprimento infinitesimal $[L]$
e	- excentricidade $[L]$
g	- aceleração da gravidade $[LT^{-2}]$
h_e	- comprimento do elemento finito tipo $[L]$
k_h	- módulo de reacção horizontal $[FL^{-2}]$
k_{ht}	- módulo de reacção horizontal tangente $[FL^{-2}]$
k_{hs}	- módulo de reacção horizontal secante $[FL^{-2}]$
$[k]$	- matriz de rigidez
n	- número de intervalos de subdivisão da estaca
n	- constante
n_h	- constante de reacção horizontal do terreno $[FL^{-3}]$
p	- reacção do solo por unidade de comprimento da estaca $[FL^{-1}]$
p_{cr}	- reacção última do solo a grandes profundidades $[FL^{-1}]$
p_{cd}	- reacção última do solo junto à superfície do terreno $[FL^{-1}]$
p_i	- reacção do solo à profundidade x_i $[FL^{-1}]$
p_s	- tensão no contacto estaca/solo $[FL^{-2}]$
$\{p_s\}$	- vector tensão horizontal no contacto estaca/solo $[FL^{-2}]$
p_u	- reacção última do solo $[FL^{-1}]$
p_{su}	- pressão (tensão de compressão) de cedência do solo $[FL^{-2}]$
s	- tensão tangencial $[FL^{-1}]$
t	- tempo $[T]$
$u_i^{(e)}$	- deslocamentos nodais generalizados elementares
v	- função de teste
x	- profundidade $[L]$
x_i	- profundidade da secção i da estaca $[L]$

- x_r - profundidade crítica (aquela para a qual $p_{cr} = p_{cd}$) [L]
- y - deslocamento horizontal [L]
- y_i - deslocamento horizontal da estaca à profundidade x_i [L]
- y_N - deslocamento horizontal da estaca após N ciclos de carga [L]
- $\{y_e\}$ - vector deslocamento da estaca
- $\{y_s\}$ - vector deslocamento do solo

- A_i, B_i - coeficientes adimensionais da solução de Matlock e Reese (1961)
- A_1, B_1 - coeficientes empíricos de Reese *et al.* (1974)
- B - largura da estaca [L]
- E - módulo de elasticidade da estaca [FL⁻²]
- E_a - módulo de elasticidade do aço [FL⁻²]
- E_b - módulo de elasticidade do betão [FL⁻²]
- E_s - módulo de elasticidade do solo [FL⁻²]
- $\{F\}$ - vector das forças
- H_{adm} - carga horizontal admissível na cabeça da estaca [F]
- H_r - carga horizontal de rotura na cabeça da estaca [F]
- H_T - força horizontal aplicada na cabeça da estaca [F]
- $[H_{ij}]$ - matriz de correcção do efeito da reacção do terreno
- I - momento de inércia da estaca [L⁴]
- $[I_s]$ - matriz de factores de influência do deslocamento do solo (Poulos, 1971)
- J - constante empírica adimensional (Matlock, 1970)
- K_a - coeficiente de impulso activo
- K_s - coeficiente de impulso
- K_o - coeficiente de impulso em repouso
- K_{iH}, K_{iM} - factores de influência da solução de Hetenyi (1946)
- L - comprimento [L]
- M - momento flector [FL]
- M_T - momento flector aplicado na cabeça da estaca [FL]
- N - esforço axial [F]
- N - número de ciclos de repetição de carga
- N_c - factor de capacidade de carga
- N_{SPT} - número de pancadas (ensaio SPT)
- P_{EULER} - carga crítica de Euler [F]
- P_T - força vertical aplicada na cabeça da estaca [F]
- $P(x)$ - funções de interpolação de extensões medidas

$Q_i^{(e)}$	- forças nodais generalizadas [F ou FL]
R_p	- resistência de ponta (ensaio CPT) [FL ⁻²]
T	- factor de rigidez relativa solo estaca
U_i	- deslocamentos nodais generalizados
V	- esforço transversal [F]
W_k	- pesos de Gauss
$\alpha_i^{(e)}$	- parâmetros a determinar no método de Galerkin
ϵ	- deformação (extensão)
γ	- peso volúmico [FL ⁻³]
γ'	- peso volúmico do solo submerso [FL ⁻³]
λ	- taxa de variação do módulo de elasticidade do solo (E_s) com a profundidade
ν_s	- coeficiente de Poisson do solo
σ_v	- tensão vertical "overburden" [FL ⁻²]
σ_H	- tensão horizontal média [FL ⁻²]
ξ	- coordenada local
Δ	- variação (diferença)
Δh	- comprimento [L]
ϕ	- diâmetro dos varões da armadura (mm)
ϕ'	- ângulo de atrito interno
$\phi_i^{(e)}$	- funções de forma
θ	- rotação
Ω	- domínio

Abreviaturas e Símbolos Especiais

cos	- coseno
d	- derivação
ft	- feet (1 ft = 0,305 m)
kips	- kilo pounds (1 kips = 4,45 kN)
log	- logaritmo decimal
m.e.f.	- método dos elementos finitos
m.d.f.	- método das diferenças finitas
máx	- máximo
npg	- número de pontos de Gauss

sen	- seno
tan	- tangente
CPT	- Cone Penetration Test
SPT	- Standard Penetration Test
'	- diferenciação
i	- índice mudo
i	- inicial
i	- secção da estaca
e	- elementar
(e)	- elementar
h	- aproximação
T	- topo (cabeça)
ec	- escalão de carga
50	- correspondente a metade da diferença entre as tensões principais máximas na rotura
[]	- matriz
{ }	- vector

ÍNDICE DE MATÉRIAS

	Pag.
CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
INTRODUÇÃO	3
OBJECTIVO E ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	4
CAPÍTULO 1 - MÉTODOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS ISOLADAS SOLICITADAS LATERALMENTE	7
1.1 - INTRODUÇÃO	9
1.2 - MÉTODOS DE ANÁLISE BASEADOS EM MODELOS DISCRETOS	12
1.2.1 - Modelo de Winkler. Hipóteses de base	12
1.2.2 - Extensão do modelo de Winkler	19
1.2.3 - Validade dos modelos tipo Winkler para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente	21
1.2.4 - Desenvolvimentos com vista ao aperfeiçoamento do modelo de Winkler	25
1.2.5 - Formulação do problema	28
1.2.6 - Métodos de resolução do problema formulado	30
1.2.6.1 - Generalidades	30
1.2.6.2 - Método das diferenças finitas	32
1.2.6.3 - Método dos elementos finitos	36
1.3 - MÉTODOS DE ANÁLISE BASEADOS EM MODELOS CONTÍNUOS	37
1.3.1 - Generalidades	37
1.3.2 - Modelo contínuo. Hipóteses de base	39
1.3.3 - Validade do modelo para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente	39
1.3.4 - Métodos de resolução baseados na modelação contínua do solo	41
1.3.4.1 - Método das equações integrais	41
1.3.4.2 - Método dos elementos finitos	49
1.4 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	55
CAPÍTULO 2 - DEFORMAÇÃO LATERAL DE ESTACAS ISOLADAS. MÉTODO DAS CURVAS P-Y	61
2.1 - INTRODUÇÃO	63
2.2 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	64
2.2.1 - Generalidades	64
2.2.2 - Discretização do domínio em elementos	65

	Pag.
2.2.3 - Estabelecimento das equações elementares	66
2.2.3.1 - Formulação variacional do problema para um elemento	66
2.2.3.2 - Aproximação da equação ao nível elementar	67
2.2.4 - Reunião das equações elementares	68
2.2.5 - Imposição das condições fronteira	69
2.2.6 - Obtenção da solução	69
2.2.7 - Pós-processamento da solução	72
2.3 - ESTABELECIMENTO DA RELAÇÃO P-Y	73
2.3.1 - Generalidades	73
2.3.2 - Ensaio de carga em verdadeira grandeza	75
2.3.3 - Ensaio de carga em modelo reduzido	80
2.3.4 - Ensaio de solos <i>in situ</i>	82
2.3.5 - Correlações empíricas com resultados de ensaios laboratoriais sobre solos	86
2.3.5.1 - Evidências experimentais de base	86
2.3.5.2 - Solos coerentes	89
2.3.5.3 - Solos incoerentes	95
2.3.5.4 - Terrenos estratificados	99
2.3.6 - Outras correlações	100
2.4 - PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DESENVOLVIDO	100
2.4.1 - Descrição do programa	100
2.4.2 - Exemplos de teste	102
2.4.2.1 - Módulo de reacção constante ($\rho = -k_{ht} y$)	102
2.4.2.2 - Módulo de reacção linearmente crescente em profundidade ($\rho = -n_h x y$)	106
2.4.2.3 - Relação ρ - y proposta por Reese para areias	110
CAPÍTULO 3 - ENSAIOS DE CARGA LATERAL EM ESTACAS	113
3.1 - INTRODUÇÃO	115
3.2 - EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO	116
3.2.1 - Generalidades	116
3.2.2 - Equipamento para aplicação de cargas	118
3.2.3 - Grandezas a medir e equipamentos de medição	121
3.2.3.1 - Deslocamentos generalizados	121
3.2.3.2 - Tensões horizontais no contacto estaca/solo	125
3.2.3.3 - Extensões	125
3.2.4 - Programas de aplicação de cargas	127
3.2.5 - Programas de medição de deslocamentos generalizados	129
3.3 - INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	130
3.3.1 - Generalidades	130
3.3.2 - Determinação dos esforços e deslocamentos generalizados do fuste das estacas	132
3.3.3 - Metodologia de estabelecimento das curvas p - y	137

	Pag.
3.4 - DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE CARGA LATERAL EFECTUADOS	138
3.4.1 - Generalidades	138
3.4.2 - Objectivos dos ensaios	139
3.4.3 - Ponte sobre o rio Sado	139
3.4.3.1 - Descrição da obra	139
3.4.3.2 - Características das estacas ensaiadas	140
3.4.3.3 - Características geológicas e geotécnicas dos locais de ensaio	142
3.4.3.4 - Instrumentação das estacas	144
3.4.3.5 - Sistema de aplicação das cargas	145
3.4.3.6 - Programa de aplicação das cargas	145
3.4.4 - Ponte sobre o rio Arade	146
3.4.4.1 - Descrição da obra	146
3.4.4.2 - Características das estacas ensaiadas	146
3.4.4.3 - Características geológicas e geotécnicas do local de ensaio	147
3.4.4.4 - Tecnologia de ensaio	148
CAPÍTULO 4 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS ESTACAS ENSAIADAS	151
4.1 - INTRODUÇÃO	153
4.2 - PREVISÃO DO COMPORTAMENTO COM BASE NA INFORMAÇÃO GEOTÉCNICA DISPONÍVEL	153
4.2.1 - Generalidades	153
4.2.2 - Ponte sobre o rio Sado	154
4.2.2.1 - Elementos de cálculo	154
4.2.2.2 - Resultados obtidos	156
4.2.3 - Ponte sobre o rio Arade	165
4.2.3.1 - Elementos de cálculo	165
4.2.3.2 - Resultados obtidos	166
4.3 - ANÁLISE REGRESSIVA DO COMPORTAMENTO EXIBIDO	170
4.3.1 - Generalidades	170
4.3.2 - Ponte sobre o rio Sado	171
4.3.2.1 - Comparação das curvas p - y recomendadas por Matlock (1970) com as obtidas a partir dos ensaios	171
4.3.2.2 - Previsão do comportamento com base nas curvas p - y obtidas a partir dos ensaios	173
4.3.3 - Ponte sobre o rio Arade	176
4.3.3.1 - Comparação das curvas p - y recomendadas por Matlock (1970) com as obtidas a partir do ensaio	176
4.4 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	177
CONSIDERAÇÕES FINAIS	181
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	191

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.		Pag.
1.1	- Estaca isolada sujeita a carregamento ao nível da cabeça	13
1.2	- Estado de tensão no solo envolvente à estaca	14
1.3	- Representação equivalente do problema em análise	15
1.4	- Relação típica entre a reacção do solo (p_i) e o deslocamento horizontal da estaca (y_i) à profundidade x_i	16
1.5	- Variação do módulo de reacção horizontal tangente com a profundidade	17
1.6	- Modelo de Winkler - idealização discreta do comportamento do solo	19
1.7	- Conjunto de curvas p - y características da interacção solo-estaca	20
1.8	- Solução do problema nas condições de carregamento indicadas	21
1.9	- Influência da largura da estaca nas dimensões do bolbo de pressões (Terzaghi, 1955)	22
1.10	- Modelo tipo Pasternak de comportamento de estacas em meio descontínuo	26
1.11	- Modelo discreto de Qi-feng e Meyerhof	27
1.12	- Modelo elasto-plástico-viscoso descontínuo	28
1.13	- Formulação discreta: representação do problema em análise	29
1.14	- Formulação discreta: representação equivalente do problema em análise	30
1.15	- Análise por diferenças finitas de estacas solicitadas lateralmente	32
1.16	- Formulação contínua: representação equivalente do problema em análise	42
1.17	- Tratamento aproximado do caso não homogéneo (solo de Gibson) - proposta de Poulos	45
1.18	- Tratamento aproximado do caso não homogéneo (solo de Gibson) - proposta de Banerjee e Davies (1978)	46
2.1	- Método das curvas p - y : discretização em elementos finitos do domínio	65
2.2	- Método das curvas p - y : representação das variáveis envolvidas ao nível elementar	66
2.3	- Analogia pressiómetro - estaca (Adaptado de Briaud <i>et al.</i> , 1984)	84
2.4	- Definição das curvas p - y para argilas moles proposta por Matlock (1970) (Adaptado de Prakash e Sharma, 1990)	91
2.5	- Definição das curvas p - y para areias submersas proposta por Reese <i>et al.</i> (1974) (Adaptado de Prakash e Sharma, 1990)	98
2.6	- Solução do problema de Hetenyi: carga horizontal unitária no topo (16 elementos)	105
2.7	- Solução do problema de Hetenyi: momento unitário no topo (16 elementos)	106
2.8	- Coeficientes A_i para estacas longas ($Z_{max} \geq 5$) de cabeça livre	108
2.9	- Coeficientes B_i para estacas longas ($Z_{max} \geq 5$) de cabeça livre	109
2.10	- Solos arenosos - solução do problema exemplo (Prakash e Sharma, 1990 - exemplo 6.6(c), pp. 376 a 388)	111
3.1	- Esquemas de aplicação de carga lateral típicos utilizando macacos hidráulicos convencionais (Adaptado de ASTM D3966, 1990)	119
3.2	- Esquema típico de aplicação de carga para ensaios simultâneos de duas estacas (Adaptado de ASTM D3966, 1990)	120
3.3	- Sistema de medição de deslocamentos horizontais tipo corda/escala - Planta (Adaptado de ASTM D3966, 1990)	122

Fig.		Pag.
3.4	- Sistema de medição de rotações na cabeça por diferença entre deslocamentos horizontais em 2 pontos (Adaptado de ASTM D3966, 1990)	123
3.5	- Inclinómetro (Adaptado de Sêco e Pinto, 1982)	124
3.6	- Programas de aplicação de carga lateral típicos (carregamento estático)	129
3.7	- Definição da carga lateral de rotura para estacas isoladas (Adaptado de Prakash e Sharma, 1990)	131
3.8	- Definição da curva p - y à profundidade $x=x_i$ a partir dos resultados de ensaios de carga lateral	138
3.9	- Ponte sobre o rio Sado - planta esquemática da disposição das estacas ensaiadas (Adaptado de Sousa Coutinho <i>et al.</i> , 1991a; 1991b)	141
3.10	- Ponte sobre o rio Sado - modelos geotécnicos adoptados para os locais de ensaio	143
3.11	- Ponte sobre o rio Arade - planta esquemática da disposição das estacas ensaiadas	147
3.12	- Ponte sobre o rio Arade - modelo geotécnico adoptado para o local de ensaio	148
4.1	- Resultados do cálculo automático: estaca nº1, carga de 50 kN no topo	157
4.2	- Resultados do cálculo automático: estaca nº1, carga de 100 kN no topo	157
4.3	- Resultados do cálculo automático: estaca nº1, carga de 155 kN no topo	158
4.4	- Resultados do cálculo automático: estaca nº4, carga de 100 kN no topo	158
4.5	- Resultados do cálculo automático: estaca nº4, carga de 200 kN no topo	159
4.6	- Resultados do cálculo automático: estaca nº4, carga de 300 kN no topo	159
4.7	- Resultados do cálculo automático: estaca nº5, carga de 100 kN no topo	160
4.8	- Resultados do cálculo automático: estaca nº5, carga de 200 kN no topo	160
4.9	- Resultados do cálculo automático: estaca nº5, carga de 300 kN no topo	161
4.10	- Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº1, curva carga horizontal (H_T) - deslocamento no topo (y_T)	162
4.11	- Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº1, curva carga horizontal (H_T) - momento flector máximo ($M_{máx}$)	163
4.12	- Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº4, curva carga horizontal (H_T) - deslocamento no topo (y_T)	163
4.13	- Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº4, curva carga horizontal (H_T) - momento flector máximo ($M_{máx}$)	163
4.14	- Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº5, curva carga horizontal (H_T) - deslocamento no topo (y_T)	164
4.15	- Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº5, curva carga horizontal (H_T) - momento flector máximo ($M_{máx}$)	164
4.16	- Resultados do cálculo automático: estaca nº3, carga de 100 kN no topo	167
4.17	- Resultados do cálculo automático: estaca nº3, carga de 150 kN no topo	167
4.18	- Resultados do cálculo automático: estaca nº3, carga de 200 kN no topo	168
4.19	- Resultados do cálculo automático: estaca nº3, carga de 300 kN no topo	168
4.20	- Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº3, curva carga horizontal (H_T) - deslocamento no topo (y_T)	169
4.21	- Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº3, curva carga horizontal (H_T) - momento flector máximo ($M_{máx}$)	169
4.22	- Curvas p - y da estaca nº1: comparação entre os resultados experimentais e as recomendações de Matlock (1970)	171
4.23	- Curvas p - y da estaca nº4: comparação entre os resultados experimentais e as recomendações de Matlock (1970)	172

Fig.		Pag.
4.24 -	Curvas p - y da estaca nº5: comparação entre os resultados experimentais e as recomendações de Matlock (1970)	172
4.25 -	Estaca nº4 - extensões lidas e interpoladas do carregamento $H_T = 100$ kN (Adaptado de Sousa Coutinho <i>et al.</i> , 1991b)	175
4.26 -	Curvas p - y da estaca nº3: comparação entre os resultados experimentais e as recomendações de Matlock (1970)	176

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro	Pag.
2.1 - Valores de k_h recomendados por Terzaghi (1955)	83
2.2 - Valores de n_h recomendados por Terzaghi (1955)	83
2.3 - Valores de ϵ_{50} recomendados por Matlock (1970)	91
2.4 - Valores de n_h recomendados para areias submersas (Reese <i>et al.</i> , 1974)	98
2.5 - Valores dos coeficientes A_1 e B_1 recomendados para areias submersas (Adaptado de Prakash e Sharma, 1990)	99
2.6 - Tipos de curvas p - y pré-definidas no programa <i>ESCALA</i>	101
2.7 - Solução do problema de Hetenyi: valores de K_{IH} e K_{IM} no topo da estaca	104
2.8 - Coeficientes A_i para estacas longas ($Z_{max} \geq 5$) de cabeça livre	108
2.9 - Coeficientes B_i para estacas longas ($Z_{max} \geq 5$) de cabeça livre	109
3.1 - Ponte sobre o rio Sado - módulos de elasticidade do betão das estacas ensaiadas	141
3.2 - Ponte sobre o rio Sado - excentricidade das cargas de ensaio	145
4.1 - Ponte sobre o rio Sado - características geométricas e mecânicas das estacas ensaiadas	154
4.2 - Ponte sobre o rio Sado - escalões de carga considerados na análise	155
4.3 - Ponte sobre o rio Sado - parâmetros geotécnicos considerados no cálculo	155
4.4 - Ponte sobre o rio Sado. Estaca nº1 - resumo dos resultados do cálculo	161
4.5 - Ponte sobre o rio Sado. Estaca nº4 - resumo dos resultados do cálculo	162
4.6 - Ponte sobre o rio Sado. Estaca nº5 - resumo dos resultados do cálculo	162
4.7 - Ponte sobre o rio Arade - características geométricas e mecânicas da estaca isolada ensaiada	165
4.8 - Ponte sobre o rio Arade - escalões de carga considerados na análise	165
4.9 - Ponte sobre o rio Arade - parâmetros geotécnicos considerados no cálculo	165
4.10 - Ponte sobre o rio Arade. Estaca nº3 - resumo dos resultados do cálculo	166

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

INTRODUÇÃO

As fundações por estacaria têm sido utilizadas pelo Homem desde tempos pré-históricos. Hoje servem o mesmo propósito que então: tornar possível a construção, em áreas onde os terrenos superficiais não apresentam condições para receber directamente as cargas induzidas pelas estruturas.

A função mais comum das estacas é a de transmitir uma carga vertical a uma profundidade onde a capacidade de suporte adequada se encontre disponível. No entanto, as estruturas não estão sujeitas apenas a acções verticais, sendo também solicitadas por acções horizontais de natureza diversa (impulsos de terras, ventos, sismos, etc). Os esforços de flexão ao nível das fundações poderão ainda surgir apenas como resultado da concepção superestrutural, na ausência de solicitações horizontais externas.

O projecto de estacas de fundação sujeitas a cargas horizontais reveste-se, em geral, de aspectos de difícil solução. Nestes, inclui-se uma correcta avaliação da interacção entre os elementos de fundação e terreno envolvente, e a determinação dos esforços de flexão, resultantes dessa mesma interacção. Estes problemas assumem particular importância em algumas fundações de obras de Engenharia, tais como: plataformas de perfurações marítimas, cais, edifícios e pontes.

Em regra, os estudos conducentes ao dimensionamento de estacas sujeitas a cargas laterais apresentam um grau de fundamentação apreciavelmente discutível, uma vez que ainda não existe uma metodologia de tratamento do problema consolidada, e que não envolva, por um ou outro motivo, algum grau de arbitrariedade.

Uma já antiga consciencialização desta situação tornada bastante mais evidente pelas dificuldades surgidas durante o projecto das fundações de três novas pontes (Guadiana, Arade e Alcácer do Sal) recentemente construídas em Portugal, levou o LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) a considerar como prioritário aproveitar a oportunidade para desenvolver um programa de investigação sobre o tema.

Neste âmbito, a necessidade mais premente prende-se com a escolha e desenvolvimento de um método de análise para o dimensionamento de estacas sujeitas a cargas laterais, que permita estabelecer um compromisso óptimo entre custo, flexibilidade e eficiência técnica.

Efectivamente, se por um lado se dispõe actualmente de meios de cálculo de tal forma potentes que permitem modelar tão exaustivamente quanto se pretenda o problema em questão, sem qualquer tipo de limitações a menos dum crescimento acentuado dos custos de análise quando se caminha no sentido da sofisticação da modelação, por outro, subsistem grandes dificuldades no que diz respeito à caracterização geotécnica dos materiais de fundação.

Ou seja, os recentes desenvolvimentos no domínio dos métodos de análise numérica e o aumento das capacidades de cálculo, não são acompanhados pela tecnologia disponível para a caracterização experimental dos dados do problema. Acresce a pouca precisão com que é possível identificar e caracterizar mecânica e geometricamente o meio de fundação. Este facto é responsável pela impossibilidade de utilização dos métodos de análise mais elaborados no ambiente de projecto, não apenas por razões de rapidez, flexibilidade e economia, mas, sobretudo, porque é muito discutível recomendar-se o recurso a métodos extremamente refinados, suportados por valores relativamente grosseiros dos parâmetros de cálculo.

OBJECTIVO E ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho tem precisamente como objectivos essenciais a análise pormenorizada e a ilustração das potencialidades dum método que, na óptica do autor, constitui o compromisso possível com vista à racionalização do dimensionamento de estacas isoladas sujeitas a carregamento lateral. Trata-se de um método inserido na família dos métodos de análise tensão-deformação, não se fazendo referência aos métodos de equilíbrio limite que, por natureza, não parecem poder dar resposta às necessidades mais prementes neste domínio.

O trabalho insere-se no programa de investigação do LNEC intitulado "*Comportamento de Estacas Verticais Sujeitas a Acções Aplicadas ao Nível da Cabeça*". Nesse âmbito a dissertação restringe-se ao caso de uma estaca esbelta vertical isolada, sujeita a acções horizontais estáticas.

Assim, estruturou-se o trabalho essencialmente em quatro capítulos.

No primeiro Capítulo faz-se uma revisão da bibliografia disponível no que concerne às diversas metodologias e respectivos modelos conceptuais de abordagem do comportamento de estacas solicitadas lateralmente. Em primeiro lugar são tratados os métodos de análise baseados em modelos discretos e, depois, aqueles que se fundamentam na modelação contínua do domínio do problema. Em conformidade com os objectivos da dissertação, a exposição é apresentada na perspectiva de pôr em evidência as principais vantagens e limitações à aplicação prática dos métodos descritos.

No segundo Capítulo é apresentado o método de análise a utilizar no trabalho. Opta-se por um modelo do tipo descontínuo e faz-se a aplicação do método dos elementos finitos ao problema assim formulado. Passam-se em revista as principais vias de caracterização paramétrica dos solos com vista à utilização prática do método proposto, e apresenta-se o programa de cálculo automático *ESCALA* (*ESTacas CARregadas LAteralmente*) desenvolvido para efeitos de análise.

O terceiro Capítulo trata dos ensaios de carga horizontal em estacas. Apresenta-se uma descrição síntese dos equipamentos e instrumentos de ensaio actualmente utilizados. Indicam-se os procedimentos de ensaio tipo mais comumente adoptados e é discutida a metodologia de interpretação dos dados experimentais fornecidos. O Capítulo termina com a descrição dos ensaios de carga horizontal efectuados pelo LNEC nas estacas de fundação das pontes sobre os rios Sado e Arade.

No quarto Capítulo é feita a análise do comportamento das estacas ensaiadas. Em primeiro lugar, e na perspectiva de ilustrar as potencialidades do método de cálculo proposto anteriormente, apresenta-se a previsão do comportamento com base na informação geotécnica existente. Em segundo lugar, é feita uma análise comparativa entre os parâmetros adoptados para a previsão do comportamento e os deduzidos a partir dos ensaios. Por último, apresentam-se as principais conclusões deste estudo, nomeadamente no que diz respeito: (i) à validade do modelo e método de análise propostos, para prever adequadamente o comportamento observado das estacas ensaiadas; (ii) à validade da metodologia de interpretação dos dados da observação, descrita no Capítulo 3.

Tecem-se finalmente algumas considerações procurando reter os aspectos fundamentais e de síntese deste trabalho, apontando-se algumas perspectivas que no âmbito da problemática evocada interessa desenvolver.

CAPÍTULO 1
MÉTODOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE
ESTACAS ISOLADAS SOLICITADAS LATERALMENTE

1.1 - INTRODUÇÃO

A função das fundações é a de transmitir os esforços introduzidos pelas estruturas aos terrenos que as suportam. Esta transmissão deverá ser feita em condições tais que permitam garantir um comportamento adequado da estrutura em causa durante a sua vida útil.

A noção de "*comportamento adequado*" varia evidentemente com a natureza da estrutura em causa e com o tipo de funções que lhe são atribuídas. No entanto, é sempre possível especificar qualitativamente o que se entende por "*comportamento adequado*" através de determinados requisitos básicos que objectivam assegurar a qualidade técnica da estrutura ou elementos estruturais.

Neste contexto interessa verificar se a estrutura a conceber e construir satisfaz os requisitos básicos garante do adequado desempenho das suas funções. Esta verificação é feita à custa de critérios de segurança, que não são mais do que a expressão quantificada dos requisitos básicos anteriormente referidos. Sempre que a estrutura, no todo ou em parte, não satisfaz um dos critérios de segurança diz-se que atingiu um estado limite.

Normalmente definem-se vários estados limites, consoante o critério de segurança que se considera hipoteticamente violado. Em Engenharia Civil é comum distinguir dois tipos fundamentais de estados limites: os últimos e os de utilização ou serviço. Os estados limites últimos envolvem a perda de equilíbrio estático ou a rotura de uma secção crítica da estrutura. Os estados limites de utilização envolvem a não satisfação de um requisito básico de funcionalidade, aparência, conforto, etc.

Dentro desta filosofia, após a compilação inicial dos critérios de bom desempenho, especificam-se os estados limites para os quais esses critérios serão infringidos. Seguidamente, há que proceder à verificação da segurança, isto é, há que demonstrar que a ocorrência dos estados limites durante a construção e vida útil da obra é suficientemente improvável.

Este último objectivo é normalmente atingido à custa de modelos experimentais ou matemáticos que incorporam variáveis de comportamento apropriadas. As variáveis básicas que afectam a verificação de segurança das estruturas no seu todo ou em parte são: (i) as acções (carregamentos e/ou deslocamentos impostos); (ii) as propriedades mecânicas e

físicas dos solos e outros materiais envolvidos na construção; (iii) os parâmetros geométricos aferidores da geometria do problema em estudo; e, finalmente, (iv) as restrições ao comportamento, que traduzem os requisitos de dimensionamento básicos (deformações máximas admissíveis, capacidades resistentes mínimas, etc).

No que se refere às acções é normal proceder à sua classificação em função do tipo de resposta que suscitam na estrutura ou terreno de fundação. Assim, as acções dizem-se estáticas quando não introduzem acelerações significativas na estrutura, e dinâmicas, no caso contrário. As acções podem ainda ser classificadas em função da sua duração, entendendo-se que uma acção é de curta duração quando actua durante um período de tempo negligenciável, não causando por isso efeitos cumulativos na resposta dos terrenos e/ou estruturas ao longo do tempo. A acção é dita de longa duração no caso inverso.

Uma outra classificação é baseada na influência que a repetição ou ciclicidade da carga possam ter na resposta do terreno ou estrutura. Assim, há que distinguir entre acções constantes e repetidas (aquelas que exibem flutuações ou variações cíclicas, de tal forma que causam um efeito cumulativo no comportamento do terreno ou estrutura).

Limite-se a partir de agora a discussão ao caso das acções do tipo estático de curta duração e admita-se que se pretende efectuar a verificação de segurança à custa de um modelo matemático adequado. Para além do modelo matemático é necessário dispor de métodos de análise ou dimensionamento, que deverão permitir determinar as variáveis de controlo necessárias à verificação de segurança.

No que se refere às estruturas fundadas em estacas, a verificação da segurança é normalmente conduzida separadamente, desligando a superestrutura da infraestrutura e substituindo-a por condições de fronteira apropriadas ao nível da cabeça das estacas. Estas condições de fronteira são estabelecidas em termos de componentes axiais e laterais.

Em sentido estrito, a resposta solo envolvente/infraestrutura não pode ser examinada separadamente para cada uma destas componentes. No entanto, uma análise integrada é normalmente evitada na prática e é feita a distinção entre resposta lateral e axial. Uma justificação para este tipo de procedimento reside no facto de, para a maior parte dos casos reais, a transferência de carga lateral para o solo estar concentrada nos estratos superiores, enquanto que a transferência de carga axial está concentrada nos estratos inferiores.

Uma vez a infraestrutura isolada do resto da estrutura procede-se a uma verificação parcial de segurança que envolve os seguintes estados limites:

- 1 - Estados limites últimos - (i) formação de um mecanismo nos terrenos de fundação; (ii) formação de um mecanismo na infraestrutura ou, (iii) na superestrutura devido a deslocamentos excessivos dos terrenos de fundação.
- 2 - Estados limites de utilização - (iv) não satisfação de um requisito de utilização da estrutura devido a deslocamentos excessivos ao nível dos terrenos de fundação.

Como exemplos típicos de estados limites do tipo 1 podem citar-se: (i) a ocorrência de um escorregamento (deslizamento) generalizado dos terrenos de fundação que arraste a estrutura em causa no seu conjunto; (ii) a rotura na secção de uma estaca de fundação.

O estado limite (iii) ocorre quando os deslocamentos ao nível da fundação originam danos noutras partes da estrutura. Os estados limites do tipo (iv) ocorrem quando os deslocamentos das fundações afectam a aparência da estrutura, ou causam danos em acabamentos e elementos não estruturais. Tanto num como noutro caso (iii e iv), os estados limites podem ser definidos à custa de um deslocamento máximo admissível ao nível das fundações.

Refira-se finalmente que o dimensionamento de estacas é normalmente condicionado pelos estados limites (iii) e (iv). Assim sendo, torna-se necessário dispor de métodos de análise que permitam determinar o comportamento tensão-deformação da infraestrutura no seu conjunto.

O objectivo deste capítulo é precisamente o de apresentar os diferentes métodos matemáticos actualmente disponíveis para esse efeito, restringindo a análise a acções laterais. A exposição limitar-se-à ao caso de estacas isoladas.

Em todos os métodos a apresentar o estudo do comportamento em flexão de uma estaca embebida no terreno é abordado analisando separadamente o comportamento da superestrutura e o da estaca propriamente dita, determinando para tanto os valores das componentes de solicitação ao nível da sua cabeça mediante as condições de

compatibilidade de deslocamento e rotação. Uma vez estabelecidas as acções sobre a cabeça, o problema é finalmente reduzido ao estudo do comportamento da estaca solicitada no topo por uma força horizontal (H_T), uma força vertical (P_T) e um momento flector (M_T).

Dentro desta filosofia de análise consideram-se, normalmente, dois modelos alternativos de comportamento do solo:

Descontínuo - em que o solo é modelado por uma série de molas discretas, cujo comportamento tensão-deformação é conhecido;

Contínuo - em que o solo é idealizado como um meio contínuo cujo comportamento reológico é conhecido.

Neste capítulo é feita uma revisão detalhada dos diferentes métodos actualmente disponíveis, para a análise do comportamento em deformação lateral de estacas isoladas. Em primeiro lugar são tratados os métodos baseados num modelo discreto do solo (1.2) e posteriormente aqueles que se baseiam em formulações contínuas do problema (1.3). Não se pretende efectuar uma revisão exhaustiva dos diferentes métodos de análise do problema em questão, mas sim, situar em termos comparativos cada um deles apontando as suas vantagens, inconvenientes e limitações de índole prática. Este objectivo é sistematizado na parte final do capítulo (1.4).

1.2 - MÉTODOS DE ANÁLISE BASEADOS EM MODELOS DISCRETOS

1.2.1 - Modelo de Winkler. Hipóteses de base

Considere-se o problema da estaca isolada, embebida no terreno e sujeita a um carregamento genérico ao nível da cabeça (Fig. 1.1).

Admita-se que as acções exteriores aplicadas à superfície actuam segundo o mesmo plano e que o terreno envolvente pode ser considerado como um semi-espaco infinito e contínuo. Assuma-se que a estaca está perfeitamente vertical antes do carregamento e que não ocorre flexão durante a sua construção. Pretende-se determinar o deslocamento lateral da estaca nestas condições.

A resolução do problema assim formulado envolve a consideração do equilíbrio tridimensional da estaca e solo envolvente e inclui-se numa classe geral de problemas de interacção solo-estrutura.

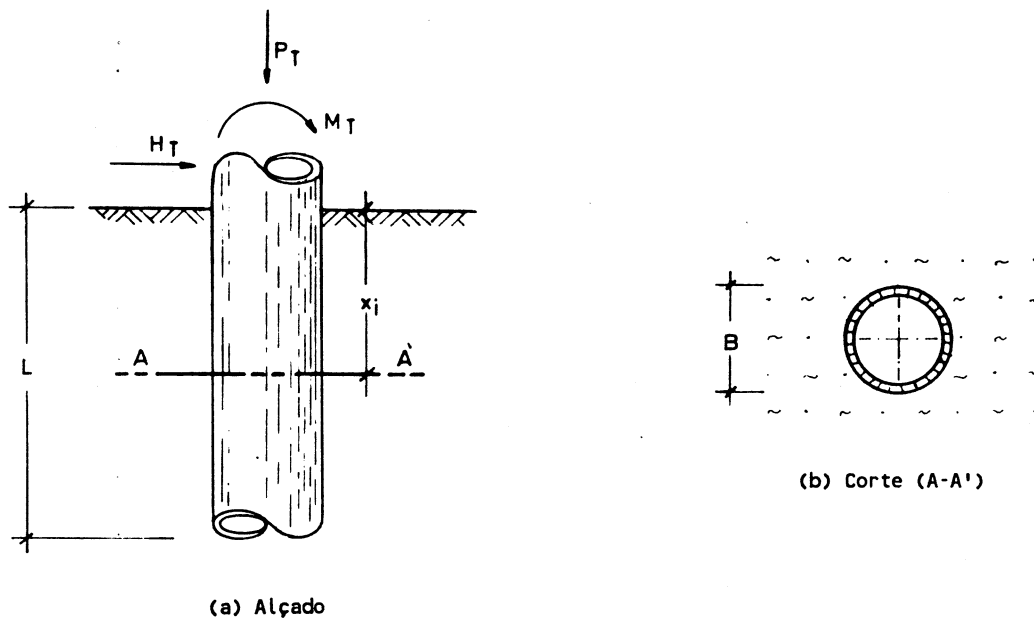


Fig. 1.1 - Estaca isolada sujeita a carregamento ao nível da cabeça

Considere-se então o comportamento de um estrato infinitesimal de solo à profundidade x_i abaixo da superfície do terreno. A Fig. 1.2a representa um estado de tensão possível no solo envolvente da estaca após a sua construção e antes do carregamento. O estado de tensão no solo, representado na figura, só é válido nas condições acima referidas, isto é, no caso da estaca se desenvolver segundo um alinhamento vertical e não ter ocorrido qualquer fenómeno de flexão durante a construção. Se bem que nenhuma destas condições se verifique exactamente na prática, a sua consideração não parece introduzir perda de generalidade na resolução do problema (Reese e Desai, 1977).

Considere-se finalmente a acção das cargas exteriores representadas na Fig. 1.1a. Neste caso, e como é conhecido da teoria clássica de flexão de vigas, a influência da carga vertical para o deslocamento lateral do elemento de fundação é praticamente desprezável até determinado nível. Assuma-se então que o valor da carga vertical P_T se situa abaixo desse nível, ou seja, que a existência de P_T é irrelevante para o deslocamento lateral pretendido.

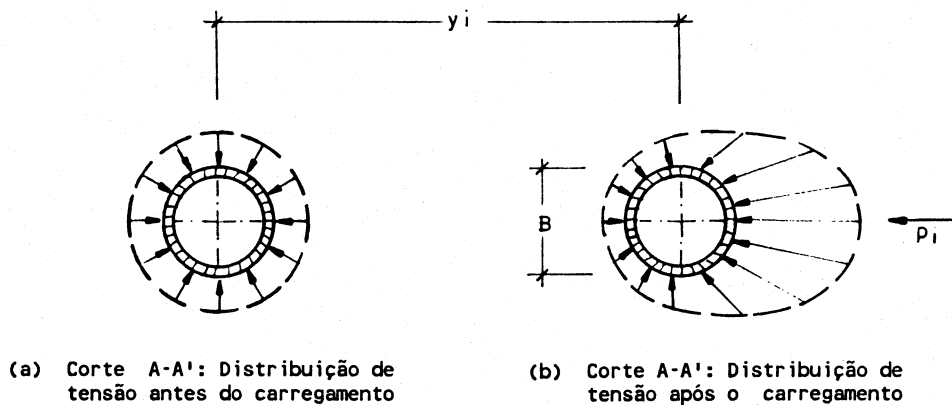


Fig. 1.2 - Estado de tensão no solo envolvente à estaca

Nestas condições, o deslocamento lateral da estaca à profundidade x_i , y_i , gera uma alteração no estado de tensão do solo envolvente, como indicado na Fig. 1.2b, ou seja, num ponto à frente da estaca no sentido do deslocamento ocorrerá um aumento da tensão normal, enquanto que num ponto situado à esquerda do seu eixo a tensão normal no solo sofrerá um decréscimo. Se as acções exteriores forem suficientemente elevadas será inclusivamente expectável que a tensão normal, nos pontos à esquerda do eixo, se anule, isto é, que a estaca no seu movimento deixe de estar em contacto com o solo envolvente, na zona contrária ao sentido do deslocamento.

Em qualquer dos casos, o deslocamento da estaca gera pressões no solo não equilibradas, ou seja, a integração das pressões no solo em torno da secção de comprimento infinitesimal conduz a uma força de reacção não equilibrada p_i por unidade de comprimento longitudinal (Fig. 1.2b).

A flexão da estaca poderá gerar uma resistência do solo paralela ao eixo, no entanto, é assumido que essa resistência é muito pequena e que, por isso, pode ser desprezada para efeitos de análise (Reese e Desai, 1977).

O problema tridimensional inicial fica assim estabelecido em termos de:

- y_i - deslocamento horizontal da estaca à profundidade x_i , quando sujeita a carregamento lateral;

p_i - força por unidade de comprimento que o solo exerce sobre a estaca à profundidade x_i e que se desenvolve como resultado do movimento lateral.

Ou seja, a resistência que o meio contínuo, em interação com o elemento estrutural, oferece ao movimento, é traduzida por uma única variável desconhecida à priori, p . Nestas condições o problema simplifica-se drasticamente, passando a tratar-se tão somente da determinação do deslocamento lateral da estaca sujeita ao carregamento exterior indicado e, adicionalmente, a uma carga distribuída ao longo do comprimento, p (Fig. 1.3).

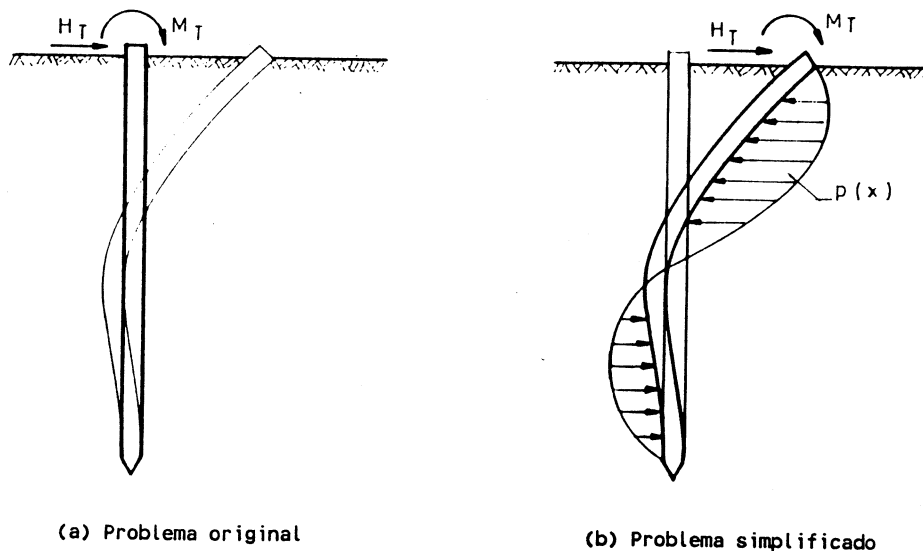


Fig. 1.3 - Representação equivalente do problema em análise

Se for conhecida a lei de distribuição da força $p(x)$ o problema pode ser facilmente resolvido à custa da teoria das peças lineares, admitindo um comportamento elástico linear para o material constituinte da estaca. Desprezando a contribuição do esforço transversal para o cálculo do deslocamento, a equação diferencial governativa do problema é:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right] + p = 0 \quad (1.1)$$

em que,

- x - é a profundidade contada a partir da superfície do terreno [L];
- E - é o módulo de elasticidade da estaca à profundidade x [FL^{-2}];
- I - é o momento de inércia da estaca à profundidade x [L^4];

y - é o deslocamento horizontal à profundidade x [L] e,
 p - é a carga distribuída ao longo do eixo, representando a interacção solo-estaca [FL⁻¹].

A resolução da equação diferencial (1.1) (equação de Euler-Bernoulli) permite não só a determinação do deslocamento horizontal, mas também o cálculo dos esforços internos na estaca, desde que seja conhecida a força distribuída p , ou a sua lei de variação com o deslocamento, y . Assim, se for possível relacionar a reacção do solo com o deslocamento da estaca é possível resolver o problema.

A Fig. 1.4 representa a relação típica entre a reacção do solo envolvente e o deslocamento de uma estaca solicitada lateralmente (curva p - y).

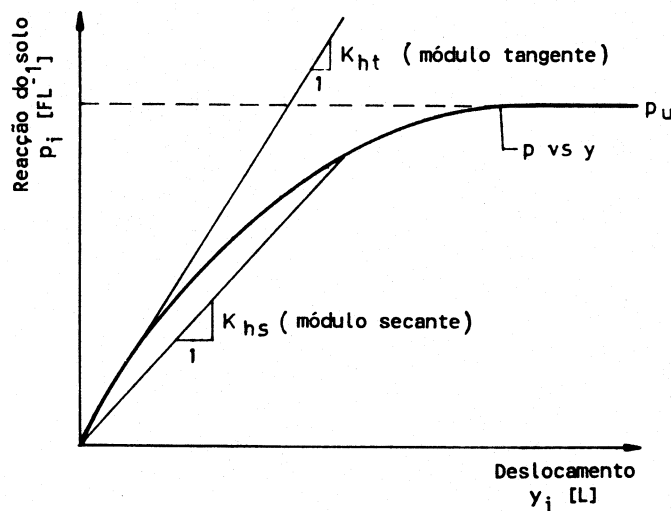


Fig. 1.4 - Relação típica entre a reacção do solo (p_i) e o deslocamento horizontal da estaca (y_i) à profundidade x_i

Para baixos níveis de deformação a relação p - y pode ser adequadamente representada à custa de um módulo tangente (Fig. 1.4):

$$p_i = -k_{ht} \cdot y_i \quad (1.2)$$

em que,

k_{ht} - é a inclinação da tangente à curva p - y , normalmente designada por módulo de reacção horizontal [FL⁻²].

O sinal negativo na expressão (1.2) indica que o sentido da reacção do terreno é sempre oposto ao do deslocamento horizontal sofrido pela estaca.

A variação do módulo de reacção horizontal tangente com a profundidade está representada na Fig. 1.5.

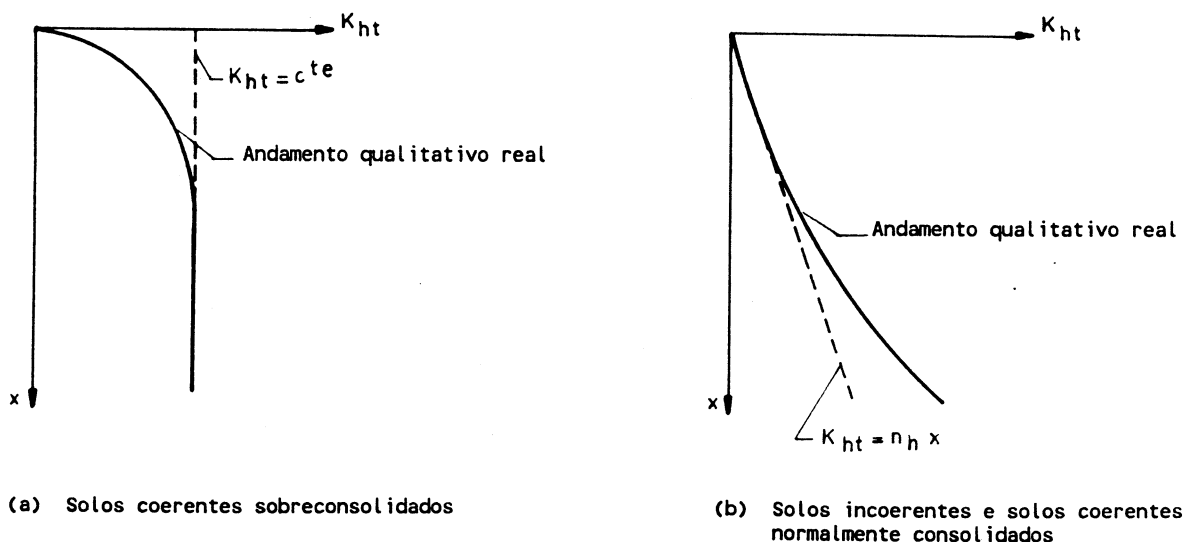


Fig. 1.5 - Variação do módulo de reacção horizontal tangente com a profundidade

A linha a tracejado da Fig. 1.5a ilustra a variação de k_{ht} com a profundidade ($k_{ht} = C^{te}$) que foi recomendada por Terzaghi (1955) para solos coerentes sobreconsolidados. Para solos granulares, Terzaghi (1955) recomenda que k_{ht} seja considerado directamente proporcional à profundidade x conforme representado na Fig. 1.5b (Prakash e Sharma, 1990). A expressão de k_{ht} é neste caso:

$$k_{ht} = n_h \cdot x \quad (1.3)$$

em que n_h é a constante de reacção horizontal do terreno cujas dimensões são $[FL^{-3}]$.

Assim, e para baixos níveis de deformação a relação entre p e y pode ser expressa nos seguintes termos:

$$p = -k_{ht} \cdot y \quad (1.4)$$

em que,

k_{ht} - é o módulo de reacção horizontal do terreno à profundidade x $[FL^{-2}]$;

p - é a reacção do terreno à profundidade x $[FL^{-1}]$;

y - é o deslocamento horizontal da estaca à profundidade x [L].

A relação (1.4) foi inicialmente proposta por Winkler em 1867 e constitui a base para todas as formulações ditas discretas do problema de interacção em estudo.

Ao postular (1.4) Winkler admitiu que o problema de interacção é unidimensional e assumiu que a reacção do sub-solo (p) num ponto qualquer em contacto com a estrutura de fundação, depende unicamente do deslocamento desse ponto e é independente dos deslocamentos dos pontos vizinhos - Princípio de Winkler (Dietrich, 1981). Winkler assumiu adicionalmente que a reacção do sub-solo é proporcional ao deslocamento, isto é, que o valor de k_{ht} é independente de p ($k_{ht} = C^{te}$ ou $k_{ht} = n_h \cdot x$).

Ao especificar a relação (1.4), o problema da interacção entre o solo e a estaca passa implicitamente a ser examinado admitindo as seguintes hipóteses (Jamiolkowski e Garassino, 1977):

- a) A resposta do solo em torno de uma estaca solicitada lateralmente pode ser simulada por uma série de molas isoladas, espaçadas entre si de uma quantidade infinitesimal;
- b) Só o solo em contacto com uma área carregada sofre deformação, isto é, as molas que representam o comportamento do solo para além da área carregada não são afectadas pelas molas adjacentes que se encontram sujeitas a carregamento.

Se por outro lado se admitir adicionalmente que o valor do módulo de reacção na expressão (1.4) é independente de p , então as molas que simulam o comportamento do solo, no modelo analógico equivalente, têm comportamento elástico linear.

Estas três hipóteses em conjunto podem ser consideradas como representando um arranjo de molas elásticas independentes (Fig. 1.6), por vezes denominado por "material de Winkler".

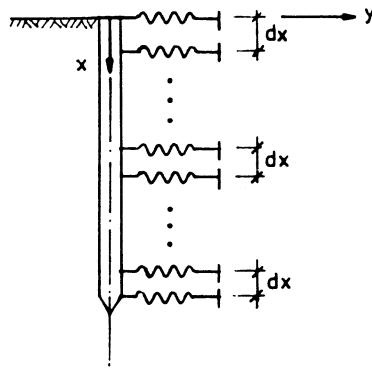


Fig. 1.6 - Modelo de Winkler - idealização discreta do comportamento do solo

1.2.2 - Extensão do modelo de Winkler

Retome-se a lei de variação do deslocamento y com a reacção p representada na Fig. 1.4. Como se referiu anteriormente o modelo de Winkler corresponde a um comportamento traduzido por uma recta tangente à curva p - y , a qual, só numa fase inicial do processo de deformação, se pode considerar razoavelmente aproximada da curva real. De acordo com Terzaghi (1955), a aproximação é aceitável para valores de p que não ultrapassem metade do valor da reacção última do solo p_u .

Quando se pretende analisar o comportamento já em estágios avançados de deformação a não linearidade da curva reacção do solo - deslocamento tem que ser considerada (Matlock e Reese, 1960). A hipótese de Winkler de se admitir o módulo de reacção independente da reacção no contacto torna-se claramente grosseira e há necessidade de reformular a sua própria definição. Neste caso o módulo de reacção é caracterizado pela seguinte relação simplificada entre a reacção do terreno (p) e o deslocamento da estaca (y):

$$k_{hs}(x,y) = -\frac{p}{y} \quad (1.5)$$

em que,

k_{hs} - é o módulo de reacção horizontal do terreno [FL^{-2}] definido em termos da inclinação da secante traçada desde a origem até qualquer ponto ao longo da curva p - y (Fig. 1.4).

A definição de k_{hs} de acordo com a expressão (1.5) foi inicialmente proposta por McClelland e Focht (1956) e seguida por Matlock e Reese e muitos outros.

O sinal negativo na expressão (1.5) indica que o sentido da reacção do terreno é sempre oposto ao do deslocamento horizontal sofrido pela estaca (o que aliás é também admitido na formulação de Winkler).

A reacção do terreno deixa de ter de ser uma função linear do deslocamento e, em geral, é também dependente da profundidade (Matlock e Reese, 1960). Assim, a solução do problema da estaca solicitada lateralmente exige o conhecimento de um conjunto de curvas p - y conforme se representa na Fig. 1.7. Se for possível prever um tal conjunto de curvas a equação (1.1) pôde ser resolvida com vista ao cálculo dos deslocamentos, rotações, momentos flectores, esforços transversos e reacção do solo para qualquer carga que possa ser suportada pelo elemento estrutural (Fig. 1.8).

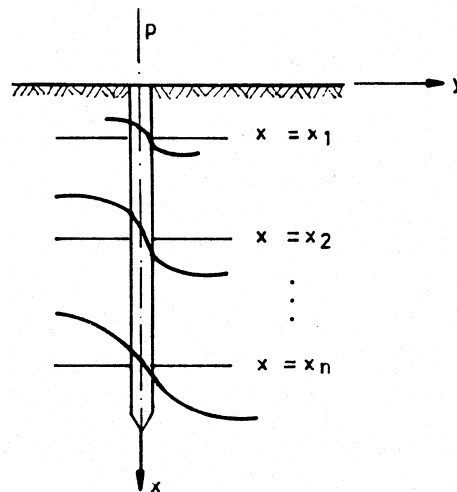


Fig. 1.7 - Conjunto de curvas p - y características da interacção solo-estaca

O conjunto de curvas indicadas na Fig. 1.7 implica que o comportamento do solo a uma dada profundidade seja independente do comportamento em outro qualquer ponto ao longo do contacto estaca-terreno. Assim, e tal como no modelo inicialmente proposto por Winkler o solo é substituído por uma série discreta de molas com características tensão-deformação conhecidas e independentes entre si.

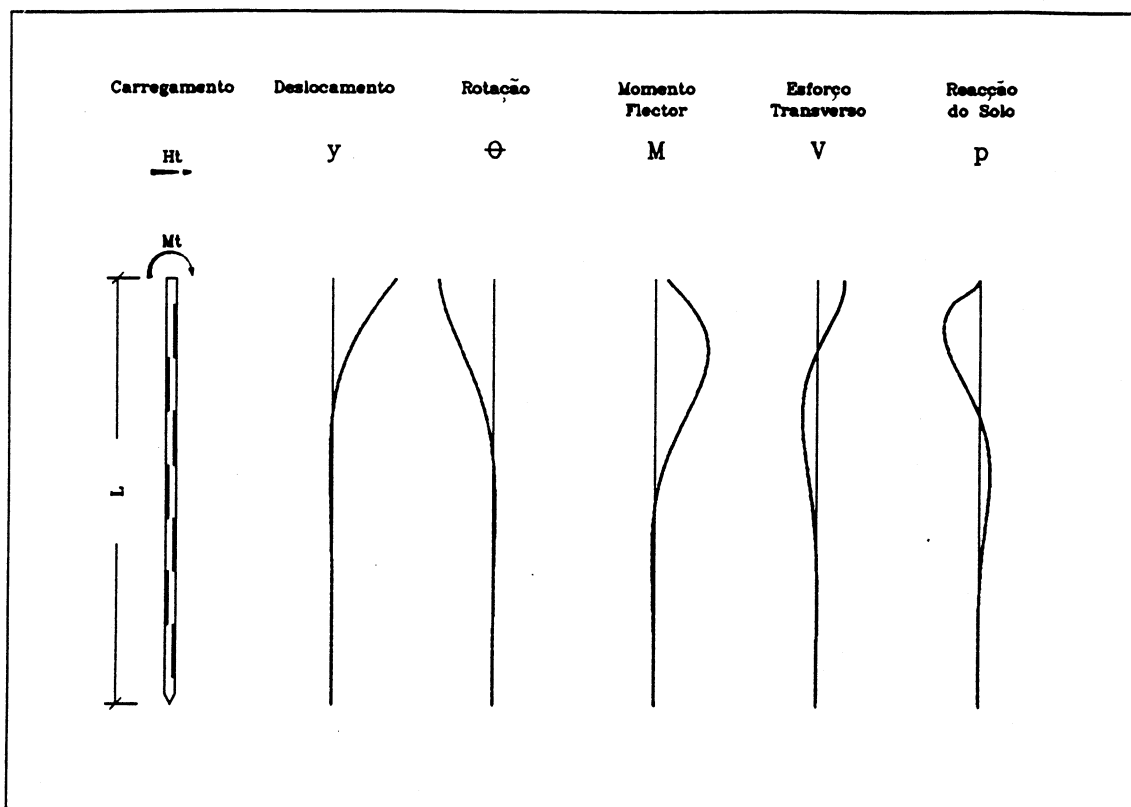


Fig. 1.8 - Solução do problema nas condições de carregamento indicadas

1.2.3 - Validade dos modelos tipo Winkler para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente

Até à especificação das relações (1.4) ou (1.5) o problema de interacção solo-estrutura em estudo vinha sendo formulado sem perda de generalidade, atribuindo a p a modelação do comportamento do semi-espaço infinito, contínuo em que o elemento de fundação se encontra embebido.

O estabelecimento da relação entre p e y só foi possível à custa de drásticas simplificações da realidade. Para além disso a relação estabelecida fundamenta-se em bases eminentemente empíricas a partir de dados resultantes da observação do comportamento real de estacas sujeitas a cargas laterais.

Repare-se que com a simplificação admitida, se caracteriza o comportamento reológico do material de fundação através de um único parâmetro (k_{ht} ou k_{hs}), quando, até para o caso relativamente simples de se tratar dum material ideal, homogéneo, isótropo e elástico são necessários dois parâmetros para definir inequivocamente a reologia do meio,

por exemplo, E_s (módulo de elasticidade) e ν_s (coeficiente de Poisson), (Guedes de Melo, 1987).

Assim sendo, a abordagem do problema de interacção solo-estaca proposta não representa, certamente, o verdadeiro comportamento do solo e é vulnerável a críticas severas tanto do ponto de vista físico como teórico. A admissão da validade do Princípio de Winkler tem como implicação fundamental o facto do solo em contacto com a estaca deixar de ser um meio contínuo.

Esta é sem dúvida a principal desvantagem do modelo. Efectivamente, os solos reais exibem um comportamento do tipo contínuo, na medida em que os deslocamentos num ponto são influenciados pelas tensões e forças eventualmente aplicadas noutros pontos do solo (Poulos e Davis, 1980). Ora, no modelo de Winkler, admite-se precisamente o contrário, isto é, que os deslocamentos de um ponto não são afectados por eventuais acções sobre outros pontos do meio.

Uma segunda desvantagem, muitas vezes apontada ao modelo, resulta do facto da constante de rigidez das molas (o módulo de reacção horizontal) ser dependente das dimensões do elemento estrutural, não sendo portanto, uma característica intrínseca do meio envolvente.

Esta afirmação suscita alguns comentários adicionais para melhor esclarecimento do seu significado. Assuma-se um comportamento elástico linear para o solo e considere-se o bolbo de pressões à frente da estaca à profundidade x_i (Fig. 1.9).

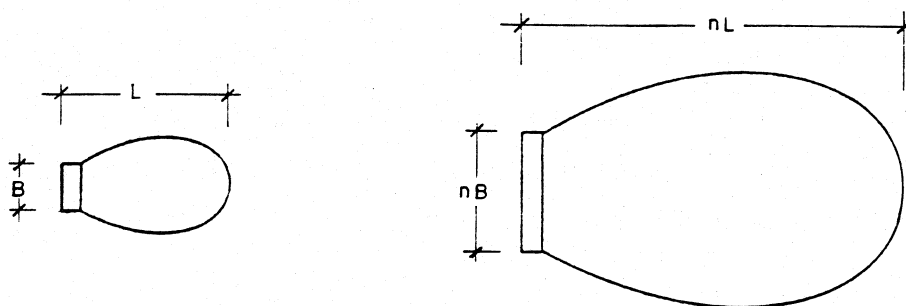


Fig. 1.9 - Influência da largura da estaca nas dimensões do bolbo de pressões (Terzaghi, 1955)

Se a largura da estaca B for aumentada para nB , então o comprimento do bolbo de pressões é também incrementado de L para nL . O deslocamento é aproximadamente proporcional ao comprimento de influência do bolbo de pressões e à pressão média. Para uma determinada carga p_i por unidade de comprimento de estaca (Fig. 1.2), a tensão na largura B é p_i/B , e para a largura nB , p_i/nB . Assim sendo, o deslocamento y_i é proporcional a $(p_i/B) \times L$ no primeiro caso e a $(p_i/nB) \times nL = (p_i/B) \times L$ no segundo, tomando portanto aproximadamente o mesmo valor. Ou seja, na hipótese do comportamento do solo ser elástico linear, o valor do módulo de reacção do terreno conforme definido em (1.4) é uma característica intrínseca do meio envolvente (Prakash e Sharma, 1990). Se o solo não exibir este comportamento ideal as considerações anteriores perdem validade e verifica-se que o módulo de reacção horizontal passa a depender das dimensões da área carregada (B).

A expressão (1.4) foi estabelecida no pressuposto de que o deslocamento da estaca é suficientemente baixo e, por isso, a relação entre p e y pode ser adequadamente representada à custa de um módulo tangente (Fig. 1.4). Para estes níveis de deformação o solo exibe comportamento praticamente elástico linear não sendo portanto válida a segunda crítica apontada ao modelo.

Se o nível de deformação exceder o limiar compatível com a aproximação adoptada para reproduzir a curva p - y o valor de k_{ht} é substituído pelo seu homólogo k_{hs} , este sim, dependente da largura do elemento estrutural.

Excepção feita à hipótese adicional de Winkler, o modelo de comportamento do solo não sofreu alteração quando se introduziu a relação (1.5), mantendo-se portanto válidas as considerações feitas anteriormente relativamente às lacunas fundamentais do modelo. Neste caso o módulo de reacção secante (k_{hs}) surge como parâmetro de natureza essencialmente empírica e depende, para além das dimensões da estaca, dos seguintes factores (Prakash e Sharma, 1990):

- 1) deslocamento da estaca (por definição);
- 2) profundidade em consideração (por definição);
- 3) forma da secção da estaca;
- 4) rigidez à flexão da estaca;
- 5) condições de fronteira no topo e base do elemento estrutural;
- 6) tipo de carregamento (constante ou cíclico);
- 7) velocidade de aplicação das cargas;
- 8) número de vezes que a carga é aplicada e;

9) tempo de actuação da carga.

Em resumo pode dizer-se que as limitações mais importantes dos métodos de análise de comportamento de estacas solicitadas lateralmente, baseados no conceito de módulo de reacção, derivam sobretudo do modelo conceptual adoptado e isto porque:

- a) O modelo é, em si mesmo, de natureza semi-empírica.
- b) O módulo de reacção k_{hs} conforme definido em 1.2.2 não é uma característica intrínseca do solo. Pelo contrário, ele depende não só das características da estaca (geometria, rigidez, condições de fronteira no topo e base, etc), facto claramente demonstrado nos trabalhos fundamentais de Terzaghi (1955) e Rowe (1956), como também da história de carregamentos sofridos pelo elemento estrutural (ciclos de carga/descarga, tempo de actuação da solicitação, etc).
- c) O modelo é, em sentido estrito, apenas aplicável a estacas isoladas. A sua extensão para a análise de grupos de estacas solicitadas lateralmente é puramente empírica e de tal forma questionável que não parece possível.

Apesar das limitações anteriormente referidas e das importantes lacunas teóricas que lhe são apontadas, os modelos do tipo Winkler têm-se revelado como utensílio de dimensionamento fundamental (Jamiolkowski e Garassino, 1977). Para tal contribuí:

- a) A sua simplicidade do ponto de vista analítico.
- b) Uma larga experiência mundial difundida por uma vastíssima quantidade de aplicações e suportada por muitos casos práticos bem documentados.
- c) A relativa simplicidade com que se pode ter em conta o facto da relação entre p e y poder ser não-linear e poder evoluir com a profundidade.

A adopção do modelo proposto em 1.2.2 permite simplificar drasticamente a formulação matemática do problema em análise e, ao mesmo tempo, atingir resultados que se acercam com exactidão suficiente ao comportamento real do sistema solo/estaca (Jamiolkowski e Garassino, 1977).

Para além disso, a validade do modelo simplificado é admitida por numerosos autores (Biot, Vesic, Urban, etc) demonstrando à evidência que os resultados obtidos recorrendo a soluções muito mais complexas do problema não se afastam apreciavelmente daqueles conseguidos nas hipóteses admitidas em 1.2.2. (Bijnagte *et al.*, 1991; Hatzigogos, *et al.*, 1991; Koskinen, 1991) para citar apenas alguns trabalhos recentes.

1.2.4 - Desenvolvimentos com vista ao aperfeiçoamento do modelo de Winkler

Nas considerações que acabam de ser apresentadas foram referidas diversas críticas que justificadamente são apresentadas ao modelo de Winkler. Com o objectivo de procurar eliminar algumas dessas lacunas, e assim tentar aproximar cada vez mais o modelo à realidade, alguns autores têm introduzido certas modificações ao modelo inicial.

Não se pretende fazer uma revisão exaustiva dos desenvolvimentos com vista ao aperfeiçoamento do modelo de Winkler, mas, apenas, ilustrar à custa de alguns exemplos as principais tendências neste domínio.

Como se referiu, a principal limitação apontada ao modelo de Winkler diz respeito à falta de continuidade que o caracteriza. Uma forma de obviar esta lacuna é a consideração da existência de uma membrana elástica ligando os topos das molas idealizadas como representativas do comportamento do terreno (Scott, 1981a). A actuação da carga p_i sobre a secção de comprimento infinitesimal (Fig. 1.2) provoca a deformação da mola que se situa directamente em contacto com a área carregada, o que origina o desenvolvimento de tensões (s) na membrana. Estas tensões são transmitidas às restantes molas agora solidarizadas levando à sua deformação em conjunto. Nestas condições a reacção do material de fundação deixa de ser dada por:

$$p = -k_{hs} \cdot y \quad (1.6)$$

passando a ter-se,

$$p = -k_{hs} \cdot y + s \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (1.7)$$

Dentro desta perspectiva, Georgiadis e Butterfield (1982) desenvolveram um modelo que incorpora ainda conjuntos de molas adicionais, destinadas a interessar no processo de deformação as zonas do solo vizinhas das que recebem directamente o elemento de

fundação, conforme se representa na Fig. 1.10 (Guedes de Melo, 1987).

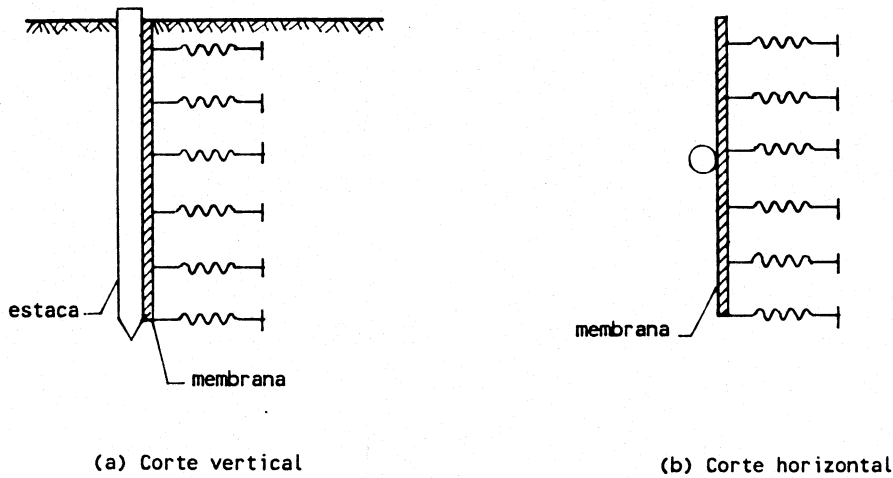


Fig. 1.10 - Modelo tipo Pasternak de comportamento de estacas em meio descontínuo

Uma outra limitação dos modelos tipo Winkler prende-se com o facto de se desprezarem as tensões de corte que se geram no contacto estaca-solo ao longo do processo de deformação. Qi-feng e Meyerhof (1987), no seguimento dos trabalhos de McClelland e Focht, propuseram um modelo alternativo que introduz a influência das tensões de contacto na análise do fenómeno de interacção. Para além disso, os efeitos de encurvadura, isto é, os efeitos do carregamento axial sobre a deformação lateral, são também contabilizados introduzindo na equação (1.1) o termo de 2ª ordem correspondente:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right] + \frac{d}{dx} \left[N \frac{dy}{dx} \right] + p = 0 \quad (1.8)$$

em que,

N - é o esforço axial na estaca à profundidade x [F].

Neste modelo a resistência tangencial do solo é simulada à custa de molas adicionais, distribuídas ao longo do eixo da estaca e desenvolvendo-se na direcção vertical (Fig. 1.11).

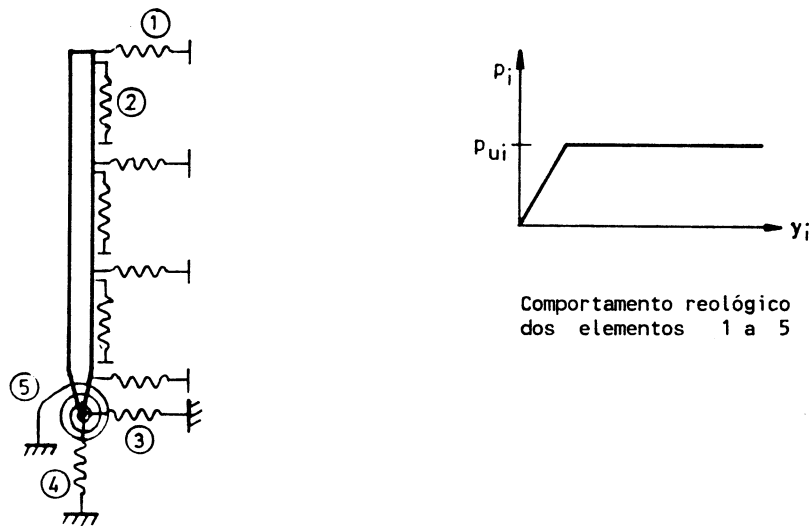


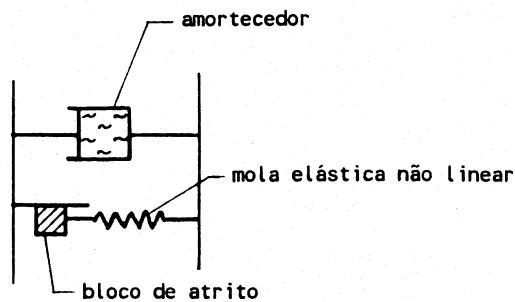
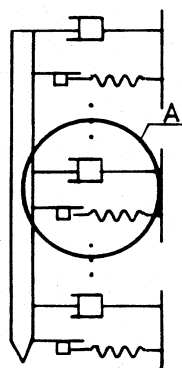
Fig. 1.11 - Modelo discreto de Qi-feng e Meyerhof

Para além das molas representativas do comportamento do solo lateral os autores admitem que a resistência do solo na ponta deve ser contabilizada. Para tanto introduzem três elementos individualizados que simulam a resposta de todo o meio envolvente abaixo do nível de fundação da estaca.

Refere-se finalmente o modelo elasto-plástico-viscoso descontínuo (Fig. 1.12) (Foriero e Ladanyi, 1990), que permite resolver o problema das estacas sujeitas a cargas laterais tendo em conta os seguintes factores (Jamiolkowski e Marchetti, 1972): variação da deformação ao longo do tempo (fenómenos de consolidação, deformações plásticas diferidas e viscosas), efeito de carregamentos cíclicos e efeitos dinâmicos.

Os esforços desenvolvidos no sentido do aperfeiçoamento do modelo de Winkler, correspondentes aos trabalhos que a título de exemplo acabam de ser referidos, acarretam naturalmente uma maior complexidade na resolução dos problemas. Basta pensar que dum modelo simplificado uniparamétrico se passou para outros multiparamétricos, com os consequentes aumentos de complexidade ao nível da caracterização experimental.

Assim, quando se caminha no sentido do aperfeiçoamento do modelo físico rapidamente se torna praticamente impossível estabelecer parâmetros de cálculo satisfatórios, para que a sofisticada idealização da realidade, possa conduzir a bons resultados práticos.



Pormenor A

Fig. 1.12 - Modelo elasto-plástico-viscoso descontínuo

Da consulta da mais recente bibliografia da especialidade, Guedes de Melo (1987) conclui que é notória a tendência para o abandono das tentativas de introdução de aperfeiçoamentos deste tipo, situando a questão nos seguintes termos: "[...] *ou o modelo com as simplificações que lhe são inerentes conduz a resultados satisfatórios, do ponto de vista das suas aplicações práticas, e o seu interesse é real, ou então é preferível optar por outros tipos de formulações [...]*", não baseadas no modelo de Winkler, "[...] *que, embora complexas, possuem maior generalidade e versatilidade. [...]*"

1.2.5 - Formulação do problema

Retome-se o problema da estaca imersa no semi-espaco e sujeita a uma força vertical (P_T), força horizontal (H_T) e momento flector (M_T) ao nível da cabeça. Considere-se agora que o elemento de fundação se encontra encastrado ao nível da base num estrato de elevada rigidez (Fig. 1.13).

A equação diferencial governativa do problema de deformação da estaca nas condições da Fig. 1.13 é, como se referiu anteriormente:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right] + \frac{d}{dx} \left[N \frac{dy}{dx} \right] + p(x,y) = 0 \quad 0 < x < L \quad (1.9)$$

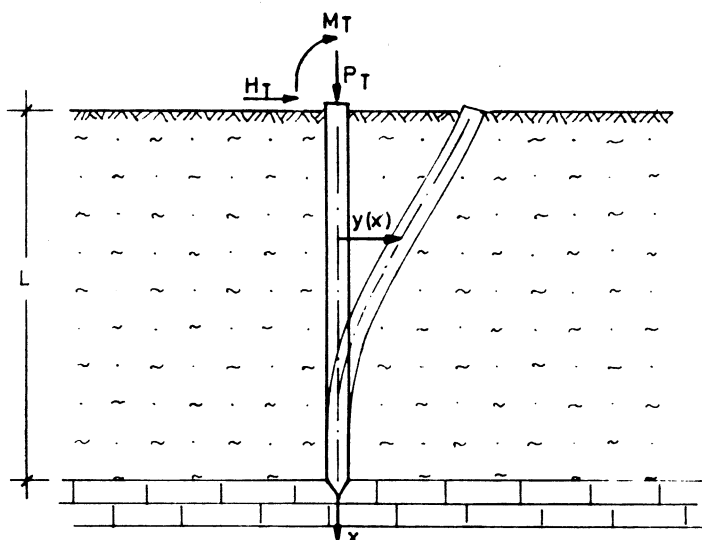


Fig. 1.13 - Formulação discreta: representação do problema em análise

Admitiu-se, tal como na teoria das peças lineares com comportamento física e geometricamente lineares, que a contribuição dos esforços axiais de compressão para o deslocamento lateral da estaca é desprezável, ou seja, consideraram-se desprezáveis os efeitos de encurvadura¹. Neste caso a equação (1.9) pode ser escrita na forma:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right] + p(x, y) = 0 \quad 0 < x < L \quad (1.10)$$

Ao admitir-se que a reacção do terreno $p(x, y)$ é conhecida, ou seja, que na equação diferencial de 4ª ordem expressa em (1.10) $EI(x)$ e $p(x, y)$ são funções dados do problema, resta apenas y como incógnita. A função $p(x)$ representa como se referiu a resposta do solo nas condições particulares ilustradas pela Fig. 1.13, e é assimilada a uma força horizontal distribuída ao longo do comprimento da estaca (Fig. 1.14).

¹ O erro cometido com esta aproximação é bastante reduzido uma vez que o esforço axial ao nível do terreno (P_T) é normalmente bastante inferior ao valor da carga crítica de Euler. Para além disso, o valor de N anula-se a profundidades bastante reduzidas fruto da resistência friccional ao longo do contacto estaca/solo. Nestas condições, a carga axial tem um efeito negligenciável sobre o comportamento em deformação lateral da estaca (Davisson e Gill, 1963).

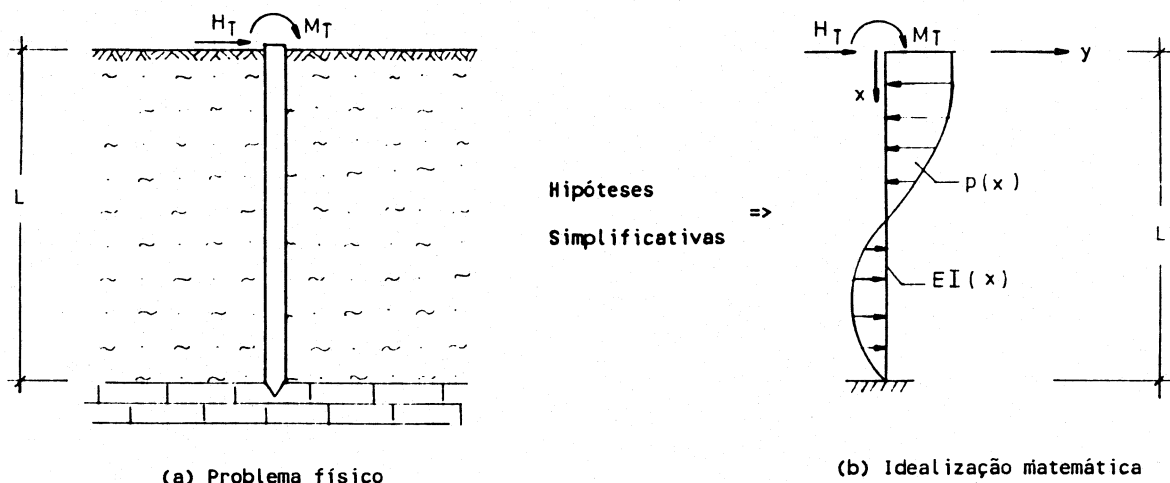


Fig. 1.14 - Formulação discreta: representação equivalente do problema em análise

Para além de ter que satisfazer a equação diferencial expressa em (1.10) y terá que satisfazer condições fronteira apropriadas. Uma vez que se trata de uma equação diferencial de 4ª ordem são necessárias 4 condições de fronteira para obter uma solução, que, atendendo à Fig. 1.13 são:

$$y(L) = 0 \qquad \frac{dy}{dx}(L) = 0 \qquad (1.11)$$

vulgarmente designadas por condições de fronteira *essenciais* e,

$$\left[\frac{d}{dx} \left(EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right) \right]_{x=0} = H_T \qquad - \left[EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right]_{x=0} = M_T \qquad (1.12)$$

condições de fronteira *naturais*.

1.2.6 - Métodos de resolução do problema formulado

1.2.6.1 - Generalidades

A solução da equação diferencial (1.10), sujeita às condições de fronteira apropriadas, pode ser obtida, quer através de métodos analíticos, quer através de métodos numéricos. Tratando-se duma equação relativamente complexa, a sua resolução analítica torna-se bastante difícil, a menos que se introduzam algumas restrições ao tipo de variação

de p com x e y . Estas restrições retiram generalidade às soluções encontradas, que passam a ser apenas válidas em alguns casos particulares aos quais essas simplificações se ajustam. Os casos reais, mais frequentes, não se encaixam por via de regra nessas soluções particulares, e por isso, surge a necessidade de recorrer a métodos de análise numérica.

As soluções analíticas disponíveis só abarcam os casos de inércia constante e dizem respeito à situação em que o módulo de reacção ou é constante ($k_h = k_{ht} = C^{(e)}$) ou cresce linearmente em profundidade ($k_h = k_{ht} = n_h \cdot x$). Estas soluções envolvem não só a determinação do deslocamento lateral da estaca $y(x)$, de rigidez constante, como também o cálculo das suas derivadas da 1ª à 4ª ordem por forma a definir a evolução em profundidade das rotações, momentos flectores, esforços transversos e reacção do terreno.

Assim, para o caso do módulo de reacção ser constante em profundidade, Hetenyi (1946) desenvolveu soluções correspondentes aos casos de estaca livre ou com rotação impedida na cabeça (Poulos e Davis, 1980). O autor considera ainda dois tipos de carregamentos alternativos - força horizontal ou momento flector aplicados ao nível do terreno - e deduziu expressões que fornecem os valores do deslocamento lateral, da rotação, do momento flector e do esforço transversal, ao longo da estaca, em função de parâmetros designados por "factores de influência" que tabelou, tornando bastante cómoda a utilização prática deste tipo de soluções. A solução no caso de carregamento misto pode ser obtida por sobreposição de efeitos (ver 2.4.2).

No caso em que o módulo de reacção cresce linearmente em profundidade ($k_h = k_{ht} = n_h \cdot x$) a solução é expressa à custa de desenvolvimentos em série, deixando de ser possível o estabelecimento de relações aritméticas simples para definir os valores dos deslocamentos generalizados e esforços internos na estaca. A utilização destas expressões, inicialmente propostas por Hayashi em 1921 (Jamiolkowski e Marchetti, 1972), é extremamente complexa o que inviabiliza a sua aplicação em termos práticos.

Em geral, portanto, é mais conveniente tratar a equação diferencial governativa do problema mediante métodos numéricos, resolvendo *de per se* o caso real em estudo, ou então calculando de uma vez para todas parâmetros adimensionais que permitam estabelecer a solução para diversas leis de variação do módulo de reacção com a profundidade. O estabelecimento de soluções deste tipo só é possível no caso do módulo de reacção ser independente de y , devendo os casos em que tal não se verifique ser tratados isoladamente.

A obtenção de soluções numéricas é normalmente conduzida a partir do método das diferenças finitas (m.d.f) ou, alternativamente, recorrendo ao método dos elementos finitos (m.e.f.).

1.2.6.2 - Método das diferenças finitas

No primeiro caso a equação diferencial (1.10) é escrita na forma de diferenças finitas (Palmer e Thompson, 1948), que para um ponto tipo, i , do eixo da estaca se traduz por (Fig. 1.15)

$$E_i I_i \left[\frac{y_{i-2} - 4y_{i-1} + 6y_i - 4y_{i+1} + y_{i+2}}{(L/n)^4} \right] - k_{hi} y_i = 0 \quad (1.13)$$

em que,

- E_i - módulo de elasticidade da estaca no ponto i ;
- I_i - momento de inércia da estaca no ponto i ;
- y_i - deslocamento horizontal da estaca no ponto i ;
- k_{hi} - módulo de reacção do terreno no ponto i ;
- L - comprimento da estaca e,
- n - número de intervalos em que a estaca se considera dividida.

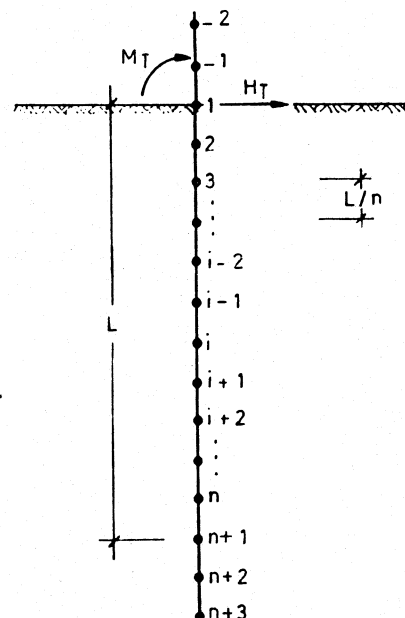


Fig. 1.15 - Análise por diferenças finitas de estacas solicitadas lateralmente

A equação (1.13) é escrita para os pontos 2 a n obtendo-se um conjunto de $n-1$ equações. As condições de fronteira no topo e base da estaca fornecem mais 4 equações adicionais (1.11 e 1.12). Para o caso da estaca com cabeça livre (Fig. 1.14) a consideração das condições naturais de fronteira (1.12) fornece:

$$-y_{-2} + 2y_{-1} - 2y_2 + y_3 = \frac{H_T L^3}{EI n^3} \quad (1.14)$$

e,

$$y_2 - 2y_1 + y_{-1} = \frac{M_T L^2}{EI n^2} \quad (1.15)$$

As condições de fronteira essenciais (1.11) são escritas na forma de diferenças finitas em termos de:

$$y_{n+1} = 0 \quad (1.16)$$

e,

$$y_n - y_{n+2} = 0 \quad (1.17)$$

respectivamente para o deslocamento e rotação na base.

As outras duas equações necessárias à solução do problema resultam da consideração do equilíbrio de forças horizontais e momentos flectores, originando um sistema de $n+5$ equações a $n+5$ incógnitas, que são os deslocamentos horizontais dos pontos situados no interior da estaca e dos 4 pontos fictícios considerados na análise. Uma vez conhecidos os deslocamentos nos $n+5$ pontos é possível, por um procedimento similar, determinar os esforços internos na estaca.

A utilização do método das diferenças finitas permite considerar qualquer tipo de variação do módulo de reacção com a profundidade. Além disso, a resolução do problema é ainda possível quando o valor de k_h varia com o deslocamento horizontal. Neste caso a solução é conseguida à custa dum processo iterativo. Por outro lado, as condições de fronteira no topo e base da estaca podem ser quaisquer, representando as expressões (1.14) a (1.17) apenas um exemplo da forma como são introduzidas na análise.

Os primeiros desenvolvimentos no domínio da utilização do m.d.f para a análise do

comportamento de estacas solicitadas lateralmente devem-se a Palmer e Thompson (1948). Neste trabalho os autores apresentam a solução do problema para o caso de k_h evoluir linearmente com a profundidade ($k_h = k_{ht} = n_h \cdot x$) considerando a estaca livre de rodar no topo. Gleser (1953) obteve posteriormente a mesma solução mas para o caso de rotação impedida na cabeça.

Posteriormente, Matlock e Reese (1960) promoveram a extensão destes trabalhos introduzindo leis mais gerais para a variação do módulo de reacção em profundidade. Na formulação geral do problema os autores utilizam duas formas alternativas, que consideram adequadas para expressar qualquer tipo de variação contínua de k_h com a profundidade:

$$k_h = k_{ht} = k \cdot x^n \quad (1.18)$$

ou,

$$k_h = k_{ht} = k_0 + k_1 x + k_2 x^2 \quad (1.19)$$

com k , n , k_0 , k_1 e k_2 constantes.

Utilizando o procedimento matemático atrás descrito e aplicando os princípios da teoria de semelhança, Matlock e Reese fornecem as soluções do problema em termos adimensionais. Estas soluções revestem-se de manifesto interesse prático uma vez que as diferentes incógnitas são definidas à custa de coeficientes adimensionais representativos da evolução dos esforços e deslocamentos da estaca. A partir da solução típica adimensionalizada a quantificação para o caso particular em estudo é extremamente simples, bastando para tanto efectuar o produto entre os coeficientes adimensionais fornecidos e os parâmetros, também adimensionais, que são função das características da estaca e do carregamento aplicado.

No mesmo trabalho (Matlock e Reese, 1960) é proposta a extensão destas soluções para os casos em que a não linearidade da curva p - y tem que ser considerada. A análise baseia-se na aplicação sucessiva da formulação do método das diferenças finitas utilizando valores do módulo de reacção ($k_h = k_{hs}$) diferentes de aplicação para aplicação. Assim, cada iteração é conduzida admitindo que o valor de k_h é independente de y . Uma vez terminado o ciclo de cálculo, o valor desse parâmetro é ajustado de forma a que seja respeitada a lei de comportamento reológico pré-estabelecida. Se for $y_i^{(m)}$ o valor do deslocamento horizontal no ponto i obtido na iteração m , o valor de k_{hs} a utilizar na iteração seguinte será:

$$k_{hs_i}^{(m+1)} = -\frac{p_i^{(m)}}{y_i^{(m)}} \quad (1.20)$$

em que $p_i^{(m)}$ é o valor da reacção do terreno à profundidade do ponto i obtido na *emésima* iteração.

O processo iterativo termina quando se atinge a condição:

$$k_{hs_i}^{(m+1)} - k_{hs_i}^{(m)} \leq \zeta \quad i = 1, 2, \dots, n+1 \quad (1.21)$$

em que ζ é uma medida da aproximação pretendida.

A aplicação prática deste tipo de procedimento só se torna viável se for possível recorrer ao cálculo automático (Reese, 1977). No entanto, uma forma aproximada de ter em linha de conta as características não lineares do comportamento reológico do solo pode ser estabelecida a partir das soluções adimensionais supracitadas. Admitindo que a resposta do solo à deformação lateral é idêntica ao longo de toda a profundidade o procedimento iterativo anterior pode ser conduzido manualmente ajustando os sucessivos valores de $k_h(x)$ às outras tantas soluções em termos de deslocamento e reacção (Matlock e Reese, 1961).

Em qualquer dos trabalhos anteriormente citados admite-se sempre a continuidade da função $p(x, y)$. Na natureza, no entanto, é muito frequente que as formações terrosas se apresentem estratificadas o que suscitou a necessidade da extensão deste tipo de análises aos casos em que a relação $p(x, y)$ deixa de ser contínua.

Neste sentido Davisson e Gill (1963) apresentaram a solução adimensional do problema do comportamento de uma estaca isolada sujeita a cargas laterais incluída num meio estratificado. Nesta análise são consideradas duas camadas distintas em que se admite constante o valor do módulo de reacção ($k_h = k_{ht} = C^{te}$). A camada inferior é tratada como semi-infinita com módulo de reacção característico $k_{ht} = k_0$. A camada superior é caracterizada pela sua espessura e por um módulo de reacção $k_1 = Ck_0$. A solução do problema nestas condições é dada em função da espessura da camada superior e da relação (C) entre módulos de reacção, e evidencia a enorme importância da rigidez do estrato superficial para o comportamento global da estaca.

O principal contributo deste trabalho reside precisamente na constatação da

influência condicionante que a zona superficial de terreno tem para o comportamento global do elemento de fundação, chamando ainda a atenção para a necessidade de caracterizar o melhor possível a reologia do meio nos primeiros metros de profundidade.

Posteriormente, diversos autores estenderam a análise a outras situações, quer através da generalização da lei de evolução do módulo de reacção em profundidade, no interior de cada estrato, (Reddy e Valsangkar, 1968; Dordi, 1977), quer através da consideração de um número de camadas superior a dois (Muzas, 1972).

A solução geral do problema, considerando a existência de vários estratos, a variação simultânea do módulo de reacção com a profundidade e o deslocamento horizontal da estaca e ainda, os efeitos de encurvadura bem como a possibilidade das características de rigidez do elemento de fundação variarem em profundidade pode ser obtida a partir do método das diferenças finitas adoptando o procedimento iterativo inicialmente proposto por Matlock e Reese (Reese *et al.*, 1981). O recurso ao cálculo automático torna-se neste caso imprescindível.

1.2.6.3 - Método dos elementos finitos

Uma outra técnica numérica de resolução do problema formulado em 1.2.5 é o método dos elementos finitos (m.e.f.). A aplicação do m.e.f. à análise de estacas isoladas solicitadas lateralmente é apresentada em detalhe no Capítulo 2 pelo que aqui apenas se tecerão alguns comentários de carácter geral.

Normalmente o m.e.f. revela-se bastante mais versátil e preciso do que o m.d.f.. No entanto, a sua utilização racional só se tornou possível a partir do desenvolvimento das capacidades de cálculo automático, pelo que, só num passado relativamente recente se tem vindo a assistir à sua gradual disseminação em detrimento do m.d.f.. Comparativamente falando pode-se afirmar que as potencialidades do m.e.f. surgem sobretudo quando há necessidade de se atender ao comportamento não linear do solo e a variações de inércia da estaca em profundidade (Poulos e Adler, 1978).

Por outro lado, sempre que se consideram modificações ao modelo inicial de Winkler, do tipo referido em 1.2.4, a utilização do m.d.f. torna-se extremamente complexa sendo normalmente preferível recorrer ao m.e.f. (Georgiadis e Butterfield, 1982; Qi-feng e Meyerhof, 1987; Foriero e Ladanyi, 1990).

O recurso ao método dos elementos finitos para obtenção de soluções de problemas de estacas solicitadas lateralmente, baseadas no conceito de módulo de reacção, tem sido adoptado por diversos autores, (Nakai e Kishida, 1982; Sogge, 1981), e atinge actualmente um grau de desenvolvimento que lhe permite fazer face a qualquer tipo de problema incluindo, as não linearidades geométrica e material da estaca e solo (Greimann *et al.*, 1987), os fenómenos de separação e deslizamento na interface estaca/solo e a degradação da resistência do terreno com o número de ciclos de aplicação de carga (Grashuis *et al.*, 1990; Trochanis *et al.*, 1991b) e adicionalmente os efeitos gerais de fluência (Foriero e Ladanyi, 1990).

1.3 - MÉTODOS DE ANÁLISE BASEADOS EM MODELOS CONTÍNUOS

1.3.1 - Generalidades

A resposta de uma estaca a uma força horizontal ou momento flector depende da complexa interacção entre a estaca (elástica) e o material envolvente (solo) com comportamento inelástico. Se a massa de solo é considerada como um meio contínuo, com características de deformabilidade descritas por equações constitutivas apropriadas, então, este problema de interacção é altamente indeterminado e só pode ser tratado à custa de hipóteses simplificativas drásticas.

Até aqui, estas simplificações têm envolvido a consideração da reacção do solo localizada, isto é, não associada à deformação que ocorre em pontos adjacentes ou remotos da massa envolvente da estaca. Assim fazendo, a natureza contínua da massa de solo é desprezada e, por isso, qualquer equação constitutiva que descreva a resposta geral do meio como um contínuo deixa de ser válida.

Na análise seguinte, o problema de interacção é abordado com as simplificações necessárias mas incluindo a natureza contínua do material solo. Tratando o problema desta forma, é possível utilizar as características do solo que resultam das equações constitutivas básicas, em vez de se definir um módulo local que não é independente das dimensões da estaca e da sua rigidez. Note-se que as grandezas aferidoras das características do terreno continuam a não ser parâmetros intrínsecos do solo, uma vez que na realidade, ele se afastará das hipóteses simplificativas que permitem estabelecer as equações constitutivas básicas.

Para formular um modelo contínuo de comportamento da massa de solo é

necessário decidir quais as propriedades que se pretendem incluir. O procedimento prático mais simples com vista a situar tal decisão consiste em começar por um modelo simples e, depois, adicionar-lhe sucessivamente as propriedades desejadas até ser atingida uma idealização suficientemente detalhada para representar o material real (Spillers e Stoll, 1964).

O modelo contínuo mais simples é aquele em que se admite o solo como material homogéneo, isótropo e elástico linear. Inicialmente o problema é formulado para a estaca elástica no interior do meio assim caracterizado e, depois, são incluídos os efeitos adicionais que permitem descrever exactamente o comportamento inelástico de um material terroso real.

Uma vez especificadas as hipóteses básicas que permitem definir o modelo é necessário proceder à sua análise, por uma das duas vias actualmente disponíveis para esse efeito, recorrendo ou a métodos numéricos do tipo integral ou ao método dos elementos finitos. No primeiro caso o domínio em estudo é tratado considerando a existência de 2 meios distintos - o solo e a estaca. O comportamento do solo é analisado à custa de soluções do tipo Mindlin. Relativamente à estaca é usual recorrer aos resultados clássicos da Resistência de Materiais, em particular à Teoria das Peças Lineares, desprezando a contribuição do esforço transversal no cálculo das deformações. A solução do problema é obtida a partir da compatibilização de deslocamentos na fronteira dos 2 subdomínios. No caso de se recorrer ao m.e.f o domínio é assimilado a um único meio, mas com propriedades físicas distintas, e a solução do problema é conseguida à custa da Teoria da Elasticidade.

A opção por um dos métodos anteriores não é indiferente, uma vez que será condicionante no tipo de efeitos adicionais potencialmente incorporáveis no modelo de análise. O método dos elementos finitos tem a vantagem de ser muito geral e assim teoricamente capaz de incluir leis constitutivas complexas para os materiais envolvidos. A sua grande desvantagem reside no volume de cálculos a efectuar para resolver o problema em estudo. Nos métodos integrais, pelo contrário, o volume de cálculos necessários para se atingir a solução é extremamente reduzido, mas a sua utilização racional está restringida a problemas envolvendo leis constitutivas lineares pelo que, só através de aproximações é possível contabilizar determinados efeitos adicionais, que se pretendam incorporar no modelo de análise (Sousa Coutinho, 1992).

1.3.2 - Modelo contínuo. Hipóteses de base

Retome-se o problema da estaca vertical, embebida num meio semi-infinito e submetida a uma força horizontal e um momento flector ao nível da cabeça (Fig. 1.1). Admita-se, por agora, que o valor do esforço axial é nulo ($P_T=0$). Considere-se adicionalmente que o material constituinte da estaca exhibe comportamento elástico linear e que a secção transversal do elemento de fundação é constante em profundidade.

Em relação ao meio envolvente admita-se que se trata de um sólido semi-infinito, contínuo, isótropo e homogéneo exibindo também ele comportamento elástico linear. Para além disso, considere-se ainda que o solo ideal não tem peso. Nestas condições o material envolvente fica completamente caracterizado por um módulo de elasticidade (E_s) e um coeficiente de Poisson (ν_s) cujos valores, por hipótese, não são afectados pelo processo de construção da estaca (Spillers e Stoll, 1964). Admita-se finalmente a validade da hipótese das pequenas deformações.

A aplicação da teoria da elasticidade permite formular com toda a generalidade o problema assim caracterizado. Esta formulação passa pela consideração das equações constitutivas dos materiais envolvidos, equações de equilíbrio e compatibilidade e não será aqui apresentada por se considerar assunto suficientemente tratado na bibliografia (Timoshenko e Goodier, 1951).

1.3.3 - Validade do modelo para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente

De um ponto de vista teórico, a representação do solo como meio contínuo é sem dúvida muito mais satisfatória do que a adoptada nos modelos discretos (Fig. 1.6). A reacção do solo num determinado ponto, em contacto com o elemento de fundação, passa agora a depender do estado de tensão nos pontos adjacentes, ou remotos do meio, o que fisicamente parece ser bastante mais aceitável. Repare-se que, ao contrário da maior parte dos modelos discretos, num ponto de reacção nula pode ocorrer deformação.

Por outro lado, no âmbito da generalidade admitida para o modelo de análise, a sua extensão com vista ao tratamento de problemas envolvendo grupos de estacas não levanta qualquer dificuldade ou limitação.

No entanto, a utilização do modelo nos moldes anteriormente descritos não deixa de incluir algumas simplificações de validade questionável. Em primeiro lugar os solos não são isotrópicos, ou seja, os valores de E_s e ν_s do material ideal deveriam variar, num mesmo ponto, com a direcção considerada. A condição de homogeneidade também não se verifica na prática pois as características reais dos solos variam de ponto para ponto. Ou seja, as primeiras propriedades adicionais a incluir no modelo no sentido do seu aperfeiçoamento serão a anisotropia e a heterogeneidade.

Há ainda a assinalar o facto de se ter admitido um comportamento elástico linear para o solo de fundação. Ora como é bem sabido, não só o comportamento real dos solos se afasta da condição de reversibilidade (elasticidade), exibindo estes materiais deformações permanentes logo nas fases iniciais dos processos de carregamento, como também não se verifica a proporcionalidade na relação entre tensões e deformações (linearidade física). Estes factos, no caso do problema da estaca solicitada lateralmente, tornam-se particularmente flagrantes nas zonas superficiais em que a não linearidade e não reversibilidade da curva tensão-deformação têm que ser consideradas. Surge então a necessidade de introduzir no modelo de análise os efeitos da cedência, quer através da generalização das equações constitutivas que caracterizam a reologia do solo, quer através de processos aproximados em que, pelo menos em zonas localizadas, se admite um comportamento elástico perfeitamente plástico para o material de fundação (Sousa Coutinho, 1992).

Uma outra limitação do modelo apresentado em 1.3.2, resultante da hipótese de se considerar um comportamento elástico para os materiais constituintes da estaca e solo, reside na impossibilidade de ocorrer o descolamento entre o elemento de fundação e o meio envolvente. Dizer que os deslocamentos de pontos em contacto ao longo da interface estaca/solo são iguais, é o mesmo que dizer que o solo resiste à tracção, e isto porque na zona contrária ao sentido do movimento o meio fica sujeito a um estado de tracção. Na zona superficial as tracções no solo não são, de uma forma geral, compatíveis com a resistência disponível e ocorre o descolamento da massa envolvente em relação à estaca em movimento.

Finalmente refira-se o facto de se admitir que o solo ideal não tem peso, o que certamente não se verifica na realidade e ainda a hipótese dos valores de E_s e ν_s não serem afectados pelo processo de construção da estaca, demonstrando a experiência precisamente o contrário, isto é, que o processo de construção das estacas altera as

características de deformabilidade dos terrenos que as envolvem. Esta influência é extensível à sequência e número de estacas a construir no caso de grupos.

1.3.4 - Métodos de resolução baseados na modelação contínua do solo

1.3.4.1 - Método das equações integrais

Como se referiu em 1.2.1, a acção das cargas exteriores representadas na Fig. 1.16a origina o deslocamento lateral da estaca gerando uma alteração no estado de tensão do solo envolvente, que pode ser assimilada a uma força p_i por unidade de comprimento longitudinal (Fig. 1.2b).

Tal como anteriormente o problema tridimensional inicial pode assim ser estabelecido em termos do deslocamento lateral da estaca e da tensão p_i que traduz a reacção que o meio contínuo, em interacção com o elemento estrutural, oferece ao movimento.

No caso dos modelos discretos a solução do problema é obtida à custa da teoria das peças lineares sendo necessário postular a relação entre a reacção do solo e o deslocamento da estaca. A relação então proposta fundamenta-se em dados provenientes da observação do comportamento de estacas sujeitas a cargas laterais e envolve simplificações da realidade, que se reflectem negativamente na generalidade e validade conceptual dos modelos tipo Winkler.

Uma outra forma de estabelecer a relação entre p e y consiste em recorrer às soluções da teoria da elasticidade clássica que relacionam os deslocamentos num ponto dum meio semi-infinito, nas condições referidas em 1.3.2, com as forças que lhe estão aplicadas. Assim fazendo, a formulação do problema não perde qualquer tipo de generalidade e a relação entre p e y , para além de teoricamente consistente, passa a traduzir o comportamento contínuo do solo, na medida em que os deslocamentos de um ponto são afectados pelas acções sobre outros pontos do meio.

Análises deste tipo encontram-se descritas por diversos autores: Douglas e Davis (1964); Spillers e Stoll (1964); Lenci, Maurice e Madignier (1968) e Poulos (1971, 1972 e 1973).

A formulação do problema é similar em todos estes trabalhos, derivando as diferenças entre si de alguns detalhes relativamente às hipóteses que traduzem a interacção

entre estaca e solo. Assim sendo, optou-se por apresentar a formulação descrita por Poulos (1971, 1972 e 1973) por ser aquela em que são feitas hipóteses mais refinadas relativamente à acção do solo.

Considere-se então a Fig. 1.16 e admita-se que a estaca pode ser assimilada a uma superfície rectangular vertical de largura B , comprimento L e de rigidez à flexão EI constante em profundidade. Admita-se que não se geram tensões tangenciais no contacto superfície lateral da estaca, meio envolvente. A estaca é dividida em $n + 1$ elementos, de comprimento constante δ , à excepção dos elementos extremos em que o comprimento é $\delta/2$. Cada elemento é actuado por uma tensão horizontal uniforme p_s , que é assumida constante ao longo da largura da estaca².

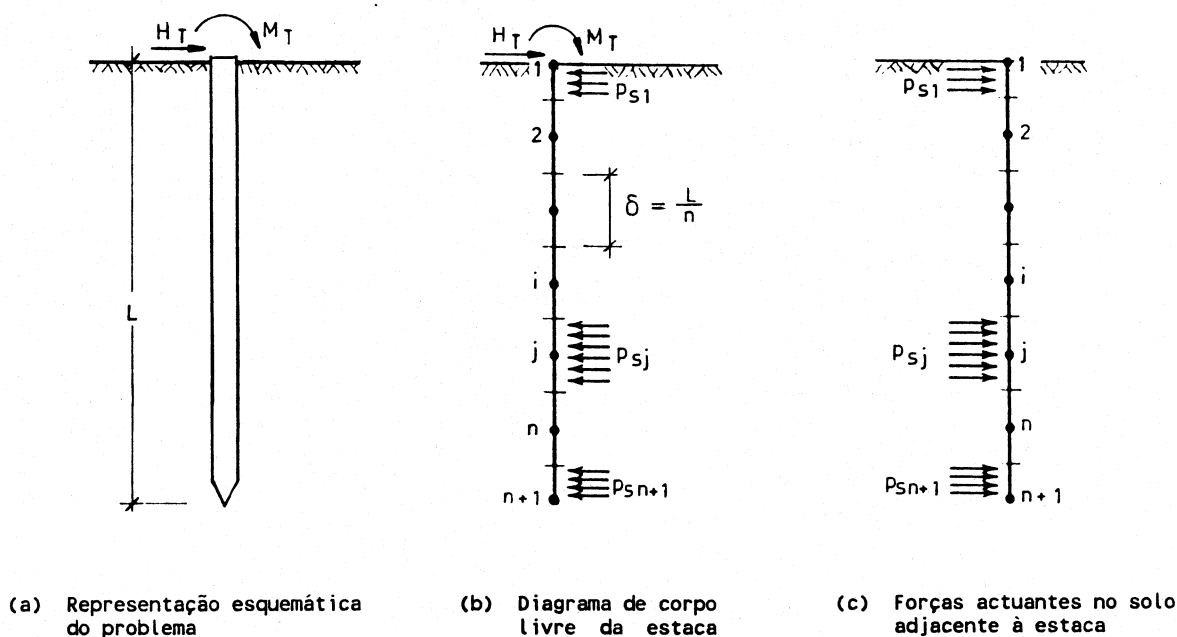


Fig. 1.16 - Formulação contínua: representação equivalente do problema em análise

Como se referiu em 1.3.2 o solo é tratado como um material ideal, homogéneo, isótropo e elástico linear com módulo de elasticidade E_s e coeficiente de Poisson ν_s . É também admitido que o solo envolvente adere ao elemento de fundação. Nestas condições os deslocamentos horizontais do solo e da estaca são iguais. Para efeitos de análise os deslocamentos são equacionados nos centros dos elementos, excepção feita aos dois

² Repare-se que a reacção do solo é agora tratada em termos de uma tensão p_s [FL^{-2}] relacionável com a tensão p_i (Fig. 1.2.b) utilizada nos modelos discretos, por:

$$p_s = \frac{p_i}{B}$$

elementos extremos, para os quais os deslocamentos são calculados respectivamente no topo e base da estaca (Fig. 1.16b, c).

Os deslocamentos do solo para os pontos ao longo do contacto com a estaca podem ser expressos por:

$$\{y_s\} = \frac{B}{E_s} [I_s] \{p_s\} \quad (1.22)$$

em que, $\{y_s\}$ e $\{p_s\}$ são os vectores coluna, de dimensão $n+1$, que representam o deslocamento do solo e a tensão horizontal que se desenvolve entre o solo e a estaca. $[I_s]$ é a matriz de dimensão $n+1$ por $n+1$ dos factores de influência do deslocamento do solo.

Os coeficientes da matriz $[I_s]$ são obtidos por integração, sobre uma área rectangular, da equação de Mindlin, que relaciona o deslocamento horizontal de um ponto no interior de uma massa semi-infinita com a força horizontal aplicada num outro qualquer ponto dessa massa. Os pormenores desta integração são descritos por Douglas e Davis (1964).

As condições aos limites consideradas na equação de Mindlin são simples, pois a única singularidade no meio é pontual, e situa-se no ponto de aplicação da força concentrada. Ora uma estaca não é uma singularidade pontual e assim, a integração desta solução introduz distorções na análise, que serão tanto maiores quanto maiores a largura e comprimento da estaca.

No que se refere aos deslocamentos da estaca, faz-se uso da equação diferencial (1.10) escrita em termos de diferenças finitas para os pontos 2 a n . Impondo as condições de fronteira apropriadas no topo e base da estaca com vista a eliminar os deslocamentos dos pontos fictícios que é necessário introduzir na análise, é possível obter explicitamente a expressão que fornece o vector de deslocamentos da estaca, $\{y_e\}$ em função do vector $\{p_s\}$ e das acções na cabeça.

Estabelecendo a condição de compatibilidade de deslocamentos, isto é, impondo,

$$\{y_{s2}, \dots, y_{sn}\} = \{y_{e2}, \dots, y_{en}\} \quad (1.23)$$

obtém-se um sistema de $n-1$ equações em termos das $n+1$ cargas desconhecidas p_{si} ($\{p_s\}$).

A consideração do equilíbrio de forças horizontais e momentos flectores fornece as

duas equações necessárias para completar a formulação do problema. A resolução do sistema assim formado permite determinar os deslocamentos dos $n + 1$ pontos em que a estaca se considerou discretizada (Fig. 1.16). As rotações, momentos flectores e esforços transversos podem ser calculados posteriormente.

Tendo como base este método de resolução do problema Poulos (1971, 1972 e 1973) apresenta um estudo sistemático das características de comportamento da estaca isolada carregada lateralmente no seio de uma massa elástica, sendo discutidos os factores que influenciam deslocamentos, rotações, esforços transversos e momentos flectores na estaca. As soluções obtidas são apresentadas em termos de parâmetros adimensionais, através de ábacos que abarcam uma grande variedade de casos. É ainda feita a comparação destes resultados com os obtidos por Hetenyi (1946). A análise é similar em princípio às apresentadas por Spillers e Stoll (1964) e Lenci, Maurice e Madignier (1968). No entanto, nestes trabalhos o problema é tratado em termos da resolução explícita do caso particular em estudo o que não permite estudos paramétricos de sensibilidade expeditos.

Da comparação destes resultados com os obtidos a partir do modelo de tipo discreto ressalta a grande proximidade das soluções e o facto de os métodos baseados no conceito de módulo de reacção fornecerem valores do lado da segurança, pois sobrestimam os deslocamentos e momentos flectores na estaca (Poulos, 1971). Relativamente às soluções elásticas é ainda de referir o facto do valor do coeficiente de Poisson ν_s exercer influência desprezável nos resultados obtidos. Também neste caso se confirma que as deformações e momentos flectores induzidos na estaca pelo carregamento lateral, se reduzem a valores negligenciáveis no espaço de alguns diâmetros (tipicamente menos de 10) contados a partir da superfície do terreno.

Uma formulação alternativa, utilizando uma aproximação por elementos finitos para a estaca, foi posteriormente apresentada por Poulos (Poulos e Adler, 1978). A utilização do m.e.f. em substituição do m.d.f. para a resolução da equação diferencial (1.10) torna-se necessária com vista ao tratamento dos casos em que a geometria da estaca é não uniforme.

A solução de Mindlin é apenas válida para solos homogéneos. Para areias e argilas normalmente consolidadas esta hipótese tem que ser abandonada e é necessário admitir a variação do módulo de elasticidade, pelo menos, em profundidade. A lei de variação mais simples consiste em assumir um crescimento linear de E_s com a profundidade (solo de

Gibson). Relativamente a v_s , e dado que a sua influência para efeitos de análise é praticamente nula, mantém-se a hipótese anterior, isto é, admite-se que o coeficiente de Poisson é constante em profundidade. Por outro lado, não é possível proceder à análise utilizando um módulo de deformabilidade equivalente, pois que o seu valor depende do nível de carga e da geometria da estaca (Banerjee e Davies, 1978).

Um procedimento simplificado alternativo consiste em continuar a utilizar a solução de Mindlin (válida para solos homogêneos) calculando no entanto o deslocamento do solo em cada ponto recorrendo ao valor de E_s a essa profundidade (Fig. 1.17):

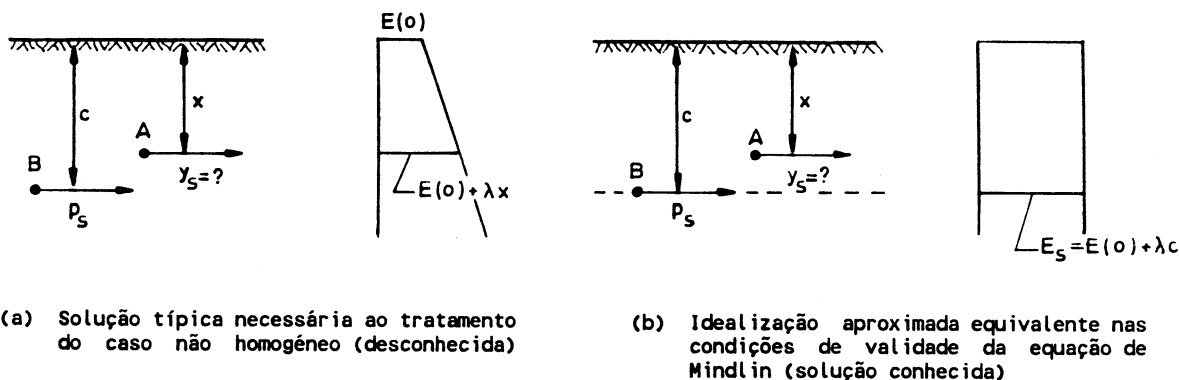
$$E_s(x) = E_s(x=0) + \lambda x \quad (1.24)$$

em que,

E_s - módulo de elasticidade do solo à profundidade x ;

λ - taxa de variação de E_s com a profundidade x .

Este procedimento (Fig. 1.17), se bem que aproximado, uma vez que as condições do problema deixam de se incluir no domínio de aplicação da solução de Mindlin, permite tratar o caso não homogêneo com relativa simplicidade. A solução obtida tende a sobreestimar os deslocamentos e rotações no topo (Poulos, 1971; Banerjee e Davies, 1978) e é mais uma vez bastante próxima das obtidas a partir de modelos do tipo Winkler quando se considera a variação linear do módulo de reacção em profundidade (Matlock e Reese, 1960).



(a) Solução típica necessária ao tratamento do caso não homogêneo (desconhecida)

(b) Idealização aproximada equivalente nas condições de validade da equação de Mindlin (solução conhecida)

Fig. 1.17 - Tratamento aproximado do caso não homogêneo (solo de Gibson) - proposta de Poulos

No seguimento destes trabalhos Banerjee (1976) e Banerjee e Davies (1978) apresentaram a formulação geral do método das equações integrais para sólidos tridimensionais. Os princípios da análise têm como base os pressupostos anteriormente referidos, considerando-se no entanto agora o equilíbrio tridimensional completo da estaca e maciço terroso envolvente. A solução de Kelvin, válida para sólidos elásticos infinitos, substitui a de Mindlin e constitui-se como a base da formulação geral do algoritmo de elementos fronteira desenvolvido por estes autores. A metodologia proposta é aplicável ao caso da estaca solicitada simultaneamente por forças axiais e laterais, num solo cujo módulo de deformabilidade aumenta linearmente em profundidade de acordo com a expressão (1.24).

A solução de Kelvin é, tal como a de Mindlin, apenas aplicável a solos homogêneos. Assim, e como não existe uma solução para a acção de forças pontuais nas condições da Fig. 1.18a, a extensão do método dos elementos fronteira por forma a permitir o tratamento da não-homogeneidade só é possível, mais uma vez, através de um procedimento simplificado.

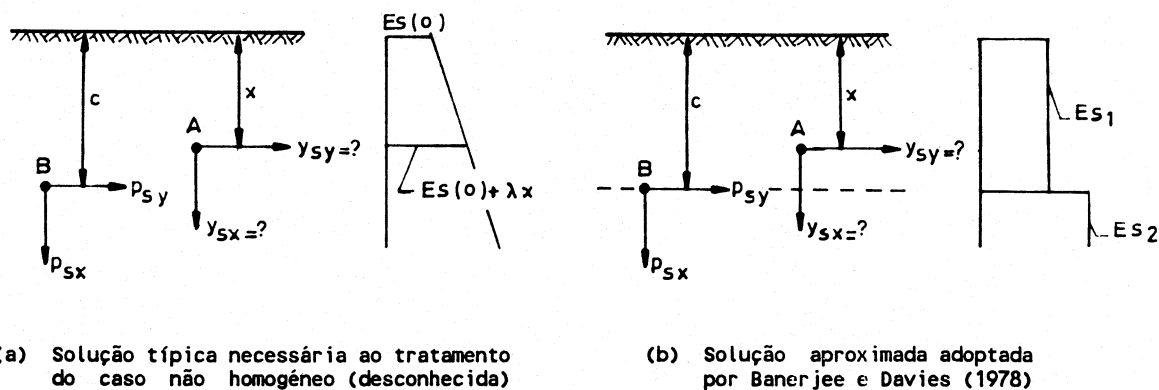


Fig. 1.18 - Tratamento aproximado do caso não homogêneo (solo de Gibson) - proposta de Banerjee e Davies (1978)

A forma de tratar o problema consiste agora em construir uma solução para os deslocamentos no solo devidos à actuação de uma força pontual na interface de um semi-espaço elástico constituído por duas camadas (Fig. 1.18b). Se o solo não homogêneo (Fig. 1.18a) for idealizado, para cada posição da força pontual, como um meio a dois estratos

(Fig. 1.18b) então os valores dos módulos dos estratos E_{s1} e E_{s2} podem ser ajustados para que os deslocamentos, particularmente na vizinhança da carga pontual, sejam iguais em ambos os sistemas (Banerjee e Davies, 1978).

Da comparação deste tipo de análise com a proposta por Poulos ressaltam algumas diferenças. A sua repercussão prática não parece no entanto significativa.

Um outro tipo de heterogeneidade muito frequente na natureza consiste na ocorrência de estratificação. Pise (1981, 1982 e 1983) apresentou a solução do problema para a situação em que o terreno é constituído por duas camadas de solo homogêneas sobrepostas. O método utilizado é em tudo idêntico ao sugerido por Poulos. A solução de Mindlin é usada para explicitar os deslocamentos do solo e, se bem que esta equação seja apenas válida para uma massa homogênea de terreno, Pise mantém a sua utilização face ao sucesso do procedimento simplificado anteriormente descrito (solo de Gibson). A análise aproximada conduz a resultados praticamente coincidentes com os apresentados por Davisson e Gill (1963) e Dordi (1977).

As soluções elásticas até aqui descritas conduzem a valores das pressões de interação muito elevadas, sobretudo nas zonas junto à superfície do terreno. Os solos reais cedem para cargas relativamente baixas e, conseqüentemente, os deslocamentos por si sofridos tendem a aumentar. A consideração formal da plasticidade nas análises pelo método das equações integrais ou não conduz a resultados satisfatórios ou é excessivamente complexa (Banerjee *et al.*, 1979). Assim, é normal o recurso a métodos aproximados como forma de fazer intervir a cedência local do material envolvente da estaca. Estes métodos têm por base modificações à análise elástica (Spillers e Stoll, 1964; Poulos, 1971).

Para o carregamento em causa, é obtida uma primeira solução em regime elástico. As pressões no solo assim determinadas são comparadas com uma pressão de cedência (p_{su}) previamente especificada em cada um dos pontos considerados. Nos elementos em que a pressão elástica excede p_{su} , a equação de compatibilidade de deslocamentos (1.23) é substituída pela condição:

$$p_s = p_{su} \quad (1.25)$$

A solução é seguidamente "reciclada" e o procedimento anterior repetido até que

as pressões de cedência não sejam excedidas em nenhum dos pontos do contacto estaca/solo.

A análise assim conduzida é aceitável se a plastificação se limitar a uma percentagem reduzida de elementos, mas será sucessivamente mais imprecisa à medida que as cargas aplicadas ao elemento de fundação se aproximarem dos seus valores últimos (Poulos, 1971).

Por outro lado, como se referiu em 1.3.3. a admissão dum comportamento elástico leva a que o solo atrás da estaca se apresente colado ao elemento de fundação, qualquer que seja o nível de solitação aplicado. No entanto, como o solo exhibe capacidade limitada para resistir à tracção, é normal que se verifique a separação junto ao topo da estaca, zona onde se desenvolvem as maiores tensões no solo - de compressão (à frente) e de tracção (atrás).

Douglas e Davis (1964) afirmam que este efeito pode originar um aumento da ordem dos 100% nos deslocamentos e rotações observados às cotas superficiais. Uma forma aproximada de contabilizar os efeitos da separação, recorrendo às soluções elásticas anteriores, pode ser estabelecida através do seguinte procedimento simplificado (Poulos e Davis, 1980):

- 1) Calculam-se as tensões p_{sj} ao longo do contacto estaca/solo através da análise elástica (Fig. 1.16). A tensão horizontal *in situ* é calculada através do produto dum coeficiente de impulso horizontal (K_s) pela tensão vertical "overburden" (σ_v).
- 2) Em todos os elementos onde se verificar a condição:

$$K_s \sigma_v - 0,5 p_{sj} < 0 \quad (1.26)$$

assume-se que ocorre separação e os deslocamentos nos pontos correspondentes são multiplicados por um factor de 2.

- 3) Com os novos deslocamentos impostos, obtém-se nova solução elástica, sendo o procedimento repetido até que em nenhum elemento ocorra tracção na parte traseira da estaca.

O factor $0,5$ na expressão (1.26) resulta do facto de se considerar que metade do valor da força total no elemento é de compressão, e actua do lado da frente da estaca, e a outra metade é de tracção, e incide sobre o lado detrás.

Este procedimento simplificado pode também ser combinado com o anterior, permitindo assim a consideração simultânea dos efeitos de separação e cedência. O suporte teórico deste tipo de análises é no entanto extremamente limitado.

Uma abordagem geral do problema só é possível à custa da introdução formal da plasticidade no modelo de análise. Neste sentido, Davies e Budhu (Davies e Budhu, 1986 e 1991; Budhu e Davies, 1987 e 1988) desenvolveram um algoritmo de elementos fronteira que incorpora um comportamento elástico perfeitamente plástico para o material de fundação. O modelo desenvolvido comporta a utilização da equação de Mindlin modificada (modificação ad-hoc de Poulos) por forma a permitir o estudo de casos não homogéneos e a consideração dos efeitos de plastificação do solo por compressão, tracção e corte na zona da interface estaca/solo. Em trabalho recente (Davies e Budhu, 1991) estes autores estendem a análise introduzindo no modelo o comportamento em secção fendilhada de estacas de betão armado.

Trata-se de uma formulação incremental em que o comportamento dos solos é caracterizado em função de parâmetros de utilização comum no domínio da geotecnia. O recurso a este tipo de aplicações torna-se, no entanto, impraticável, não só pela complexidade das análises a efectuar como também pelas capacidades de cálculo necessárias à sua implementação. O seu interesse reside sobretudo na possibilidade de efectuar estudos paramétricos de sensibilidade ao nível de investigação. Efectivamente, nos trabalhos anteriormente citados, os autores fornecem uma série de ábacos que permitem situar, para outros tantos casos típicos, a influência que a plasticidade pode ter no comportamento global de estacas isoladas solicitadas lateralmente.

1.3.4.2 - Método dos elementos finitos

Tal como noutros problemas de Engenharia, o método dos elementos finitos é a técnica numérica mais poderosa para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente. Limitações ao nível dos meios de cálculo disponíveis levaram a que as suas primeiras aplicações fossem formuladas aproveitando a axissimetria geométrica do

problema em estudo³ e admitindo comportamento elástico linear para os materiais intervenientes. Desde logo, no entanto, efeitos como os da não homogeneidade, anisotropia, peso próprio e cargas axiais podem ser contemplados na análise sem qualquer tipo de aproximação ou complexidade adicional.

A formulação axissimétrica do m.e.f. assenta nas vantagens inerentes à geometria e propriedades materiais do problema, completamente definidas pela consideração do plano meridional, isto é, invariantes com a coordenada cilíndrica de revolução. Os termos de carga (forças e deslocamentos) continuam no entanto a poder exibir variação nessa direcção, o que impede a utilização de hipóteses simplificativas como, por exemplo, aquelas que permitem substituir um problema tridimensional por uma análise bidimensional em estado plano de deformação.

Apesar disso, é ainda possível tratar o problema em termos de uma análise substituta, que não envolve a coordenada particular para a qual as propriedades não sofrem variação, e decompor a resposta real numa série de soluções simplificadas em deformação plana. Assim, os esforços aplicados e deslocamentos impostos são decompostos em séries de Fourier de n termos na direcção circunferencial e a solução do problema é obtida através da resolução dos n problemas a duas dimensões, correspondentes a cada um dos termos utilizados para expressar a variação das grandezas não axissimétricas intervenientes (Zienkiewicz, 1971).

A aplicação desta variante do m.e.f. ao estudo do comportamento de estacas sujeitas a cargas laterais tem sido tratada por diversos autores. Destes destacam-se os trabalhos de Rogêdo (1972), Kuhlemeyer (1979), Baguelin, Trézos e Frank (1979) e Randolph (1981), cujo interesse recai no facto de permitirem efectuar estudos paramétricos de sensibilidade para diversas situações típicas de modelação do meio envolvente. Assim, é possível estudar os efeitos da estratificação (Rogêdo, 1972; Kuhlemeyer, 1979), da existência de uma zona remexida nas imediações da estaca, com módulo de elasticidade inferior ao do meio homogéneo envolvente (Baguelin *et al.*, 1979), da anisotropia em geral, através da consideração do caso particular da massa de solo ser transversalmente isotropa com plano de isotropia horizontal (Rogêdo, 1972) e, finalmente, da não homogeneidade (Randolph, 1981).

³ Para que o problema exiba axissimetria geométrica é necessário que a secção da estaca seja circular. Nos casos em que tal não se verifique é sempre possível admitir uma secção circular equivalente à real.

Relativamente à comparação destas soluções com as obtidas por outros tipos de métodos é notória a proximidade dos resultados, nos casos em que tal comparação é possível. A principal inovação é introduzida por Randolph (1981), não tanto ao nível da quantificação da resposta lateral, mas sobretudo ao nível da forma como a solução adimensional do problema, considerando um solo envolvente do tipo Gibson, é fornecida.

Anteriormente, (Poulos, 1971; Poulos e Davis, 1980) as expressões de cálculo com vista à determinação de esforços e deslocamentos eram traduzidas em função da relação entre o comprimento e o diâmetro da estaca (L/B). A solução fornecida por Randolph não faz intervir este parâmetro. Efectivamente, o autor retoma o conceito de comprimento crítico, *aquele acima do qual a estaca se comporta como se tivesse comprimento infinito*, para concluir que na maior parte dos casos práticos as estacas têm comprimento superior ao crítico, daí que a sua resposta em deformação lateral não dependa da relação L/B . Nestas condições, os deslocamentos e momentos flectores não negligenciáveis restringem-se à parte superior da estaca, cujo comprimento total não influencia de forma significativa a resposta lateral (Randolph, 1981).

Apesar do interesse indiscutível das soluções elásticas, uma das grandes vantagens do m.e.f. quando comparado com os outros métodos de análise, reside sem dúvida no facto de ser possível tratar formalmente o comportamento elastoplástico dos solos.

Nesta perspectiva, Meissner (1976) desenvolveu um algoritmo de elementos finitos axissimétrico em que o solo é modelado como material elastoplástico com endurecimento. O modelo comporta a utilização de um critério de cedência do tipo Mohr-Coulomb com lei de fluxo não associada, tendo sido aplicado a areias. Na formulação do problema, para além da não linearidade física (elasticidade não linear), é abandonada a hipótese das pequenas deformações, sendo a análise efectuada considerando também a não linearidade geométrica.

Posteriormente, outros autores (Barton e Pande, 1982; Kay *et al.*, 1986) estenderam a análise a diferentes tipos de comportamento do solo, nomeadamente recorrendo a modelos elastoplásticos com leis de fluxo associadas.

As principais dificuldades que se levantam à utilização deste tipo de análises prendem-se com a caracterização geotécnica dos solos, por forma a definir os parâmetros de entrada necessários à resolução do problema em questão, começando a notar-se as

tentativas no sentido de relacionar esses parâmetros com os resultados de ensaios, por exemplo, em centrífugadora (Barton e Pande, 1982) ou com pressiómetro (Kay *et al.*, 1986).

Com o aumento das capacidades de cálculo dos computadores as análises axissimétricas têm vindo a ser gradualmente substituídas por análises tridimensionais completas.

No campo da elasticidade linear são de referir alguns trabalhos com o objectivo de simplificar as análises tridimensionais, quer através da transformação do espaço original num espaço geometricamente mais simples, à custa de uma transformação de coordenadas (Nath, 1989), quer através da utilização de algoritmos mistos que procuram associar as vantagens do m.e.f. com as vantagens inerentes a outras técnicas numéricas, nomeadamente no que se refere ao tratamento de meios infinitos (Guo *et al.*, 1987; Verruijt e Kooijman, 1989).

De qualquer forma, a utilização de algoritmos tridimensionais só se justifica no caso dos modelos intervenientes nas análises permitirem o estudo de outros tipos de fenómenos observáveis quando uma estaca deforma lateralmente, como, por exemplo, os fenómenos de separação e atrito na interface estaca/solo. Efectivamente, não parece aceitável o recurso a cálculos tão morosos e dispendiosos se a modelação do solo não acompanhar o grau de sofisticação do conjunto, mantendo por exemplo, um comportamento elástico linear.

Repare-se no entanto, que à medida que se caminha no sentido do refinamento do modelo de comportamento do solo, as dificuldades de caracterização experimental aumentam extraordinariamente, tanto mais que alguns dos fenómenos que podem afectar a resposta da estaca não se encontram totalmente compreendidos.

A primeira abordagem tridimensional completa deste tipo de problemas deve-se a Desai e Appel (1976). Estes autores desenvolveram um algoritmo de elementos finitos isoparamétricos sólidos de 8 nós incorporando comportamento não linear. Os efeitos de atrito e separação são contemplados através da utilização de elementos de junta, cuja lei constitutiva é também ela não linear. Neste trabalho é feito um estudo paramétrico de sensibilidade que põe em evidência o facto de serem as características reológicas do solo, na zona de contacto com a estaca, que condicionam a resposta do conjunto. No entanto,

não foi possível caracterizar convenientemente os solos em estudo, por forma a situar os parâmetros aferidores do comportamento dos elementos de junta utilizados na análise (Desai e Appel, 1976).

Ainda neste trabalho, os autores concluem que a não linearidade da resposta de estacas solicitadas lateralmente não tem qualquer relação com o fenómeno de separação ocorrente na parte traseira do elemento de fundação, demonstrando à evidência que essa característica da curva carga - deslocamento é exclusivamente devida à não linearidade do comportamento dos solos. Esta conclusão, posteriormente confirmada (Trochanis *et al.*, 1991a), permite afirmar que o efeito da separação é apenas o de aumentar o deslocamento lateral, não introduzindo não linearidade, ao contrário do que anteriormente se supunha (Poulos e Davis, 1980).

Na sequência deste trabalho, e num passado extremamente recente, começaram a surgir as primeiras análises elastoplásticas tridimensionais associadas a modelos comportando efeitos de atrito.

Inicialmente, e na perspectiva de manter os tempos de cálculo dentro de limites razoáveis, Kooijman e Vermeer (1988) desenvolveram um modelo de elementos finitos elastoplástico muitas vezes referido como a *2,5D*. Esta designação deriva do facto de se desprezar a componente vertical do movimento quando se pretende calcular o deslocamento horizontal, evitando assim uma análise tridimensional completa, bastante mais pesada. Para além disso, a técnica numérica de resolução é mista, associando por compatibilidade a teoria das peças lineares (estaca) com a teoria de placas (solo). O solo é modelado como um conjunto de camadas sobrepostas. Em cada camada considera-se o equilíbrio de placa, processando-se a interacção entre placas pelas faces horizontais em contacto (Verruijt e Kooijman, 1989).

O modelo utiliza um critério de cedência do tipo Tresca, o que o torna apropriado para o estudo de solos coesivos, em condições não drenadas. Os efeitos de escorregamento e separação são modelados com elementos de junta não lineares.

Actualmente, com o advento dos modernos super computadores, com novas arquitecturas internas baseadas nos conceitos de vectorização e paralelização, as limitações ao nível das capacidades de cálculo parecem superadas. Assim, é hoje possível a análise de equilíbrios tridimensionais genéricos, em que o solo e os efeitos de contacto são

modelados com um grau de sofisticação nunca antes atingido.

Neste domínio são de assinalar os trabalhos de Brown (Brown e Kumar, 1989; Brown e Shie, 1990; Brown e Shie, 1991) e Trochanis (Trochanis *et al.*, 1991a e 1991b) recorrendo ou a modelos de comportamento do solo elastoplásticos, com superfícies de cedência de Von Mises e leis de fluxo associadas, ou a modelos do tipo Drucker-Prager generalizado, com leis de fluxo não associadas. Os efeitos de separação e deslizamento são modelados à custa de elementos de junta.

Os algoritmos utilizados por estes autores permitem efectuar estudos em que é possível reproduzir quasi-exactamente todo o tipo de fenómenos intervenientes no problema. Como curiosidade referem-se os tempos de cálculo inerentes à análise "completa" de uma estaca isolada vertical, sujeita a uma carga horizontal no topo: entre 3 e 15 horas de CPU num Cray XMP/24, respectivamente para um modelo do tipo Von Mises e Drucker-Prager generalizado (Brown e Shie, 1990).

No entanto, é necessário chamar mais uma vez a atenção para o facto de tais estudos teóricos precisos, fazendo uso de meios de cálculo modernos e incomparavelmente potentes, e examinando pormenorizadamente a influência de numerosos parâmetros, não terem interesse, a não ser que, paralelamente, se consigam determinar experimentalmente características mecânicas dos solos tão fiáveis e precisas como o método de análise. Para além disso, os custos associados à realização deste tipo de estudos impedem a sua utilização rotineira para efeitos de dimensionamento.

É hoje opinião generalizada que este tipo de análises podem servir para situar a maior parte das limitações presentes nas outras técnicas numéricas utilizadas para o dimensionamento de estacas, e fornecerem as bases para estudos paramétricos de sensibilidade, mas não parece ser possível o seu uso corrente dadas as dificuldades de caracterização geotécnica.

Os esforços destes autores representam portanto uma tentativa de desenvolver modelos de comportamento que permitam efectuar estudos de sensibilidade aos efeitos de espaçamento de estacas, condições de fronteira na cabeça, rigidez do solo, etc, na resposta da estaca. O objectivo destes estudos é o de ou validar modelos simplificados (Trochanis *et al.*, 1991b), ou fornecer o tipo de informação necessária para uma utilização fundamentada dos métodos discretos baseados nas curvas p - γ , no dimensionamento de

estacas (Brown e Shie, 1991).

Assim, conclui-se por exemplo, que efeitos como o do estado de tensão inicial, na resposta de estacas solicitadas lateralmente, são melhor traduzidos, no caso de argilas, pelas recomendações de Matlock (1970) para o traçado das curvas $p-y$; que as condições de fronteira na cabeça não afectam determinantemente a resposta do solo, revelando-se a condição de cabeça livre como a mais desfavorável e que, uma vez que as curvas $p-y$ são normalmente obtidas a partir de ensaios sobre estacas de cabeça livre, se elas forem posteriormente utilizadas para dimensionar estacas de cabeça encastrada, este efeito conduz a resultados do lado da segurança (Brown e Shie, 1991).

1.4 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram apresentados diversos métodos para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente. Em quase todos eles, a estaca é tratada como um elemento linear flexível. Já no que se refere ao solo esta unicidade de tratamento não se verifica, e, da forma como o seu comportamento é modelado, resultam as principais diferenças encontradas. A consulta da bibliografia existente sobre a matéria permitiu identificar duas abordagens distintas para o problema em estudo.

Na primeira, em que se insere o modelo de Winkler e suas variantes, a estaca é analisada como uma viga em meio elástico, a partir da equação de Euler-Bernoulli, ao passo que o solo envolvente é substituído por um sistema discreto de molas, dispostas ao longo do comprimento da estaca. A rigidez destas molas pode variar em profundidade para simular o comportamento elástico linear, mas não homogéneo do terreno ou, pode ser traduzida por curvas $p-y$ não lineares como forma de representar a interacção solo-estaca em meio inelástico. Esta idealização permite seguir de perto o perfil do terreno, bastando para tanto variar convenientemente as características reológicas das molas.

Os métodos baseados na modelação discreta do solo são recomendados para dimensionamento de estacas "offshore" pelo *American Petroleum Institute* e pelo *Det Norske Veritas* (Verruijt e Kooijman, 1989). Ambas as instituições publicaram procedimentos para a construção das curvas $p-y$ a partir do perfil do terreno, tendo por base características simples dos solos. Este tipo de recomendações, se bem que de natureza essencialmente empírica, é secundada por uma larga experiência mundial difundida por uma vastíssima quantidade de aplicações práticas que permitem obviar algumas lacunas

teóricas evidentes do modelo.

A maior deficiência deste tipo de abordagens reside no facto de, na ausência de um elemento que solidarize o funcionamento das molas em conjunto, o modelo só englobar as tensões normais que se desenvolvem na interface estaca-solo, desprezando todo o tipo de fenómenos adicionais, não sendo por isso realista. Por outro lado, e embora esta idealização proporcione uma análise prática, simples e eficiente do problema, o modelo discreto impossibilita a extensão dos métodos à análise de grupos de estacas, uma vez que não é possível ter em conta a interacção entre elementos vizinhos.

Numa segunda categoria de modelos o solo é representado por um meio contínuo. Numa abordagem inicial, por vezes referida como abordagem *semi-contínua*, o solo é tratado como um semi-espaco elástico, e a estaca como uma superfície ou viga elástica sem espessura. Os deslocamentos do solo são calculados ao longo da interface estaca/solo recorrendo ou a métodos analíticos ou a métodos numéricos, e o comportamento em interacção da estaca é depois estabelecido através da compatibilização destes deslocamentos com os deslocamentos sofridos pela estaca em pontos fixados para esse efeito.

Em geral este processo envolve a integração, ao longo da interface discretizada, de soluções apropriadas para a acção de forças pontuais no solo. As equações que relacionam os deslocamentos no contacto com as tracções aplicadas ao solo são depois compatibilizadas com aquelas que governam a deformação axial e lateral da estaca.

Este tipo de métodos revela-se de extrema importância, em primeiro lugar devido à sua muito maior validade conceptual e, em segundo lugar, pela sua aplicabilidade à análise de grupos de estacas. No entanto, a sua utilização é ainda hoje bastante limitada, dado que:

- i) É extremamente difícil fazer uma determinação experimental consistente do módulo de elasticidade do solo (E_s), parâmetro chave para as soluções elásticas ou elastoplásticas.
- ii) A influência duma inclusão rígida (estaca) no estado de tensão-deformação de um meio elástico ou elastoplástico contínuo não se encontra totalmente compreendida.

- iii) O comportamento não linear do solo, bem como os fenómenos de cedência, separação e escorregamento, e a não homogeneidade do terreno só podem ser tidos em conta por processos empíricos grosseiros (Poulos e Davis, 1980) ou recorrendo a formulações excessivamente complexas e pouco eficientes (Davies e Budhu, 1986).

Referiram-se finalmente as abordagens baseadas no método dos elementos finitos. Inicialmente é feita a aplicação do método aos problemas de geometria com simetria de revolução, mas sujeitos a carregamento não axissimétrico. A formulação consiste em decompor os esforços aplicados e os deslocamentos impostos em séries de Fourier de n termos na direcção circunferencial. A solução do problema é obtida à custa da resolução do equivalente a n problemas a duas dimensões. Das formulações axissimétricas elásticas lineares passou-se rapidamente à introdução do comportamento elastoplástico com endurecimento e à consideração dos efeitos de atrito na interface estaca/solo recorrendo a elementos de junta.

Actualmente, o problema é tratado em termos tridimensionais, ou seja, sem recorrer a qualquer tipo de simplificação no que se refere à geometria. Nesta abordagem, muitas vezes designada por *verdadeiramente contínua*, a realidade é modelada quasi-exactamente na medida em que tanto o solo como a estaca são tratados como partes integrantes do mesmo sólido contínuo mas com propriedades materiais diferenciadas. Um terceiro "material" é utilizado para reproduzir o comportamento da interface. A reologia do meio envolvente é descrita com um grau de refinamento nunca antes atingido.

Assim, é hoje possível proceder a análises extremamente apuradas do problema da estaca isolada solicitada lateralmente, independentemente do terreno ser ou não homogéneo, se apresentar ou não estratificado, exibir comportamento elástico linear, elástico não linear ou elastoplástico com endurecimento. Relativamente à geometria nenhuma restrição é introduzida na análise, podendo a estaca apresentar-se inclinada e ter secção transversal qualquer, uniforme ou não.

Se bem que o método dos elementos finitos seja, acima de qualquer dúvida, o meio mais poderoso para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente, a sua utilização como utensílio de dimensionamento é, e provavelmente continuará a ser no futuro, relativamente limitada, uma vez que:

- i) A complexidade dos programas de cálculo automático, dada a natureza tridimensional dos problemas de interacção, particularmente no que se refere às zonas mais superficiais, onera de tal forma as análises a efectuar que as torna incomportáveis em termos de custos.
- ii) A complexidade dos parâmetros de entrada, particularmente quando se consideram os efeitos de instalação e os fenómenos ocorrentes na interface estaca-solo, não é acompanhada (em termos de sofisticação) pela tecnologia disponível para caracterização experimental.

Assim sendo, não parece ser possível a utilização directa do m.e.f. para o dimensionamento, pelo menos, enquanto os meios de caracterização experimental não sofrerem uma evolução qualitativa que permita o usufruto efectivo das suas potencialidades. Esta abordagem deve ser considerada, em primeiro lugar, como um meio extremamente útil para averiguar a influência de todos os fenómenos em jogo quando uma estaca se deforma lateralmente, para proceder a estudos paramétricos de sensibilidade e, finalmente, para situar as limitações inerentes aos outros tipos de métodos e fornecer recomendações com vista à sua superação.

Em resumo, pode-se dizer que em qualquer dos métodos descritos, as dificuldades postas à resolução dum dado problema são fundamentalmente de dois tipos: caracterização dos materiais envolventes da estaca e obtenção de soluções matemáticas para as formulações teóricas preconizadas.

Os recentes desenvolvimentos no domínio dos métodos de análise numérica e o aumento das capacidades de cálculo dos computadores levaram a que o segundo tipo de dificuldade esteja praticamente ultrapassado. Este facto teve como resultado uma transferência quase total das limitações existentes para o domínio da caracterização geotécnica, que surge actualmente como a principal responsável pela impossibilidade de desenvolver estudos suficientemente elaborados para reproduzir com exactidão a realidade.

A consequência imediata destas limitações ao nível da caracterização geotécnica é a de os métodos simplificados de análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente, continuarem a ter interesse para aplicações práticas correntes. De facto, é muito discutível recomendar-se o recurso a métodos extremamente refinados, suportados por valores relativamente grosseiros dos parâmetros de cálculo, em vez de manter o uso

de métodos aproximados, baseados em valores de parâmetros igualmente grosseiros mas que a experiência tem mostrado conduzirem a resultados razoavelmente satisfatórios (Guedes de Melo, 1987).

Por uns motivos ou por outros, a aplicação prática de qualquer dos métodos contém sempre aspectos polémicos, e uma vez que a comparação das previsões de projecto com o comportamento real de estacas não permite identificar um deles como marcadamente superior aos restantes, não é ainda possível fundamentar inequivocamente uma opção como a mais conveniente para a análise e dimensionamento de estacas isoladas solicitadas lateralmente.

Uma outra consequência do atraso dos meios de caracterização experimental, talvez a mais importante na perspectiva deste trabalho, é a de qualquer dos métodos anteriormente apresentados poder ser utilizado, com igual nível de confiança, para estimar as características dos solos a partir de ensaios de estacas em verdadeira grandeza. A caracterização local assim conseguida pode ser usada para prever o comportamento subsequente de outras estacas situadas nas zonas vizinhas às ensaiadas (Poulos, 1981).

A utilização dos métodos mais simplificados de análise, como é o caso daqueles que se baseiam no modelo de Winkler, é assim tão defensável como qualquer outra, e pode servir de suporte aos esforços que venham a ser realizados nos campos da caracterização geotécnica e da observação de obras, estes sim, unanimemente reconhecidos como a via a seguir no sentido do progresso dos conhecimentos neste domínio.

CAPÍTULO 2
DEFORMAÇÃO LATERAL DE ESTACAS
ISOLADAS. MÉTODO DAS CURVAS P-Y

2.1 - INTRODUÇÃO

Uma vez passados em revista os métodos actualmente disponíveis para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente, torna-se possível optar por um deles como via de seguimento do trabalho. No caso presente essa escolha recaiu sobre o método dos elementos finitos (m.e.f.) aplicado ao problema formulado em 1.2.5, isto é, admitindo uma modelação não linear discreta do solo.

Se bem que o assunto já tenha sido tratado (1.4), cabe chamar a atenção para o facto de tal escolha se fundamentar em duas características, neste aspecto decisivas, da associação do método dos elementos finitos à extensão do modelo de Winkler, a partir daqui genericamente designada por *método das curvas p - y* , e que são:

- 1 - A relativa simplicidade com que é possível tratar o comportamento não linear e não homogéneo dos terrenos em consideração.
- 2 - Um conhecimento aprofundado das suas principais limitações como resultado de um elevado número de estudos de sensibilidade, desenvolvidos a partir de métodos de análise bastante mais sofisticados e cujos objectivos são os de fornecer recomendações que permitam remediar essas lacunas.

Consegue-se assim estabelecer um justo compromisso entre simplicidade/economia e grau de aproximação à realidade, ou seja, o método das curvas p - y satisfaz um duplo objectivo:

- 1 - Por um lado, e numa perspectiva de dimensionamento, serve como ferramenta básica de cálculo, pois reúne o conjunto de requisitos necessários a uma aplicação racional corrente - simplicidade, versatilidade e economia.
- 2 - Por outro, é suficientemente refinado para permitir a interpretação de ensaios de carga em verdadeira grandeza, o que constitui um dos objectivos deste trabalho, nomeadamente no que se refere aos ensaios realizados sobre as estacas de fundação das pontes sobre o rio Arade e Sado.

Este capítulo será pois dedicado à apresentação do método das curvas p - y . Para além dos aspectos teóricos formais da aplicação do método dos elementos finitos ao problema formulado em 1.2.5 (secção 2.2), serão passadas em revista as principais vias actualmente disponíveis para a previsão da relação p - y (secção 2.3), característica chave do comportamento dos solos quando se recorre ao método preconizado. Procura-se desta forma fornecer indicações práticas que permitam o aproveitamento real das potencialidades

do método. Efectivamente, sem uma contrapartida ao nível das possibilidades de caracterização experimental dos parâmetros necessários à análise, torna-se praticamente indefensável o recurso ao método numérico escolhido, por mais sofisticada que seja a idealização da realidade com ele associada.

Finalmente é apresentado o programa de cálculo automático desenvolvido para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente, tendo como base os pressupostos anteriormente referidos (secção 2.4).

2.2 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

2.2.1 - Generalidades

Quase todos os fenómenos na natureza podem ser descritos, com a ajuda das leis da Física, por equações algébricas, diferenciais ou integrais que relacionam entre si diversas grandezas importantes para os problemas em causa (Reddy, 1986). Enquanto que a obtenção das equações que regem esses fenómenos não apresenta, em geral, grandes dificuldades, já a sua resolução através de métodos de análise exactos poderá ser difícil, senão mesmo impossível. É o que acontece, por exemplo, quando os dados do problema (geometria do domínio, propriedades dos materiais, condições de fronteira, carregamento, etc) são muito irregulares. Nestes casos há que recorrer a métodos aproximados de análise, nomeadamente a métodos numéricos.

O método dos elementos finitos surge como uma técnica numérica geral que permite obter soluções aproximadas para problemas de valores na fronteira. Um problema de valores na fronteira consiste na determinação de uma ou mais funções incógnitas, chamadas variáveis dependentes, que satisfazem um dado conjunto de equações diferenciais no interior dum dado domínio ou região e que tomam elas próprias e possivelmente as suas derivadas valores conhecidos na fronteira desse domínio. Na aplicação do método consideram-se as três fases seguintes (Pedro, 1977):

- a) Discretização do domínio a estudar num conjunto de sub-domínios (elementos finitos) não sobrepostos, de cuja reunião resulta uma aproximação do domínio inicial.
- b) Interpolação das variáveis de campo para cada elemento em função de um número finito de parâmetros, geralmente o valor das incógnitas em determinados pontos (pontos nodais ou nós), obtendo-se em seguida uma solução aproximada, expressa nos valores das variáveis nesses pontos.

- c) Reunião das soluções obtidas para cada elemento, de acordo com critérios convenientes, o que conduz a um sistema de equações lineares, que caracteriza, de forma discreta, o comportamento do domínio em análise.

O método dos elementos finitos, aplicado à resolução de problemas da Teoria da Elasticidade, pode ser formulado, interpolando os deslocamentos, interpolando as tensões, ou ainda de forma mista em que são interpoladas as tensões no interior dos elementos e os deslocamentos nas suas fronteiras. A formulação em deslocamentos tem sido a mais divulgada, sendo, em geral, desenvolvida por uma técnica de resíduos pesados, que conduz ao Princípio dos Trabalhos Virtuais.

O objectivo deste subcapítulo é apresentar a aplicação do m.e.f. ao problema de valores na fronteira formulado em 1.2.5 em termos de deslocamentos. Assim, ainda que de forma sumária, evidenciam-se nas secções seguintes os passos essenciais do método, dando-se especial atenção à técnica que permite obter a solução do problema em análise, uma vez que o assunto não é normalmente abordado na bibliografia da especialidade.

2.2.2 - Discretização do domínio em elementos

Considere-se então o problema da determinação dos deslocamentos e esforços na barra elástica linear (estaca) de comprimento L , encastrada numa extremidade e sujeita a uma carga distribuída ao longo do seu eixo de densidade p por unidade de comprimento, actuando transversalmente. Admita-se ainda que na outra extremidade a barra é actuada por uma força horizontal (H_T) e um momento flector (M_T) (Fig. 2.1a).

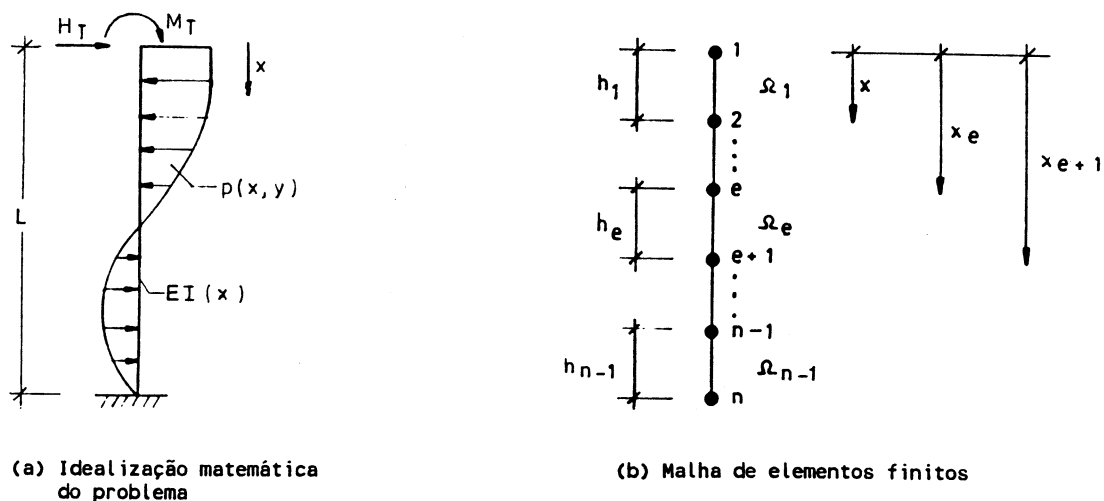


Fig. 2.1 - Método das curvas p - y : discretização em elementos finitos do domínio

Subdivide-se o domínio Ω ($\Omega \equiv [0;L]$) num número finito ($n-1$) de subdomínios conforme se ilustra na Fig. 2.1b.

2.2.3 - Estabelecimento das equações elementares

2.2.3.1 - Formulação variacional do problema para um elemento

Considere-se um elemento genérico Ω_e ($\Omega_e \equiv [x_e; x_{e+1}]$) isolado do resto da malha (Fig. 2.2). Como a equação diferencial (1.10) é válida para todo o domínio Ω , é válida em particular para o elemento Ω_e . Multiplique-se então a equação diferencial (1.10) por uma função arbitrária v (função de teste), duas vezes diferenciável em ordem a x , e integre-se o produto no subintervalo $[x_e; x_{e+1}]$. Obtém-se:

$$\int_{x_e}^{x_{e+1}} \left(EI \frac{d^2 v}{dx^2} \frac{d^2 y}{dx^2} \right) dx = - \int_{x_e}^{x_{e+1}} v p dx + Q_1^{(e)} v(x_e) + Q_2^{(e)} \left. \frac{dv}{dx} \right|_{x_e} + Q_3^{(e)} v(x_{e+1}) + Q_4^{(e)} \left. \frac{dv}{dx} \right|_{x_{e+1}} \quad (2.1)$$

que não é mais do que o Princípio dos Trabalhos Virtuais aplicado ao elemento típico Ω_e , vulgarmente designada como a formulação variacional ou fraca correspondente ao equilíbrio de um elemento de viga, sujeito às condições de fronteira naturais e ao carregamento p . As variáveis $Q_i^{(e)}$ intervenientes na expressão (2.1) são designadas por forças nodais e o seu significado físico encontra-se representado na Fig. 2.2.

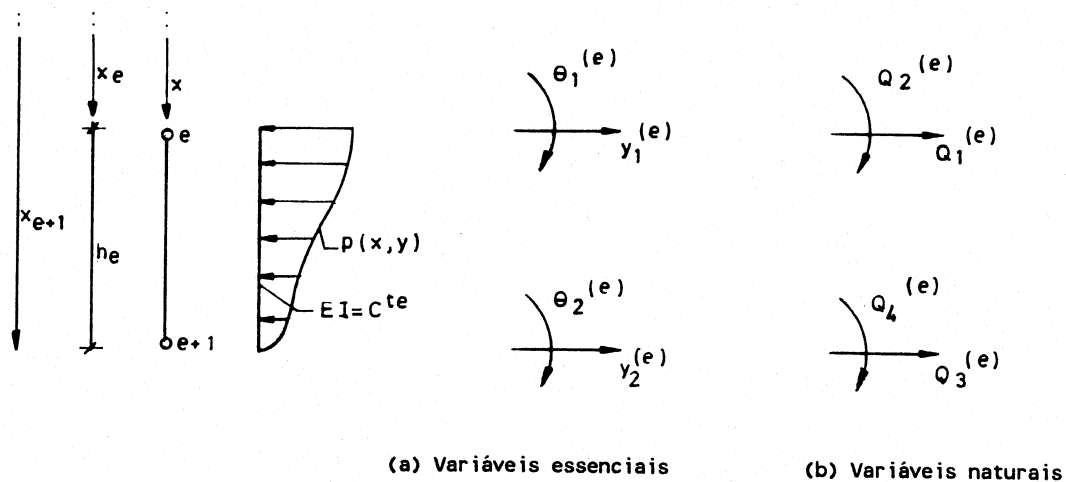


Fig. 2.2 - Método das curvas p - y : representação das variáveis envolvidas ao nível elementar

2.2.3.2 - Aproximação da equação ao nível elementar

A análise prende-se agora com a obtenção duma solução aproximada para o problema variacional (2.1). Para tal usar-se-á o método de Galerkin: seja $y_h^{(e)}$ uma aproximação de y no elemento Ω_e dada por,

$$y_h^{(e)} = \sum_{i=1}^{ne} \alpha_i^{(e)} \phi_i^{(e)} \quad (2.2)$$

em que os $\alpha_i^{(e)}$ são parâmetros a determinar, $\phi_i^{(e)}(x)$ são funções de interpolação ou de forma, e ne é o número de graus de liberdade do elemento Ω_e (no caso presente $ne = 4$).

As funções de forma devem ser escolhidas de modo a garantir a compatibilidade nos nós do elemento (condições de fronteira essenciais) e a satisfazer determinados critérios, para assegurar a convergência do método quando as dimensões dos elementos se reduzem (Reddy, 1986).

Impondo as condições de fronteira essenciais e resolvendo o sistema de equações assim obtido vem,

$$y_h^{(e)}(x) = \sum_{i=1}^4 u_i^{(e)} \phi_i^{(e)} \quad (2.3)$$

em que (Fig. 2.2),

$$\begin{aligned} u_1^{(e)} &= y_1^{(e)} & u_2^{(e)} &= \theta_1^{(e)} \\ u_3^{(e)} &= y_2^{(e)} & u_4^{(e)} &= \theta_2^{(e)} \end{aligned} \quad (2.4)$$

As expressões das funções de forma $\phi_i^{(e)}(x)$ podem ser encontradas em (Reddy, 1986).

Comparando (2.3) com (2.2) conclui-se por inspeção que $\alpha_i^{(e)} = u_i^{(e)}$. Ou seja, os parâmetros $\alpha_i^{(e)}$ que definem a solução aproximada $y_h^{(e)}$ têm um significado físico bem preciso: são os valores de $y_h^{(e)}(x)$ nos pontos nodais.

Utilizando a aproximação (2.3) para y e fazendo $v = \phi_i^{(e)}$ na equação variacional (2.1) obtém-se finalmente a equação de equilíbrio aproximada pelo método dos elementos finitos

para o elemento (e):

$$\sum_{j=1}^4 \left[\int_{x_e}^{x_{e+1}} \left(EI \frac{d^2 \phi_i^{(e)}}{dx^2} \frac{d^2 \phi_j^{(e)}}{dx^2} dx \right) u_j^{(e)} \right] = - \int_{x_e}^{x_{e+1}} p \phi_i^{(e)} dx + Q_i^{(e)} \quad i, j = 1 \dots 4 \quad (2.5)$$

ou seja, um sistema de equações lineares que pode ser escrito na forma,

$$[k_{ij}^{(e)}] \{u_j^{(e)}\} = \{F_i^{(e)}\} \quad i, j = 1 \dots 4 \quad (2.6)$$

sendo,

$\{u_j^{(e)}\}$ - o vector dos deslocamentos nodais generalizados elementares

$[k_{ij}^{(e)}]$ - a matriz de rigidez elementar (1º membro de 2.5) e;

$\{F_i^{(e)}\}$ - o vector das forças (2º membro de 2.5).

As integrações indicadas na expressão (2.5) são em geral complexas havendo conveniência em executá-las numericamente, recorrendo a uma transformação de coordenadas e à regra de quadratura de Gauss.

2.2.4 - Reunião das equações elementares

Como as equações (2.5) e (2.6) foram obtidas para um elemento arbitrário, são válidas para qualquer elemento da malha de elementos finitos representada na Fig. 2.1b. Os elementos encontram-se ligados entre si nos nós e sendo quer o deslocamento, quer a rotação funções contínuas, existe uma correspondência biunívoca entre os deslocamentos nodais locais generalizados $u_i^{(e)}$ ($i = 1 \dots 4$) e os deslocamentos globais generalizados U_j ($j = 1 \dots 2n$), que traduz as relações de continuidade ou compatibilidade relativas ao exemplo em estudo (Fig. 2.1). O modelo de elementos finitos global pode assim ser obtido através da reunião das $n-1$ equações elementares (2.5 ou 2.6) reescritas em termos dos deslocamentos globais generalizados U_j :

$$\left\{ \sum_{e=1}^{n-1} [k_{ij}^{(e)}] \right\} \{U_j\} = \sum_{e=1}^{n-1} \{F_i^{(e)}\} \quad i = 1 \dots 4 ; j = 1 \dots 2n \quad (2.7)$$

designando-se,

$$[k] = \sum_{e=1}^{n-1} [k_{ij}^{(e)}] \quad (2.8)$$

por matriz de rigidez global da estrutura e,

$$\{F\} = \sum_{e=1}^{n-1} \{F_i^{(e)}\} \quad (2.9)$$

por vector das forças global.

2.2.5 - Imposição das condições fronteira

O sistema de equações (2.7) é válido para qualquer problema que possa ser descrito pela equação diferencial (1.10) independentemente das condições de fronteira. A matriz de rigidez global (2.8) é singular antes de se imporem as condições de fronteira essenciais, ou seja, a aproximação por elementos finitos (2.7) contém um movimento de corpo rígido arbitrário, não existindo então solução única para o problema. Só após a imposição de condições de fronteira apropriadas se obtém uma matriz de rigidez não-singular e assim invertível, condição necessária para a obtenção da solução $\{U\}$ de (2.7).

As condições de fronteira essenciais são neste caso dadas por (1.11), que para o modelo proposto se traduzem em,

$$U_{2n-1} = 0 \qquad U_{2n} = 0 \quad (2.10)$$

Desta forma é-se conduzido ao sistema de $2n-2$ equações a $2n-2$ incógnitas obtido por eliminação das 2 últimas linhas e colunas de (2.7), e a 2 equações auxiliares relativas ao nó n (equações de equilíbrio do nó n).

2.2.6 - Obtenção da solução

Até aqui tem vindo a admitir-se que a quantidade p (reação do solo) é conhecida à priori, ou seja, que p é um dado do problema. No entanto, não só p se apresenta como incógnita do problema, como também não é apenas função da profundidade (Fig. 1.4). Retomando a expressão (1.5) tem-se,

$$p(x,y) = -k_{hs}(x,y) \cdot y \quad (2.11)$$

ou seja, a quantidade $p(x,y)$ só é efectivamente conhecida uma vez conhecida a solução do problema em termos de deslocamentos horizontais.

Retome-se então o 2º membro da expressão (2.5) tendo em vista o cálculo da parcela do vector das forças correspondente à reacção do terreno, .

$$\{F_i^{(e)}\} = - \int_{x_e}^{x_{e+1}} p(x,y) \phi_i^{(e)} dx + Q_i^{(e)} \quad (2.12)$$

Introduza-se a transformação de coordenadas,

$$\xi = \frac{2x - (x_e + x_{e+1})}{h_e} \quad (2.13)$$

vem,

$$\{F_i^{(e)}\} = - \int_{-1}^1 \left(\phi_i^{(e)}(\xi) p(\xi,y) \frac{dx}{d\xi} \right) d\xi + Q_i^{(e)} \quad (2.14)$$

e proceda-se numericamente à integração de (2.14),

$$\{F_i^{(e)}\} = - \sum_{k=1}^{npg} \left(W_k \cdot \phi_i^{(e)}(\xi_k) \cdot p(\xi_k,y) \cdot \frac{h_e}{2} \right) + Q_i^{(e)} \quad (2.15)$$

em que npg é o número de pontos de Gauss da regra de integração e W_k os respectivos pesos.

Admita-se finalmente que na expressão (2.11) k_{hs} é apenas função da profundidade, ou seja, que,

$$p(x,y) = -k_{hs}(x) \cdot y \quad (2.16)$$

Então, substituindo em (2.15) y pela sua aproximação y_h , atendendo a (2.16) e introduzindo (2.3), vem:

$$\{F_i^{(e)}\} = \sum_{j=1}^4 \left\{ \sum_{k=1}^{npg} \left(W_k \cdot \phi_i^{(e)}(\xi_k) \cdot k_{hs}(\xi_k) \cdot \phi_j^{(e)}(\xi_k) \cdot \frac{h_e}{2} \right) u_j^{(e)} \right\} + Q_i^{(e)} \quad (2.17)$$

Para simplificar a expressão (2.17) introduza-se a notação,

$$[H_{ij}^{(e)}] = \sum_{k=1}^{npg} \left(W_k \cdot \phi_i^{(e)}(\xi_k) \cdot k_{hs}(\xi_k) \cdot \phi_j^{(e)}(\xi_k) \cdot \frac{h_e}{2} \right) \quad (2.18)$$

virá:

$$\{F_i^{(e)}\} = [H_{ij}^{(e)}] \{u_j^{(e)}\} + Q_i^{(e)} \quad i, j = 1 \dots 4 \quad (2.19)$$

Substituindo $\{F_i^{(e)}\}$ em (2.6) vem,

$$[k_{ij}^{(e)}] \{u_j^{(e)}\} = [H_{ij}^{(e)}] \{u_j^{(e)}\} + Q_i^{(e)} \quad i, j = 1 \dots 4 \quad (2.20)$$

ou seja,

$$([k_{ij}^{(e)}] - [H_{ij}^{(e)}]) \cdot \{u_j^{(e)}\} = Q_i^{(e)} \quad i, j = 1 \dots 4 \quad (2.21)$$

A expressão (2.21) é em tudo idêntica à expressão (2.6). A matriz de rigidez elementar $[k_{ij}^{(e)}]$ é agora "corrigida" do efeito da carga exterior p através da parcela correspondente a $[H_{ij}^{(e)}]$. O vector das forças inclui apenas termos de Dirac, isto é, as forças generalizadas aplicadas nos nós.

Os processos de formação da matriz de rigidez global e de imposição das condições fronteira descritos em 2.2.4 e 2.2.5 mantêm-se válidos, embora a solução só possa ser encontrada à custa de um processo iterativo.

Assim, na iteração inicial admite-se que:

$$y_{(0)}(x) \equiv y_{h(0)}(x) \equiv 0 \quad (2.22)$$

Substituindo (2.22) em (2.11) vem,

$$p_{(0)}(x, y) = -k_{hs}(x, 0) \cdot 0 = 0 \quad (2.23)$$

e desde que $k_{hs}(x, 0)$ tenha valor finito não identicamente nulo, é possível calcular a matriz $H_{(0)}$ de correcção global e resolver o sistema de equações,

$$([k_{ij}] - [H_{ij}]_{(0)}) \cdot \{U_j\}_{(1)} = \{Q_i\} \quad (2.24)$$

obtendo-se nova solução em termos de deslocamentos generalizados $\{U_j\}_{(1)}$.

Com a nova solução escrita em termos de deslocamentos horizontais aproximados (y_h) podem ser calculados os valores de k_{hs} para a iteração seguinte ($k_{hs}(x, y_h)$). O processo repete-se até se atingir a precisão desejada.

2.2.7 - Pós-processamento da solução

O pós-processamento da solução obtida (deslocamentos e rotações nos nós) inclui, em geral, os seguintes passos:

- 1) Obtenção das variáveis secundárias (esforços transversos e momentos flectores).
- 2) Apresentação dos resultados em forma gráfica e através de tabelas.

Os esforços transversos e momentos flectores são normalmente calculados através das expressões da teoria das peças lineares que os relacionam com a deformada da estaca. Se assim se fizer o cálculo das variáveis secundárias envolve a derivação das funções de forma e, por isso, a aproximação em termos de esforços é menos exacta que em termos de deslocamentos generalizados.

Alternativamente, estas variáveis secundárias podem ser calculadas pela integração da função $p(x)$, recorrendo mais uma vez às expressões clássicas da teoria das peças lineares. Ou seja, uma vez que a reacção do terreno é conhecida é possível calcular os esforços internos na estaca por integração, eliminando assim os erros numéricos inerentes à utilização de expressões envolvendo a derivação das funções de forma. A integração numérica de $p(x)$ só é possível no caso dos limites de integração corresponderem aos nós do elemento. Assim, tal como no caso dos deslocamentos generalizados, a solução em termos de esforços internos é fornecida à custa dos valores do esforço transverso e momento flector nos nós. As expressões de cálculo a utilizar são neste caso (Segadães Tavares, 1973):

$$\begin{aligned} V_e &= - \int_{x_e}^{x_{e+1}} p \phi_1^{(e)} dx + C^{te} & V_{e+1} &= \int_{x_e}^{x_{e+1}} p \phi_3^{(e)} dx + C^{te} \\ M_e &= \int_{x_e}^{x_{e+1}} p \phi_2^{(e)} dx + C^{te} & M_{e+1} &= - \int_{x_e}^{x_{e+1}} p \phi_4^{(e)} dx + C^{te} \end{aligned} \quad (2.25)$$

em que, V_e e V_{e+1} são os valores do esforço transverso respectivamente no nó e e no nó $e + 1$ do elemento e M_e , M_{e+1} os valores dos correspondentes momentos flectores.

2.3 - ESTABELECIMENTO DA RELAÇÃO P-Y

2.3.1 - Generalidades

Como se acaba de verificar o m.e.f. permite calcular a resposta de uma estaca isolada sujeita a cargas laterais sem dificuldades de maior. No entanto, a solução do problema só pode ser obtida mediante o conhecimento prévio da relação entre a reacção do terreno, p e o deslocamento lateral da estaca, y , quer esta relação seja linear (1.2.1), quer se trate do caso mais geral em que se admite o comportamento do solo modelado por um conjunto de curvas p - y (1.2.2).

Retomando as considerações finais do Capítulo 1 pode-se dizer que se por um lado se reconhecem os progressos notáveis ao nível da solução teórica dos problemas de interacção solo-estaca, graças às potencialidades dos meios de cálculo automático, por outro, não foram desenvolvidas técnicas experimentais que permitam uma determinação fiável dos parâmetros geotécnicos, necessários ao cálculo de estacas solicitadas lateralmente (como por exemplo: k_{ht} , k_{hs} e ρ_u - Fig. 1.4).

Assim, mesmo quando se recorre a um modelo de comportamento tão simples como o adoptado neste trabalho, a sua caracterização paramétrica constitui assunto extremamente delicado. Às dificuldades de caracterização experimental junta-se a natureza essencialmente empírica do conceito de módulo de reacção, que se traduz no facto das curvas p - y dependerem de uma vasta gama de factores, seguidamente discriminados (Jamiolkowski e Garassino, 1977):

- a) Propriedades do solo envolvente - resistência ao corte e deformabilidade, história de tensões e estado de tensão efectiva *in situ*;
- b) processo de instalação ou construção da estaca;
- c) história de carregamentos e suas características - permanência da solicitação exterior (curta ou longa duração), natureza da solicitação aplicada (estática ou dinâmica, simples ou reversível, crescente ou decrescente);
- d) geometria e características estruturais da estaca - largura, rigidez à flexão (EI), condições de fronteira no topo e base, forma da secção transversal e desvios de verticalidade.

Em face da quantidade de factores que afectam a relação reacção do solo - deslocamento, não é possível identificar uma via de caracterização geral, isto é, que permita quantificar as alterações a introduzir na grandeza e forma das curvas p - y quando se

pretende contabilizar a influência deste ou daquele fenómeno. Assim sendo, a via mais racional de proceder à caracterização geotécnica consiste em situar à priori as condições locais e tipo de fenómenos intervenientes no caso em estudo, e procurar ensaiar o comportamento dos solos em condições tão próximas quanto possível daquelas previstas para a situação real da estaca solicitada lateralmente.

Tendo como pano de fundo este tipo de condicionantes, só pode almejar-se uma caracterização experimental particularizada, isto é, válida para um determinado tipo de solo, em determinado local e para solicitações exteriores específicas sobre estacas de dimensões, forma e constituição conhecida. Este facto leva a que, ainda hoje, a forma mais fiável de prever o andamento das curvas $p-y$ seja a de proceder a ensaios de carga em verdadeira grandeza sobre estacas, desde que se consigam reproduzir experimentalmente as condições a que a obra vai estar sujeita durante o seu tempo de vida útil.

Outras formas de previsão das curvas $p-y$ podem ser estabelecidas à custa de:

- a) ensaios de carga em modelo reduzido;
- b) ensaios de placa;
- c) ensaios pressiométricos;
- d) correlações empíricas com resultados de ensaios laboratoriais sobre solos;
- e) outras correlações.

A fiabilidade da caracterização assim conseguida é no entanto extremamente questionável, não só porque os procedimentos que permitem parameterizar determinada situação real se baseiam em analogias com resultados de ensaios em verdadeira grandeza, cuja extrapolação para o caso em estudo envolve sempre algum grau de arbitrariedade, mas também porque só é possível tratar os casos mais simples em que, por exemplo, as solicitações exteriores são de natureza estática, não contemplando a maior parte dos fenómenos que podem influenciar o comportamento solo/estrutura.

No que se refere às tentativas de correlacionar parâmetros geotécnicos dos solos, obtidos a partir de ensaios em laboratório, com o andamento das curvas deslocamento-reacção correspondentes, a quantidade de trabalhos publicados é bastante vasta. Uma síntese detalhada deste tipo de trabalhos pode ser encontrada em Varatojo (1986). Na sua maior parte, as metodologias propostas só abordam os casos de aplicação de cargas de curta duração, têm por base um número restrito de ensaios em verdadeira grandeza e o nível de empirismo que lhes está associado é senão excessivo, pelo menos dificilmente

defensável. Assim sendo, optou-se por tratar este assunto não em termos exaustivos, mas sim através da apresentação de alguns destes critérios, escolhidos entre tantos outros por serem aqueles mais vulgarmente utilizados na prática e citados na bibliografia.

Nesta perspectiva são descritas as metodologias propostas por Matlock (Matlock, 1970; Reese e Welch, 1975) e Reese (Reese *et al.*, 1974) para correlacionar, respectivamente: a resistência não drenada (c_u) e a deformação correspondente a metade da diferença entre tensões principais máximas na rotura (ϵ_{50}), no caso de solos argilosos e, o ângulo de atrito interno (ϕ') e a constante de reacção horizontal do solo (n_h), no caso de solos arenosos, com a forma das curvas p - y .

Antes porém, são apresentadas em linhas gerais as diferentes metodologias de estabelecimento da relação entre p e y . Sem se pretender ser exaustivo são tratados os aspectos fundamentais relativos a ensaios em verdadeira grandeza, ensaios de carga em modelo reduzido e ensaios de solos *in situ*.

2.3.2 - Ensaios de carga em verdadeira grandeza

Como se referiu, os ensaios de carga em verdadeira grandeza constituem a forma mais conveniente de determinar as curvas p - y . Estes ensaios podem ser conduzidos sobre estacas instrumentadas ou sobre estacas não instrumentadas.

No primeiro caso existem pelo menos três tipos de procedimentos alternativos que se revelam satisfatórios com vista à previsão do andamento da relação pretendida (Jamiolkowski e Garassino, 1977):

- 1- ensaios com medição das tensões horizontais no solo e do deslocamento horizontal y em diferentes pontos situados ao longo do eixo vertical da estaca;
- 2- ensaios sobre estacas instrumentadas com extensómetros eléctricos colocados com espaçamento vertical adequado, por forma a permitirem a determinação tão precisa quanto possível da evolução em profundidade dos momentos flectores;
- 3- ensaios sobre estacas instrumentadas com tubos de inclinómetro, permitindo assim a medição da inclinação do seu eixo a diferentes profundidades.

Nos ensaios do tipo 1, sem dúvida os mais imediatos no que se refere à interpretação dos resultados e os mais correctos de um ponto de vista científico, a determinação de k_{hs} é feita directamente em cada um dos pontos em que a tensão horizontal no solo e o deslocamento da estaca são medidos, através de:

$$k_{hs}(H_T, M_T, x) = -\frac{p(x)}{y(x)} \quad (2.26)$$

em que,

$$p(x) = \sigma_H(x) \times B \quad (2.27)$$

sendo,

σ_H - tensão horizontal média à profundidade x .

Geralmente, a medição directa de $y(x)$ é extremamente difícil e é por isso substituída pela medição da rotação do eixo da estaca a diferentes profundidades, recorrendo para tanto a inclinómetros de alta precisão. A partir das rotações os deslocamentos da estaca são obtidos por integração:

$$y(x) = -\int_{a=0}^{a=x} \theta(a) da + C^{te} \quad (2.28)$$

em que,

θ - é a rotação do eixo da estaca à profundidade a e

C^{te} - é uma constante de integração.

O principal obstáculo a este tipo de abordagem, para além dos inevitáveis problemas inerentes à instrumentação, resulta do facto da tensão horizontal de reacção do solo não ser constante ao longo da largura da estaca (Fig. 1.2). Assim, é necessário estimar um valor médio (σ_H), cujo produto pela largura B forneça directamente o valor de p necessário para o cômputo de k_{hs} (2.26). A estimativa desta tensão média é extremamente difícil, sobretudo no caso de estacas cilíndricas (Jamiolkowski e Garassino, 1977).

No segundo tipo de ensaios, partindo da rigidez à flexão da estaca (EI) e do conhecimento dos momentos flectores num número suficientemente grande de pontos é possível calcular um número igual de valores de p e y resolvendo numericamente as seguintes equações, sujeitas às condições de fronteira apropriadas:

$$y = \iint \frac{M(a)}{EI} da da + C^u \quad (2.29)$$

e,

$$p = - \frac{d^2 M}{dx^2} \quad (2.30)$$

Com este conjunto de pares ordenados procede-se à determinação do módulo de reacção secante (2.26), cujos valores à profundidade considerada evoluirão em função das cargas aplicadas na cabeça, conseguindo-se portanto estabelecer a relação entre os valores de p e os de x e y .

As maiores dificuldades que se levantam à implementação prática deste tipo de metodologia prendem-se com o facto da dupla diferenciação numérica só se tornar possível se a medição dos momentos flectores for bastante apurada. Caso contrário, terá que se proceder ao ajustamento estatístico dos dados experimentais, antes de se efectuar o cálculo (2.30), como forma de garantir a fiabilidade dos valores da reacção do solo. No caso de estacas de betão, podem ainda surgir dificuldades na estimativa da evolução da rigidez à flexão (EI) em profundidade.

Como alternativa a este método de interpretação dos ensaios de carga lateral em estacas instrumentadas com extensómetros eléctricos de resistência, pode-se recorrer à técnica proposta por Parker e Reese (1970) e que tem por base as soluções adimensionais fornecidas por Matlock e Reese (1960) e Davisson e Gill (1963) (ver 1.2.6). Admite-se que a evolução em profundidade do módulo de reacção é dada pela expressão (1.18) ou (1.19)⁴. Em cada escalão de carga, determinam-se os parâmetros incógnitas de (1.18) k e n ou (1.19) k_0 , k_1 e k_2 , que melhor se ajustam aos valores dos momentos flectores medidos. Este ajustamento é feito por tentativa e erro a partir da solução conhecida do problema. O procedimento repete-se para cada um dos escalões de carga do ensaio, permitindo assim a definição da evolução do módulo de reacção com o deslocamento lateral a qualquer profundidade.

⁴ Segundo estes autores a expressão (1.18) é válida para solos incoerentes e argilas normalmente consolidadas, ao passo que a expressão (1.19) vale para solos coerentes sobreconsolidados e é geralmente utilizada impondo $k_2 = 0$.

Nos ensaios sobre estacas instrumentadas com tubos de inclinómetro (tipo 3) são feitas medições de rotação (θ) a várias profundidades e para cada escalão de carga. As leituras do inclinómetro associadas às condições de fronteira do problema em análise permitem estabelecer o conjunto de curvas p - y atendendo a que se tem:

$$y = - \int \theta (a) da + C'' \quad (2.31)$$

e,

$$p = \frac{d^2}{dx^2} \left[EI \frac{d\theta}{dx} \right] \quad (2.32)$$

As dificuldades e restrições inerentes a este tipo de abordagem são iguais às mencionadas anteriormente, quando se tratou os ensaios sobre estacas instrumentadas com extensómetros eléctricos de resistência, com a agravante da tripla diferenciação agora necessária para o cálculo de p (2.32) conduzir a uma perda significativa de fiabilidade nos valores obtidos do módulo de reacção. Assim, é preferível recorrer a uma das outras técnicas disponíveis.

No caso dos ensaios sobre estacas não instrumentadas consideram-se normalmente dois tipos de situações distintas:

- 1- Aquelas em que se medem, em cada escalão de carga, o deslocamento e rotação ao nível do terreno;
- 2- Aquelas em que apenas se mede o deslocamento horizontal (ou a rotação) da cabeça da estaca.

No primeiro caso é necessário admitir que a variação em profundidade do módulo de reacção, para cada escalão de carga, pode ser representada em termos aproximados pelas expressões (1.18) ou (1.19). As incógnitas que definem univocamente a variação do módulo de reacção com a profundidade ($k(H_T, M_T)$, $n(H_T, M_T)$ ou $k_0(H_T, M_T)$ e $k_1(H_T, M_T)$ admitindo $k_2(H_T, M_T) = 0$) são determinadas pela resolução simultânea das duas equações conhecidas que relacionam o deslocamento e a rotação no topo com os coeficientes adimensionais das soluções de Matlock e Reese (Reese e Cox, 1969).

No segundo caso a determinação de k_{hs} é ainda possível se na expressão (1.18) se

arbitrar o valor do expoente n , geralmente considerado igual à unidade. Tendo como base esta hipótese, é mais uma vez possível determinar o valor de k pela resolução da equação que estabelece a dependência entre o deslocamento horizontal na cabeça e os valores dos coeficientes k e n (Alizadeh e Davisson, 1970).

A extrapolação deste tipo de procedimento no caso de se utilizar (1.19) para expressar a variação do módulo de reacção em profundidade, exige que se especifique o valor de duas das três constantes intervenientes no desenvolvimento (1.19). Normalmente, admite-se $k_1 = k_2 = 0$ e determina-se o valor de k_0 para cada um dos escalões de carga em consideração, obtendo-se assim a sua evolução com o deslocamento horizontal da estaca.

Se em vez de se medir o deslocamento no topo, se proceder à medição da correspondente rotação, os procedimentos anteriores mantêm-se evidentemente válidos, bastando para tanto substituir a equação do deslocamento na cabeça pela sua homóloga em termos de rotação.

A fiabilidade dos valores de k_{hs} determinados a partir de ensaios em estacas não instrumentadas é certamente bastante mais questionável do que a daqueles obtidos partindo de ensaios sobre estacas instrumentadas, e isto porque:

- i)- a realidade física é "*forçada*" a corresponder às equações (1.18) ou (1.19);
- ii)- todos os erros experimentais e imprecisões inerentes às hipóteses admitidas, nomeadamente no que se refere à geometria da estaca e à sua rigidez à flexão, são largamente amplificados, uma vez que k_{hs} varia com a potência $4+n$ do parâmetro adimensional T (factor de rigidez relativa solo estaca), sendo n o expoente máximo do desenvolvimento (1.18) ou (1.19) (ver 2.4.2.1 e 2.4.2.2).

Apesar disso, a determinação de k_{hs} a partir de ensaios sobre estacas não instrumentadas mantêm-se um procedimento adequado e aceitável, sobretudo quando o objectivo principal dos ensaios não é investigação mas a aquisição de dados com vista ao dimensionamento. Em tal caso, as estacas de ensaio devem ter a mesma geometria e rigidez à flexão e ser construídas de forma idêntica às estacas a dimensionar.

2.3.3 - Ensaio de carga em modelo reduzido

Tradicionalmente, os ensaios em verdadeira grandeza são preferidos para estimar os parâmetros necessários à análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente. O recurso a este tipo de ensaios não deixa no entanto de apresentar algumas limitações de índole prática. Em primeiro lugar porque é difícil controlar todos os fenómenos em jogo, facto que leva a que se tenha de proceder à caracterização experimental em condições tão próximas quanto possível das previstas em obra, inviabilizando assim estudos de sensibilidade. Acrescem as dificuldades inerentes ao trabalho experimental de campo e as necessidades logísticas, cuja principal consequência se traduz no custo extremamente elevado deste tipo de programas de caracterização.

Sob este ponto de vista os ensaios de carga em modelo reduzido são bastante atractivos, uma vez que apresentam baixo custo e permitem um controle rigoroso e efectivo das solicitações aplicadas e das condições que afectam o comportamento dos solos.

A preparação dos solos é alvo de cuidados especiais, sobretudo no que se refere ao registo de todas as características consideradas importantes para a resposta do modelo (parâmetros de resistência ao corte, peso volúmico, granulometria, etc). Este, por sua vez, é instrumentado com extensómetros eléctricos de resistência, sendo os ensaios interpretados de uma forma em tudo idêntica à descrita em 2.3.2 (ensaio tipo 2).

Assim, é possível efectuar estudos de sensibilidade fazendo variar as condições e/ou propriedades dos solos e analisando a sua influência sobre as curvas p - y inferidas.

Nesta perspectiva são inúmeras as possibilidades que se abrem à utilização racional deste tipo de ensaios. Entre tantos outros, citam-se a título de exemplo os estudos com vista a situar a influência de carregamentos cíclicos (Davisson e Salley, 1970; Abduljawwad *et al.*, 1990), da estratificação do solo (Reese *et al.*, 1981) e do tipo de material que constitui a estaca (Meyerhof *et al.*, 1988) sobre a relação reacção do solo - deslocamento lateral.

Em trabalho recente, Abendroth e Greimann (1990) apresentam um estudo detalhado da resposta lateral de estacas em areias, pondo em evidência a influência sobre o comportamento observado das condições de fronteira no topo e base do modelo,

processo de instalação, tipo de carregamento e compacidade relativa do solo.

Apesar da versatilidade dos ensaios em modelo reduzido, os seus resultados não podem ser utilizados para prever o comportamento real de estacas sujeitas a cargas laterais, e isto porque as curvas p - y obtidas dependem da escala a que os ensaios são realizados. Alguns autores efectuaram séries de ensaios de carga lateral sobre modelos de estacas, variando o diâmetro, por forma a tentarem obter uma descrição analítica destes efeitos de escala, que pudesse depois ser utilizada para extrapolar os resultados em modelo para o protótipo (Franke e Muth, 1985).

No entanto, os estados de tensão, e conseqüentemente o comportamento do solo, não podem ser convenientemente modelados à gravidade normal (1g), inviabilizando assim o recurso a este tipo de ensaios para o traçado das curvas p - y .

O respeito pelas condições de semelhança entre modelo e protótipo, no intuito de com o primeiro, conseguir prever o comportamento do segundo, só é possível se o ensaio for realizado em ambiente com uma aceleração n vezes superior à da gravidade (ng), admitindo que a escala geométrica de redução é $1/n$.

Com o aparecimento das centrífugas (Schofield, 1980), nas quais os solos são postos em movimento com uma aceleração igual ao produto da escala dos comprimentos pela aceleração da gravidade, passou a ser possível modelar o estado de tensão e conseqüentemente o comportamento dos solos em condições de semelhança rigorosas entre modelo e protótipo.

Os ensaios em centrífuga permitem assim obter dados precisos e comparáveis com aqueles que se obtêm em ensaios em verdadeira grandeza por um décimo do custo, a menos da amortização do equipamento (Ting *et al.*, 1987). Esta técnica revela-se extremamente promissora, embora requeira grande precisão e cuidado nas medições a efectuar, na preparação do modelo e no ensaio propriamente dito. Acresce ainda a necessidade de utilizar dispositivos mecânicos e instrumentos electrónicos com características inovadoras, entre as quais se destacam um muito baixo peso e a possibilidade de operação fiável em campos com gravidade elevada. Finalmente, são de referir as dificuldades em modelar o estado de tensão virgem *in situ* e os processos de instalação das estacas reais e com a viscosidade dos líquidos a utilizar, para simular convenientemente as tensões neutras que se geram no caso de solicitações dinâmicas.

Apesar disso, este tipo de ensaios surge como um instrumento valioso para engenheiros e investigadores geotécnicos, e em alguns casos constitui até a única maneira com a qual é possível obter dados experimentais, como por exemplo, se se pretender estudar a resposta de estacas a carregamentos sísmicos. A importância dos ensaios em centrífugadora no domínio do estudo do comportamento de estacas é tratada por Scott (1981b).

No que diz respeito à interpretação dos ensaios, a metodologia seguida é a mesma que se utiliza para os seus congéneres em verdadeira grandeza (ensaios tipo 2).

Assiste-se actualmente a uma proliferação de trabalhos no domínio dos estudos paramétricos de sensibilidade. Nesta perspectiva, citam-se, mais uma vez a título meramente exemplificativo, os resultados obtidos por Kulkarni *et al.* (1985) e Terashi *et al.* (1989) confirmando a não linearidade da relação p - y para solos arenosos secos, e os estudos de Ting *et al.* (1987), válidos para areias saturadas, pondo em evidência a influência de cargas cíclicas e dinâmicas sobre a forma das curvas p - y .

Assinalam-se ainda os estudos pormenorizados de Levacher *et al.* (1991) sobre modelos de estacas em areias e que permitem situar a influência das características de rigidez, rugosidade e processo de construção das estacas, bem como das propriedades físicas do solo (compacidade relativa e teor em água) sobre a resposta lateral final.

2.3.4 - Ensaio de solos *in situ*

A par dos ensaios em verdadeira grandeza existem outros ensaios *in situ* cujos resultados são muitas vezes correlacionados com o traçado das curvas p - y . Neste campo merecem especial atenção os ensaios de carga em placa e os ensaios com pressiómetro ou dilatómetro, os primeiros por terem constituído durante muito tempo a única forma de recolher indicações quantificadas relativamente à grandeza da relação em jogo (Terzaghi, 1955; Broms, 1964a e 1964b) e os últimos por se afigurarem como a via mais promissora, para, num futuro próximo, se conseguir por um processo simples uma caracterização fíavel do comportamento dos solos. Este objectivo passa no entanto por uma melhor compreensão dos efeitos de escala, que permita a extrapolação dos resultados dos ensaios para a situação real (Gabr *et al.*, 1991).

Os ensaios de carga em placa, levados a cabo na direcção horizontal sobre superfícies verticais, expostas para esse efeito por abertura de trincheiras ou poços, permitem a determinação do módulo de reacção horizontal secante (k_{hs}) a diferentes profundidades. No entanto, as dificuldades de execução deste tipo de ensaio e o custo que lhes está associado constituem limitações óbvias à sua utilização prática. Por outro lado, as perturbações e alterações no estado de tensão do solo, bem como o afastamento entre as condições de ensaio e as condições de funcionamento real de uma estaca solicitada lateralmente tornam difícil a extrapolação dos resultados para efeitos de dimensionamento.

Apesar disso é importante chamar a atenção para o facto das primeiras recomendações quantificadas, relativamente à grandeza e evolução do módulo de reacção horizontal em profundidade (Fig. 1.5) terem sido baseadas em resultados de ensaios deste tipo (Terzaghi, 1955; Broms, 1964a e 1964b), e que mantêm actualidade, como forma de situar o problema em primeira aproximação, ou quando não se dispõe de informação mais precisa relativamente à resposta dos solos.

Admitindo que a relação entre p e y é linear (ver 1.2.1) apresentam-se nos Quadros 2.1 e 2.2 os valores de k_h e n_h recomendados por Terzaghi (1955) respectivamente para argilas sobreconsolidadas e areias.

Quadro 2.1 - Valores de k_h recomendados por Terzaghi (1955)

CONSISTÊNCIA DA ARGILA	Rija	Muito Rija	Dura
Resistência não drenada - c_u (kPa)	48 a 96	96 a 192	> 192
k_h (MN/m ²)	15,7	31,4	62,8

Quadro 2.2 - Valores de n_h recomendados por Terzaghi (1955)

COMPACIDADE RELATIVA	Solta	Média	Densa
Areia seca ou húmida - n_h (MN/m ³)	2,2	6,6	17,6
Areia submersa - n_h (MN/m ³)	1,3	4,4	10,7

No caso das argilas (Quadro 2.1) as recomendações de Terzaghi são baseadas em ensaios de carga em placa na direcção vertical. Ora se se admite que a resposta do solo a uma placa na sua superfície é idêntica à de uma mola com características lineares, então a resposta do solo à estaca embebida na mesma massa pode ser representada pelo comportamento de duas molas (uma à frente e outra atrás). Assim, para transpor os resultados de Terzaghi (1955) para o cálculo de estacas embebidas no terreno há que multiplicar os valores do Quadro 2.1 pelo factor 2 (Scott, 1981a).

No caso dos valores de n_h a prática corrente tem demonstrado que os deslocamentos obtidos utilizando as recomendações de Terzaghi são substancialmente sobrestimados, propondo-se igualmente (Scott, 1981a) que se multipliquem os valores do Quadro 2.2 por 2. Assinale-se o facto de Terzaghi (1955) não justificar a proveniência dos valores propostos para n_h .

Relativamente ao pressiómetro, ele é basicamente constituído por uma sonda cilíndrica composta por células radialmente deformáveis que permitem aplicar no terreno pressões praticamente uniformes e medir os deslocamentos obtidos ao nível da célula central, em função da pressão aplicada e do tempo. O equipamento de leitura é instalado à superfície do terreno (Fig. 2.3a).

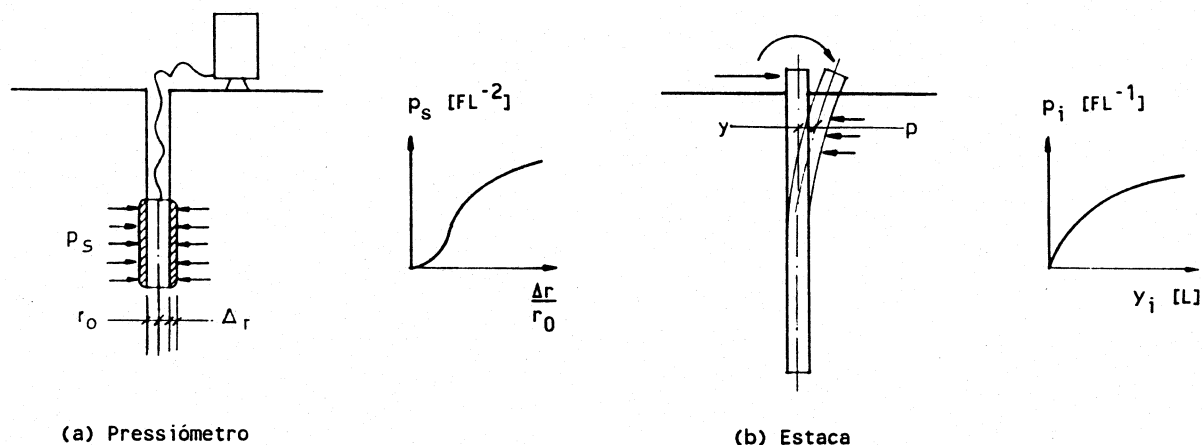


Fig. 2.3 - Analogia pressiómetro - estaca (Adaptado de Briaud *et al.*, 1984)

Nos ensaios pressiométricos os campos de tensões e deformações gerados no solo são, em certa medida, similares aos causados pelo carregamento lateral de estacas (Fig. 2.3). Assim, diversos autores (Menard *et al.*, 1971; Briaud *et al.*, 1984; Robertson *et al.*,

1984; Gabr *et al.*, 1991; etc) propõem a aplicação deste tipo de ensaios ao problema da previsão da relação p - y fornecendo expressões analíticas que permitem passar do módulo pressiométrico e da pressão limite (pressão de rotura do solo quando este é submetido à acção de uma pressão uniforme através das paredes de uma cavidade cilíndrica) aos valores de k_{ht} , k_{hs} e p_u (Fig. 1.4).

O suporte teórico destas expressões é no entanto extremamente questionável, uma vez que qualquer das metodologias desenvolvidas assenta em bases marcadamente empíricas, sobretudo no que se refere à quantificação dos efeitos de escala, necessária à extrapolação dos resultados obtidos aos casos reais de estacas carregadas lateralmente. De facto, os ensaios pressiométricos são executados com elementos de diâmetro entre 60 e 80 mm, enquanto que uma estaca real tem, em geral, diâmetros 5 a 15 vezes superiores.

Para além disso, subsistem bastantes dificuldades em situar a influência do processo de instalação do pressiómetro nos resultados do ensaio sobre terrenos argilosos e arenosos emersos. Efectivamente, se no caso de solos incoerentes imersos o processo de colocação da sonda (cravação estática ou dinâmica) não tem influência significativa nas grandezas medidas, nos terrenos argilosos ou, arenosos emersos, pelo contrário, o modo de introdução do dispositivo marca de forma sensível os resultados obtidos (neste caso a sonda deve ser introduzida em furo previamente aberto para esse efeito). Neste domínio, os recentes desenvolvimentos dos pressiómetros auto-perfuradores, que permitem uma introdução no terreno com uma muito pequena perturbação do solo (Sousa Coutinho, 1985), tornam estes dispositivos bastante atractivos para a estimativa dos parâmetros geotécnicos que governam o comportamento de estacas solicitadas lateralmente.

A título de exemplo citam-se os métodos de previsão das curvas p - y desenvolvidos por Menard (Menard *et al.*, 1971) e baseados no conceito de profundidade crítica - aquela abaixo da qual a superfície do terreno deixa de influenciar o problema de interacção solo/estrutura. Faz-se ainda referência ao trabalho de Briaud, Smith e Meyer (1984) comparando a aplicação de 7 métodos distintos de previsão da relação p - y a partir de ensaios pressiométricos, mostrando à evidência o bom acordo entre o comportamento previsto e o comportamento real de estacas solicitadas lateralmente, independentemente da metodologia de base.

A medição *in situ* da deformabilidade lateral do solo pode ainda ser efectuada recorrendo a ensaios com dilatómetro (Marchetti *et al.*, 1986). Tal como para o

pressiómetro, diversos são os autores que fazem a apologia deste tipo de ensaio para prever o comportamento de estacas carregadas lateralmente (Gabr e Borden, 1989; Robertson *et al.*, 1989). As metodologias propostas enfermam evidentemente dos mesmos problemas que as anteriores.

Em trabalho recente Gabr *et al.* (1991) apresentam a aplicação do dilatómetro à estimativa das curvas $p-y$ em argilas, fornecendo recomendações sobre a forma de proceder à extrapolação dos resultados do ensaio ao comportamento de estacas em verdadeira grandeza. Estas recomendações têm por base os estudos de Gabr (1988), que os próprios autores do artigo não consideram definitivas, chamando mesmo a atenção para a existência de outras, diferentes das sugeridas (Robertson *et al.*, 1989), cuja validade não é posta em causa. Assim mesmo é de assinalar o bom acordo entre as previsões conseguidas com este tipo de métodos e os resultados de três ensaios em verdadeira grandeza documentados na bibliografia.

No que se refere ao tratamento de solos arenosos também existem recomendações relativamente à forma de utilizar os resultados de ensaios com dilatómetro (Gabr e Borden, 1989).

Actualmente, e ainda segundo os mesmos autores, os estudos efectuados visam sobretudo mostrar o potencial deste tipo de dispositivos para prever o comportamento de estacas em deformação lateral, e não fornecer indicações definitivas acerca do traçado das curvas $p-y$.

Como conclusão pode-se afirmar que os desenvolvimentos ao nível da utilização fiável dos ensaios pressiométricos e dilatométricos, para prever a resposta de estacas a cargas laterais, estão condicionados por uma melhor compreensão dos efeitos de escala, secundada por um suporte teórico mais consistente e por confirmações experimentais bem mais numerosas e adequadamente documentadas.

2.3.5 - Correlações empíricas com resultados de ensaios laboratoriais sobre solos

2.3.5.1 - Evidências experimentais de base

Como se referiu anteriormente, existem bastantes tentativas no sentido de correlacionar os resultados de ensaios em laboratório com o traçado das curvas $p-y$. Atendendo ao que foi exposto torna-se desde logo evidente que a validade deste tipo de

abordagens é extremamente duvidosa. Por outro lado, a não ser que se consiga uma amostragem de boa qualidade, os resultados dos ensaios laboratoriais não são representativos do comportamento dos solos *in situ*. Assim, a aplicabilidade destas correlações parece restringida ao caso de solos coesivos, dadas as dificuldades inerentes à amostragem de materiais incoerentes.

Em termos gerais pode-se dizer que todas estas correlações partem da premissa básica de que é possível correlacionar as curvas tensão - deformação, obtidas a partir de ensaios em laboratório, com a relação $p-y$ *in situ*. Nesta perspectiva, comparando os resultados de ensaios em verdadeira grandeza com as características de deformabilidade dos solos, desenvolvem-se procedimentos semi-empíricos que permitem estabelecer a correlação pretendida. Neste campo são de assinalar os trabalhos pioneiros de McClelland e Focht (1956) e os desenvolvimentos posteriores devidos a Reese (Reese e Cox, 1969) e Matlock (1970).

Face à complexidade do problema em análise, este tipo de abordagem apresenta certamente algum valor conceptual, não parecendo no entanto possível atingir a situação ideal de, a partir de um procedimento perfeitamente geral, conseguir prever o comportamento em deformação lateral de qualquer tipo de estaca sujeita a qualquer tipo de solicitação. Efectivamente, as correlações estabelecidas traduzem, mais uma vez, as características particulares de comportamento dos solos e estacas ensaiados e que serviram de base à sua definição.

As correlações empíricas entre ensaios laboratoriais e a previsão das curvas $p-y$ devem portanto ser utilizadas apenas nos casos em que a situação em análise é semelhante à do(s) ensaio(s) em verdadeira grandeza que serviu(ram) de base ao estabelecimento do procedimento simplificado em causa (geometria da estaca, tipo de solo, tipo de solicitação, etc). Mesmo neste caso, as correlações devem ser encaradas em termos qualitativos, como forma expedita de obter indicações relativamente à forma e grandeza da relação $p-y$.

Uma vez definidas as premissas de base que permitem uma utilização racional deste tipo de procedimentos simplificados, interessa agora referir os principais dados experimentais que os suportam.

Se se fizer um exame aos trabalhos mais importantes no domínio do comportamento de estacas sujeitas a cargas laterais (Capítulo 1) conclui-se que:

- 1- As propriedades dos solos entre a superfície do terreno e uma profundidade de 6 a 10 diâmetros controlam totalmente a resposta da estaca;
- 2- Em todos os solos homogêneos, o valor do módulo de reacção (k_{ht} ou k_{hs}) tem tendência a aumentar com a profundidade;
- 3- A relação entre a reacção do solo p , e o deslocamento da estaca y , é claramente não-linear e por isso o módulo de reacção é normalmente uma função quer da profundidade, quer do deslocamento, ou seja,

$$k_{hs} = f(x, y) \quad (2.33)$$

Nestas condições, o módulo de reacção do solo pode ser convenientemente definido à custa de (Fig. 1.4):

- uma forma pré-estabelecida da curva $p-y$, descrita por uma expressão matemática simples;
- um módulo de reacção tangente inicial, k_{ht} , geralmente função da profundidade;
- uma reacção última do solo, p_u , geralmente função da profundidade.

Como se referiu anteriormente, a partir dos dados experimentais disponíveis, pode-se afirmar que quer a forma das curvas $p-y$, quer os parâmetros k_{ht} e p_u com ela relacionados, não são propriedades intrínsecas dos solos, mas dependem de numerosos factores (vidé 2.3.1). No entanto, se limitarmos a discussão ao comportamento de estacas flexíveis, com, um diâmetro mínimo de 0,30 m e sujeitas a cargas estáticas de curta duração, a influência dos restantes factores atenua-se, podendo eventualmente deixar de ser decisiva para os resultados a obter.

Ora, é precisamente com base nesta constatação que se desenvolveram as diversas tentativas de previsão das curvas $p-y$ a partir de resultados de ensaios laboratoriais de solos. Em muitas delas são também fornecidas recomendações relativamente à forma de tratar carregamentos cíclicos.

2.3.5.2 - Solos coerentes

As correlações que permitem o traçado das curvas p - y em solos argilosos partem normalmente da resistência não drenada (c_u) e da deformação correspondente a metade da diferença entre as tensões principais máximas na rotura (ϵ_{50}), como parâmetros característicos do comportamento dos solos em análise. Na prática c_u pode ser determinado a partir de ensaios triaxiais não consolidados não drenados ou por ensaios de molinete *in situ* e ϵ_{50} é obtido ou a partir dos referidos ensaios triaxiais ou escolhido entre 3 valores recomendados para esse efeito (Varatojo, 1986).

A generalidade dos autores faz a distinção entre argilas moles e rijas. As primeiras são aquelas cuja resistência não drenada é menor ou igual a $95,8 \text{ kPa}$ e as argilas rijas aquelas cuja resistência não drenada é superior a esse valor (Matlock, 1970).

Tendo por base este critério de consistência, os solos são desde logo balizados num destes dois grandes grupos, dando lugar a dois tipos de procedimentos para determinar as curvas p - y .

No que se refere às argilas moles normalmente consolidadas o critério para o traçado das curvas p - y normalmente utilizado foi proposto por Matlock (1970) e tem por base um programa de ensaios de carga em verdadeira grandeza sobre estacas metálicas cilíndricas ($B = 324 \text{ mm}$), cravadas com tubo aberto. Os ensaios foram realizados em Lake Austin e Sabine Pass, sendo os terrenos constituídos por argilas e siltes fissurados no topo por dissecação ($c_u = 38,3 \text{ kPa}$) e por argilas ligeiramente sobreconsolidadas ($c_u = 14,4 \text{ kPa}$), respectivamente.

Consideram-se 3 tipos de ensaios, correspondentes a outras tantas situações de carregamento: estático de curta duração, estático cíclico com recarga superior ao máximo anterior e estático cíclico com recarga inferior à força máxima antes atingida. As estacas foram instrumentadas com extensómetros eléctricos de resistência e a interpretação dos ensaios foi feita recorrendo à técnica descrita em 2.3.2 (ensaios tipo 2).

O procedimento descrito por Matlock (1970) consiste nos seguintes passos:

a) Carregamento estático de curta duração

- 1- Obter a melhor estimativa possível da variação de c_u e do peso volúmico do solo submerso γ' com a profundidade. Para além disso determinar o valor de ϵ_{50} a partir de ensaios triaxiais. Caso tal não seja possível utilizar os valores sugeridos no Quadro 2.3.
- 2- Fixar a profundidade x a que se quer determinar a curva p - y e calcular,

$$x_r = \frac{6B}{\frac{\bar{\gamma}'B}{c_u} + J} \quad (2.34)$$

em que,

x_r - profundidade crítica abaixo da superfície do terreno;

B - diâmetro da estaca;

$\bar{\gamma}'$ - peso volúmico submerso médio até à profundidade x ;

c_u - resistência não drenada à profundidade x ;

J - constante empírica ($J=0,50$ para argilas moles);

e,

$$N_c = 3 + \frac{\bar{\gamma}'x}{c_u} + \frac{Jx}{B} \quad \text{se } x < x_r \quad (2.35)$$

$$N_c = 9 \quad \text{se } x \geq x_r$$

em que,

N_c - é um factor de capacidade de carga.

- 3- Calcular,

$$p_u = c_u N_c B \quad (2.36)$$

em que,

p_u - é a reacção última do solo por unidade de comprimento de estaca [FL^{-1}].

- 4- Calcular o deslocamento y_{50} , correspondente a metade do valor da reacção última e que é dado por:

$$y_{50} = 2,5\epsilon_{50}B \quad (2.37)$$

5- Traçar a curva p - y (curva a - Fig. 2.4) definida por,

$$\begin{cases} p = 0,5p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} & y \leq 8y_{50} \\ p = p_u & y > 8y_{50} \end{cases} \quad (2.38)$$

Quadro 2.3 - Valores de ϵ_{50} recomendados por Matlock (1970)

TIPO DE ARGILA	ϵ_{50}
Frágil ou sensível	0,005
Remexida ou não consolidada	0,02
Normalmente consolidada	0,01

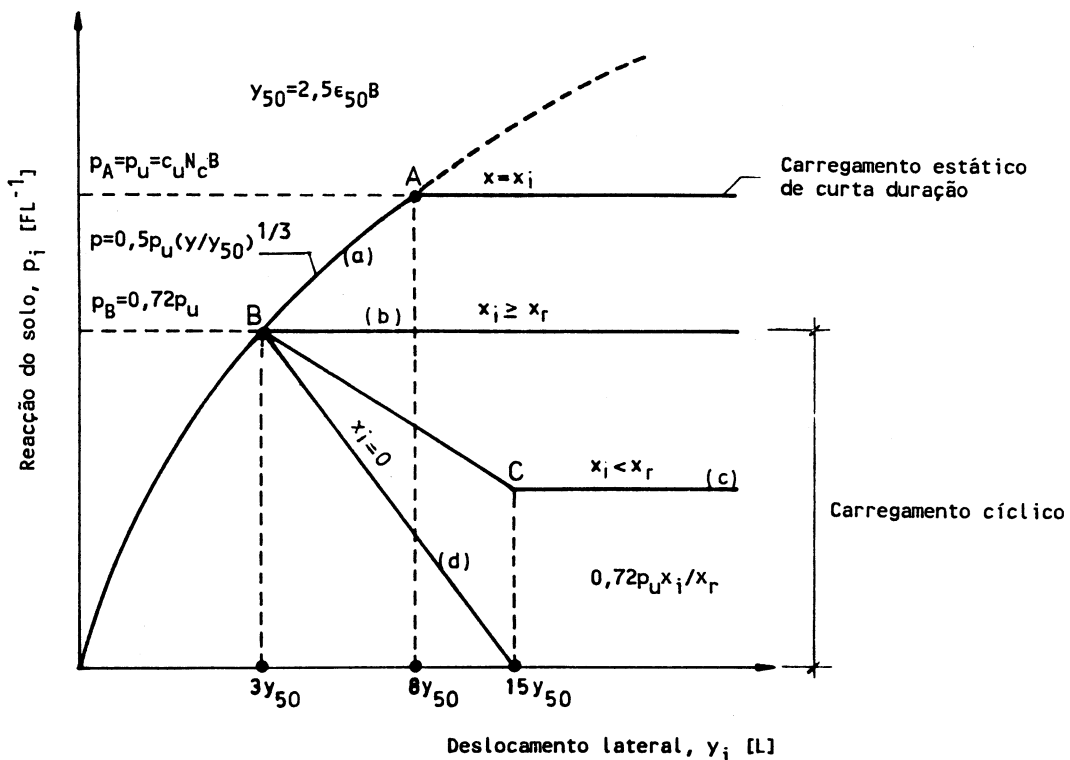


Fig. 2.4 - Definição das curvas p - y para argilas moles proposta por Matlock (1970) (Adaptado de Prakash e Sharma, 1990)

6- Repetir os passos 2 a 5 para vários valores da profundidade x .

b) Carregamento estático cíclico

Os efeitos de carregamentos cíclicos podem ser incorporados nas curvas p - y da seguinte forma (Matlock, 1970):

- 1- Se $x \geq x_r$ - a curva p - y no ponto $p_B = 0,72 p_u$ é cortada e prolongada por uma linha horizontal (curva b - Fig. 2.4);
- 2- Se $x < x_r$ - une-se o ponto B da curva a (Fig. 2.4) ao ponto C . A partir de C o valor de p é constante (curva c - Fig. 2.4). O ponto C corresponde às coordenadas $y_i = 15 y_{50}$ e $p_i = 0,72 p_u x/x_r$;
- 3- Se $x = 0$ - une-se o ponto B da curva a (Fig. 2.4) ao ponto $y_i = 15 y_{50}$, $p_i = 0$ (curva d - Fig. 2.4). Admite-se que para $y_i \geq 15 y_{50}$ a reacção do solo é nula.

No caso de argilas rijas Reese e Welch (1975) apresentaram um critério para o traçado das curvas p - y bastante parecido com o anterior e baseado num único ensaio de carga lateral realizado em Houston, Texas.

A estaca ensaiada era de betão moldada *in situ*, com 762 mm de diâmetro e 12,8 m de comprimento, tendo sido instrumentada com extensómetros eléctricos de resistência. O terreno de fundação era constituído por argilas rijas (localmente designadas por *Beaumont Clay*), com valores médios de c_u da ordem dos 110 kPa nos primeiros 6 m de profundidade ($\approx 8B$). À data do ensaio o nível freático encontrava-se a 5,5 m de profundidade.

As características geotécnicas do terreno foram inferidas a partir de ensaios triaxiais não consolidados não drenados sobre amostras intactas, com uma tensão de confinamento igual à tensão efectiva de cobertura. Estes ensaios mostraram a não existência de anisotropia e que a resistência não drenada do solo era praticamente constante em profundidade, pelo menos na zona superficial que é como se sabe a que comanda a resposta lateral (Reese e Welch, 1975).

A metodologia proposta por estes autores é mais uma vez bastante simplista e segue os passos a seguir discriminados:

a) Carregamento estático de curta duração

1- Determinar, tal como no caso anterior, as melhores estimativas possíveis da evolução em profundidade das seguintes grandezas: c_u e γ' . Determinar o valor de ϵ_{50} a partir de ensaios triaxiais. Se não se dispor de nenhuma estimativa fidedigna de ϵ_{50} usar os valores 0,005 ou 0,010 (mais conservativo).

2- Fixar um valor de x e calcular,

$$p_u = \text{menor} \left\{ \left(3 + \frac{\gamma'x}{c_u} + \frac{0,5x}{B} \right) \bar{c}_u B \ ; \ 9\bar{c}_u B \right\} \quad (2.39)$$

em que,

\bar{c}_u - é a resistência não drenada média até à profundidade x .

3- Calcular y_{50} recorrendo a (2.37)

4- Os pontos que descrevem a curva p - y podem agora ser obtidos por,

$$\begin{cases} p = 0,5p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{4}} & y \leq 16y_{50} \\ p = p_u & y > 16y_{50} \end{cases} \quad (2.40)$$

5- Repetir os passos 2 a 4 para vários valores da profundidade x .

b) Carregamento estático cíclico

O efeito de cargas repetidas pode ser introduzido nas curvas p - y à custa do seguinte procedimento:

1- Determinam-se as curvas p - y como para o caso estático de curta duração (a);

- 2- Define-se o número de vezes que a carga lateral será aplicada (N);
- 3- Para vários valores de p/p_u determina-se a constante C que descreve o efeito da repetição de carga sobre a deformação. Este parâmetro pode ser estimado a partir de ensaios em laboratório admitindo como válida a seguinte relação simplificada,

$$\epsilon_N = \epsilon_i + \epsilon_{50} C \log N \quad (2.41)$$

em que,

ϵ_N - é a deformação após N ciclos de repetição de carga;

ϵ_i - é a deformação correspondente ao 1º ciclo de carga e;

ϵ_{50} - é a deformação correspondente a metade da diferença entre tensões principais máximas na rotura, para a situação de carregamento estático de curta duração.

Na ausência de ensaios que permitam utilizar (2.41) admite-se

$$C = 9,6 \left(\frac{p}{p_u} \right)^4 \quad (2.42)$$

- 4- Para os valores de p correspondentes aos vários valores p/p_u seleccionados em 3, calculam-se os novos valores de y para carregamentos cíclicos através de:

$$y_N = y_i + y_{50} C \log N \quad (2.43)$$

em que,

y_N - é o deslocamento horizontal após N ciclos de repetição de carga;

y_i - é o deslocamento horizontal a carga estática de curta duração e;

y_{50} - é o deslocamento horizontal definido por (2.37).

- 5- As curvas $p-y_N$ definem a resposta do solo após N ciclos de carga.

No que se refere ao tratamento das argilas de consistência média⁵ uma forma de especificar as curvas $p-y$ consiste em utilizar o procedimento de Matlock para argilas moles, tomando no entanto o valor de J igual a 0,25 (Matlock, 1970).

⁵Valores de c_u tipicamente da ordem de 50 kPa ($\approx 95,8/2$)

2.3.5.3 - Solos incoerentes

Quanto às areias, os critérios de previsão da relação p - y partem normalmente do ângulo de atrito interno (ϕ') e da constante de reacção horizontal do terreno (n_h) como parâmetros característicos do comportamento dos solos em análise. O valor de ϕ' é em geral obtido através de correlações com a resistência à penetração e n_h é especificado qualitativamente em função da compactidade relativa exibida pelo solo.

Neste caso não é feita qualquer distinção em termos de compactidade, granulometria ou uniformidade do solo em análise e isto porque a quantidade de trabalhos neste domínio é bastante menos vasta do que para argilas, não permitindo assim pôr em evidência diferenças de comportamento em função destes factores (Varatojo, 1986).

Apresenta-se de seguida o critério proposto por Reese, Cox e Koop (1974) para o traçado das curvas p - y em areias, e apenas no caso destas se encontrarem submersas. Este critério baseia-se em ensaios de carga em verdadeira grandeza efectuados por Cox e Reese sobre estacas metálicas verticais com $0,61\text{ m}$ de diâmetro, $9,5\text{ mm}$ de espessura e $21,0\text{ m}$ de comprimento. As estacas foram cravadas com tubo aberto num solo submerso variando desde areia fina a areia fina siltosa, ambas com elevadas compactidades relativas. Os valores de ϕ' e γ' eram respectivamente de 39° e $10,4\text{ kN/m}^3$.

O procedimento passo a passo é o seguinte (Reese *et al.*, 1974):

- 1- Conduzir ensaios de campo e de laboratório que permitam estimar os valores do ângulo de atrito interno do solo (ϕ') e respectivo peso volúmico submerso (γ');
- 2- Calcular,

$$\alpha = \frac{\phi'}{2} \quad (2.44)$$

$$\beta = 45^\circ + \alpha \quad (2.45)$$

$$K_0 = 0,4 \quad (2.46)$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \alpha) \quad (2.47)$$

3- Fixar a profundidade x a que se pretende traçar a curva p - y e calcular:

$$p_{cr} = \gamma'x \left[\frac{K_0 x \tan \phi' \operatorname{sen} \beta}{\tan(\beta - \phi') \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi')} (B + x \tan \beta \tan \alpha) \right] + \gamma'x [K_0 x \tan \beta (\tan \phi' \operatorname{sen} \beta - \tan \alpha) - K_a B] \quad (2.48)$$

e,

$$p_{cd} = K_a B \gamma'x (\tan^8 \beta - 1) + K_0 B \gamma'x \tan \phi' \tan^4 \beta \quad (2.49)$$

4- Determinar,

$$p_c = \text{menor} \{ p_{cr} ; p_{cd} \} \quad (2.50)$$

5- Seleccionar o valor conveniente de n_h do Quadro 2.4 em função da compacidade relativa do solo e especificar os valores dos coeficientes empíricos A_1 e B_1 em função do tipo de carregamento e profundidade da curva a traçar (Quadro 2.5).

6- Calcular (Fig 2.5)

$$y_u = \frac{3B}{80} \quad (2.51)$$

$$p_u = A_1 p_c \quad (2.52)$$

em que B é a largura da estaca.

7- Calcular (Fig 2.5)

$$y_m = \frac{B}{60} \quad (2.53)$$

$$p_m = B_1 p_c \quad (2.54)$$

8- Determinar a inclinação da linha entre os pontos m e u (Fig. 2.5) através de,

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (2.55)$$

9- Calcular,

$$n = \frac{p_m}{m y_m} \quad (2.56)$$

$$C = \frac{p_m}{(y_m)^{1/n}} \quad (2.57)$$

10- Determinar (Fig. 2.5),

$$y_k = \left(\frac{C}{n_k x} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (2.58)$$

$$p_k = C (y_k)^{1/n} \quad (2.59)$$

11- A partir dos pontos $k(y_k, p_k)$, $m(y_m, p_m)$ e $u(y_u, p_u)$ construir a curva p - y (Fig. 2.5):

- i) Unindo o ponto k com a origem através de uma linha recta.
- ii) Traçando uma parábola cuja equação é,

$$p = C y^{1/n} \quad (2.60)$$

entre os pontos k e m .

- iii) Unindo m e u através de uma linha recta.
- iv) Traçando uma recta horizontal a partir do ponto u .

12- Repetir os passos 4 a 11 para cada profundidade x a que se pretenda obter a curva p - y .

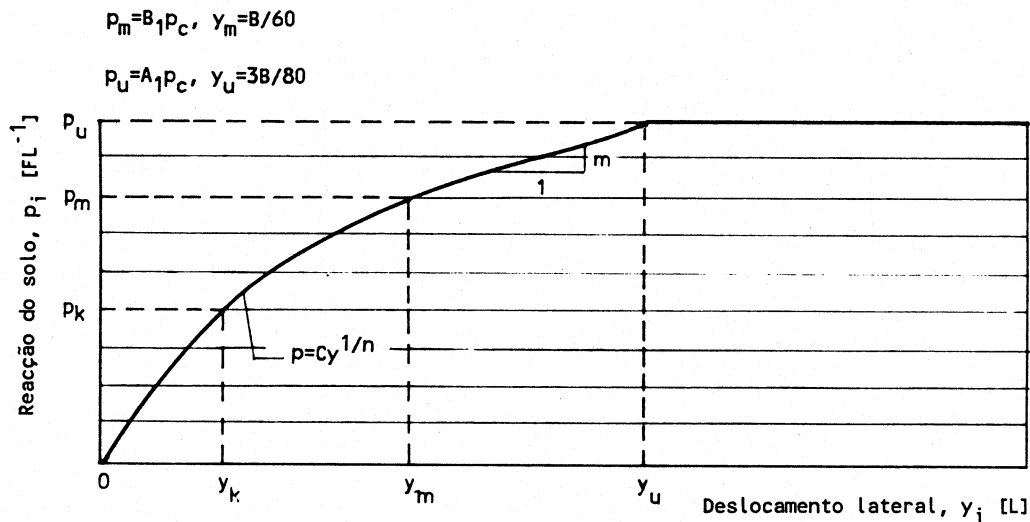


Fig. 2.5 - Definição das curvas p - y para areias submersas proposta por Reese *et al.* (1974) (Adaptado de Prakash e Sharma, 1990)

Quadro 2.4 - Valores de n_h^6 recomendados para areias submersas (Reese *et al.*, 1974)

COMPACIDADE RELATIVA	Solta	Média	Densa
n_h (MN/m^3)	5,4	16,3	33,9

⁶Repare-se que os valores de n_h propostos são cerca de 2,5 a 4 vezes superiores aos aconselhados por Terzaghi (Quadro 2.2), uma vez que n_h é agora utilizado apenas para prever o comportamento do solo para cargas iniciais. Os valores do Quadro 2.2 reflectem um comportamento para cargas de serviço (Pyke e Beikae, 1984).

Quadro 2.5 - Valores dos coeficientes A_1 e B_1 ⁷ recomendados para areias submersas (Adaptado de Prakash e Sharma, 1990)

x/B	A_1		B_1	
	Estático	Cíclico	Estático	Cíclico
0,0	2,85	0,77	2,18	0,50
0,2	2,72	0,85	2,02	0,60
0,4	2,60	0,93	1,90	0,70
0,6	2,42	0,98	1,80	0,78
0,8	2,20	1,02	1,70	0,80
1,0	2,10	1,08	1,56	0,84
1,2	1,96	1,10	1,46	0,86
1,4	1,85	1,11	1,38	0,86
1,6	1,74	1,08	1,24	0,86
1,8	1,62	1,06	1,15	0,84
2,0	1,50	1,05	1,04	0,83
2,2	1,40	1,02	0,96	0,82
2,4	1,32	1,00	0,88	0,81
2,6	1,22	0,97	0,85	0,80
2,8	1,15	0,96	0,80	0,78
3,0	1,05	0,95	0,75	0,72
3,2	1,00	0,93	0,68	0,68
3,4	0,95	0,92	0,64	0,64
3,6	0,94	0,91	0,61	0,62
3,8	0,91	0,90	0,56	0,60
4,0	0,90	0,90	0,53	0,58
4,2	0,89	0,89	0,52	0,57
4,4 a 4,8	0,89	0,89	0,51	0,56
5,0 ou mais	0,88	0,88	0,50	0,55

2.3.5.4 - Terrenos estratificados

Neste caso, sem dúvida o mais comum na prática, é normal manter a utilização das recomendações anteriores para o traçado das curvas p - y em cada um dos estratos constituintes do terreno de fundação. A relação entre p e y , no interior de cada camada, é estabelecida admitindo que o terreno é homogêneo, isto é, que o terreno é constituído por um único tipo de solo (Reese *et al.*, 1981).

⁷Todos estes valores são obtidos a partir de curvas fornecidas por Reese *et al.* (1974).

2.3.6 - Outras correlações

Para além das correlações empíricas com resultados de ensaios em laboratório, existe uma vastíssima quantidade de critérios empíricos para o estabelecimento da relação p - y a partir de outras propriedades dos solos.

Em todos eles é normal admitir que a relação entre p e y é linear e que o módulo de reacção ou é constante (k_{ht}) ou cresce linearmente em profundidade (n_h). A título de exemplo citam-se as correlações entre o módulo de reacção (k_{ht}) e, o módulo de deformabilidade, limites de Atterberg e teor em água, e a resistência não drenada dos solos em causa. No caso das areias, os valores de n_h são correlacionados com a compacidade relativa, com coeficientes de capacidade de carga verticais, ângulo de atrito interno, resultados de ensaios SPT, etc (Varatojo, 1986).

Finalmente são de referir variadíssimas recomendações relativamente aos valores de k_{ht} e n_h a adoptar tendo como base apenas o tipo de solo em causa.

2.4 - PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DESENVOLVIDO

2.4.1 - Descrição do programa

Tendo como base a aplicação do método dos elementos finitos ao problema em estudo (2.2) e atendendo a algumas das recomendações apresentadas em 2.3 relativamente à forma de estabelecer a relação p - y foi desenvolvido um programa de cálculo automático (*ESCALA*) para análise do comportamento de estacas sujeitas a cargas laterais.

O programa *ESCALA* (*ES*tacas *CA*rregadas *LA*teralmente) foi escrito em linguagem Fortran, para microcomputadores e não é mais do que a extensão de um programa de pórticos planos (*PORTIC*) desenvolvido por Mateus da Silva (Mateus da Silva, 1990).

As alterações ao algoritmo inicial envolveram sobretudo a escrita de uma rotina para o cálculo da matriz de rigidez equivalente ao efeito da reacção p do solo (2.18) e de outra para o cálculo dos esforços na estaca resultantes da actuação simultânea da reacção do solo e cargas na cabeça (expressões 2.25). Para tanto foi necessário o desenvolvimento e implementação de uma série de subrotinas que permitissem a integração numérica das grandezas envolvidas e a definição das funções de forma inerentes ao elemento de pórtico plano. Foi ainda necessário reescrever a rotina de leitura de dados.

Para gerir o processo iterativo, necessário à obtenção da solução do problema em análise, foi desenvolvida uma rotina específica. O critério de convergência consiste na especificação de um valor limite (fornecido pelo utilizador) para a máxima diferença entre deslocamentos de um mesmo ponto da estrutura em duas iterações consecutivas.

Em cada iteração o cálculo da reacção do terreno em profundidade é efectuado recorrendo a uma rotina desenvolvida para esse efeito. Nesta admite-se que o terreno está dividido em estratos e em cada estrato a forma da relação p - y é escolhida de entre uma série de tipos pré-definidos (Quadro 2.6).

Quadro 2.6 - Tipos de curvas p - y pré-definidas no programa *ESCALA*

Código de Chamada	Tipo de Curva	Descrição
1	$p = -k_{ht} y$	Linear - argilas S.C.
2	$p = -n_h x y$	Linear - areias
3	$p = -n_h x^2 y$	Não Linear - areias
4	Hiperbólica	Não Linear
5	Areias	Procedimento Simplificado (Reese <i>et al.</i> , 1974)
6	Argilas Moles	Procedimento Simplificado (Matlock, 1970)
7	Argilas Médias	Procedimento Simplificado (Matlock, 1970)
8	Argilas Duras	Procedimento Simplificado (Reese e Welch, 1975)
9	Lidas de Ficheiro	Resultados de ensaios em verdadeira grandeza ou outros

A discretização da estaca a analisar é efectuada por meio de elementos de barra

com 2 pontos nodais e as ligações ao exterior podem ser idealizadas como apoios pontuais, rígidos ou elásticos.

Os resultados directos do programa *ESCALA* são:

- (a) deslocamentos (y) e rotações (θ) nos pontos nodais;
- (b) momentos flectores (M) e esforços transversos (V) nos pontos nodais e;
- (c) reacção do terreno (p) nos pontos correspondentes aos nós;

e são apresentados sob a forma numérica através de quadros. Para além dos resultados do cálculo é ainda apresentada uma listagem final dos dados fornecidos pelo utilizador.

A par do ficheiro de resultados o programa *ESCALA* cria uma representação gráfica das diferentes grandezas calculadas (Fig. 2.6) através de uma rotina de *Tratamento Gráfico de Resultados (RGT inv.)* desenvolvida para esse efeito.

Com o objectivo de ilustrar a aplicação do programa são seguidamente apresentados alguns exemplos de cálculo. Em todos eles houve a preocupação de comparar os resultados obtidos com soluções analíticas existentes (casos com comportamento linear) ou com outras soluções numéricas bem documentadas na bibliografia (casos em que a relação p - y é não linear), como forma de validar o algoritmo desenvolvido e de evidenciar as suas potencialidades.

Se bem que o número de trabalhos no domínio do comportamento não linear seja bastante elevado, revelou-se extremamente difícil encontrar um exemplo completo, isto é, em que fossem fornecidos de forma inequívoca todos os dados e hipóteses necessários à resolução numérica do problema (perfil dos terrenos analisados, parâmetros necessários à especificação das relações p - y , condições de fronteira no topo e base da estaca, etc). Por isso, a aplicação do programa *ESCALA* em regime não linear só é feita para o tipo de curva 5 (procedimento simplificado de Reese *et al.*, 1974).

2.4.2 - Exemplos de teste

2.4.2.1 - Módulo de reacção constante ($p = -k_{ht} y$)

Considere-se a equação diferencial governativa (1.10) e admita-se que,

$$p(x,y) = p(y) = -k_{ht} y \quad (2.61)$$

com,

k_{ht} - módulo de reacção horizontal tangente (constante).

Neste caso, é válida a solução analítica proposta por Hetenyi (Poulos e Davis, 1980) e cuja tradução matemática é seguidamente apresentada.

Considere-se então uma estaca vertical de cabeça livre sujeita a uma força horizontal H_T ao nível do terreno. O deslocamento horizontal y , rotação θ , momento M e esforço transversal V à profundidade x abaixo da superfície são dados por (Poulos e Davis, 1980):

$$y = \frac{2H_T T}{k_{ht}} \cdot K_{yH} \quad (2.62)$$

$$\theta = \frac{2H_T T^2}{k_{ht}} \cdot K_{\theta H} \quad (2.63)$$

$$M = -\frac{H_T}{T} \cdot K_{MH} \quad (2.64)$$

e,

$$V = -H_T \cdot K_{VH} \quad (2.65)$$

As expressões correspondentes para o caso da solicitação ser um momento M_T na cabeça, são,

$$y = \frac{2M_T T^2}{k_{ht}} \cdot K_{yM} \quad (2.66)$$

$$\theta = \frac{4M_T T^3}{k_{ht}} \cdot K_{\theta M} \quad (2.67)$$

$$M = M_T \cdot K_{MM} \quad (2.68)$$

e,

$$V = -2M_T T \cdot K_{VM} \quad (2.69)$$

em que T é designado por factor de rigidez relativa solo/estaca, sendo,

$$T = \left[\frac{k_{ht}}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.70)$$

e,

K_{iH} , K_{iM} - parâmetros variáveis em função de T , x e L , normalmente designados por "factores de influência";

L - comprimento da estaca.

Os factores de influência K_{iH} e K_{iM} são funções transcendentais e encontram-se tabelados para vários valores de TL em função de x/L (Poulos e Davis, 1980 - Tabela 8.2, pp. 168-169). O teste a efectuar consiste precisamente em calcular os valores destes factores de influência no caso de TL ser igual a 2, utilizando para tanto o programa *ESCALA*.

Assim, tomou-se $H_T = 1$ (ou $M_T = 1$), $T = 1$, $L = 2$, $k_h = 1$ e $B = 1$ e determinaram-se as características de rigidez equivalentes ($I = \pi/64$, $E = 16/\pi$).

Para análise da sensibilidade da solução à discretização utilizaram-se sucessivamente malhas com 2, 4, 8, 16 e 32 elementos. A discretização da estaca em 16 elementos foi utilizada com vista à obtenção dos valores das funções K_{iH} e K_{iM} nos pontos tabelados (Poulos e Davis, 1980 - Tabela 8.2, pp. 168-169) por forma a poder efectuar uma comparação directa entre os resultados numéricos e os fornecidos na bibliografia. Por último utilizou-se a discretização com 32 elementos com vista a refinar a solução numérica.

No Quadro 2.7 faz-se um resumo dos resultados considerando apenas os valores dos coeficientes K_{iH} e K_{iM} no topo.

Quadro 2.7 - Solução do problema de Hetenyi: valores de K_{iH} e K_{iM} no topo da estaca

Nº de Elementos	K_{yH}	$K_{\theta H}$	K_{MH}	K_{yM}	$K_{\theta M}$	K_{MM}	K_{VM}
2	0.906	0.694	0	0.694	0.848	1	0
4	1.058	0.995	0	0.995	0.996	1	0
8	1.116	1.096	0	1.096	1.054	1	0
16	1.132	1.125	0	1.125	1.071	1	0
32	1.136	1.132	0	1.132	1.075	1	0
Solução Exacta	1.137	1.134	0	1.134	1.076	1	0

Nas Figs. 2.6 e 2.7 apresentam-se os resultados obtidos em termos de deslocamentos, rotações, momentos flectores, esforços transversos e reacção do solo para o caso da discretização com 16 elementos. A solução exacta é representada a traço interrompido estando sobre ela indicada a solução numérica obtida.

Esta converge muito rapidamente para a solução exacta, quer no que se refere às variáveis dependentes (deslocamentos generalizados e reacção do solo), quer no que diz respeito às variáveis calculadas indirectamente por integração numérica, (esforços transversos e momentos flectores). A discretização com 4 elementos fornece resultados com precisão compatível com as necessidades práticas.

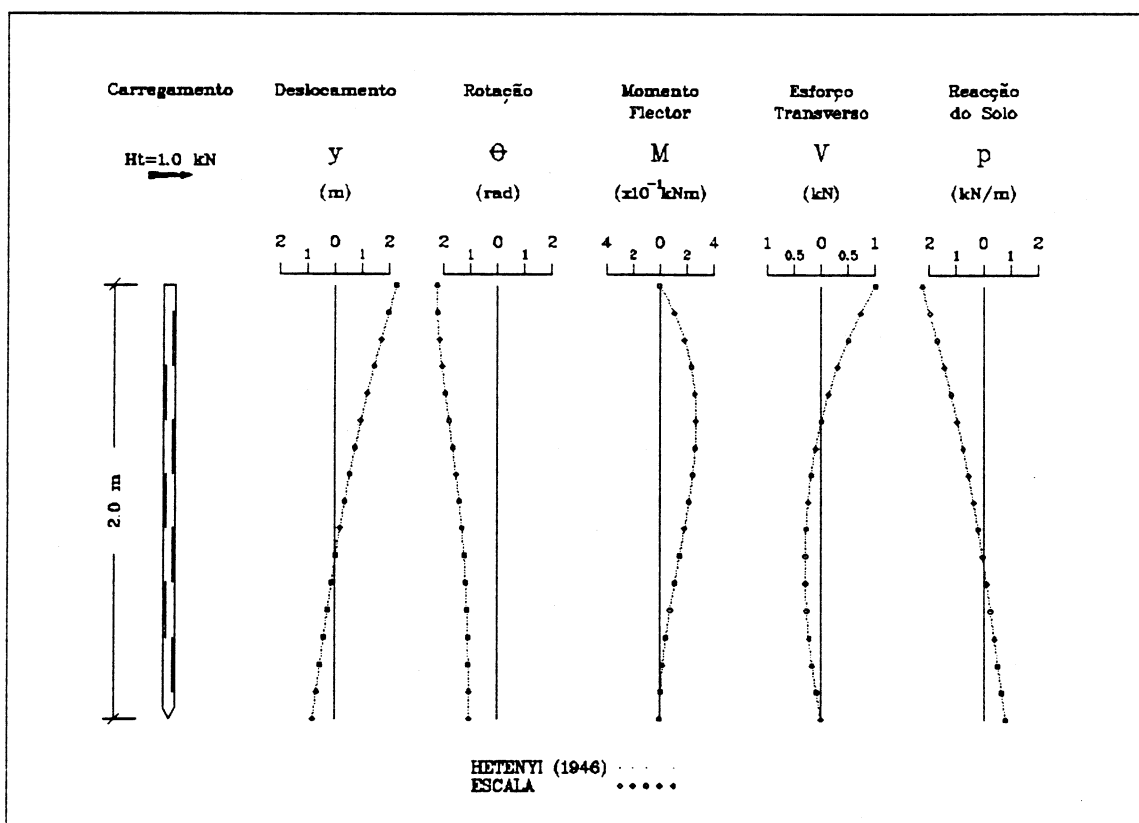


Fig. 2.6 - Solução do problema de Hetenyi: carga horizontal unitária no topo (16 elementos)

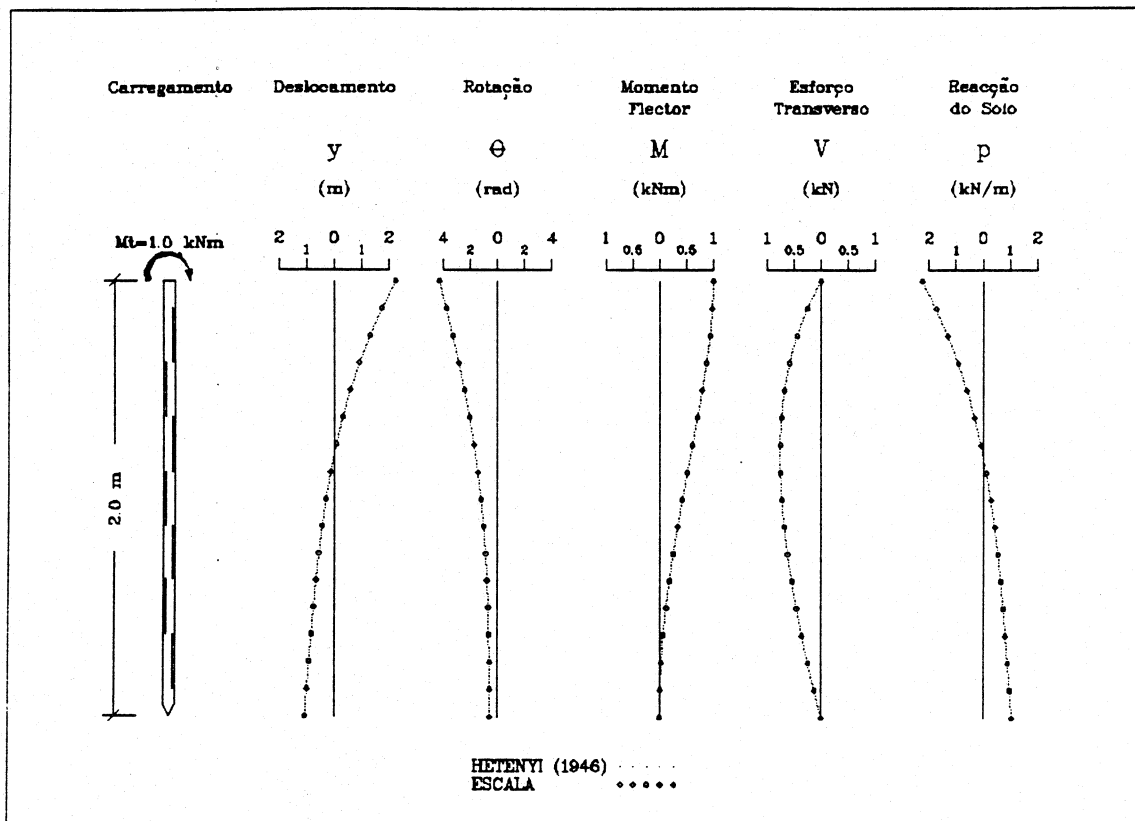


Fig. 2.7 - Solução do problema de Hetenyi: momento unitário no topo (16 elementos)

2.4.2.2 - Módulo de reacção linearmente crescente em profundidade ($p = -n_h \cdot x$)

Pretende-se agora determinar a solução do problema admitindo que, $k_{ht} = n_h \cdot x$. Neste caso é válida a solução numérica obtida por Matlock e Reese (1961).

Considere-se novamente a estaca vertical de cabeça livre sujeita a uma força horizontal H_T e momento M_T ao nível do terreno. O deslocamento horizontal y , rotação θ , momento M , esforço transverso V e reacção do solo p à profundidade x abaixo da superfície são neste caso dados por (Matlock e Reese, 1961),

$$y(x) = \frac{H_T T^3}{EI} \cdot A_y + \frac{M_T T^2}{EI} \cdot B_y \quad (2.71)$$

$$\theta(x) = \frac{H_T T^2}{EI} \cdot A_\theta + \frac{M_T T}{EI} \cdot B_\theta \quad (2.72)$$

e,

$$M(x) = H_T T \cdot A_M + M_T \cdot B_M \quad (2.73)$$

$$V(x) = H_T \cdot A_V + \frac{M_T}{T} \cdot B_V \quad (2.74)$$

$$p(x) = \frac{H_T}{T} \cdot A_p + \frac{M_T}{T^2} \cdot B_p \quad (2.75)$$

em que o factor de rigidez relativa solo/estaca é agora,

$$T = \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (2.76)$$

e,

A_i, B_i - São coeficientes adimensionais cujos valores variam em função de $Z = x/T$.

Matlock e Reese, utilizando o método das diferenças finitas calcularam os valores de $A_v, A_\theta, A_M, A_V, A_p$ e $B_v, B_\theta, B_M, B_V, B_p$ para vários valores de Z (Matlock e Reese, 1961). Estes valores dos coeficientes A_i e B_i são apenas válidos para o caso de estacas longas, definidas pelos referidos autores como aquelas em que se verifica,

$$Z_{\max} \geq 5 \quad (2.77)$$

O teste a efectuar consiste em calcular os valores dos coeficientes adimensionais A_i e B_i da solução de Matlock e Reese, utilizando para tanto o programa *ESCALA*.

Admitiu-se por hipótese $H_T = 1$ (ou $M_T = 1$), $n_h = 1$, $E = 1$ e $I = 1$, o que conduz a $T = 1$. Tomou-se $Z_{\max} = 7,5$, ou seja, um comprimento de 7,5 para a estaca.

Considerou-se uma discretização da estaca em 75 elementos com vista a obter os valores das funções A_i e B_i nos pontos tabelados por Matlock e Reese (Prakash e Sharma, 1990 - Tabelas 6.3 e 6.4, pp. 346 a 347).

Nos Quadros 2.8 e 2.9 faz-se um resumo dos resultados obtidos em termos das funções A_i e B_i . A diferença máxima, entre os valores apresentados e os obtidos por Matlock e Reese (Prakash e Sharma, 1990 - Tabelas 6.3 e 6.4, pp. 346 a 347) situa-se na casa dos 0,3%. As Figs. 2.8 e 2.9 representam graficamente a solução.

Quadro 2.8 - Coeficientes A_i para estacas longas ($Z_{max} \geq 5$) de cabeça livre

Z	A_y	A_θ	A_M	A_V	A_P
0.0	2.427	1.618	0.000	1.000	0.000
0.1	2.265	1.613	0.100	0.988	-0.227
0.2	2.104	1.598	0.197	0.956	-0.421
0.3	1.946	1.573	0.290	0.905	-0.584
0.4	1.790	1.540	0.378	0.840	-0.716
0.5	1.638	1.498	0.458	0.763	-0.819
0.6	1.491	1.449	0.530	0.677	-0.894
0.7	1.349	1.393	0.593	0.585	-0.944
0.8	1.212	1.331	0.647	0.489	-0.970
0.9	1.082	1.264	0.691	0.392	-0.974
1.0	0.960	1.193	0.725	0.295	-0.960
1.2	0.737	1.044	0.765	0.110	-0.883
1.4	0.542	0.890	0.770	-0.056	-0.759
1.6	0.379	0.739	0.745	-0.193	-0.607
1.8	0.246	0.594	0.695	-0.298	-0.443
2.0	0.141	0.462	0.627	-0.371	-0.282
3.0	-0.075	0.039	0.224	-0.349	0.227
4.0	-0.050	-0.052	-0.001	-0.106	0.201
5.0	-0.009	-0.025	-0.034	0.014	0.046

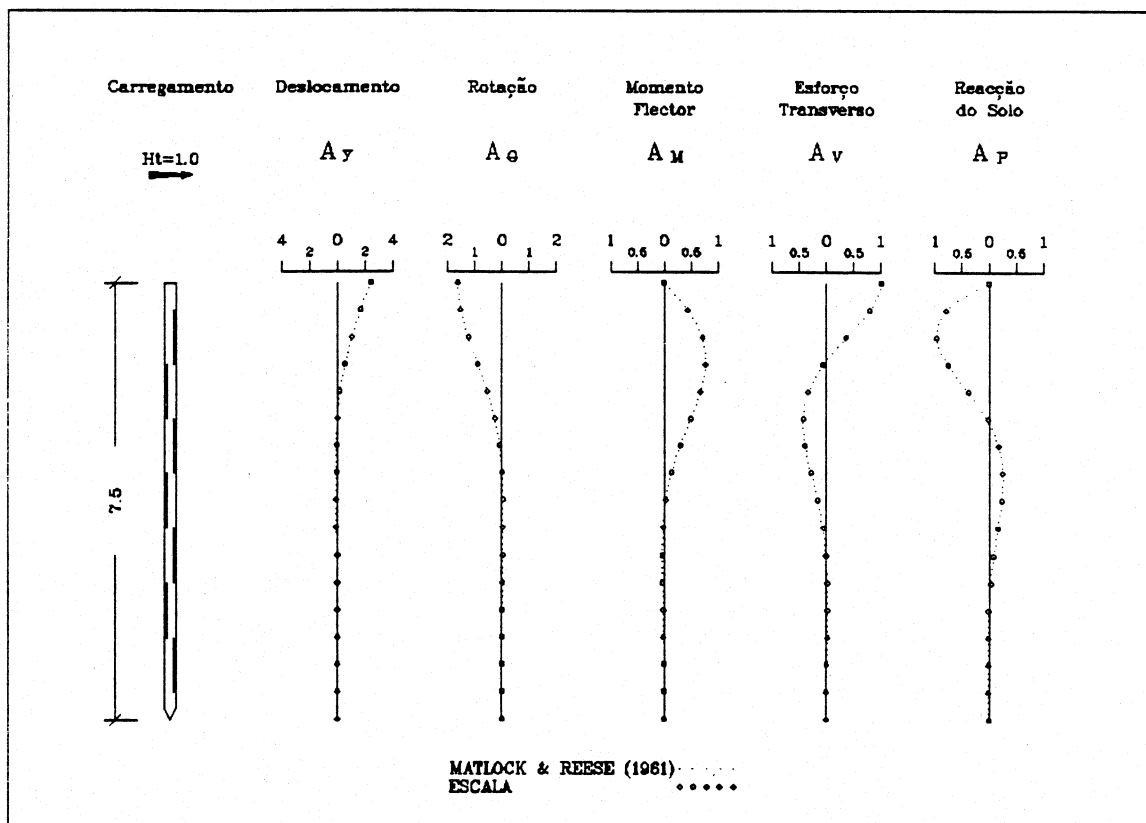


Fig. 2.8 - Coeficientes A_i para estacas longas ($Z_{max} \geq 5$) de cabeça livre

Quadro 2.9 - Coeficientes B_i para estacas longas ($Z_{max} \geq 5$) de cabeça livre

Z	B_y	B_θ	B_M	B_V	B_P
0.0	1.618	1.746	1.000	0.000	0.000
0.1	1.448	1.646	1.000	-0.007	-0.145
0.2	1.288	1.546	0.998	-0.028	-0.258
0.3	1.139	1.446	0.994	-0.058	-0.342
0.4	0.999	1.347	0.986	-0.095	-0.400
0.5	0.869	1.249	0.975	-0.137	-0.435
0.6	0.749	1.153	0.959	-0.182	-0.450
0.7	0.639	1.058	0.938	-0.227	-0.447
0.8	0.538	0.965	0.913	-0.271	-0.430
0.9	0.446	0.875	0.884	-0.312	-0.401
1.0	0.362	0.789	0.851	-0.351	-0.362
1.2	0.221	0.626	0.774	-0.414	-0.265
1.4	0.111	0.480	0.684	-0.457	-0.155
1.6	0.028	0.352	0.593	-0.477	-0.045
1.8	-0.031	0.243	0.497	-0.476	0.056
2.0	-0.070	0.153	0.403	-0.456	0.141
3.0	-0.089	-0.057	0.058	-0.213	0.268
4.0	-0.028	-0.049	-0.042	-0.016	0.112
5.0	0.001	-0.011	-0.026	0.029	-0.003

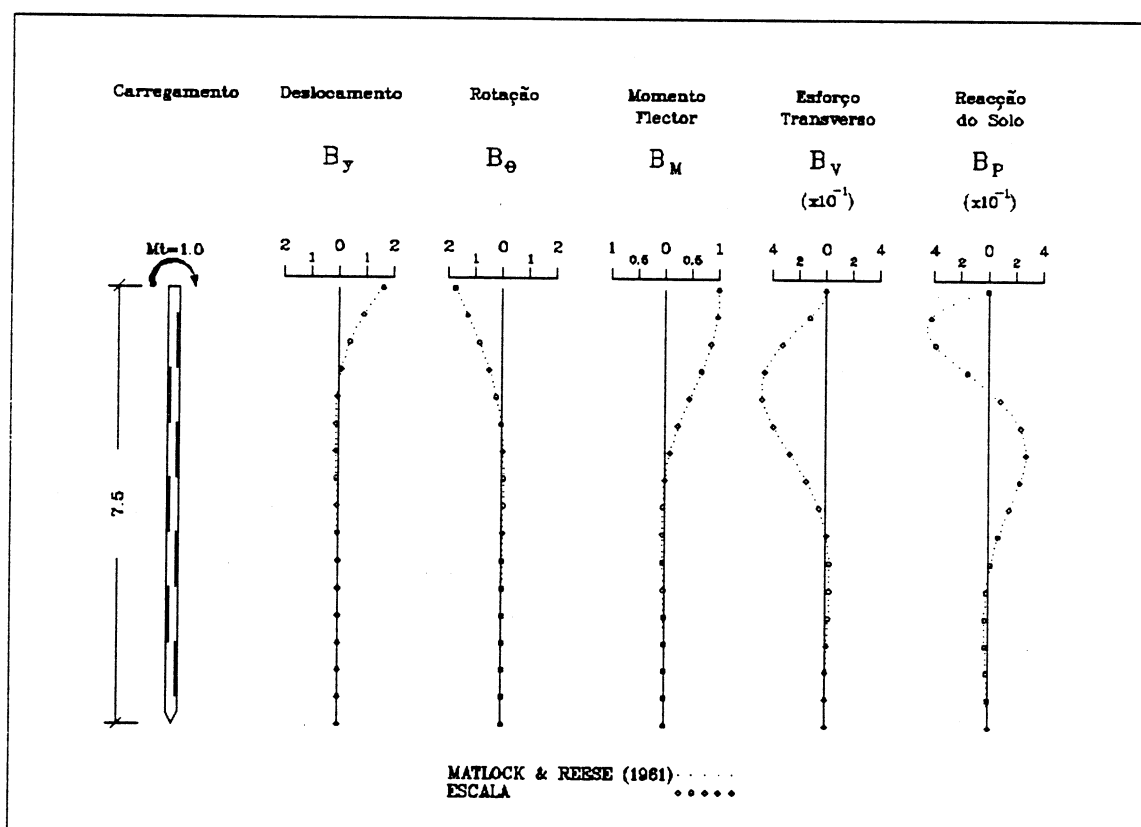


Fig. 2.9 - Coeficientes B_i para estacas longas ($Z_{max} \geq 5$) de cabeça livre

2.4.2.3 - Relação p - y proposta por Reese para areias

Nesta última aplicação do programa *ESCALA* pretende-se ilustrar a utilização do procedimento simplificado proposto por Reese (Reese *et al.*, 1974) para o estabelecimento da relação p - y em materiais arenosos.

O exemplo escolhido (Prakash e Sharma, 1990 - Exemplo 6.6 (c), pp. 376 a 388) prende-se com a determinação dos valores máximos do deslocamento lateral e momento flector numa estaca isolada sujeita a uma carga horizontal cíclica de *50 kips* (222,5 kN) na cabeça e a um momento flector, também no topo, de *90 kips-ft* (122 kNm).

A estaca em consideração é metálica com diâmetro exterior de *3 ft* (914,4 mm) e *0,083 ft* (25,4 mm) de espessura, tendo sido cravada numa areia medianamente densa caracterizada pelos seguintes valores do ângulo de atrito interno (ϕ'), peso volúmico do solo submerso (γ') e constante de reacção horizontal (n_h):

$$\phi' = 36^\circ$$

$$\gamma' = 0,122 \text{ kips/ft}^3 \text{ (19,2 kN/m}^3\text{)}$$

$$n_h = 90 \text{ kips/ft}^3 \text{ (14,8 MN/m}^3\text{)}$$

O comprimento total da estaca é de *60 ft* (18,3 m) e o módulo de elasticidade do aço é tomado igual a $4176 \times 10^3 \text{ kips/ft}^2$ ($200 \times 10^3 \text{ MPa}$).

Considerou-se uma discretização da estaca em 32 elementos de barra. As curvas p - y são geradas automaticamente de acordo com os passos 1 a 12 preconizados em 2.3.5.3. A solução do problema é conseguida à custa do processo iterativo descrito em 2.2.6 (neste caso foram necessárias quatro iterações para se atingir a solução). Os resultados obtidos são apresentados na Fig. 2.10, sendo

$$y_T = 22 \times 10^{-3} \text{ ft (6,72 mm)};$$

$$M_{máx} = 380 \text{ kips-ft (515 kNm; } x=3\text{m)}$$

Na Fig. 2.10 para além dos diagramas de deslocamento horizontal e momento flector da estaca são apresentados os restantes resultados fornecidos pelo programa *ESCALA* (diagramas de rotação, esforço transversal e reacção do terreno). Mais uma vez se verifica o bom ajustamento entre a solução numérica do problema e os resultados recolhidos na

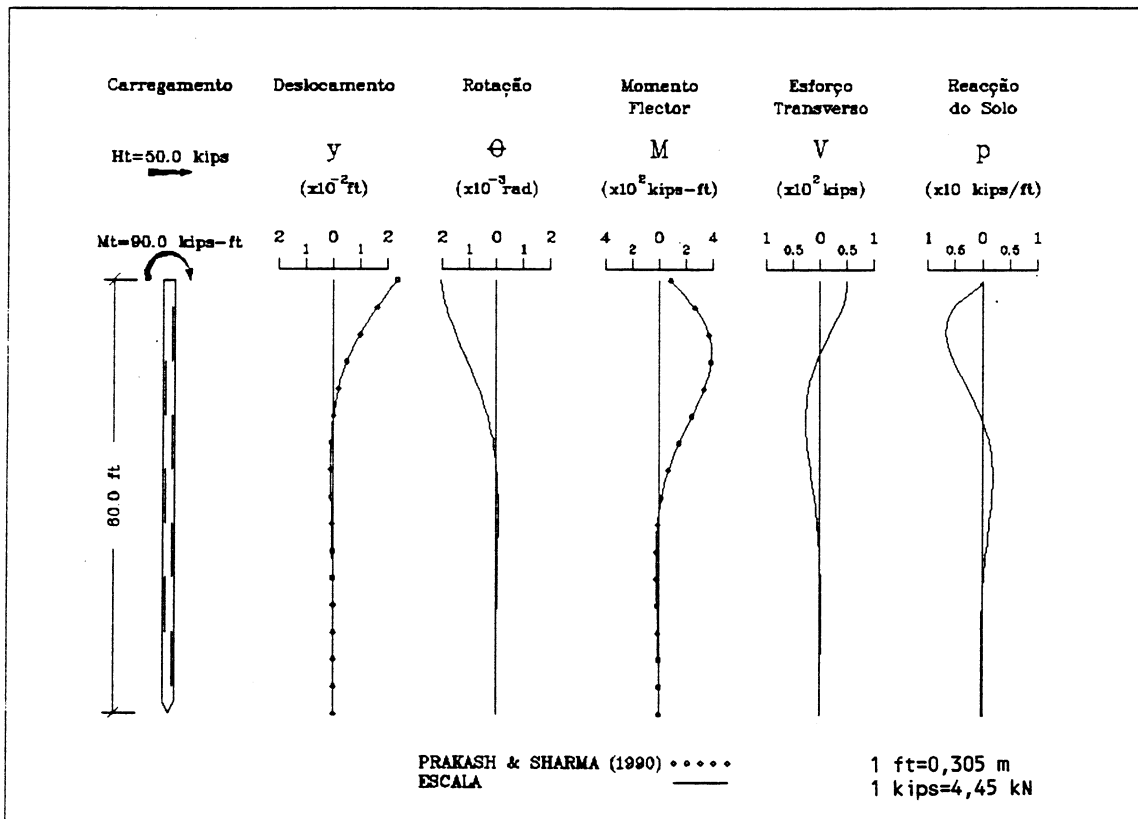


Fig. 2.10 - Solos arenosos - solução do problema exemplo (Prakash e Sharma, 1990 - Exemplo 6.6 (c), pp. 376 a 388)

CAPÍTULO 3
ENSAIOS DE CARGA LATERAL EM ESTACAS

3.1 - INTRODUÇÃO

No Capítulo 1 traçou-se uma panorâmica geral sobre o estado do conhecimento ao nível do dimensionamento de estacas sujeitas a carregamento lateral. Da exposição feita ressalta a convicção generalizada de que os futuros progressos neste domínio terão que ser marcadamente fundamentados nos resultados da observação de casos de obra. Efectivamente, mostrou-se que a situação actual dos conhecimentos se caracteriza por uma total dissociação entre as potencialidades dos modelos e métodos de cálculo e as possibilidades de caracterização geotécnica.

O facto das potencialidades de cálculo disponíveis terem o valor dos resultados a que conduzem significativamente comprometido, pelas dificuldades inerentes a uma quantificação adequada dos parâmetros geotécnicos, viria posteriormente a ser confirmado para o caso dos métodos de cálculo mais simples (Capítulo 2). Também aqui se pôs em evidência que a forma mais conveniente de definir o comportamento reológico do conjunto estaca/solo consiste em executar ensaios de carga directamente sobre protótipos.

Refira-se, finalmente, que a observação da resposta do sistema estaca/solo à acção de cargas laterais, para além de permitir a recolha de dados necessários às actividades de investigação e desenvolvimento, permite fundamentar e/ou validar os critérios de dimensionamento adoptados, constituindo-se na maior parte dos casos práticos, como a única forma fiável de determinar a capacidade de carga de estacas.

No domínio da problemática em análise, a importância do tema é pois flagrante. Nesse sentido, o *Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)* levou recentemente a cabo estudos experimentais sobre as estacas de fundação das pontes sobre os rios Sado (Alcácer do Sal) e Arade (Portimão). Assim, serão apresentadas algumas considerações teóricas relativamente à tecnologia de execução de ensaios de carga lateral sobre estacas isoladas (3.2) que são depois secundadas por uma descrição prática dos dois trabalhos efectivamente realizados neste domínio (3.4).

Não se pretende apresentar o *estado da arte* relativamente a ensaios de carga em verdadeira grandeza. No entanto, uma vez que um dos objectivos do presente trabalho é o de analisar o comportamento exibido pelas estacas de fundação das pontes sobre os rios Arade e Sado, torna-se imperativo situar as técnicas de ensaio (3.2) e metodologias de interpretação dos resultados (3.3) então utilizadas.

3.2 - EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO

3.2.1 - Generalidades

A observação do comportamento de uma estrutura visa normalmente pelo menos um dos seguintes objectivos: (i) recolha de informações que permitam fundamentar o desenvolvimento de um dado projecto; (ii) validação dos critérios utilizados no projecto; (iii) garantia da segurança e funcionalidade estrutural durante a vida útil da obra; (iv) acúmulo de experiência com repercussões na segurança e economia das estruturas a projectar e construir no futuro.

Se bem que as técnicas e metodologias de ensaio não sofram alteração apreciável em função dos objectivos do estudo em causa, estes, condicionam necessariamente a definição das grandezas a medir e o nível de solicitação final a aplicar à estrutura.

No caso das estacas distinguem-se normalmente dois tipos de ensaios:

1 - *Ensaio de carga sobre protótipos preliminares* - neste tipo de estudos as estacas a ensaiar têm características idênticas às que se projecta utilizar em obra. O objectivo dos ensaios pode ir desde a simples apreciação global de funcionamento, visando aferir as suas implicações sobre a superestrutura, por forma a fundamentar a escolha de um determinado tipo de estaca para um dado projecto (i); até ao estudo detalhado das características da interacção solo-estaca, por forma a poder introduzir esses conhecimentos em posteriores projectos de obras a executar no mesmo local (iv).

Nestas condições as estacas são normalmente ensaiadas até à rotura. No primeiro caso, e face aos objectivos dos ensaios, poderá ser suficiente a medição de deslocamentos na cabeça das estacas ensaiadas e, eventualmente, respectivas rotações. No segundo tipo de ensaios, as grandezas a medir serão naturalmente diferentes, designadamente por ser necessário caracterizar o comportamento ao longo do desenvolvimento axial das estacas, assumindo particular importância a medição de grandezas que permitam estabelecer a distribuição de deslocamentos e momentos flectores ao longo do fuste.

2 - Ensaios de carga sobre estacas definitivas - Neste segundo tipo de ensaios inserem-se todos os estudos sobre estacas já projectadas e construídas como elementos de fundação de determinada obra. As estacas a ensaiar são escolhidas por forma a constituírem uma amostra que se considera representativa do comportamento geral das fundações. Sempre que as condições de segurança assim o exijam, deverão ainda ser ensaiadas todas as estacas que indiquem possibilidades de resposta deficiente.

Este tipo de ensaio visa normalmente o estudo do funcionamento dos elementos construídos, tendo em vista uma validação global dos critérios utilizados no projecto (ii). Pode ainda pretender-se um controle efectivo da qualidade das fundações da obra, quer em termos de segurança a estados limites últimos, quer em termos de exigências funcionais, independentemente dos mecanismos físicos envolvidos na interacção solo-estaca (iii). Em ambos os casos as solicitações a aplicar durante os ensaios não poderão prejudicar a resposta futura das estacas, ou seja, após ensaiadas as estacas deverão manter a capacidade de desempenhar todas as funções que lhes foram inicialmente atribuídas. Nesse sentido é normal limitar a carga máxima de ensaio a valores compatíveis com um baixo nível de deformação.

Também neste caso as grandezas a medir são o reflexo dos objectivos a atingir. Assim, quando se pretende apenas ajuizar da adequação dos critérios de projecto (ii) será suficiente uma comparação entre valores previstos e medidos de deslocamentos e/ou rotações na cabeça. Se para além disso se pretender garantir a segurança das estruturas projectadas (iii) torna-se necessário o conhecimento das distribuições de esforços transversos, momentos flectores e deslocamentos, às solicitações normais de serviço.

Refira-se finalmente a observação do comportamento de estacas de fundação de estruturas já construídas, conduzida com vista ao aprofundamento dos conhecimentos ao nível da forma como se processa a interacção solo-estaca. Este constitui sem dúvida o âmbito mais alargado dos estudos que podem ser programados, uma vez que inclui não só as preocupações inerentes aos anteriores mas também, e simultaneamente, outras complementares no sentido duma melhor clarificação dos aspectos físicos que estão na base de todo o mecanismo de interacção. As grandezas a medir cobrem todas as anteriormente referidas, mas a interpretação dos respectivos resultados reveste-se de características algo diferentes, na medida em que se procura a compatibilização desses

mesmos resultados com a caracterização geotécnica disponível. Tal compatibilização é feita mediante o recurso aos diversos modelos e métodos de cálculo existentes, procurando assim averiguar quais as hipóteses que melhor se adaptam ao comportamento real observado (Guedes de Melo, 1987).

As actividades de investigação e desenvolvimento surgem normalmente associadas às actividades de observação anteriores, aproveitando-se da necessidade destas para em paralelo, e com acréscimos de custos muito pouco significativos, alargar os conhecimentos no domínio do comportamento de estacas solicitadas lateralmente.

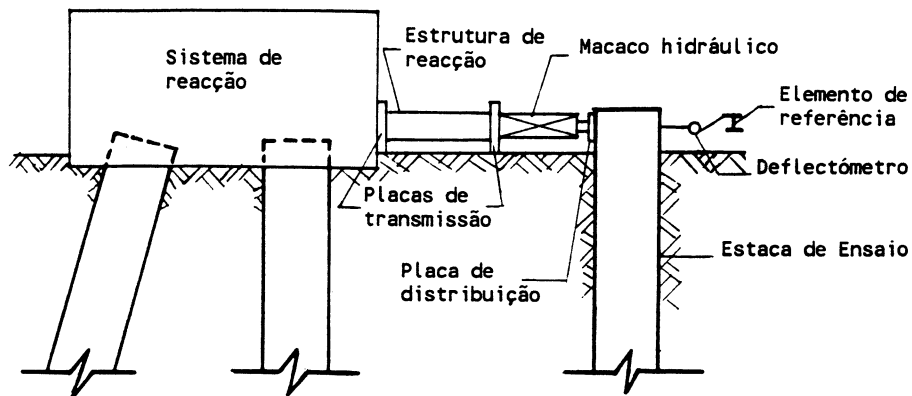
Apesar das diferenças ao nível das grandezas a medir e objectivos a atingir, os equipamentos e procedimentos de ensaio a utilizar são essencialmente os mesmos para qualquer das alternativas anteriormente referidas. Assim sendo, a descrição geral a seguir apresentada é aplicável a qualquer tipo de ensaio de carga lateral.

3.2.2 - Equipamento para aplicação de cargas

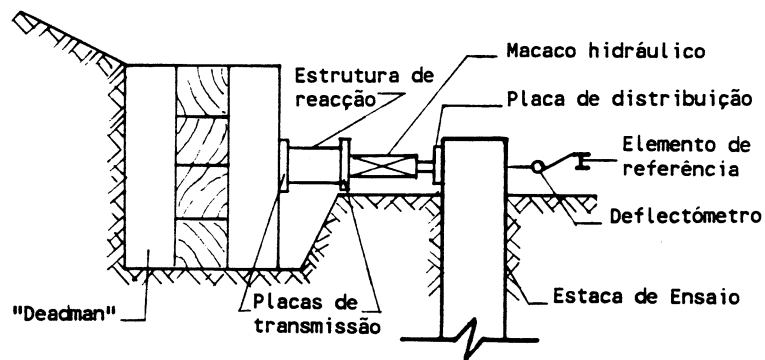
Existem diversas formas de materializar a aplicação de cargas horizontais no topo de estacas cujo comportamento em flexão se deseje ensaiar (ASTM D3966, 1990). Não tendo como objectivo uma descrição exaustiva dos diferentes sistemas actualmente disponíveis para aplicação de cargas horizontais, far-se-á apenas referência à montagem mais frequentemente utilizada para esse efeito. Assim, e conforme se ilustra na Fig. 3.1, a carga lateral é aplicada à estaca através de um macaco hidráulico e um sistema de reacção adequado.

A unidade hidráulica de alimentação do macaco é accionada por uma bomba que fornece a pressão do óleo necessária à geração de forças. O sistema de reacção pode ser constituído por: uma ou mais estacas de reacção (Fig. 3.1a), um bloco de distribuição de carga designado na literatura anglo-saxónica por "*deadman*" (Fig. 3.1b) ou uma plataforma dita pesada (Fig. 3.1c). Pode ainda recorrer-se a qualquer outro tipo de estrutura ou montagem desde que se garanta a resistência necessária à aplicação das cargas laterais máximas de ensaio. Um procedimento bastante comum consiste em ensaiar simultaneamente duas estacas (Fig. 3.2) eliminando-se assim a necessidade de recorrer a elementos de reacção.

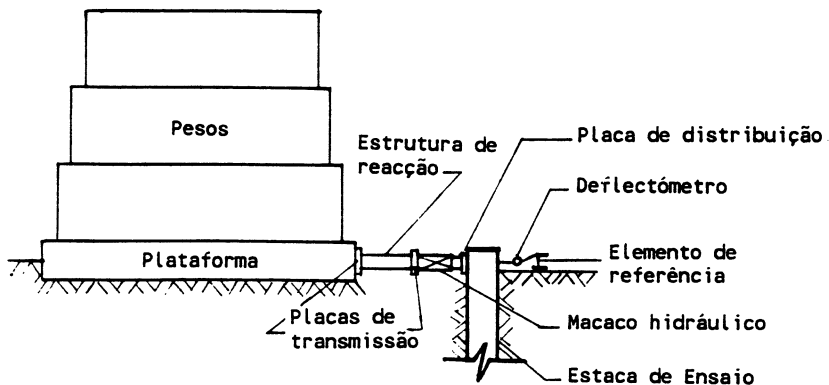
Para assegurar a transmissão da carga ao elemento de fundação deve ser utilizada uma placa de distribuição de cargas (Fig. 3.1), suficientemente rígida para não sofrer



(a) ESTACAS DE REACÇÃO



(b) "DEADMAN"



(c) PLATAFORMA PESADA

Fig. 3.1 - Esquemas de aplicação de carga lateral típicos utilizando macacos hidráulicos convencionais (Adaptado de ASTM D3966, 1990)

flexões para os níveis de solicitação em causa, e que é disposta verticalmente no contacto com a estaca de ensaio. No caso de estacas com secção não quadrangular a cabeça deve ser executada de forma a deixar uma zona vertical plana para aplicação da placa de distribuição. Esta deve apresentar dimensões laterais não inferiores a metade do diâmetro ou largura da estaca nem superiores a esses valores.

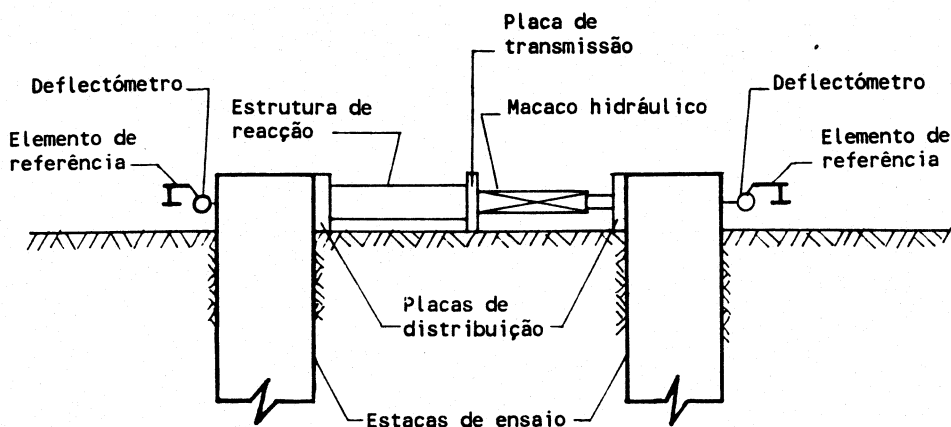


Fig. 3.2 - Esquema típico de aplicação de carga para ensaios simultâneos de duas estacas (Adaptado de ASTM D3966, 1990)

No sistema de aplicação de carga inclui-se ainda uma viga ou outra estrutura de reacção (Fig. 3.1), cuja finalidade é a de transmitir as cargas aplicadas pelo macaco hidráulico ao sistema de reacção. Esta estrutura é normalmente metálica e deve ser suficientemente rígida por forma a não sofrer flexões, distorções ou fenómenos de instabilidade lateral às cargas de ensaio. Nos contactos entre o macaco hidráulico e a viga de reacção e entre esta e o sistema de reacção são instaladas placas resistentes de aço, que asseguram a transmissão de cargas entre os diversos componentes da montagem (Fig. 3.1). A viga de reacção é montada sobre uma base móvel convenientemente nivelada, garantindo-se assim um deslocamento solidário com o curso do macaco hidráulico.

O dispositivo de aplicação de cargas deve ser construído de tal modo que as cargas resultantes tenham a linha de acção horizontal e contida no plano do eixo da estaca a ensaiar, como forma de minimizar excentricidades de carregamento e evitar que este tenha componentes verticais. Nesse sentido é normal recorrer a parafusos de centragem que permitem ajustar a direcção pretendida. Por outro lado, nos contactos com o sistema de reacção e com a estaca de ensaio são introduzidas rótulas esféricas para eliminar esforços de flexão da montagem.

A leitura do valor das forças aplicadas pelo macaco hidráulico pode ser feita quer através de uma célula de carga devidamente calibrada, quer através de células de pressão, que registam as pressões de óleo instaladas na unidade hidráulica.

Quando se utilizam células de pressão deve-se assegurar que o sistema completo

constituído pelo macaco hidráulico, válvulas, bomba e células de pressão é calibrado como uma única unidade. Normalmente é no entanto preferível recorrer a células de carga, dispostas em série com o macaco hidráulico e colocadas antes da rótula esférica de contacto com a estaca.

3.2.3 - Grandezas a medir e equipamentos de medição

3.2.3.1 - Deslocamentos generalizados

Em termos do movimento das estacas sujeitas a solicitações laterais as grandezas que interessa considerar são normalmente os deslocamentos horizontais e rotações à superfície, e respectiva evolução em profundidade.

A medição de deslocamentos horizontais à superfície pode ser efectuada recorrendo a deflectómetros (Fig. 3.1). A principal limitação à utilização deste tipo de dispositivos prende-se com a necessidade de se dispor de um ponto fixo, próximo do local de ensaio, que sirva de apoio ao elemento de referência do deflectómetro. Normalmente, não é possível garantir a existência de pontos com tais características referenciais na vizinhança imediata à zona do ensaio, pelo que se torna necessário recorrer a outras técnicas de medição.

Nestas, inclui-se a montagem de sistemas de registo de deslocamentos a partir de um espelho, uma escala e uma "corda de piano" (Fig. 3.3). O conjunto espelho/escala é montado no centro da cabeça da estaca a ensaiar, segundo o alinhamento de aplicação de cargas (Fig. 3.3a). Alternativamente, a montagem pode ser realizada sobre uma consola lateral construída para esse efeito, na cabeça do elemento de fundação (Fig. 3.3b). A "corda de piano" ou fio equivalente é esticada perpendicularmente à linha de actuação de forças e por cima da face da escala, a uma distância desta não superior a 25 mm. A "corda de piano" deve ser provida de esticadores nas extremidades por forma a garantir que a sua posição se mantém fixa durante o ensaio. Os pontos de fixação da corda podem agora encontrar-se mais afastados do local de ensaio. No entanto, e mais uma vez, nem sempre é possível dispor de pontos de fixação fiáveis, o que inviabiliza a utilização deste sistema.

Uma outra forma de proceder à determinação de deslocamentos horizontais superficiais consiste na medição à distância por métodos de Geodesia de Posição. As medições são efectuadas com teodolitos electrónicos associados a distanciómetros. Os aparelhos de medição têm que ser colocados em pontos fixos, ditos de estação, mas cuja

localização pode agora ser bastante mais distante da zona de ensaio (distâncias da ordem da centena de metros). Nas estacas ou nos seus maciços de encabeçamento instalam-se reflectores (pontos alvo) que referenciam as leituras a efectuar (Casaca e Henriques, 1986). Esta técnica de medição constitui sem dúvida a forma mais conveniente e precisa de proceder à determinação de deslocamentos horizontais superficiais, permitindo uma elevada frequência de leituras durante a execução de ensaios.

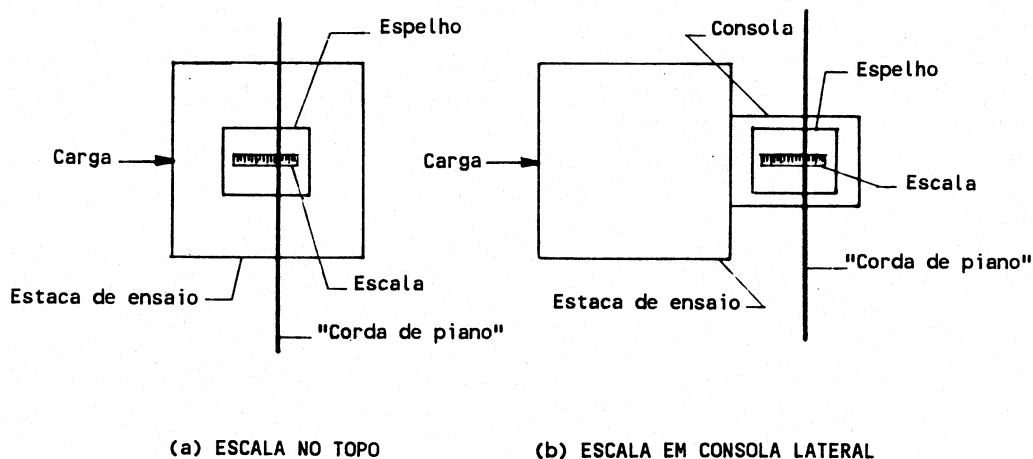


Fig. 3.3 - Sistema de medição de deslocamentos horizontais tipo corda/escala - Planta (Adaptado de ASTM D3966, 1990)

Mas tal como em todas as actividades no domínio da medição de grandezas físicas, é aconselhável dispor de dois sistemas independentes de medição de movimentos laterais ao longo da linha de actuação de cargas, por ser esta a forma mais conveniente de validar os resultados obtidos. Por outro lado, as garantias relativamente à continuidade de registo aumentam, uma vez que é muito pouco provável a ocorrência simultânea de anomalias nos dois sistemas, sobretudo se o fenómeno físico inerente aos dispositivos de medição for diferente num e noutro caso.

No que se refere aos deslocamentos horizontais na cabeça, uma forma muito usual de proceder à validação das medições consiste em aproveitar outros dispositivos não especialmente vocacionados para esse fim, mas cujas leituras permitem calcular, se bem que indirectamente, a grandeza pretendida. De entre estes ressalta o recurso a inclinómetros, cuja finalidade principal é a de medir rotações e deslocamentos em profundidade. O sistema secundário ou de validação de registos pode evidentemente ser um qualquer de entre os anteriormente descritos, ou outro (transdutores ópticos, eléctricos, etc).

A medição de rotações em pontos superficiais é normalmente efectuada a partir de clinómetros. Os clinómetros mais simples são os de bolha, cujo princípio de funcionamento assenta na horizontalidade da superfície livre de um líquido.

São ainda de referir os clinómetros de corda vibrante. Neste caso a ocorrência de rotações suscita a alteração do estado de tensão duma corda vibrante instalada no interior do dispositivo. As modificações do estado de tensão são acompanhadas pela alteração das características de vibração da corda, cuja frequência é determinada estabelecendo as condições de uníssono entre a corda do clinómetro e uma corda padrão.

A medição de rotações superficiais pode ser efectuada recorrendo a outro tipo de dispositivos ou montagens (Fig. 3.4). Tal como sucede com os deslocamentos horizontais, também as rotações das cabeças das estacas podem ser deduzidas a partir das observações com inclinómetros.

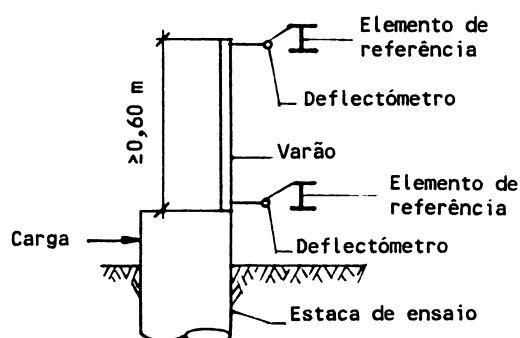


Fig. 3.4 - Sistema de medição de rotações na cabeça por diferença entre deslocamentos horizontais em 2 pontos (Adaptado de ASTM D3966, 1990)

Os inclinómetros são dispositivos que permitem medir a variação da inclinação de um tubo instalado no interior da estaca. Assim, consegue-se definir a evolução de rotações e deslocamentos horizontais em profundidade (Fig. 3.5).

Na constituição deste tipo de dispositivo há que distinguir 4 elementos principais (Sêco e Pinto, 1982):

- a) Um tubo de plástico, aço ou alumínio que é instalado verticalmente no interior da estaca durante a construção. Este tubo dispõe de 4 calhas, fazendo entre si

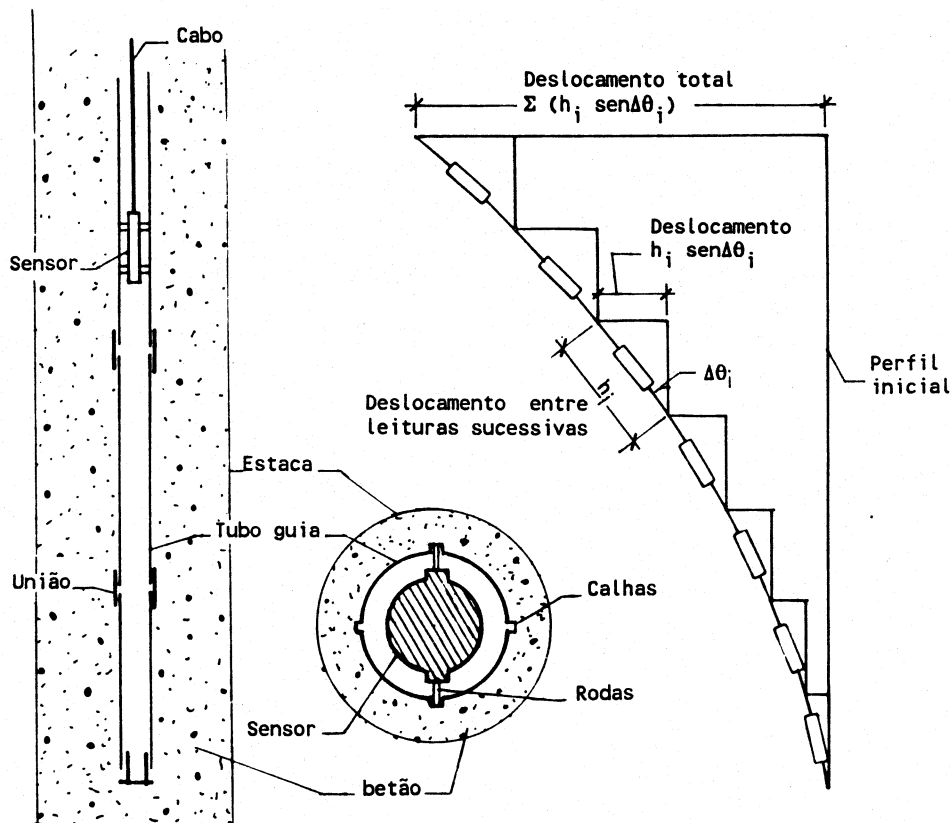


Fig. 3.5 - Inclinómetro (Adaptado de Sêco e Pinto, 1982)

ângulos de 90° e que servem de orientação ao sensor (Fig. 3.5).

- b) Um sensor portátil vulgarmente designado por torpedo ou simplesmente inclinómetro.
- c) Um cabo graduado para controle de profundidades, que permite descer ou elevar o sensor ao longo do tubo e transmitir sinais eléctricos à superfície.
- d) Um leitor portátil que capta os sinais eléctricos e apresenta as leituras digitalizadas.

A função do torpedo é a de detectar variações de inclinação do tubo relativamente à sua posição inicial. Quando se estaciona o equipamento de leitura num dado segmento de estaca, o torpedo assume a inclinação própria desse segmento, e então o sistema físico base do funcionamento do sensor (pêndulo eléctrico, corda vibrante, etc) permite determinar a inclinação correspondente. As leituras são efectuadas a profundidades pré-definidas, o que possibilita o cálculo das variações de inclinação entre esses pontos. Os deslocamentos a uma dada profundidade são obtidos por integração (Fig. 3.5) desde um ponto base, considerado como fixo, até ao ponto em consideração (Sêco e Pinto, 1982).

3.2.3.2 - Tensões horizontais no contacto estaca/solo

A medição das tensões horizontais no contacto estaca-solo, com vista à definição de uma pressão de interacção resultante p_i (Fig. 1.2b) é extremamente difícil. De facto, a tensão horizontal de reacção do solo não é constante ao longo da largura da estaca. Assim, para além da necessidade de dispor de medições simultâneas num número razoável de secções, por forma a estimar a evolução de p_i em profundidade, dentro de cada secção, haveria que instalar um elevado número de equipamentos de leitura, para permitir uma definição suficientemente aproximada do diagrama do tipo indicado na Fig. 1.2b. A distribuição das pressões de interacção resultantes a cada profundidade (p_i), poderia agora ser obtida por integração numérica do diagrama de tensões horizontais em cada uma das secções consideradas.

O principal obstáculo à medição de tensões horizontais não se prende, no entanto, com o grande número de equipamentos de leitura necessários à instrumentação, mas sim com o facto de não se dispor actualmente de aparelhos de medida que possam ser facilmente instalados na vizinhança do fuste de uma estaca, fornecendo resultados com precisão aceitável e exibindo eles próprios e todos os circuitos de leitura e de ligação ao exterior, a robustez necessária para suportarem as operações de construção sem serem danificados (Guedes de Melo, 1987).

A consequência mais importante destas lacunas ao nível do potencial tecnológico actualmente à disposição da experimentação, é a de a medição de tensões horizontais no contacto estaca/solo não ser normalmente efectuada.

3.2.3.3 - Extensões

O conhecimento das extensões numa dada secção numa estaca metálica ou de betão armado permite deduzir o valor do momento flector aí actuante. Para tal é necessário que se conheçam as características de deformabilidade da estaca, designadamente o módulo de elasticidade (E) e o momento de inércia (I) à profundidade em causa. Se se generalizar a medição das extensões a um número conveniente de secções, é possível obter o diagrama de distribuição de momentos ao longo da estaca e, a partir deste, deduzir os restantes, por integração (rotações e deslocamentos horizontais) ou diferenciação numéricas (esforços transversos e reacções do solo).

Se a medição de extensões visar apenas a definição do diagrama de momentos flectores, independentemente dos mecanismos físicos envolvidos na interacção solo-estaca, a passagem da distribuição de extensões para a distribuição de momentos não levanta qualquer tipo de dificuldades, uma vez que os resultados dependem directamente dos valores medidos e da exactidão com que se conhece a evolução de E e I em profundidade (ver 3.3.2). Já no caso de se pretenderem definir os diagramas de esforços transversos e das reacções do solo, e uma vez que a obtenção de resultados envolve a diferenciação do diagrama de momentos, os erros em qualquer das grandezas medidas ou calculadas (extensões, E e I) repercutem-se de forma drástica sobre os valores estimados (Matlock e Ripperger, 1958).

Na perspectiva de minorar os erros inerentes à determinação experimental da distribuição de extensões (ou a sua equivalente directa em termos de momentos flectores) é conveniente proceder a um ajustamento estatístico prévio dos valores medidos, de forma a representar as extensões (momentos) de uma forma contínua e o mais liberta possível de valores anómalos. Os valores obtidos (extensões ou momentos) são normalmente interpolados por meio de polinómios, recorrendo ao método dos mínimos quadráticos. No entanto, pode ser utilizado qualquer outro tipo de função ou método de ajustamento, desde que adequado aos objectivos pretendidos. As diferenciações numéricas, necessárias ao cálculo das distribuições de V e ρ , devem ser operadas sobre as funções interpoladoras obtidas.

No que diz respeito aos equipamentos, a medição de extensões (extensometria) atinge actualmente um grau de desenvolvimento ímpar no domínio da experimentação em geral. De facto, para além da grande variedade de tipos de extensómetros, com elevada precisão de medida, desenvolveram-se técnicas de montagem e isolamento que permitem construir sistemas de medição extremamente fiáveis e expeditos (Guedes de Melo, 1987).

Não cabe aqui uma descrição pormenorizada da tecnologia de execução e concepção de sistemas de medição de extensões, nomeadamente no que se refere à colagem de extensómetros, sua protecção contra efeitos de humidade ou mecânicos e protecção da cablagem necessária para ligação ao exterior. No entanto, a título de exemplo, refere-se o sistema de medição concebido segundo uma ideia original de Tavares Cardoso *et al.* (1989) e utilizado com êxito nos ensaios das estacas de fundação das pontes sobre o rio Arade e Sado (ver 3.4).

Tal sistema (Tavares Cardoso *et al.*, 1989; Sousa Coutinho *et al.*, 1991a; Sêco e Pinto *et al.*, 1990b) consiste em utilizar tubos metálicos ocos com extensómetros eléctricos de resistência colados no seu interior, conseguindo-se assim proteger simultaneamente os extensómetros e os cabos eléctricos necessários à ligação ao exterior. A esta montagem convencionou-se atribuir a designação de célula extensométrica.

Em cada estaca de ensaio devem ser instaladas 2 células extensométricas dispostas segundo o alinhamento previsto para a aplicação de cargas. Efectivamente, para que seja possível o cálculo dos momentos flectores ao longo do fuste das estacas a ensaiar, torna-se necessário conhecer, a uma mesma cota, a extensão em 2 pontos, preferencialmente em posições diametralmente opostas e contidas no plano de actuação das acções. Por outro lado, a necessidade de efectuar um grande número de leituras de extensões num curto espaço de tempo (2 células x n extensómetros) suscita o recurso a sistemas de aquisição e processamento automático da informação.

3.2.4 - Programas de aplicação de cargas

Sempre que se realiza um ensaio de carga lateral é necessário especificar à priori o plano ou programa de cargas a aplicar durante o ensaio. O programa de cargas não é mais do que uma trajectória de carregamento a seguir e depende do tipo de estaca a ensaiar e dos objectivos que presidem à execução do estudo experimental.

Assim, no caso de estacas definitivas é normal limitar o escalão máximo de carga em função da carga admissível prevista (H_{adm}), entendida como o cociente entre a *carga de rotura*⁸ e um coeficiente de segurança apropriado. Já no caso de se pretender ensaiar à rotura (estacas preliminares) as cargas máximas de ensaio devem ser aumentadas para níveis compatíveis com essa situação.

Para além da especificação dos escalões de carga intermédios é conveniente definir os tempos de actuação das sucessivas cargas a aplicar, como forma de garantir que as deformações a cada nível se processam totalmente, ou seja, que os acréscimos de deformação correspondentes a determinado incremento (decremento) de carga resultam apenas desse incremento (decremento) e não do facto de ainda não se ter processado toda a deformação correspondente ao escalão de carga anterior.

⁸ A definição de *carga de rotura* é apresentada em 3.3.1.

A especificidade do estudo em causa, em particular e como se referiu anteriormente, os seus objectivos, condicionam de forma determinante o tipo de solicitações a aplicar. Em todos os casos é normal manter a aplicação da carga máxima de ensaio durante um intervalo de tempo superior ao das restantes, como forma de tentar quantificar eventuais efeitos de fluência. Por outro lado, para além de solicitações do tipo estático em que a trajectória de carga é monotonicamente crescente, poderá haver interesse em estudar a influência sobre a resposta dos elementos de fundação de outros tipos de acção, designadamente, de natureza cíclica, repetida ou reversível. Assim, definem-se programas normalizados de aplicação de cargas, que deverão servir como indicadores na planificação de ensaios deste tipo e cuja enumeração é feita em seguida em função do tipo de solicitação considerada (ASTM D3966, 1990):

1. Carregamento estático monotonicamente crescente (Fig. 3.6a) - a carga máxima de ensaio é aplicada por incrementos, seguindo-se de imediato a descarga (normalmente por 4 decrementos).
2. Carregamento estático cíclico (Fig. 3.6b) - a carga máxima de ensaio é aplicada por ciclos de carga/descarga, sendo o nível máximo de solicitação atingido, sucessivamente crescente. O número de ciclos a utilizar no ensaio pode ser qualquer. A descarga final é efectuada nos moldes anteriormente referidos (carregamento monotonicamente crescente).
3. Carregamento estático repetido (Fig. 3.6c) - este caso envolve a aplicação de um número especificado de ciclos múltiplos de carga/descarga, num ou mais escalões de ensaio.
4. Carregamento estático reversível (Fig. 3.6d) - neste caso o ensaio de carga é conduzido de acordo com os programas de carregamento 1 (monotonicamente crescente) ou 2 (cíclico), primeiro num sentido e depois no sentido oposto (ensaio divergente seguido de ensaio convergente ou vice-versa).
5. Carregamento estático repetido reversível (Fig. 3.6e) - aplica-se e remove-se a carga correspondente a cada um dos escalões especificados em 3. Em cada um dos níveis de carga previamente especificados, aplica-se o número de ciclos múltiplos de carga/descarga previsto, mas em sentido contrário.

6. Carregamento estático limitado por deslocamento lateral máximo⁹ - neste último caso as cargas laterais são aplicadas de acordo com os programas 1 (monotonicamente crescente) ou 2 (cíclico) até que o deslocamento lateral à superfície atinja um valor máximo especificado. Depois, e independentemente do nível de carga em causa, a solicitação lateral é removida em 4 decrementos iguais.

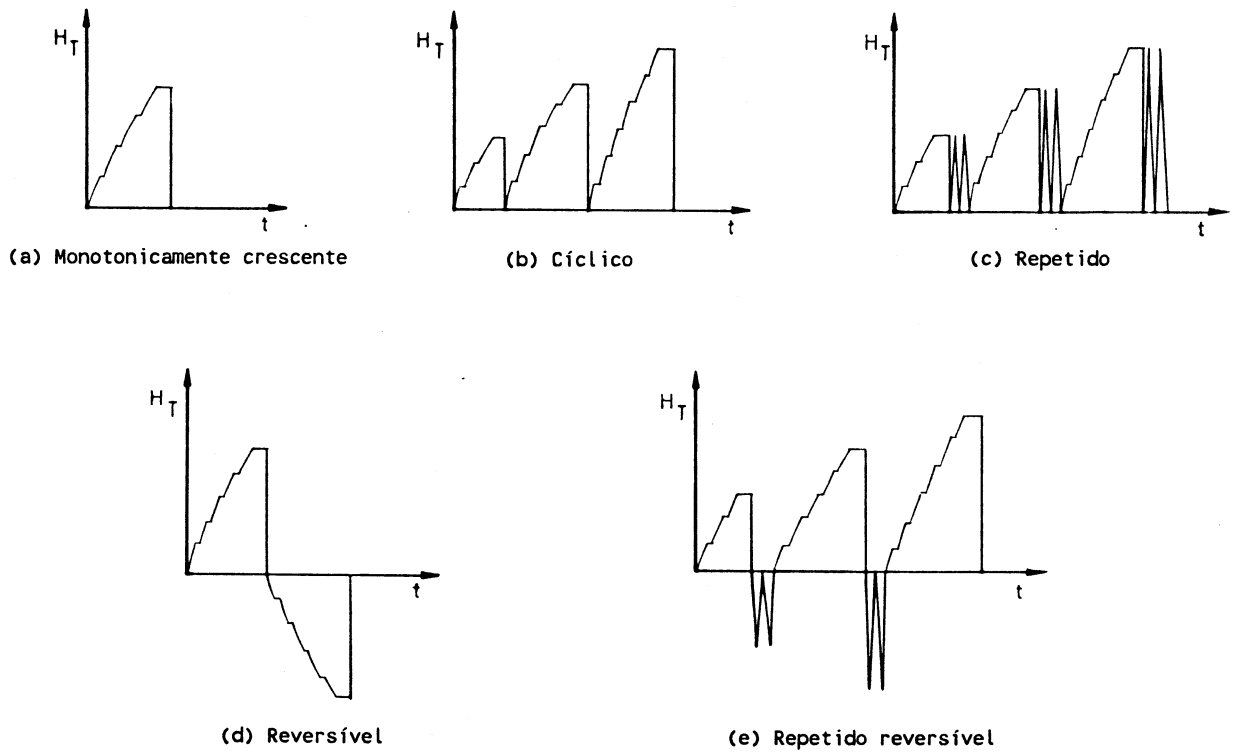


Fig. 3.6 - Programas de aplicação de carga lateral típicos (carregamento estático).

3.2.5 - Programas de medição de deslocamentos generalizados

Na planificação de um ensaio de carga lateral, para além da programação da trajectória de cargas a seguir (3.2.4) é necessário definir a frequência e os tempos de leitura de cada um dos dispositivos de medição utilizados. Assim, são agora fornecidas algumas recomendações, indicativas dos procedimentos mais vulgarmente adoptados nesta matéria.

⁹ Este tipo de ensaio é aplicável a estacas definitivas e sempre que haja a necessidade de garantir a não ocorrência de deslocamentos laterais excessivos, que possam pôr em risco a segurança da estrutura em causa.

Na medida do possível, deve-se procurar que todas as leituras a realizar em cada escalão de carga se processem simultaneamente. Devem ser registadas as leituras do tempo, carga aplicada, deslocamentos generalizados e eventualmente das extensões em profundidade, imediatamente antes e depois da aplicação de cada um dos incrementos ou decrementos de carga.

No que se refere à medição de rotações e deslocamentos em profundidade (quando se recorre à utilização de inclinómetros) a operação de leitura é muitas vezes demasiado morosa, afectando o ritmo de execução do ensaio. Por isso, a medição destas grandezas é muitas vezes menos frequente, sendo apenas realizada em alguns dos escalões de carga.

Nos intervalos de tempo que medeiam os incrementos ou decrementos de carga devem ser sucessivamente registadas (por exemplo de 5 em 5 minutos), leituras de todas as grandezas envolvidas. Uma vez atingida a carga máxima de ensaio devem ser realizadas leituras a um ritmo superior a 4 por hora (leituras espaçadas de intervalos inferiores ou iguais a 15 minutos). Se durante o ensaio ocorrer rotura deve ser realizada uma leitura simultânea de todas as grandezas envolvidas imediatamente antes do primeiro decréscimo de carga pós rotura. Devem finalmente ser realizadas leituras das recuperações, respectivamente 15 e 30 minutos após a remoção total da carga de ensaio.

3.3 - INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

3.3.1 - Generalidades

A interpretação dos resultados de ensaios de carga lateral em verdadeira grandeza constitui matéria já anteriormente tratada (2.3.2). Se bem que na altura, o assunto tenha sido abordado na perspectiva de estabelecer o andamento da relação p-y, as considerações então tecidas mantêm-se válidas.

Para além dos aspectos gerais relativos à interpretação dos ensaios de carga lateral, em função do equipamento instalado (2.3.2), considera-se agora o tratamento pormenorizado do caso em que, por imperativo dos objectivos a atingir (ver 3.2.1), se torna necessária a determinação da evolução em profundidade dos esforços e movimentos do fuste. De entre os ensaios deste tipo é dedicada especial atenção áqueles em que as estacas são instrumentadas com extensómetros eléctricos, embora a metodologia de interpretação apresentada seja perfeitamente geral e aplicável a qualquer dos 3 ensaios tipo referidos em 2.3.2 para estacas com instrumentação em profundidade.

O tratamento preferencial dado a este tipo de ensaio resulta do facto de se considerar ser esta a forma mais conveniente de determinar a evolução em profundidade das referidas grandezas. Efectivamente, não é actualmente possível a medição fiável de tensões horizontais no contacto estaca/solo (2.3.2 - ensaios tipo 1) e a morosidade inerente às operações de leitura de inclinómetros impede a medição sistemática de rotações e deslocamentos do fuste durante o ensaio (2.3.2 - ensaio tipo 3).

Interessa ainda referir a forma como, a partir da curva carga aplicada - deslocamento no topo, se define a carga de rotura da estaca em consideração. Esta grandeza só pode evidentemente ser definida se no ensaio se atingir um nível de sollicitação suficientemente elevado (normalmente associado a ensaios de carga sobre protótipos preliminares).

O termo rotura, tal como aqui é utilizado, indica um movimento lateral rápido e progressivo quando a estaca se encontra sujeita a uma carga constante ou decrescente. Assim, o fenómeno da rotura é normalmente associado à carga correspondente à intersecção das tangentes à curva carga-deslocamento lateral na cabeça, conforme se ilustra na Fig. 3.7 (Prakash e Sharma, 1990).

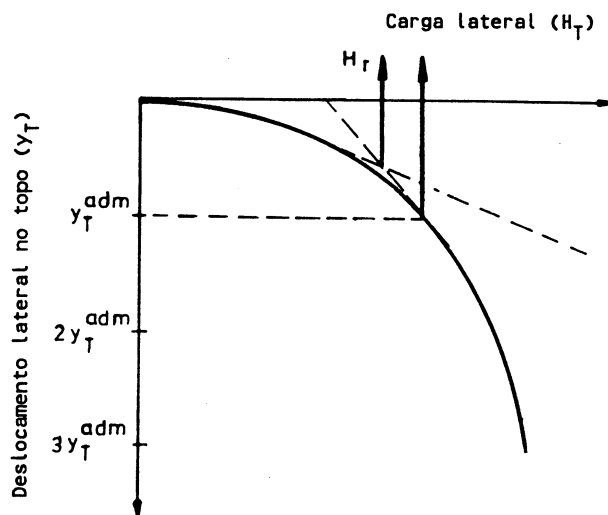


Fig. 3.7 - Definição da carga lateral de rotura para estacas isoladas (Adaptado de Prakash e Sharma, 1990)

Nos casos reais, para além da rotura do elemento de fundação e/ou solo envolvente,

é ainda necessário garantir que não ocorrem deformações laterais excessivas, que possam pôr em perigo a segurança da estrutura suportada pelas estacas de fundação. Em face disto é conveniente definir uma *carga de rotura*, igual ao menor dos seguintes valores (Prakash e Sharma, 1990):

- carga correspondente ao deslocamento lateral máximo admissível ao nível da cabeça (y_T^{adm})¹⁰ (Fig. 3.7)
- carga correspondente à intersecção das tangentes da curva carga - deslocamento lateral na cabeça (Fig. 3.7).

3.3.2 - Determinação dos esforços e deslocamentos generalizados do fuste das estacas

Se no tocante à determinação da carga de rotura, pelo menos teoricamente, a interpretação dos ensaios não levanta quaisquer dificuldades, já no que se refere ao estabelecimento da evolução dos esforços e deslocamentos generalizados em profundidade torna-se necessário um tratamento matemático bastante mais complexo.

O problema envolve, para além das características da própria estaca e do meio onde está inserida, as reacções horizontais do terreno (p) e os esforços transversos (V), momentos flectores (M), rotações (θ) e deslocamentos horizontais (y) da estaca. Estas grandezas não são evidentemente independentes. Em particular, retomando a equação diferencial (1.10) tem-se,

$$p = -\frac{d^2}{dx^2} \left[EI \frac{d^2y}{dx^2} \right] \quad (3.1)$$

A partir desta equação é possível obter, por integrações sucessivas, os valores das distribuições de esforços transversos,

$$V = -\frac{d}{dx} \left[EI \frac{d^2y}{dx^2} \right] \quad (3.2)$$

momentos flectores,

¹⁰ O valor de y_T^{adm} representa o máximo deslocamento que a estrutura suportada pelas estacas pode sofrer e depende obviamente do tipo de estrutura em causa, respectiva rigidez e funções a que se destina.

$$M = EI \frac{d^2y}{dx^2} \quad (3.3)$$

rotações,

$$\theta = -\frac{dy}{dx} \quad (3.4)$$

e deslocamentos,

$$y = y(x) \quad (3.5)$$

Ou seja, se for conhecida a lei de variação de uma qualquer destas grandezas ao longo do fuste da estaca, é possível, por integração e/ou diferenciação, obter as restantes. A única dificuldade que pode surgir nesta operação prende-se com a necessidade de definir valores para as constantes de integração. Daí o interesse em medir deslocamentos e rotações na cabeça das estacas e de admitir condições de fronteira no topo e base que permitam considerar situações de impedimento de deslocamento ou rotação (Guedes de Melo, 1987).

Em termos teóricos basta portanto o conhecimento da rigidez à flexão da estaca e de uma das distribuições anteriormente referidas para se poderem determinar as restantes. Em termos práticos, no entanto, todas as grandezas obtidas por diferenciação da distribuição de partida comportam em regra erros significativos. Pelo contrário, em todas as distribuições deduzidas por integração os erros experimentais de partida tendem a atenuar-se.

Assim, também aqui (vidé 2.3.2) se verifica que a situação ideal seria a de conhecer à partida a distribuição de reacções do terreno em profundidade (p), uma vez que, a partir daí, todas as outras grandezas seriam obtidas por integração numérica, o que limitaria os efeitos de eventuais erros experimentais.

Pelo contrário, a situação mais desfavorável no que diz respeito a erros inerentes ao processo de cálculo, é a de se conhecer à partida a evolução dos deslocamentos (e/ou rotações) em profundidade, para a partir deles, obter por diferenciação as restantes grandezas em causa.

Uma situação intermédia, é a de recorrer à medição de extensões, por forma a

conseguir-se a determinação da evolução em profundidade dos momentos flectores. Neste caso os resultados obtidos por integração da distribuição de momentos (deslocamentos e rotações) são em regra razoavelmente satisfatórios. Pelo contrário, as distribuições de reacções do terreno e esforços transversos (deduzidas por diferenciação) apresentam, também por via de regra, erros significativos.

Uma das formas de minorar estes efeitos de eventuais erros experimentais de partida, sobre as grandezas deduzidas por diferenciação, consiste em proceder ao ajustamento prévio de uma função interpoladora aos valores das extensões lidas.

Seguidamente é discutida em pormenor a forma de conduzir o cálculo dos esforços, deslocamentos e rotações ao longo do fuste das estacas, à custa da medição de extensões e tomando como complemento as restantes grandezas medidas. Segue-se de perto a explicação apresentada por Sousa Coutinho *et al.* (1991a) a este propósito.

Em primeiro lugar, e conforme se referiu anteriormente, põe-se o problema dos valores das extensões lidas não poderem ser utilizados directamente para o cálculo dos esforços transversos e reacções do terreno, sob pena dos erros envolvidos na análise se tornarem inaceitáveis. Em segundo lugar, e no caso de estacas de betão armado, surge um problema adicional: o da fendilhação do betão devido a esforços de tracção.

Assim sendo, o tratamento prévio dos resultados dos extensómetros, com vista à determinação dos diagramas de esforços e deslocamentos generalizados, tem que ser subdividido em 2 grupos:

- No primeiro, incluem-se todos os escalões de carga até aos quais não se verifica fendilhação no betão. A técnica a utilizar para este grupo consiste basicamente no ajustamento aos valores lidos de um polinómio ou de outra função interpoladora adequada.
- No segundo grupo incluem-se os escalões de carga para os quais a estaca apresenta fendilhações, mesmo que apenas em algumas das secções em consideração. A ocorrência da fendilhação é detectada por inspecção às extensões lidas, uma vez que a extensão de tracção, nas secções fendilhadas, sofre repentinamente um acréscimo considerável. Para além disso, no caso de não haver fendilhação, e se se dispuser de 2 células extensométricas colocadas em

posições diametralmente opostas, as células traccionadas e comprimidas fornecem resultados simétricos, o que deixa de se verificar para comportamento em secção fendilhada. Este aumento brusco do valor da extensão de tracção numa ou mais secções dá origem a uma descontinuidade na curva suscetível de representar as extensões, pelo que há que procurar outras formas de tratamento prévio dos resultados, que não aquele que é utilizado no primeiro grupo. Actualmente estão em curso estudos com vista ao tratamento destas situações, mas não é ainda possível apontar a via mais conveniente para proceder à interpretação dos resultados experimentais.

Assim sendo, a discussão relativa à forma de obtenção de esforços e deslocamentos generalizados ao longo do fuste das estacas restringir-se-á às fases dos ensaios que não provocam fissuração por tracção no betão.

Uma vez analisado o problema do tratamento das extensões, o cálculo dos esforços ao longo do fuste das estacas não apresenta dificuldades de maior, se for tido em conta que as extensões são quantificadas no interior de uma peça linear, em betão armado, sujeita a flexão. Trata-se de resolver o problema que consiste em determinar os esforços numa dada secção de betão armado, conhecidas as extensões em dois pontos distintos. Considere-se então que para o nível de extensões em causa, quer o aço quer o betão exibem comportamento elástico linear e que há aderência entre os varões da armadura e o betão. Admita-se ainda que o betão resiste à tracção, o que é perfeitamente aceitável uma vez que se restringiu a presente discussão aos níveis de solicitação que não provocam fissuração por tracção no betão. Considere-se finalmente que o diagrama das extensões em cada secção é linear, isto é, admita-se que as secções planas se mantêm planas após a deformação por flexão (hipótese de Bernoulli).

Nestas condições o momento flector numa dada secção é dado por:

$$M = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta h} EI \quad (3.6)$$

em que,

$\Delta \epsilon$ - é a diferença entre as extensões medidas;

Δh - é a distância entre os pontos de medida projectada na direcção da linha de acção do carregamento;

E - é o módulo de elasticidade do betão; e

I - é o momento de inércia da secção homogeneizada em relação ao betão.

Conforme se referiu, aos valores lidos das extensões segundo cada uma das 2 prumadas do fuste da estaca, são ajustados polinómios ou outras funções de interpolação. A diferença entre as extensões ($\Delta\epsilon$) pode então ser representada em função da profundidade da secção à custa de:

$$\Delta\epsilon(x) = P_1(x) - P_2(x) \quad (3.7)$$

em que $P_1(x)$ e $P_2(x)$ são as funções de interpolação que melhor se ajustam aos valores das extensões medidas ao longo de cada uma das prumadas.

Combinando (3.7) com (3.6) vem,

$$M(x) = \Delta\epsilon(x) \frac{EI}{\Delta h} \quad (3.8)$$

equação que exprime a evolução dos momentos flectores em profundidade.

A partir de (3.2) e (3.1), e atendendo a (3.3) e (3.8) obtém-se,

$$V(x) = -\frac{d}{dx} \left[\Delta\epsilon(x) \frac{EI}{\Delta h} \right] \quad (3.9)$$

e,

$$p(x) = -\frac{d^2}{dx^2} \left[\Delta\epsilon(x) \frac{EI}{\Delta h} \right] \quad (3.10)$$

que são as expressões que permitem calcular quer os esforços transversos quer a reacção do terreno.

Uma vez definida a equação de momentos flectores (3.8) podem ainda ser determinadas as distribuições quer das rotações quer dos deslocamentos do fuste da estaca. Para tal procede-se à integração da equação (3.8), pelo que são necessárias tantas condições de fronteira como o número de integrações a efectuar. É aqui que as medições de rotações e deslocamentos horizontais da cabeça se tornam decisivas, permitindo definir os valores da rotação θ_T e do deslocamento y_T a adoptar para o ponto $x=0$.

Atendendo a (3.4) e (3.3) pode escrever-se,

$$\theta(x) = - \int_{a=0}^{a=x} \frac{M(a)}{EI} da + C^{te} \quad (3.11)$$

em que a constante de integração não é mais do que o valor da rotação ao nível $x=0$ (θ_T). Por outro lado, substituindo $M(a)$ pelo seu valor (3.8) vem,

$$\theta(x) = - \frac{1}{\Delta h} \int_{a=0}^{a=x} \Delta \epsilon(a) da + \theta_T \quad (3.12)$$

que é a expressão simplificada para o cálculo das rotações.

Por seu turno, os deslocamentos horizontais podem ser obtidos por integração directa de (3.12) (expressões 3.4 e 3.5):

$$y(x) = - \int_{a=0}^{a=x} \theta(a) da + y_T \quad (3.13)$$

em que a constante de integração é evidentemente o valor lido do deslocamento horizontal no topo (y_T).

A aplicação desta metodologia permite assim obter os diagramas de esforços e deslocamentos generalizados das estacas, para cada um dos escalões de carga do ensaio.

3.3.3 - Metodologia de estabelecimento das curvas p - y

Uma vez conhecidos os diagramas $p(x)$ e $y(x)$ para cada um dos escalões de carga do ensaio, a determinação das curvas p - y torna-se imediata. Efectivamente, a cada profundidade (x_i), os pares ordenados que permitem definir a curva p - y em causa são calculados directamente a partir das distribuições (3.10) e (3.13) correspondentes a cada um dos escalões de carga. Tem-se (Fig. 3.8):

$$p_i^{ec} = p_{ec}(x_i) \quad (3.14)$$

e

$$y_i^{ec} = y_{ec}(x_i) \quad (3.15)$$

com i a variar de 1 até ao número de pontos em que se pretendem definir as curvas p - y e ec a variar de 1 até ao número de escalões de carga que se pretendem considerar.

Sendo certo que os deslocamentos e reacções do terreno se tendem a anular numa zona relativamente superficial (tipicamente inferior a 10 diâmetros - ver capítulo 1), a definição das curvas p - y perde rapidamente significado à medida que se caminha em profundidade. Assim, para além da faixa superficial em que ocorrem movimentos significativos não é possível inferir a relação entre p e y a partir dos resultados de um ensaio de carga lateral.

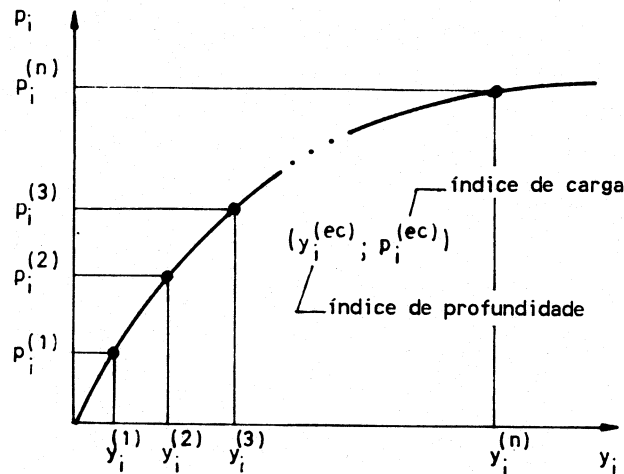


Fig. 3.8 - Definição da curva p - y à profundidade $x = x_i$, a partir dos resultados de ensaios de carga lateral

3.4 - DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE CARGA LATERAL EFECTUADOS

3.4.1 - Generalidades

Uma vez passados em revista os principais aspectos relativamente às técnicas de ensaio e metodologias de interpretação dos seus resultados, vão agora apresentar-se os ensaios de carga lateral efectuados pelo *LNEC* aquando da construção das novas pontes sobre os rios Sado e Arade.

São apenas referidos os ensaios envolvendo estacas isoladas, se bem que, em ambos os casos, tenham sido feitos ensaios de carga lateral sobre grupos de estacas. Em primeiro lugar situam-se as razões que levaram à realização dos ensaios, ao que se segue uma descrição relativamente pormenorizada de cada um dos estudos (descrição geral das obras em causa, características das estacas ensaiadas, características geológicas e geotécnicas dos locais de ensaio e equipamentos de observação e aplicação de cargas utilizados).

3.4.2 - Objectivos dos ensaios

A necessidade de estudos experimentais sobre o comportamento das estacas de fundação das novas pontes sobre os rios Arade e Sado foi suscitada por dificuldades na interpretação dos resultados da caracterização geotécnica tradicional das formações interessadas (ensaios *in situ* e laboratoriais).

Face à dimensão e importância das obras em causa foi julgado conveniente promover a realização de ensaios de carga lateral em verdadeira grandeza sobre estacas especialmente executadas para esse fim (preliminares). A par da aferição dos parâmetros de cálculo utilizados no projecto, os ensaios visavam a recolha de ensinamentos com vista ao alargamento dos conhecimentos no domínio dos mecanismos físicos, envolvidos no funcionamento de estacas sujeitas a cargas laterais.

O objectivo destes ensaios foi então o estudo detalhado das características de interacção solo-estaca, por forma a poder (1) validar/verificar os critérios utilizados no projecto e (2) introduzir os conhecimentos recolhidos em posteriores projectos de obras (ver 3.2.1).

3.4.3 - Ponte sobre o rio Sado

3.4.3.1 - Descrição da obra

A ponte sobre o rio Sado está integrada na Variante de Alcácer do Sal do IP1 (Lisboa-Algarve). A sua construção resultou da necessidade de efectuar o atravessamento da baixa aluvionar do rio Sado por traçado alternativo ao existente. Para além da ponte propriamente dita com 194 m de extensão, as obras de atravessamento incluem dois viadutos de acesso, respectivamente a Norte (480 m) e a Sul (401 m).

Os viadutos de acesso são estruturas com vãos tipo de 30 m e superestrutura contínua em laje vigada. Essa superestrutura é constituída em cada tramo por quatro vigas préfabricadas solidarizadas por uma laje em betão armado.

A ponte é constituída por uma superestrutura em caixão monocelular com três tramos, sendo o central de 85 m e os dois laterais de 54,50 m. As superestruturas quer da ponte quer dos viadutos de acesso, descarregam sobre pilares e nos encontros por intermédio de aparelhos de apoio elastoméricos. Os pilares da ponte e dos viadutos possuem secções tubulares de betão armado, pré-esforçado no caso dos dois pilares

centrais.

As características mecânicas muito desfavoráveis das formações aluvionares interessadas nas fundações das obras, obrigaram a que todo o atravessamento da baixa se faça em estrutura fundada em estacas. As estacas trabalham encastradas de ponta no substrato rochoso (Miocénico), a profundidades variáveis entre os 10 e 50 m. Adoptaram-se estacas verticais em betão armado, moldadas no terreno, com diâmetros de 1,0 e 1,2 m respectivamente para as fundações dos viadutos e da ponte (Reis *et al.*, 1989).

3.4.3.2 - Características das estacas ensaiadas

A necessidade de analisar separadamente o comportamento das estacas de fundação dos viadutos de acesso (diâmetro $B = 1,0 \text{ m}$) e da ponte propriamente dita ($B = 1,2 \text{ m}$) exigiu a realização de dois ensaios distintos.

Para a realização do primeiro foram executadas junto ao pilar P13 (viaduto de acesso Norte), três estacas com 1,0 m de diâmetro e cerca de 24 m de comprimento. Duas delas, distanciadas de 3 diâmetros (3,0 m eixo a eixo), foram solidarizadas por um maciço rígido, enquanto a terceira, distanciada 8 diâmetros do alinhamento das anteriores, foi mantida com a cabeça livre (Fig. 3.9a). Este ensaio foi realizado provocando a divergência entre o conjunto das duas estacas e a estaca isolada, mediante a aplicação de forças ao nível das cabeças (Sêco e Pinto *et al.*, 1990a).

O segundo ensaio (Fig. 3.9b) foi efectuado na vizinhança do pilar P24 (ponte) e consistiu em provocar o afastamento entre duas estacas com um diâmetro nominal de 1,20 m e um comprimento da ordem dos 40 m. Cada uma das estacas foi encabeçada por um dado de forma a não lhe restringir os movimentos da cabeça.

As estacas a ensaiar foram construídas obedecendo aos mesmos requisitos das estacas de serviço da ponte e respectivos viadutos de acesso. Assim, foram executadas por moldagem *in situ* pela técnica designada por "Benotto". Esta técnica consiste em abrir um furo ao abrigo de um encamisamento metálico que vai sendo cravado por avanços sucessivos, extraindo-se o solo do interior do tubo através de uma colher mecânica. Uma vez o furo aberto, procede-se à colocação das armaduras e em seguida à betonagem, que é acompanhada pela retirada progressiva do revestimento metálico.

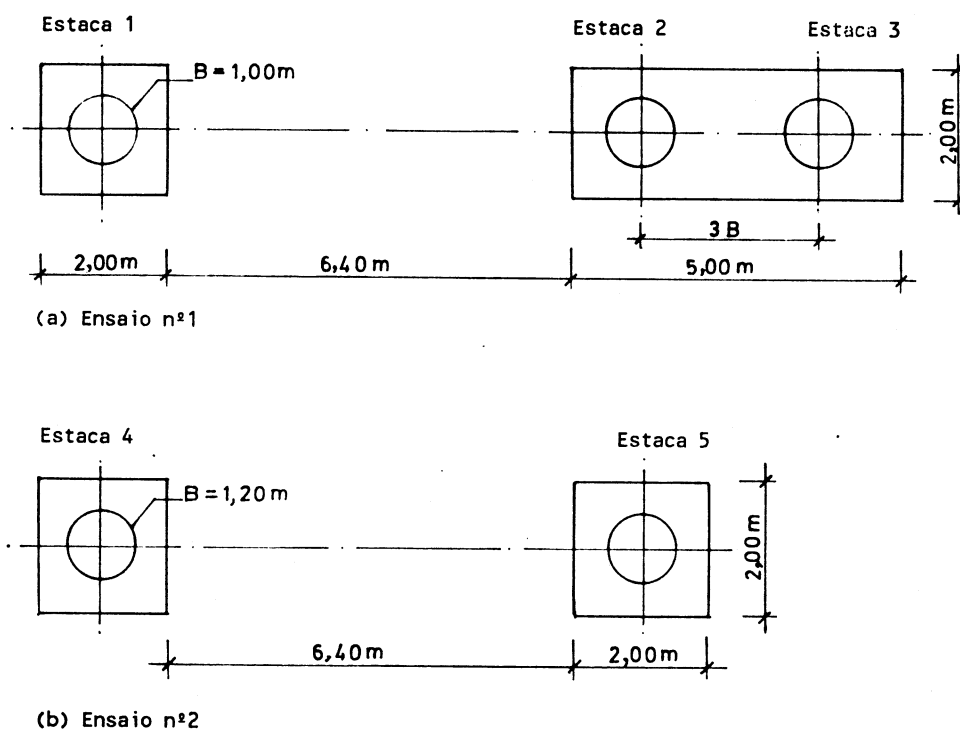


Fig. 3.9 - Ponte sobre o rio Sado - planta esquemática da disposição das estacas ensaiadas (Adaptado de Sousa Coutinho *et al.*, 1991a; 1991b)

As estacas foram construídas com um betão da classe B30. No Quadro 3.1 indicam-se os módulos de elasticidade do betão constituinte de cada uma das estacas ensaiadas. Estes valores foram obtidos a partir de ensaios à compressão simples, efectuados sobre cubos recolhidos durante a amassadura do betão de enchimento.

Quadro 3.1 - Ponte sobre o rio Sado - módulos de elasticidade do betão das estacas ensaiadas

Estaca	E (GPa)
1	29,0
2	29,5
3	29,5
4	31,5
5	30,5

No que se refere às armaduras considera-se um módulo de elasticidade do aço de 200 GPa. A armadura longitudinal das estacas de 1,0 m de diâmetro era constituída por 30 varões de 20 mm, sendo a armadura transversal constituída por cintas helicoidais duplas $\phi 10//.20$. Nas estacas de 1,20 m as armaduras eram constituídas por 35 $\phi 25$ e cintas helicoidais duplas $\phi 12//.20$.

3.4.3.3 - Características geológicas e geotécnicas dos locais de ensaio

Pretendendo-se obter informações tanto quanto possível directamente aplicáveis ao desenvolvimento do projecto, seria lógico localizar os ensaios nas imediações dos locais de implantação, respectivamente das estacas com diâmetro nominal de 1,0 m (viadutos de acesso) e 1,20 m (ponte). Assim, no que diz respeito ao 1º ensaio (diâmetros nominais de 1,0 m) as estacas foram executadas junto ao pilar P13 do viaduto de acesso Norte, enquanto que o segundo (diâmetros nominais de 1,20 m) decorreu junto ao pilar P24 localizado na zona do leito do rio (ponte).

Embora não se pretenda apresentar uma descrição muito pormenorizada das condições geológico-geotécnicas dos locais onde foram executadas as estacas, considera-se indispensável referir genericamente a situação existente e que, desse ponto de vista, caracteriza o meio envolvente interessado pelos ensaios.

A informação disponível resulta duma série de estudos realizados ao longo de diversas campanhas de prospecção, que permitiu numa primeira análise ter uma ideia global bem fundamentada sobre a geologia geral da zona abrangida pela obra¹¹. Essa informação

¹¹As obras de arte atravessam um vale fóssil com cerca de 800 m de largura e 40 m de profundidade máxima escavado nas formações de Alcácer do Sal e da Marateca, pertencentes ao Miocénico médio e superior. O enchimento aluvionar é constituído fundamentalmente por areias médias e grossas mais ou menos lodosas, seixos e calhaus rolados, intercalados com camadas espessas de lodos argilosos e silto-argilosos. A formação de Alcácer do Sal, de origem marinha, é constituída essencialmente por arenitos calcários, areias finas e grossas e argilas margosas. Apresenta uma franja superior mais descomprimida de espessura bastante variável função da constituição litológica dos estratos, sendo, em qualquer caso, considerada como o substrato rochoso ("bed-rock") (Reis *et al.*, 1989).

As formações aluvionares podem ser idealizadas por uma alternância de camadas lodosas e arenosas e caracterizam-se por exibirem uma estratificação muito irregular, ocorrendo em níveis lenticulares. Apesar de tudo, os estudos realizados permitiram estabelecer uma certa diferenciação entre camadas predominantemente arenosas e outras predominantemente lodosas, às quais foi possível atribuir características mecânicas próprias.

foi posteriormente complementada através dos resultados de estudos de caracterização das formações ocorrentes nos locais de fundação dos apoios da estrutura, incluindo naturalmente os locais junto aos quais se previam a realização dos ensaios de estacas. Assim, foram realizados ensaios de penetração SPT e CPT, ensaios de corte rotativo e foram ainda colhidas amostras para ensaios em laboratório (identificação, propriedades índice e compressão simples).

Da consideração global da informação assim recolhida foi feita a respectiva interpretação, tendo-se chegado aos modelos geotécnicos que se indicam na Fig. 3.10, respectivamente para as zonas junto ao pilar P13 (Fig. 3.10a) e P24 (Fig. 3.10b).

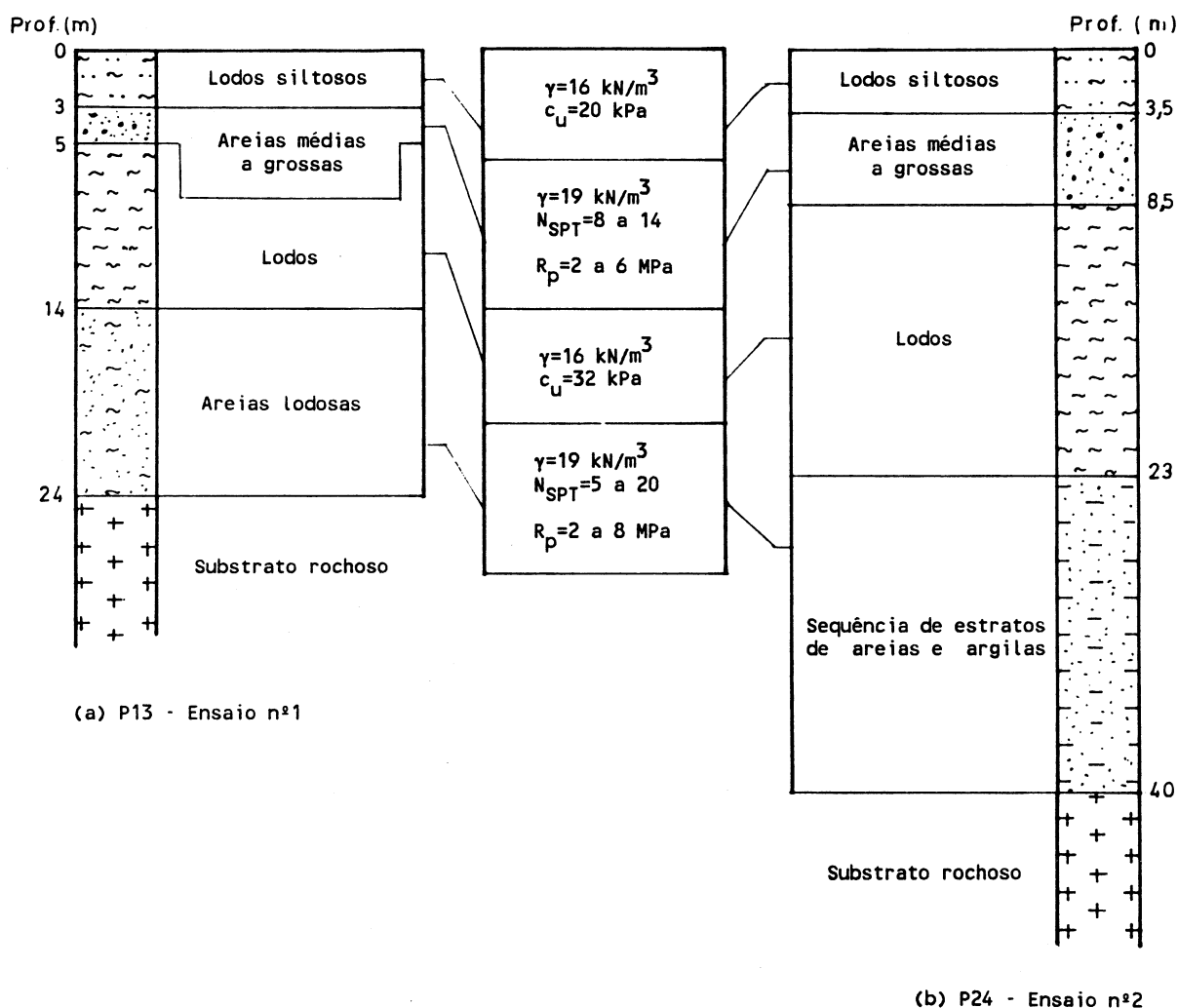


Fig. 3.10 - Ponte sobre o rio Sado - modelos geotécnicos adoptados para os locais de ensaio

3.4.3.4 - Instrumentação das estacas

Tendo presentes os objectivos a alcançar com os ensaios, considerou-se que, para uma dada força aplicada deveriam ser medidos os deslocamentos horizontais e as rotações, quer nas cabeças das estacas, quer ao longo dos fustes e, ainda, as extensões nas armaduras. Por outro lado, análises teóricas do comportamento previsível das estacas, em face das características dos terrenos envolventes, permitiram concluir que a zona em que a distribuição de momentos flectores seria significativa se limitaria a uma faixa superficial, da ordem de duas dezenas de metros (Guedes de Melo, 1985; 1987). Por esta razão, os dispositivos de medição instalados ao longo do fuste das estacas foram restringidos aos primeiros vinte metros (Sousa Coutinho *et al.*, 1991a).

Os equipamentos utilizados para a medição das diferentes grandezas durante os ensaios foram os seguintes:

- 1 - Deslocamentos horizontais das cabeças das estacas e dos maciços de encabeçamento - utilizou-se para esse efeito um sistema de geodesia de posição sendo as medições feitas com teodolitos electrónicos com distanciómetros acoplados.
- 2 - Rotações das cabeças das estacas e dos maciços de encabeçamento - a medição das rotações superficiais foi feita utilizando clinómetros de bolha de ar, instalados sobre bases de apoio previamente fixadas nos pontos de leitura.
- 3 - Rotações e deslocamentos horizontais ao longo das estacas - a medição destas grandezas foi feita recorrendo a tubos de inclinómetro (comprimentos da ordem dos 20 m) previamente instalados nas estacas a ensaiar.
- 4 - Extensões - as extensões foram medidas recorrendo à instalação de 2 células extensométricas (vidé 3.2.3.3) colocadas em posições diametralmente opostas em cada uma das estacas de ensaio. O alinhamento das células era coincidente com o plano de actuação da solicitação horizontal, tendo cada uma delas um comprimento de 20 m.

Os pormenores relativamente à montagem destes equipamentos serão aqui omitidos podendo no entanto ser encontrados na bibliografia (Sousa Coutinho *et al.*, 1991a; 1991b).

3.4.3.5 - Sistema de aplicação das cargas

A aplicação das cargas de ensaio foi efectuada através de um sistema constituído por uma viga e um macaco hidráulico. Os pormenores da montagem e instalação deste dispositivo foram já referidos anteriormente (vidé 3.2.2) pelo que serão agora omitidos. Interessa no entanto referir a necessidade de desligar os dados de encabeçamento do solo envolvente, para que não houvesse mobilização de atrito ao longo das suas bases. Com esse objectivo foi inicialmente colocada uma camada de areia, sobre a qual foi espalhada uma betonilha, que serviu de base à implantação dos maciços de encabeçamento das estacas. Quando foi realizada a descofragem dos dados, a almofada de areia foi removida, deixando os dados completamente libertos.

Refere-se, finalmente, o facto da linha de acção das forças aplicadas na face dos dados de encabeçamento não passar exactamente pela cota das soleiras (cota da cabeça das estacas), e isto apesar dos cuidados tidos na centragem e alinhamento da estrutura de aplicação de cargas. Assim, para além das forças horizontais as estacas de ensaio encontravam-se sujeitas à acção de momentos flectores na cabeça, cujo valor era igual ao produto da força aplicada pelo braço correspondente à excentricidade da sua linha de acção. No Quadro 3.2 é feito um resumo da excentricidade das cargas aplicadas em cada um dos ensaios.

Quadro 3.2 - Ponte sobre o rio Sado - excentricidade das cargas de ensaio

Ensaio	Estaca	Excentricidade (m)	Estaca	Excentricidade (m)
1	1	0,10	2 e 3	0,12
2	4	0,20	5	0,16

3.4.3.6 - Programa de aplicação das cargas

Os planos de cargas a aplicar em cada um dos ensaios foram estabelecidos com base em ciclos de carga e descarga de amplitude crescente, com escalões intermédios entre o zero e o pico de cada ciclo (carregamento estático cíclico - vidé 3.2.4). Nos escalões de pico e nos escalões de final de descarga foi mantida a força ou a sua ausência, para tentar quantificar eventuais efeitos de fluência (Sousa Coutinho *et al.*, 1991a).

Em todos os escalões de carga foram lidos os extensómetros eléctricos, dada a facilidade e rapidez com que tal operação era executada. Já as leituras topográficas dos clinómetros e dos inclinómetros foram menos frequentes, devido à sua maior morosidade. Tais leituras foram realizadas no início e no final de cada ciclo de carga e descarga.

3.4.4 - Ponte sobre o rio Arade

3.4.4.1 - Descrição da obra

A ponte sobre o rio Arade está integrada na variante à actual E.N. 125 paralela à costa Sul algarvia. A sua construção resultou da necessidade de atravessar os vales da ribeira de Boina e do rio Arade a cerca de 1 km a Norte de Portimão.

Trata-se de uma ponte de tirantes que vence o leito actual do rio compreendendo ainda dois viadutos de acesso, sem continuidade estrutural com o tabuleiro. A ponte é constituída por um tabuleiro em betão armado pré-esforçado suspenso a partir de duas torres de betão armado através de cabos múltiplos. As duas torres, em forma de "V" invertido, definem 3 tramos respectivamente com 104,00, 256,00 e 104,00 metros de vão (Rito, 1987).

Tal como no caso da nova ponte sobre o rio Sado, as características mecânicas muito desfavoráveis das formações aluvionares interessadas pelas fundações da obra obrigaram a que se recorresse a estacaria. Mais uma vez as estacas trabalham de ponta, a profundidades variáveis entre os 30 e os 45 metros.

3.4.4.2 - Características das estacas ensaiadas

Foram instrumentadas 3 estacas de betão armado moldadas no terreno. Também aqui a técnica de construção das estacas de ensaio ("Benotto") foi a mesma que a prevista para as estacas de fundação da ponte, procurando-se uma penetração de 2 diâmetros no "bed-rock".

Assim, para a realização do ensaio foram construídas três estacas com diâmetro nominal de 1,10 m e cerca de 44 m de comprimento. Duas delas, distanciadas de 3 diâmetros (3,3 m eixo a eixo), foram solidarizadas por um maciço rígido, enquanto a terceira, distanciada 9 diâmetros do alinhamento das anteriores, foi mantida com a cabeça livre (Fig. 3.11). Tal como no caso da ponte sobre o rio Sado (ensaio nº 1) o ensaio foi

realizado provocando a divergência entre o conjunto de reação (estacas 1 e 2) e a estaca isolada (estaca 3).

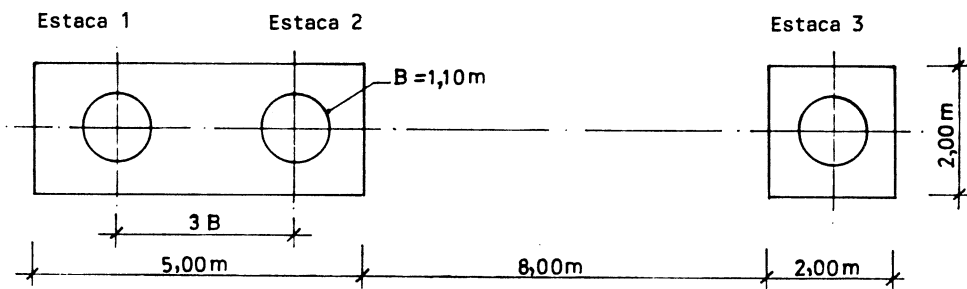


Fig. 3.11 - Ponte sobre o rio Arade - planta esquemática da disposição das estacas ensaiadas

As estacas foram construídas com um betão B30, com módulo de elasticidade da ordem dos 29 GPa. A armadura ($E_s = 200$ GPa) era constituída por $12\phi 25$ e cintas helicoidais $2\phi 8$ com passo 30.

3.4.4.3 - Características geológicas e geotécnicas do local de ensaio

Na zona de implantação da ponte existem formações aluvionares (lodos, areias lodosas e cascalheiras de base) suprajacentes a formações rochosas (calcários do Jurássico e basaltos com intercalações de tufos e brechas vulcânicas).

Tal como anteriormente (3.4.3.3) não se pretende apresentar uma descrição pormenorizada das condições geológico-geotécnicas¹² dos locais de ensaio, sendo no entanto fornecido o modelo interpretativo da globalidade da informação recolhida (Fig. 3.12).

¹²Também neste caso as obras de arte atravessam um vale fóssil, escavado em formações calcárias Jurássicas e basálticas. Relativamente ao enchimento aluvionar a distribuição das formações caracteriza-se por uma alternância, mais ou menos errática, de camadas lodosas e arenosas, suprajacentes a cascalheiras. Os calcários do Jurássico apresentam qualidade variável entre o muito alterado e o são e encontram-se bastante diaclasados, sendo a família de diaclases mais representativa a sub-horizontal. A formação vulcânica é constituída por basaltos, em geral muito alterados, intercalados por níveis piroclásticos constituídos por tufos e brechas vulcânicas, muitas vezes evidenciando grande alteração e mesmo decomposição (Sêco e Pinto *et al.*, 1990b).

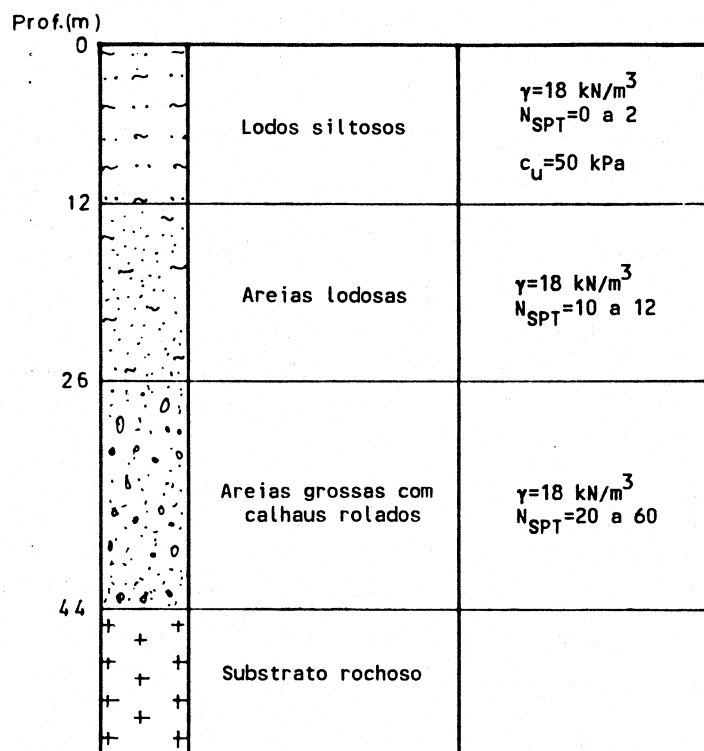


Fig. 3.12 - Ponte sobre o rio Arade - modelo geotécnico adoptado para o local de ensaio

As características geotécnicas das formações aluvionares foram determinadas através da realização de ensaios SPT, CPT, corte rotativo, ensaios com pressiómetro autopercussor e ensaios geofísicos. Foram ainda efectuados ensaios laboratoriais: análises granulométricas, limites de Atterberg e ensaio de consolidação unidimensional (Sêco e Pinto *et al.*, 1990b).

3.4.4.4 - Tecnologia de ensaio

As estacas de ensaio foram instrumentadas de forma em tudo análoga à anteriormente descrita para o caso dos ensaios sobre as fundações da nova ponte sobre o rio Sado. Também neste caso, e pelas mesmas razões (ver 3.4.3.4), os equipamentos de medição instalados em profundidade não ultrapassaram os primeiros 20 metros.

O dispositivo utilizado para a aplicação das cargas de ensaio foi o mesmo da ponte sobre o rio Sado. A excentricidade da carga horizontal em relação à cabeça da estaca 3 era de 0,30 m.

Os cuidados tidos durante a preparação do local de ensaio, por forma a minorar eventuais efeitos de atrito na base dos dado e maciço de encabeçamento das estacas, e os programas de aplicação de cargas utilizados, foram em tudo idênticos aos anteriormente descritos (vidé 3.4.3.5 e 3.4.3.6 respectivamente).

CAPÍTULO 4
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS ESTACAS ENSAIADAS

4.1 - INTRODUÇÃO

Uma vez situadas as técnicas de execução de ensaios de carga lateral em verdadeira grandeza e as metodologias de interpretação dos resultados experimentais com eles obtidos, é agora possível efectuar a análise do comportamento das estacas de fundação das novas pontes sobre os rios Sado e Arade.

Esta análise só se torna possível pelo facto de se dispor dos resultados dos referidos ensaios, considerando-se de extrema importância o tratamento integrado e abrangente de toda a informação então recolhida. Procura-se assim atingir um duplo objectivo: (i) por um lado validar o modelo e o método de cálculo propostos no Capítulo 2 para análise do comportamento de estacas isoladas em deformação lateral; (ii) por outro, e ainda numa perspectiva de validação, avaliar a precisão da metodologia de interpretação dos resultados experimentais descrita no Capítulo 3.

Para tal considerou-se conveniente a divisão da exposição em 3 partes. Na primeira (4.2) procura-se prever o comportamento observado das estacas ensaiadas a partir do algoritmo de cálculo descrito em 2.4.1 e aproveitando as recomendações de Matlock (1970) e Reese *et al.* (1974) para o traçado das curvas p - y . Na segunda (4.3) analisam-se as curvas p - y deduzidas a partir dos resultados experimentais, uma vez que, como é sabido (2.3), se considera ser esta a forma mais conveniente de determinar a relação entre reacções no solo (p) e deslocamentos laterais da estaca (y). Numa terceira parte (4.4) são finalmente referidos os aspectos fundamentais e de síntese a reter do estudo realizado.

4.2 - PREVISÃO DO COMPORTAMENTO COM BASE NA INFORMAÇÃO GEOTÉCNICA DISPONÍVEL

4.2.1 - Generalidades

Tendo como base os modelos geotécnicos adoptados para os locais de ensaio (Figs. 3.10 e 3.12) e atendendo aos procedimentos simplificados que permitem o traçado das curvas p - y , respectivamente para solos coerentes (vidé 2.3.5.2) e incoerentes (2.3.5.3) procurou-se prever o comportamento observado das estacas ensaiadas.

Para tal recorreu-se ao algoritmo de cálculo descrito em 2.4.1 (programa *ESCALA*) que, uma vez fornecidos os parâmetros geotécnicos necessários, permite uma geração automática das curvas p - y de acordo com as recomendações anteriormente referidas.

Pretendeu-se assim verificar até que ponto é que este tipo de correlações empíricas, com algumas propriedades dos solos, permitiam ou não, uma previsão adequada do comportamento em deformação lateral de estacas isoladas.

Seguidamente é feita a comparação entre os resultados experimentais e os obtidos por esta via. Em primeiro lugar tratam-se os dois ensaios realizados sobre as estacas de fundação da nova ponte sobre o rio Sado (4.2.2), e em segundo lugar o ensaio relativo à nova ponte sobre o rio Arade (4.2.3).

A determinação experimental dos esforços e movimentos do fuste das estacas foi feita de acordo com a metodologia descrita em 3.3.2 a partir dos valores medidos das extensões. Conforme se referiu (3.3.2) a aplicação desta metodologia encontra-se restringida às fases dos ensaios que não provocam fissuração por tracção no betão. Assim, na análise seguinte só são considerados os escalões de carga iniciais dos ensaios (até cerca de 2/3 da carga máxima), correspondentes a um comportamento em secção não fendilhada.

4.2.2 - Ponte sobre o rio Sado

4.2.2.1 - Elementos de cálculo

No Quadro 4.1 é fornecido um resumo das características geométricas e mecânicas das estacas ensaiadas e que foram consideradas relevantes para efeitos de cálculo.

Quadro 4.1 - Ponte sobre o rio Sado - características geométricas e mecânicas das estacas ensaiadas

Estaca	Comprimento L (m)	Largura B (m)	Módulo de Elasticidade		Armadura	Secção homogeneizada em relação ao betão	
			Betão E_b (GPa)	Aço E_a (GPa)		E (GPa)	I (m ⁴)
1	24,0	1,00	29,0	200	30 ϕ 20	29,0	0,08465
4	40,0	1,20	31,5	200	35 ϕ 25	31,5	0,19369
5	40,0	1,20	30,5	200	35 ϕ 25	30,5	0,19727

No Quadro 4.2 apresentam-se os esforços aplicados na cabeça de cada uma das três estacas de ensaio para os escalões de carga considerados na análise. Os níveis

máximos de carga apresentados ($H_T = 155 \text{ kN}$ para a estaca 1 e $H_T = 300 \text{ kN}$ para as estacas 4 e 5) correspondem às fases de carga para as quais foi detectado o início da fissuração por tracção na zona das células extensométricas de medida.

Quadro 4.2 - Ponte sobre o rio Sado - escalões de carga considerados na análise

Estaca	H_T (kN)	Excentricidade e (m)	M_T (kNm)
1	50	0,10	5
	100		10
	155		15,5
4	100	0,20	20
	200		40
	300		60
5	100	0,16	16
	200		32
	300		48

No que se refere aos terrenos atravessados os parâmetros geotécnicos considerados para efeitos de cálculo encontram-se resumidos no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Ponte sobre o rio Sado - parâmetros geotécnicos considerados no cálculo

Estrato	Descrição	Limites (m)		Tipo de curva p-y do programa ESCALA	Parâmetros de cálculo
		Estaca 1	Estacas 4 e 5		
1	Lodos siltosos	0-3	0-3,5	Argilas Moles (Matlock, 1970)	$c_u = 20 \text{ kPa}$ $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ $\epsilon_{50} = 0,01$
2	Areias médias a grossas	3-5	3,5-8,5	Areias (Reese et al., 1974)	$\phi' = 30^\circ$ $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $n_h = 10 \text{ MN/m}^3$
3	Lodos	5-14	8,5-23	Argilas Moles (Matlock, 1970)	$c_u = 32 \text{ kPa}$ $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ $\epsilon_{50} = 0,01$
4	Areias lodosas	14-24	23-40	Areias (Reese et al., 1974)	$\phi' = 35^\circ$ $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $n_h = 16,3 \text{ MN/m}^3$
5	Substrato rochoso	24-∞	40-∞	—————	—————

Os valores de c_u e γ apresentados foram obtidos a partir de ensaios de corte rotativo e ensaios laboratoriais, respectivamente. Os valores de ϵ_{50} foram estimados tendo por base as recomendações fornecidas por Matlock (1970) (Quadro 2.3). Uma análise de sensibilidade à variação deste valor dentro dos limites recomendados (Quadro 2.3) permitiu concluir que os resultados obtidos não são afectados pelo valor de ϵ_{50} .

No que se refere ao ângulo de atrito interno das areias (ϕ') os valores adoptados foram obtidos a partir de correlações empíricas com os resultados dos ensaios *SPT*. Neste caso os valores de n_h apresentados são os recomendados por Reese *et al.* (1974) (Quadro 2.4).

Chama-se a atenção para o facto de se ter procurado utilizar parâmetros de cálculo estimados a partir de procedimentos correntes, e sem grande preocupação no refinamento desses valores função dos resultados com eles obtidos, uma vez que o objectivo dos cálculos a realizar era o de prever o comportamento das estacas ensaiadas, admitindo-se desconhecidos os resultados dos ensaios de carga lateral efectuados.

4.2.2.2 - Resultados obtidos

Tendo como base os elementos de cálculo anteriormente referidos foi feita a aplicação do programa *ESCALA* para cada escalão de carga e estaca de ensaio em consideração. Os resultados do cálculo são fornecidos nas Figs. 4.1 a 4.9 onde constam, para além duma representação esquemática da geometria e condições de carga no topo, os diagramas de deslocamento horizontal, rotação, momento flector, esforço transversal e reacção do terreno ao longo do fuste das estacas.

Os diagramas de deslocamentos horizontais e momentos flectores obtidos por via experimental não são apresentados nestas figuras uma vez que, às escalas compatíveis com o formato deste trabalho, a representação sobreposta se tornaria bastante confusa. Assim, optou-se por apresentar estes diagramas apenas para a estaca n°5 e para o escalão de carga $H_T = 300 \text{ kN}$ (Fig. 4.9). Pretende-se assim exemplificar a proximidade entre os resultados obtidos por estas duas vias.

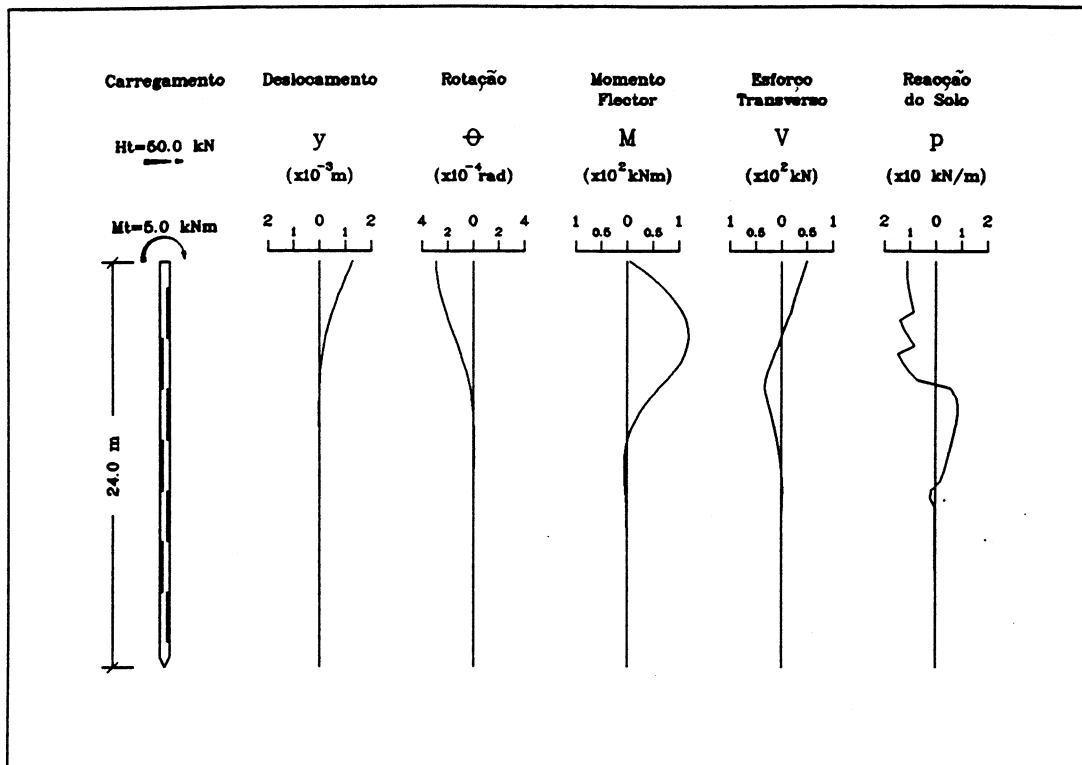


Fig. 4.1 - Resultados do cálculo automático: estaca n^o1, carga de 50 kN no topo

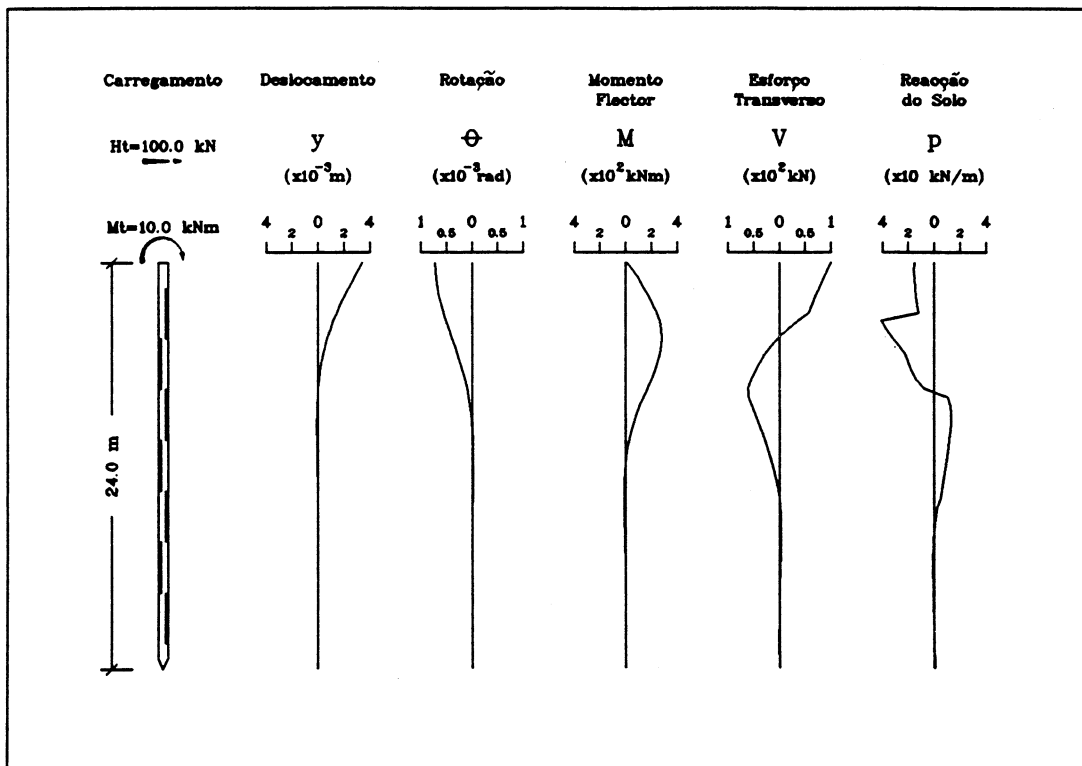


Fig. 4.2 - Resultados do cálculo automático: estaca n^o1, carga de 100 kN no topo

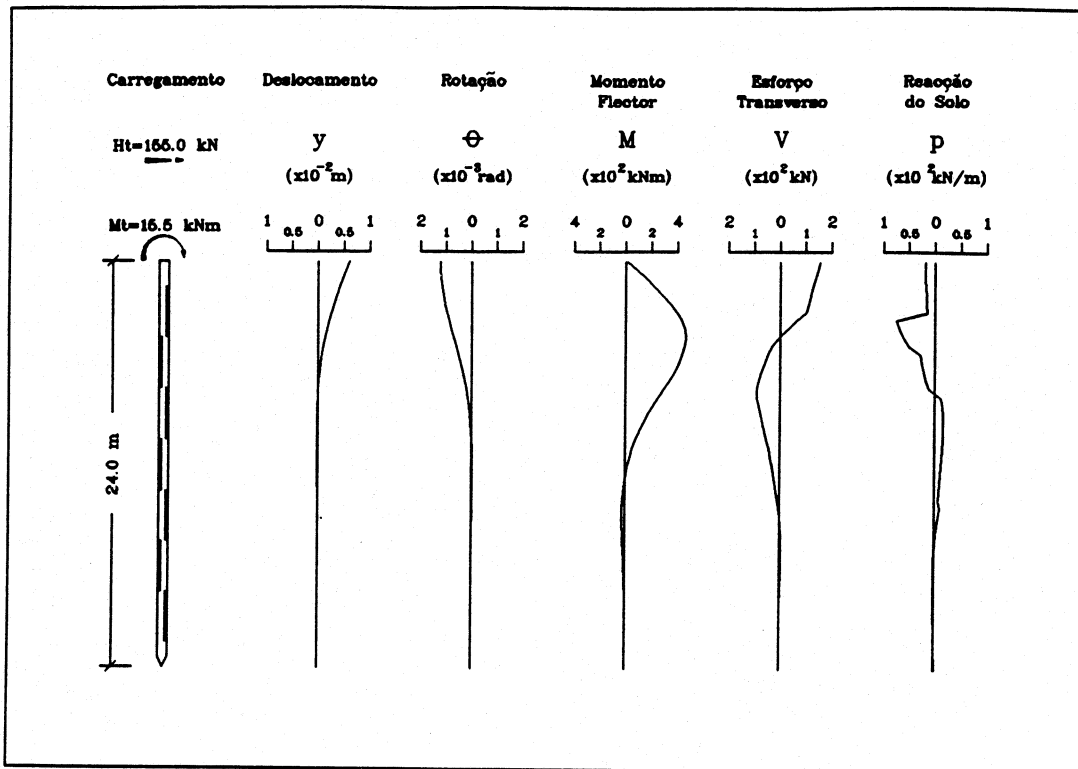


Fig. 4.3 - Resultados do cálculo automático: estaca nº1, carga de 155 kN no topo

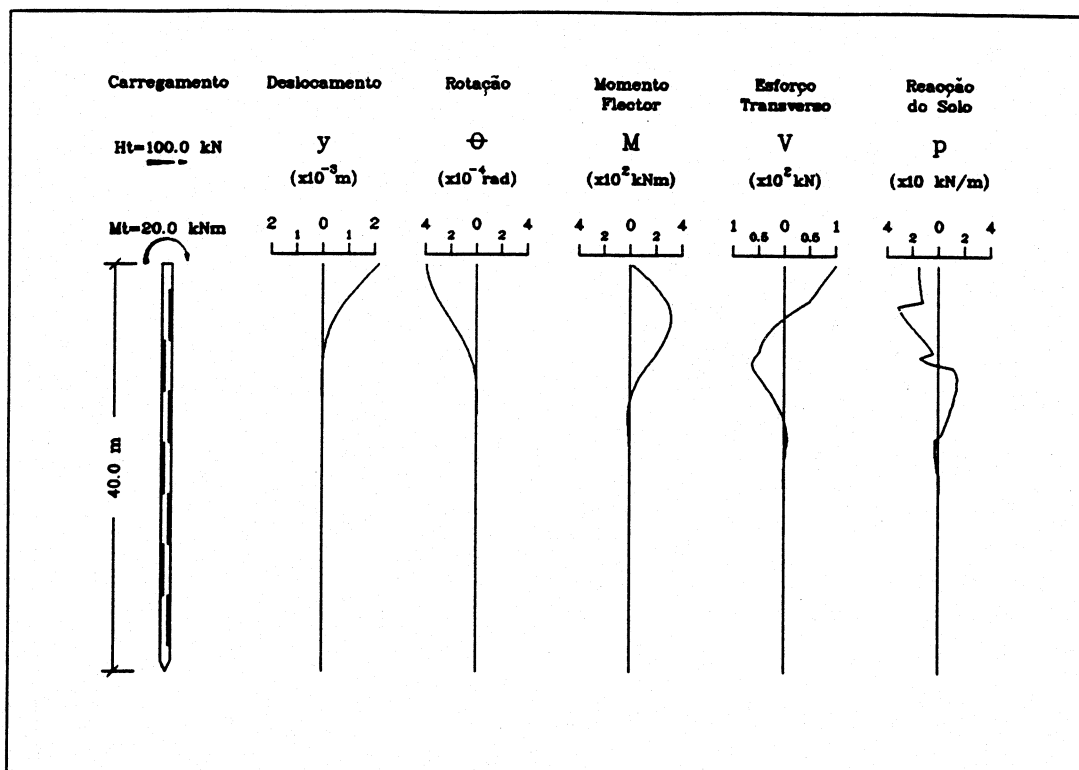


Fig. 4.4 - Resultados do cálculo automático: estaca nº4, carga de 100 kN no topo

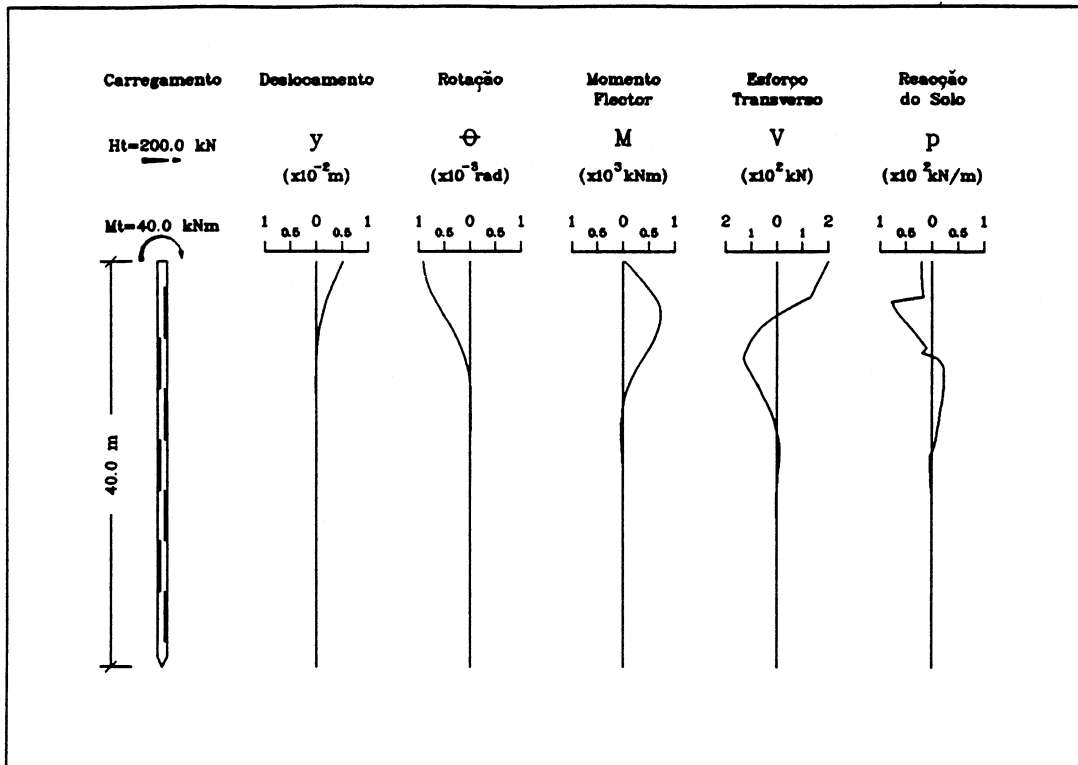


Fig. 4.5 - Resultados do cálculo automático: estaca n°4, carga de 200 kN no topo

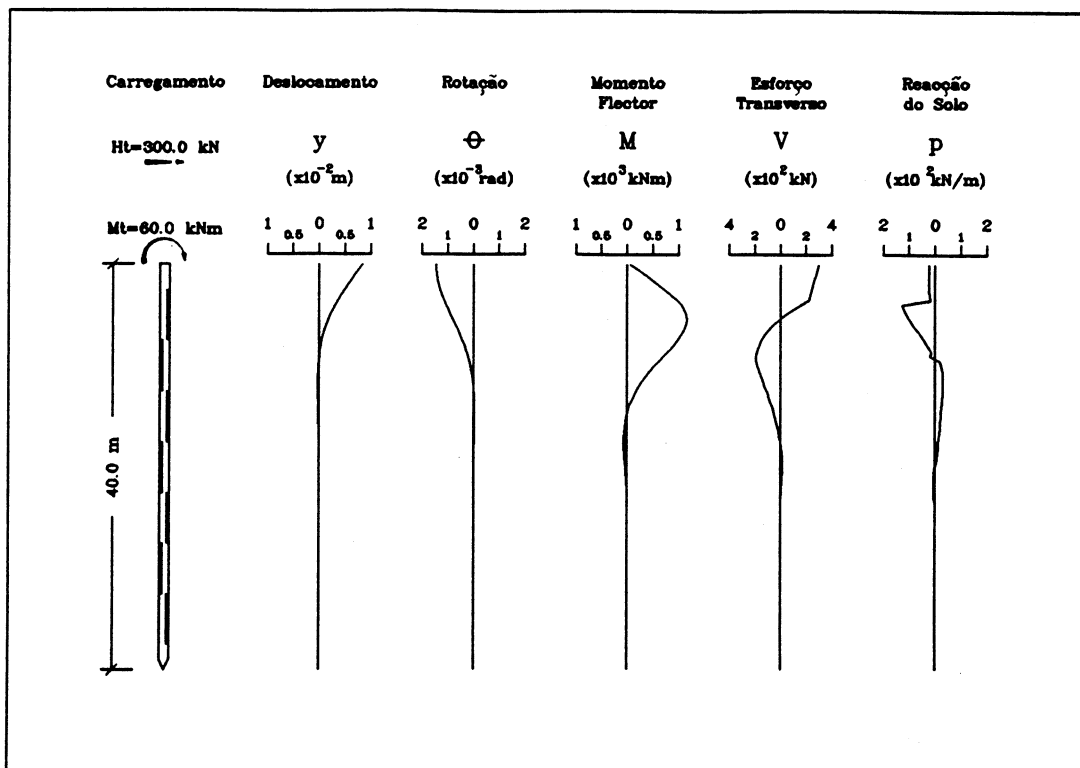


Fig. 4.6 - Resultados do cálculo automático: estaca n°4, carga de 300 kN no topo

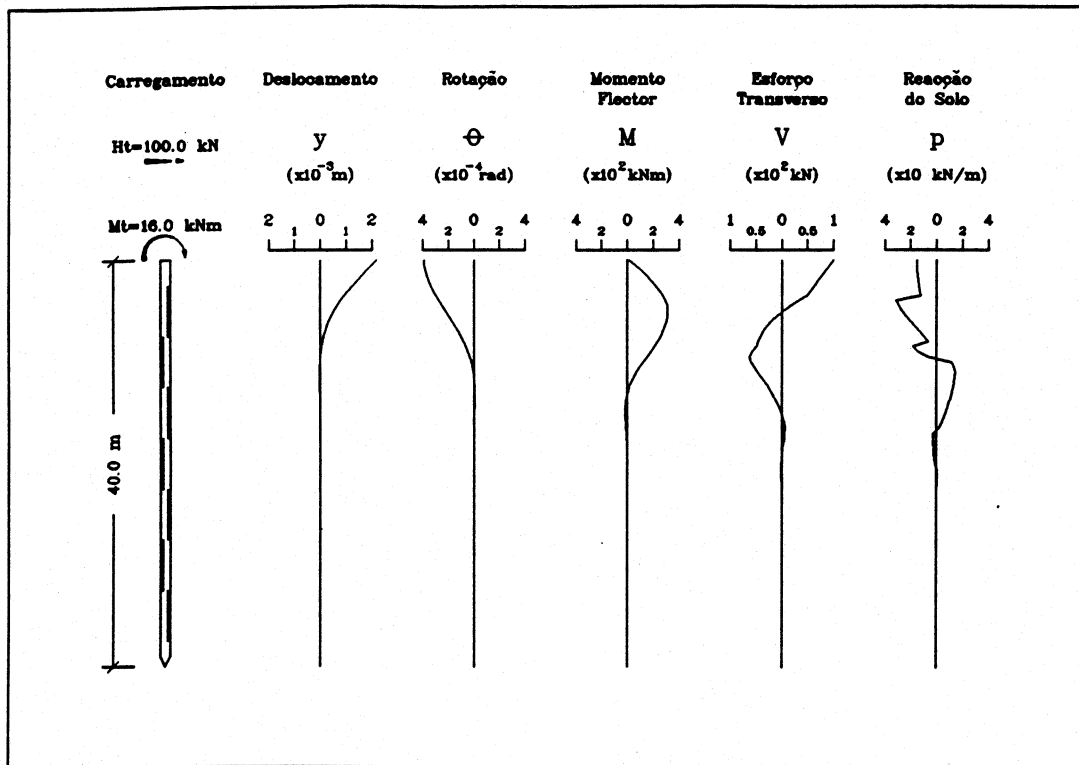


Fig. 4.7 - Resultados do cálculo automático: estaca nº5, carga de 100 kN no topo

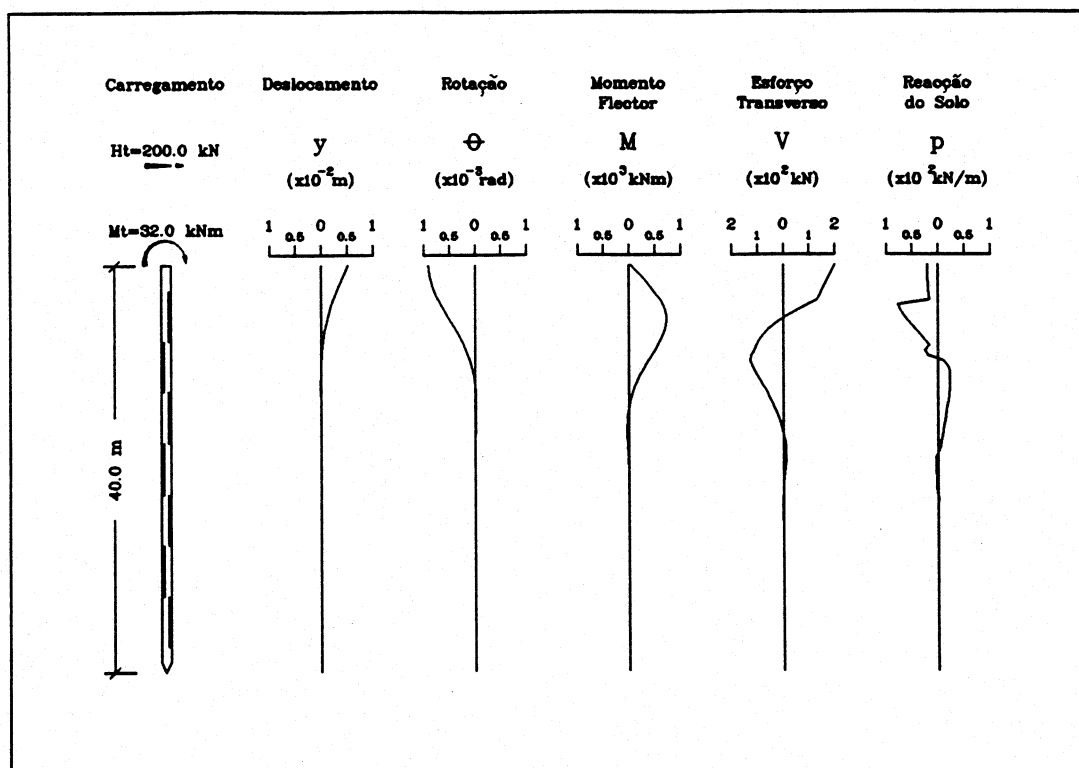


Fig. 4.8 - Resultados do cálculo automático: estaca nº5, carga de 200 kN no topo

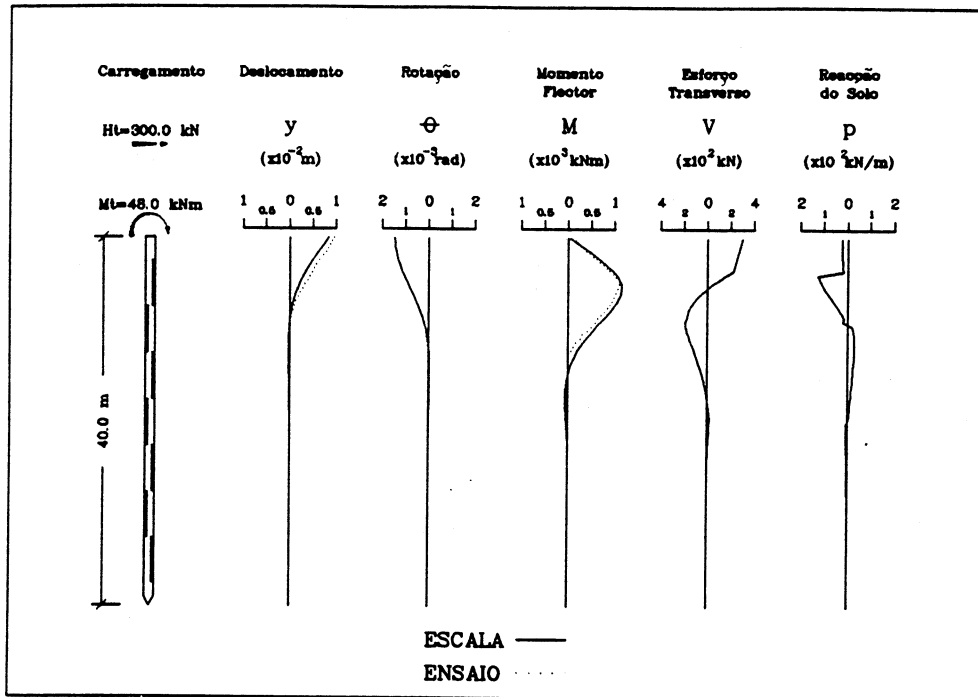


Fig. 4.9 - Resultados do cálculo automático: estaca nº5, carga de 300 kN no topo

De uma maneira geral pode constatar-se o bom acordo entre os resultados experimentais e os calculados. Como forma de explicitar esta afirmação apresenta-se nos Quadros 4.4 a 4.6 e nas Figs. 4.10 a 4.15 um resumo dos resultados mais significativos, respectivamente para os ensaios sobre as estacas 1, 4 e 5.

Quadro 4.4 - Ponte sobre o rio Sado. Estaca nº1 - resumo dos resultados do cálculo

Escalão de carga	y_T (mm)		θ_T (10^{-4} rad)		$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)		$x_{Mm\acute{a}x}$ (m)		$V_{m\acute{a}x}$ (kN)		$x_{Vm\acute{a}x}$ (m)	
	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio
$H_T = 50$ kN	1,3	1,2	2,9	2,7	119	97	4,5	4,5	32	19	7,5	8,0
$H_T = 100$ kN	3,4	2,3	7,2	6,7	281	210	4,5	4,5	61	41	7,5	8,0
$H_T = 155$ kN	6,0	4,8	12,3	11,9	468	400	4,5	4,5	90	77	8,0	8,0

Quadro 4.5 - Ponte sobre o rio Sado. Estaca nº4 - resumo dos resultados do cálculo

Escalão de carga	y_T (mm)		θ_T (10^{-4} rad)		$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)		$x_{Mm\acute{a}x}$ (m)		$V_{m\acute{a}x}$ (kN)		$x_{Vm\acute{a}x}$ (m)	
	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio
$H_T = 100$ kN	2,2	1,8	3,9	4,5	318	276	5	4	63	51	9,5	7,5
$H_T = 200$ kN	5,2	4,5	9,1	10,2	732	595	5,5	4	129	111	9,5	8,0
$H_T = 300$ kN	8,4	8,1	14,6	17,6	1162	1016	5,5	4,5	191	194	9,0	8,0

Quadro 4.6 - Ponte sobre o rio Sado. Estaca nº5 - resumo dos resultados do cálculo

Escalão de carga	y_T (mm)		θ_T (10^{-4} rad)		$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)		$x_{Mm\acute{a}x}$ (m)		$V_{m\acute{a}x}$ (kN)		$x_{Vm\acute{a}x}$ (m)	
	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio
$H_T = 100$ kN	2,2	2,0	3,9	4,6	314	269	5	4	62	50	9,5	8,0
$H_T = 200$ kN	5,2	5,3	9,1	10,9	724	607	5,5	4,5	128	114	9,5	8,5
$H_T = 300$ kN	8,4	9,8	14,5	19,6	1150	1072	5,5	5	190	204	9,5	8,5

PONTE SOBRE O RIO SADO
ESTACA nº 1

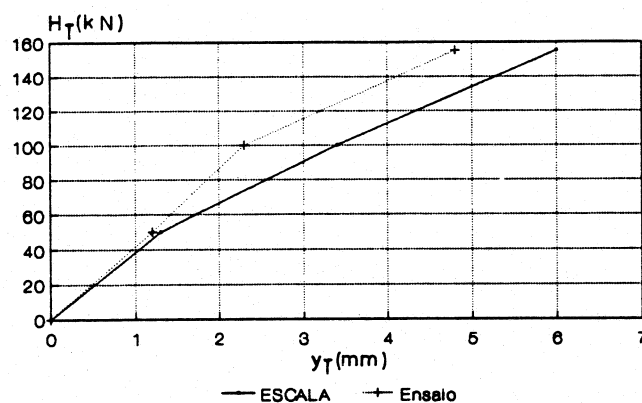


Fig. 4.10 - Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº1, curva carga horizontal (H_T) - deslocamento no topo (y_T)

**PONTE SOBRE O RIO SADO
ESTACA nº 1**

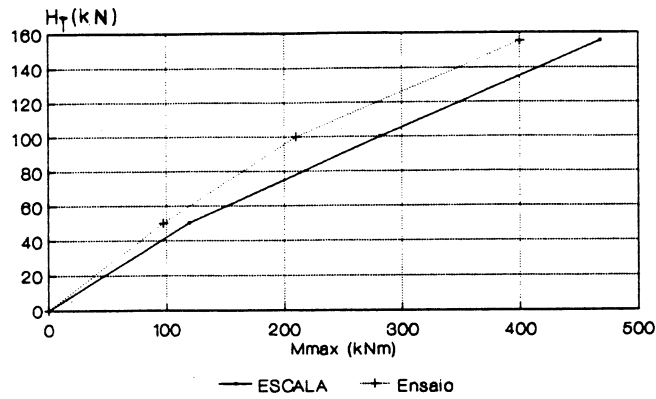


Fig. 4.11 - Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº1, curva carga horizontal (H_T) - Momento flector máximo ($M_{m\acute{a}x}$)

**PONTE SOBRE O RIO SADO
ESTACA nº 4**

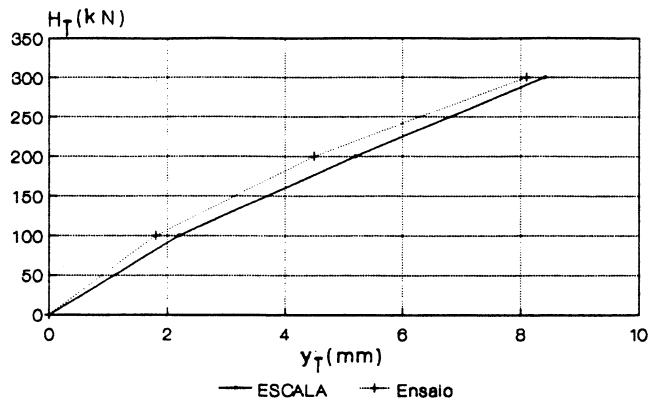


Fig. 4.12 - Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº4, curva carga horizontal (H_T) - deslocamento no topo (y_T)

**PONTE SOBRE O RIO SADO
ESTACA nº 4**

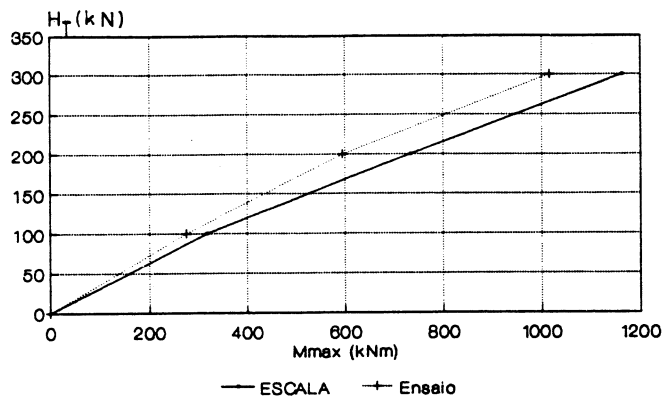


Fig. 4.13 - Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº4, curva carga horizontal (H_T) - Momento flector máximo ($M_{m\acute{a}x}$)

**PONTE SOBRE O RIO SADO
ESTACA nº 5**

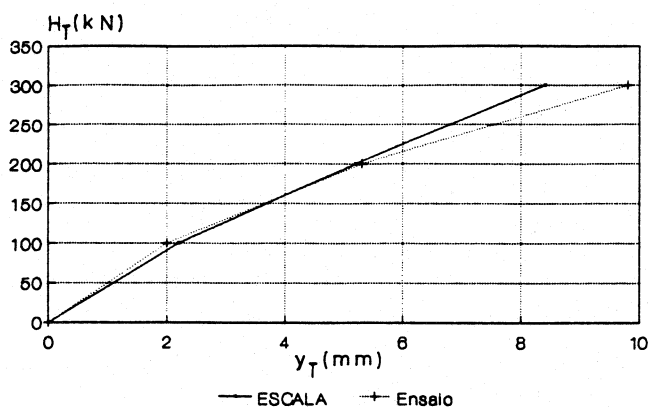


Fig. 4.14 - Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº5, curva carga horizontal (H_T) - deslocamento no topo (y_T)

**PONTE SOBRE O RIO SADO
ESTACA nº 5**

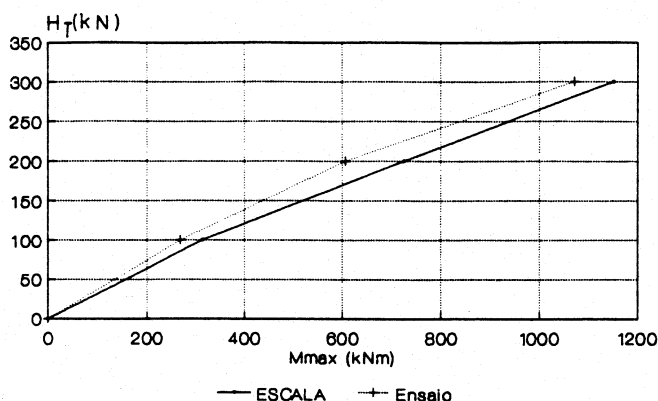


Fig. 4.15 - Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº5, curva carga horizontal (H_T) - Momento flector máximo ($M_{m\acute{a}x}$)

Relativamente aos deslocamentos horizontais na cabeça (y_T) os desvios entre os valores previstos e os valores medidos estão compreendidos entre os 2 e os 48%, sendo o valor médio de 16%. De uma maneira geral pode constatar-se que o cálculo fornece resultados do lado da segurança. No que se refere às rotações na cabeça (θ_T) as diferenças situam-se no intervalo 3 a 26%, oscilando em torno de um valor médio de 13%.

Relativamente aos momentos flectores máximos ($M_{m\acute{a}x}$) os desvios estão compreendidos entre os 7 e os 34%, fornecendo o cálculo resultados sistematicamente do lado da segurança. Em termos médios as diferenças encontradas situam-se nos 19%. No caso dos esforços transversos máximos ($V_{m\acute{a}x}$) as diferenças encontradas distribuem-se no intervalo dos 2 a 68%, sendo o valor médio de 24%.

4.2.3 - Ponte sobre o rio Arade

4.2.3.1 - Elementos de cálculo

Para o ensaio realizado na zona de implantação da ponte sobre o rio Arade consideraram-se os elementos de cálculo constantes dos Quadros 4.7 a 4.9.

Quadro 4.7 - Ponte sobre o rio Arade - características geométricas e mecânicas da estaca isolada ensaiada

Estaca	Comprimento L (m)	Largura B (m)	Módulo de Elasticidade		Secção homogeneizada em relação ao betão	
			Betão E_b (GPa)	Aço E_a (GPa)	Armadura	E (GPa) I (m ⁴)
3	44,0	1,10	29,0	200	12 ϕ 25	29,0 0,10000

Quadro 4.8 - Ponte sobre o rio Arade - escalões de carga considerados na análise

Estaca	H_r (kN)	Excentricidade e (m)	M_r (kNm)
3	100	0,30	30
	150		45
	200		60
	300		90

Quadro 4.9 - Ponte sobre o rio Arade - parâmetros geotécnicos considerados no cálculo

Estrato	Descrição	Limites (m)	Tipo de curva p-y do programa ESCALA	Parâmetros de cálculo
1	Lodos siltosos	0-12	Argilas Médias (Matlock, 1970)	$c_u = 50$ kPa $\gamma = 18$ kN/m ³ $\epsilon_{60} = 0,01$
2	Areias lodosas	12-26	Areias (Reese et al., 1974)	$\phi' = 30^\circ$ $\gamma = 18$ kN/m ³ $n_h = 10$ MN/m ³
3	Areias grossas	26-44	Areias (Reese et al., 1974)	$\phi' = 35^\circ$ $\gamma = 18$ kN/m ³ $n_h = 16,3$ MN/m ³
4	Substrato rochoso	44- ∞	—————	—————

O valor de c_u apresentado para a camada de lodos (50 kPa) foi obtido a partir de ensaios pressiométricos executados nas imediações do local de ensaio. Os valores de γ foram obtidos directamente a partir de resultados de ensaios laboratoriais. Os restantes parâmetros foram estimados ou a partir de correlações com os resultados SPT (ϕ' das areias) ou recorrendo às recomendações fornecidas por Matlock (1970) e Reese *et al.* (1974) - ϵ_{50} dos lodos e n_h das areias respectivamente.

Também neste caso não houve qualquer preocupação no sentido de refinar os valores dos parâmetros de cálculo como forma de conseguir um melhor ajustamento aos resultados experimentais.

4.2.3.2 - Resultados obtidos

Os resultados obtidos por aplicação do programa *ESCALA* tendo por base os elementos de cálculo apresentados são fornecidos nas Figs. 4.16 a 4.19.

Mais uma vez se constata o bom acordo entre resultados experimentais e calculados. No Quadro 4.10 e nas Figs. 4.20 e 4.21 faz-se um resumo dos resultados mais significativos para efeitos de comparação entre valores experimentais e calculados.

Quadro 4.10 - Ponte sobre o rio Arade. Estaca nº3 - resumo dos resultados do cálculo

Escalão de carga	y_T (mm)		θ_T (10^{-4} rad)		$M_{m\acute{a}x}$ (kNm)		$x_{Mm\acute{a}x}$ (m)		$V_{m\acute{a}x}$ (kN)		$x_{Vm\acute{a}x}$ (m)	
	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio	ESCALA	Ensaio
$H_T = 100$ kN	1,3	1,2	3,5	3,3	194	166	3,5	3,0	53	30	6,0	6,0
$H_T = 150$ kN	2,7	2,3	6,7	5,4	327	264	4,0	3,0	79	51	7,0	6,0
$H_T = 200$ kN	4,7	5,0	10,6	8,2	473	371	4,0	3,0	104	74	7,5	6,5
$H_T = 300$ kN	10,1	10,0	20,1	16,5	796	615	4,5	4,0	155	109	8,5	7,5

Relativamente aos deslocamentos horizontais na cabeça (y_T) os desvios entre os valores previstos e os valores medidos estão compreendidos entre 1 e 17%, sendo o valor médio de 8%. De uma maneira geral pode constatar-se que o cálculo fornece resultados do lado da segurança. No que se refere às rotações na cabeça (θ_T) as diferenças situam-se no intervalo 6 a 29%, oscilando em torno de um valor médio de 20%.

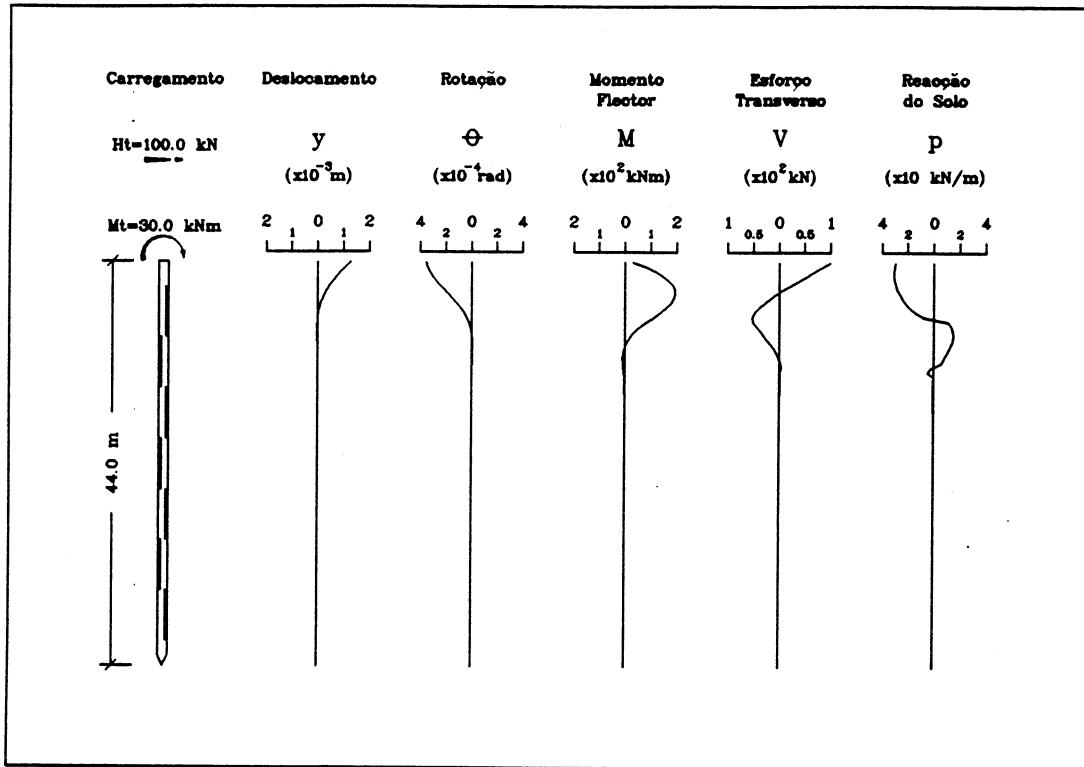


Fig. 4.16 - Resultados do cálculo automático: estaca nº3, carga de 100 kN no topo

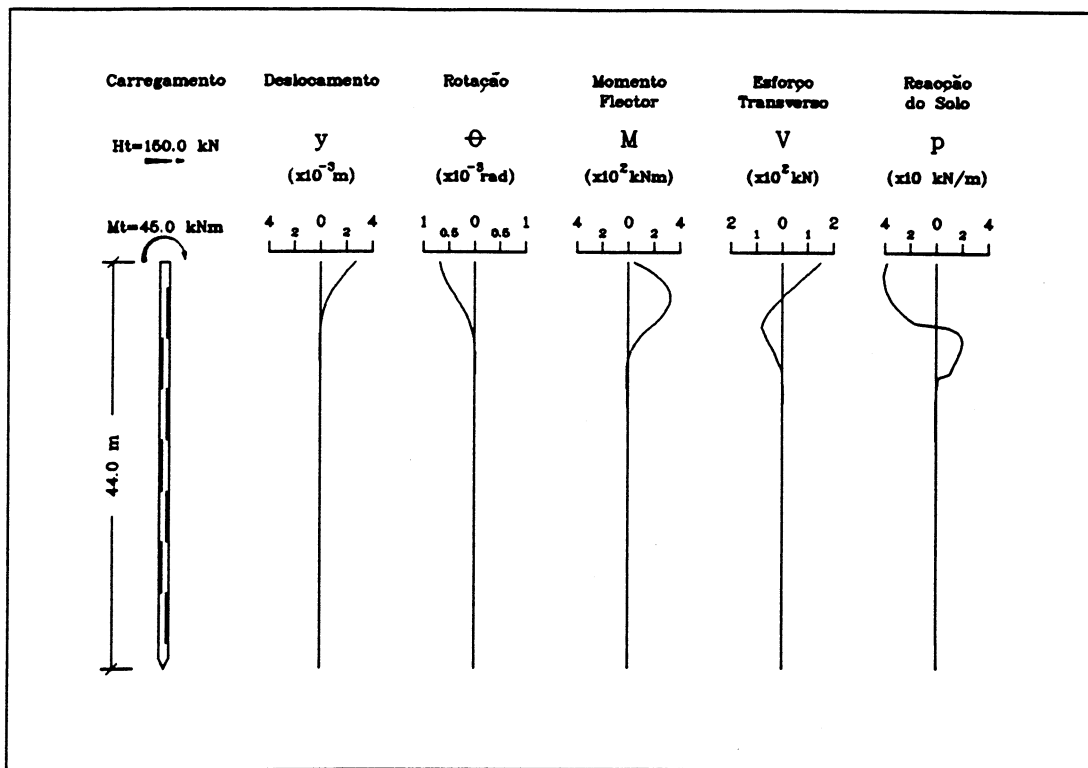


Fig. 4.17 - Resultados do cálculo automático: estaca nº3, carga de 150 kN no topo

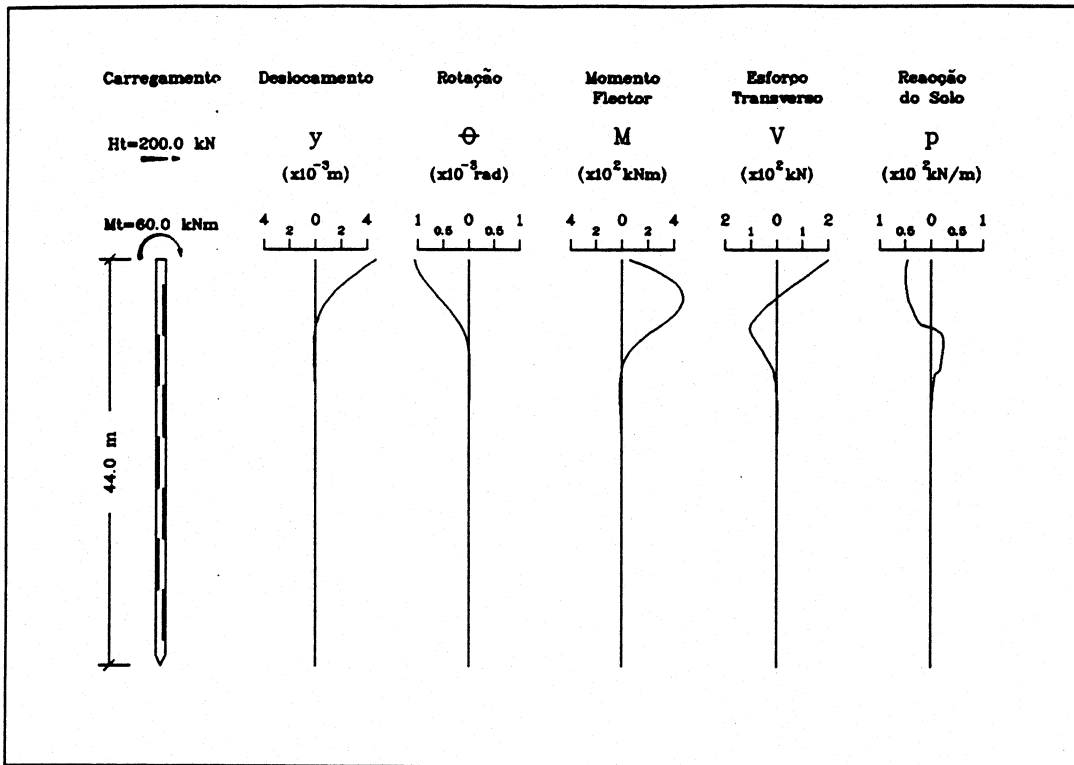


Fig. 4.18 - Resultados do cálculo automático: estaca nº3, carga de 200 kN no topo

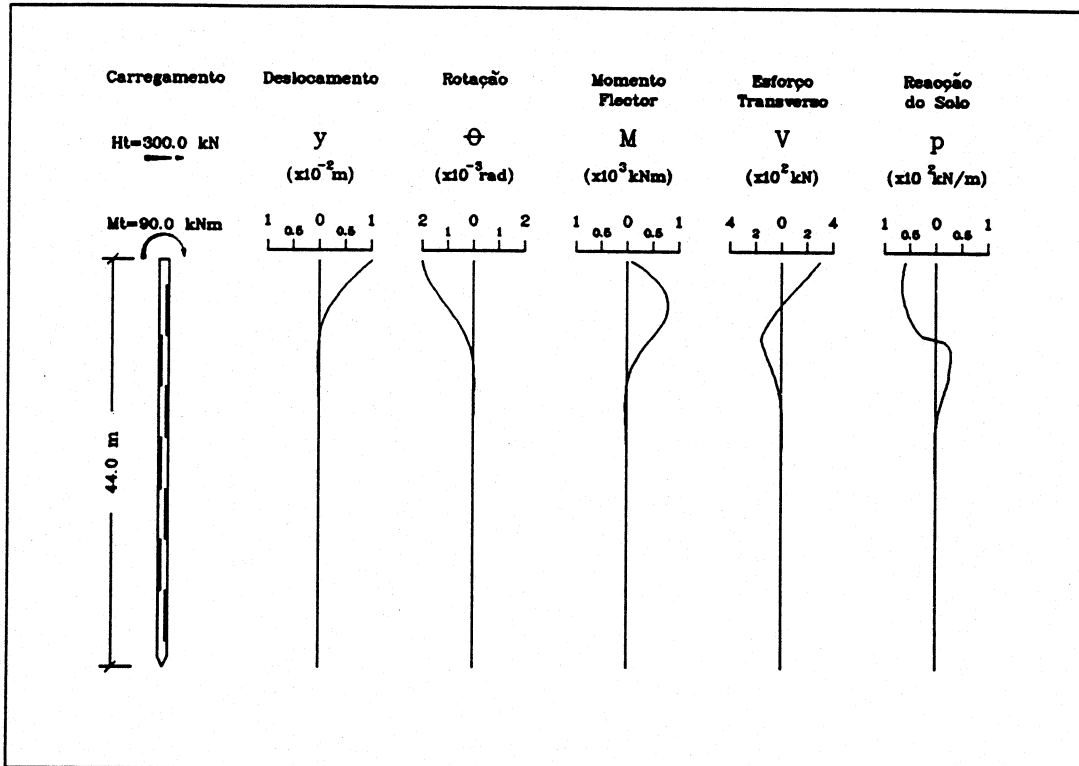


Fig. 4.19 - Resultados do cálculo automático: estaca nº3, carga de 300 kN no topo

**PONTE SOBRE O RIO ARADE
ESTACA nº 3**

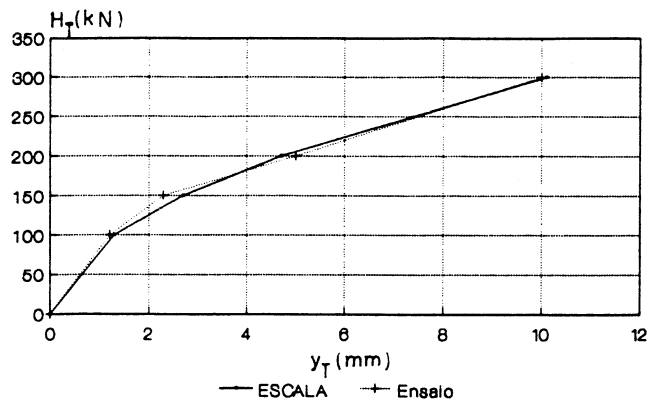


Fig. 4.20 - Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº3, curva carga horizontal (H_T) - deslocamento no topo (y_T)

**PONTE SOBRE O RIO ARADE
ESTACA nº 3**

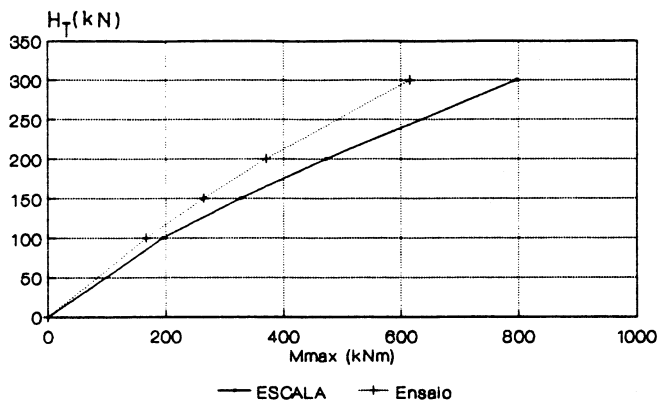


Fig. 4.21 - Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca nº3, curva carga horizontal (H_T) - Momento flector máximo ($M_{m\acute{a}x}$)

No caso dos momentos flectores máximos ($M_{m\acute{a}x}$) os desvios estão compreendidos entre os 17 e os 29%, fornecendo o cálculo resultados do lado da segurança. Em termos médios as diferenças encontradas situam-se nos 24%.

Relativamente aos esforços transversos máximos ($V_{m\acute{a}x}$) verifica-se um acréscimo significativo nas diferenças encontradas. Efectivamente, os desvios entre o cálculo e os resultados experimentais oscilam entre os 40 e os 77%, sendo o valor médio de 54%.

Esta tendência é aliás confirmada pelos resultados do cálculo anterior (Ponte sobre o rio Sado) onde, se bem que de uma forma menos flagrante, os desvios entre esforços

transversos calculados e experimentais são claramente superiores aos restantes (vidé 4.2.2.2).

Como se verá adiante (secção 4.3), este facto parece estar mais relacionado com a precisão da metodologia utilizada para determinar a evolução em profundidade dos esforços transversos a partir dos valores medidos das extensões, do que, com a validade do modelo e método de cálculo para prever adequadamente a evolução da referida grandeza em profundidade.

4.3 - ANÁLISE REGRESSIVA DO COMPORTAMENTO EXIBIDO

4.3.1 - Generalidades

Conforme se referiu anteriormente (3.3.3) para além da determinação de esforços e evolução de movimentos em profundidade, o tratamento adequado dos resultados experimentais permite estabelecer as curvas p - y correspondentes a cada uma das estacas ensaiadas.

Assim, pareceu de toda a conveniência proceder à comparação entre a relação p - y inferida a partir dos resultados dos ensaios de carga lateral, de acordo com a metodologia descrita em 3.3.3, e as curvas p - y traçadas a partir de critérios empíricos (Matlock, 1970 e Reese *et al.*, 1974). Esta análise encontra-se no entanto restringida a uma faixa relativamente superficial de terreno (neste caso da ordem dos 5 m), uma vez que os deslocamentos e reacções do solo se tendem a anular muito rapidamente (vidé 3.3.3), impossibilitando assim o traçado das curvas experimentais em profundidade.

Esta limitação obrigou desde logo a que só pudesse ser feita uma análise comparativa para as camadas de lodos superficiais (Figs. 3.10 e 3.12), invalidando à partida qualquer tentativa de estudo do comportamento das camadas arenosas mais profundas.

Refira-se finalmente o facto de a profundidade mínima a que se pode determinar experimentalmente uma curva p - y estar condicionada ao primeiro ponto de medição de extensões. Efectivamente, a não ser que se proceda a extrapolações dificilmente defensáveis dum ponto de vista teórico, os polinómios interpoladores das extensões, utilizados no decurso da interpretação dos resultados dos ensaios (vidé 3.3.2), só são válidos para profundidades superiores à do primeiro ponto de medida das células

extensométricas. No caso presente (estacas 1, 3, 4 e 5) o primeiro ponto de medida ocorria à profundidade de 1 m. Assim, acima daquele valor não foi possível inferir curvas p - y a partir dos ensaios em verdadeira grandeza efectuados.

Se se atender à importância determinante que a faixa superficial de terreno tem sobre a resposta em deformação lateral de estacas isoladas, esta limitação constitui sem dúvida um óbice à realização da análise pretendida. Apesar de tudo considerou-se importante proceder à referida comparação.

4.3.2 - Ponte sobre o rio Sado

4.3.2.1 - Comparação das curvas p - y recomendadas por Matlock (1970) com as obtidas a partir dos ensaios

Nas Figs. 4.22 a 4.24 é apresentada uma representação comparativa das curvas p - y obtidas a partir dos ensaios de carga lateral por aplicação da metodologia descrita em 3.3.3 e das recomendadas por Matlock (1970). Consideraram-se quatro curvas ($x = 1,0; 1,5; 2,0$ e $2,5$ m) relativamente superficiais por forma a conseguir visualizar a evolução do comportamento reológico em profundidade.

PONTE SOBRE O RIO SADO ESTACA n° 1

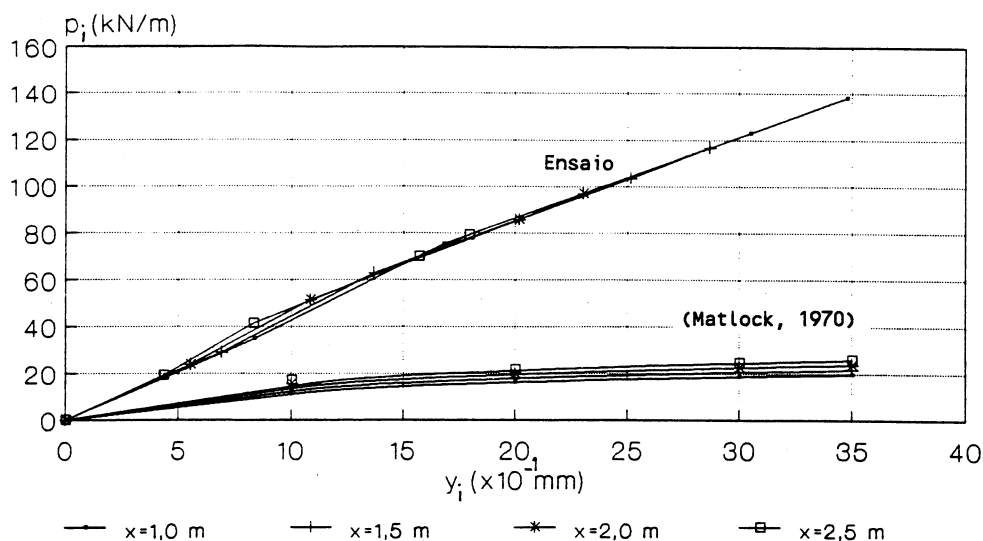


Fig. 4.22 - Curvas p - y da estaca n°1: comparação entre os resultados experimentais e as recomendações de Matlock (1970)

PONTE SOBRE O RIO SADO ESTACA nº 4

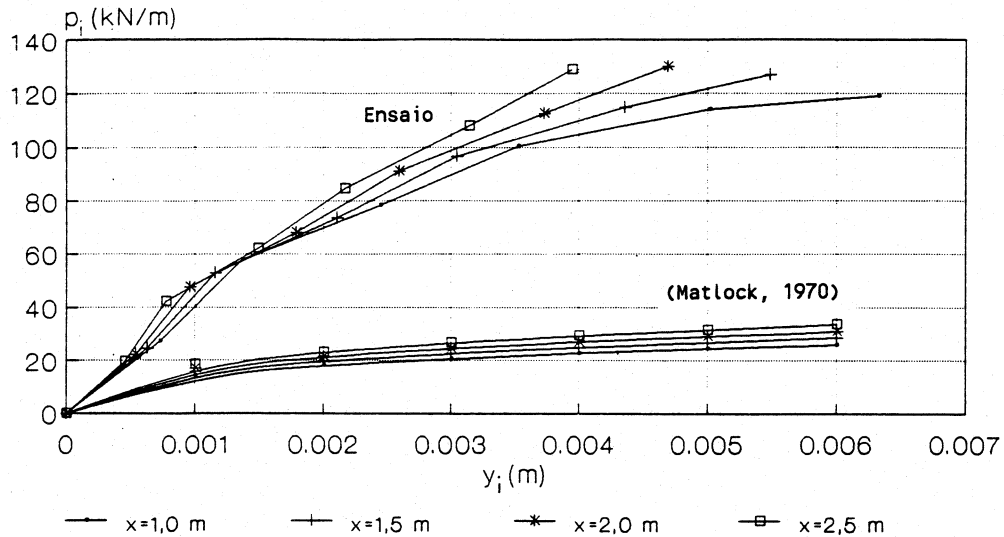


Fig. 4.23 - Curvas p - y da estaca nº4: comparação entre os resultados experimentais e as recomendações de Matlock (1970)

PONTE SOBRE O RIO SADO ESTACA nº 5

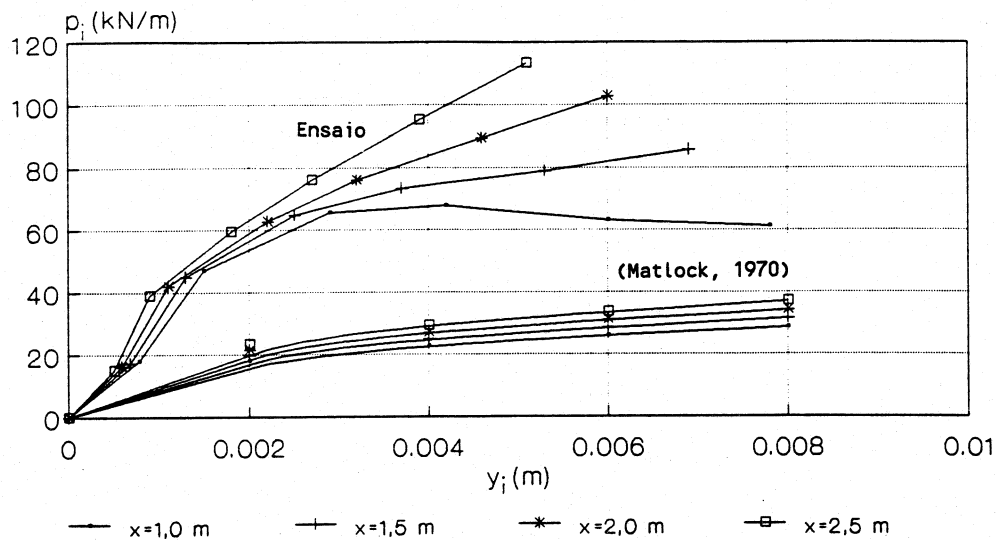


Fig. 4.24 - Curvas p - y da estaca nº5: comparação entre os resultados experimentais e as recomendações de Matlock (1970)

Relativamente à estaca nº 1 a relação $p-y$ deduzida experimentalmente é praticamente linear, podendo verificar-se uma ligeira tendência para o aumento do módulo de reacção com a profundidade (Fig. 4.22). No que diz respeito às curvas deduzidas para as estacas 4 e 5 esta tendência é particularmente notória, tornando-se a relação claramente não linear (Figs. 4.23 e 4.24).

Da comparação das curvas experimentais com as recomendadas por Matlock (1970) ressaltam as seguintes considerações:

- Em todos os casos as curvas $p-y$ deduzidas experimentalmente só abarcam zonas de comportamento à quem do deslocamento $3y_{50}$ (Fig. 2.4), ou seja, as curvas deduzidas são apenas comparáveis com os troços iniciais das curvas empíricas;
- A consequência imediata deste tipo de comportamento é a de o facto do carregamento ser cíclico não ter qualquer tipo de influência na forma das curvas recomendadas, uma vez que as estacas situaram a sua resposta numa faixa de deslocamentos muito baixa. Conclui-se portanto que relativamente às recomendações de Matlock (1970) o comportamento exibido se situa a baixos níveis de deformação;
- As curvas experimentais são sistematicamente mais rígidas do que as recomendadas.

4.3.2.2 - Previsão do comportamento com base nas curvas $p-y$ obtidas a partir dos ensaios

Se bem que as curvas $p-y$ deduzidas experimentalmente não permitam uma previsão da resposta das estacas quando sujeitas aos diferentes escalões de carga, uma vez que só foi possível a sua definição para profundidades variando entre 1 e 5 m, pode-se concluir que a resposta lateral das estacas ensaiadas, admitindo como válidas as relações $p-y$ deduzidas experimentalmente, seria bastante mais rígida do que o comportamento observado.

Esta conclusão foi aliás confirmada através da aplicação do programa *ESCALA* nas seguintes condições:

- 1- reduzindo os esforços aplicados na cabeça das estacas ensaiadas a esforços equivalentes a 1 m de profundidade;
- 2- tomando as curvas $p-y$ deduzidas a partir dos resultados dos ensaios para profundidades variando entre 1 e 5 m (Quadro 2.6 - curva tipo 9);
- 3- e admitindo que abaixo dos 5 m de profundidade a relação $p-y$ era dada por $p = -n_h \cdot x \cdot y$, com $n_h = 10000 \text{ kN/m}^3$.

Neste cálculo utilizaram-se portanto apenas as curvas obtidas a partir dos ensaios até à profundidade de 5 m. Efectivamente, a partir desta profundidade ocorrem "anomalias" nas curvas $p-y$ deduzidas experimentalmente (valores de p e y com o mesmo sinal, valores de y decrescentes quando a carga no topo aumenta, etc), que não são suportáveis pelo modelo de cálculo, nomeadamente porque os valores de deslocamento são muito próximos de zero, tornando-se praticamente impossível uma definição adequada da relação pretendida.

O valor de n_h adoptado (10000 kN/m^3) é meramente indicativo e deve ser tomado como uma ordem de grandeza. Para testar a influência do valor de n_h nos resultados obtidos por esta via efectuaram-se mais 2 cálculos. O primeiro admitindo um valor para n_h 10 vezes inferior (1000 kN/m^3) e o segundo com n_h 10 vezes superior (100000 kN/m^3) ao valor de referência. As diferenças encontradas em termos de deslocamento ao nível da cabeça equivalente da estaca (1 m de profundidade) foram da ordem dos 27% ora no sentido do aumento do deslocamento (1º cálculo), ora no sentido da sua diminuição (2º cálculo), pondo mais uma vez em evidência o facto de serem os metros iniciais de terreno os que determinam o comportamento em deformação lateral de estacas isoladas.

A ideia de utilizar as curvas $p-y$ deduzidas a partir dos ensaios, associadas a relações do tipo $p = -n_h \cdot x \cdot y$ ou $p = -k_{ht} \cdot y$ em profundidade não é original. Efectivamente, muitos autores propõem o recurso a este tipo de cálculos para obviar ao facto de não ser possível uma definição das curvas $p-y$ para profundidades elevadas, a partir de ensaios em verdadeira grandeza (Okahara *et al.*, 1991).

O facto das curvas $p-y$ deduzidas experimentalmente serem claramente mais rígidas do que as reais parece estar ligado a um conjunto de erros sistemáticos que se sobrepõem na aplicação da metodologia descrita em 3.3.3 e que seguidamente se passam em revista.

Em primeiro lugar, e no caso particular dos ensaios em questão, foi utilizado um único polinómio para o ajustamento aos valores das extensões medidas (Fig. 4.25). Sendo o terreno estratificado será de esperar uma resposta diferenciada das camadas consideradas, sobretudo logo na faixa superficial para os lodos e areias médias (Fig. 3.10) com características de deformabilidade muito diferentes.

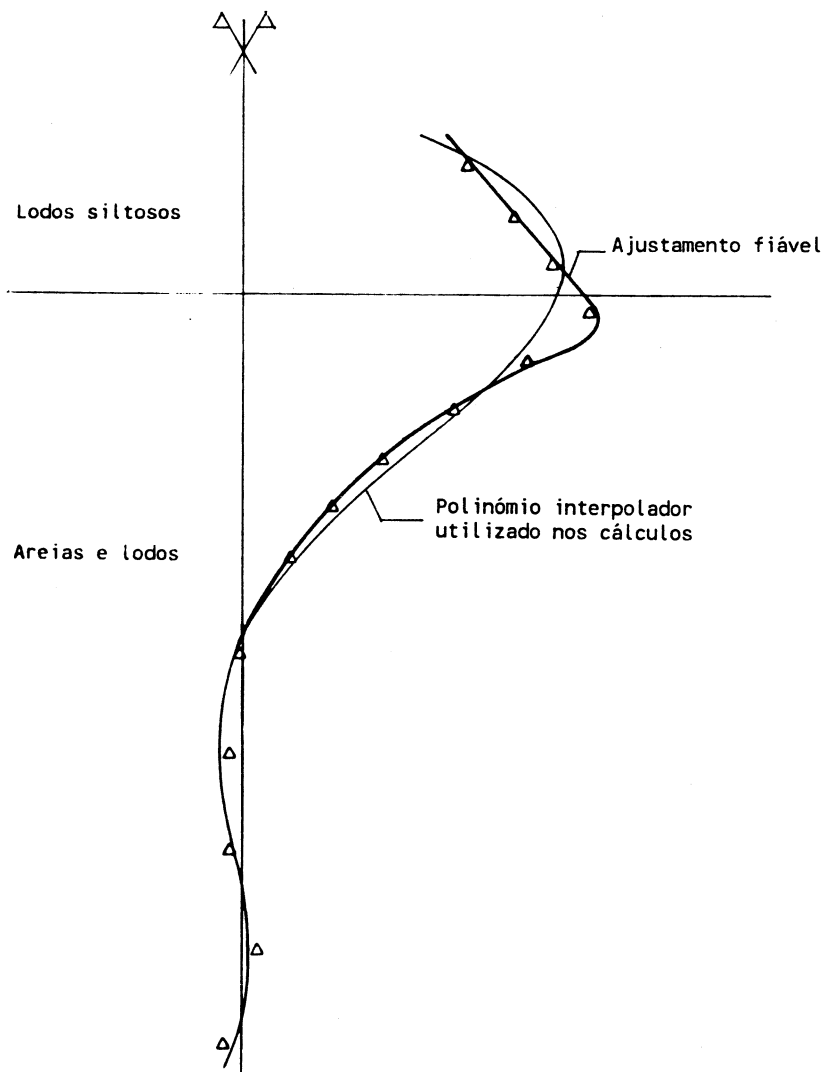


Fig. 4.25 - Estaca nº4 - extensões lidas e interpoladas do carregamento $H_T = 100 \text{ kN}$ (Adaptado de Sousa Coutinho *et al.*, 1991b)

Ao utilizar um único polinómio interpolador para todo o comprimento das estacas "suavizam-se" as diferenças de resposta entre camadas (Fig. 4.25) e, assim, introduzem-se erros, que embora não afectem sobremaneira os valores calculados dos momentos flectores (M) são ampliados pela dupla diferenciação necessária ao compto de ρ (ver equação 3.10).

Seria pois aconselhável a utilização de vários polinómios interpoladores de

extensões, tantos quantos o número de camadas consideradas nos modelos geotécnicos do local de ensaio. Em vez de polinómios, o recurso a outro tipo de funções de interpolação que permitam um ajustamento local a variações de comportamento, constitui forma alternativa de tentar obviar aos erros introduzidos na análise por esta via de interpretação (Fig. 4.25).

4.3.3 - Ponte sobre o rio Arade

4.3.3.1 - Comparação das curvas p - y recomendadas por Matlock (1970) com as obtidas a partir do ensaio

Na Fig. 4.26 são apresentadas as curvas p - y ($x = 1,0; 1,5; 2,0$ e $2,5$ m) deduzidas a partir do ensaio de carga lateral da estaca nº 3. Na mesma figura apresentam-se as curvas correspondentes traçadas a partir das recomendações de Matlock (1970).

PONTE SOBRE O RIO ARADE ESTACA nº 3

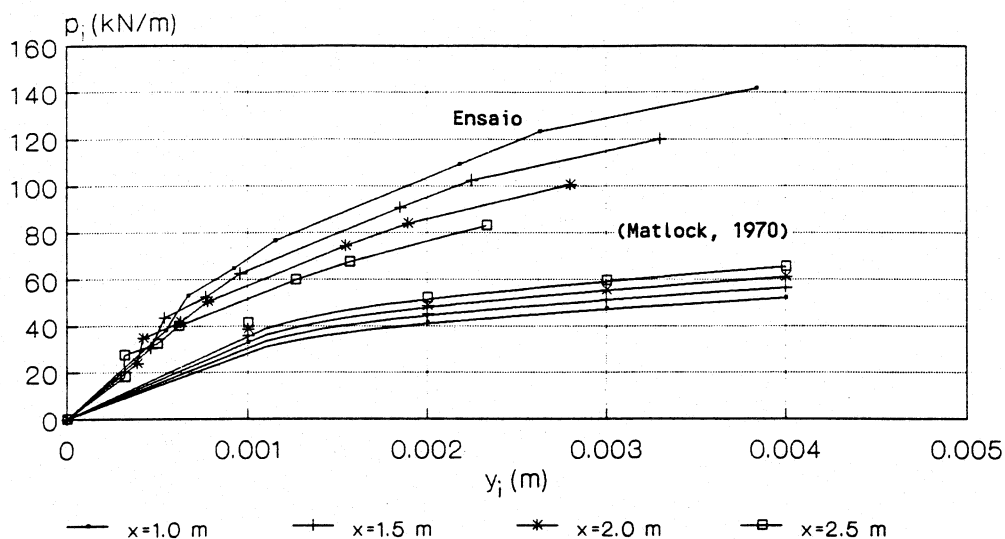


Fig. 4.26 - Curvas p - y da estaca nº3: comparação entre os resultados experimentais e as recomendações de Matlock (1970)

Também agora se verifica que as curvas p - y experimentais são mais rígidas do que as baseadas nas correlações empíricas de Matlock. Por outro lado, e tal com anteriormente, a faixa de deslocamentos de ensaio limitou-se à zona inicial das curvas empíricas, não

sendo portanto notória a influência dos ciclos de carga/descarga no seu traçado.

Relativamente ao 1º conjunto de ensaios (ponte sobre o rio Sado), verifica-se um menor afastamento entre as curvas p - y deduzidas experimentalmente e as recomendadas por Matlock (1970).

As curvas experimentais, embora não lineares, apresentam uma evolução em profundidade atípica, uma vez que o módulo de reacção secante diminui à medida que se caminha de $x = 1,0$ a $x = 2,5$ m. Esta evolução é aliás inversa à prevista empiricamente (Fig. 4.26).

A justificação desta constatação não parece simples, tanto mais que a camada superficial de terreno, na zona do local de ensaio (lodos), é praticamente homogénea até 11 diâmetros de profundidade (12 m), não sendo portanto válidas as considerações apresentadas em 4.3.2.2 sobre os erros introduzidos na análise pelo facto de se utilizar um único polinómio ajustador para as extensões medidas.

Assim sendo, o que parece estar em causa é a própria fiabilidade da metodologia adoptada para determinar a evolução das reacções do terreno a partir dos resultados experimentais.

4.4 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com este estudo procurou-se efectuar a análise do comportamento das estacas de fundação das novas pontes sobre os rios Sado e Arade. Na análise considerou-se fundamental proceder ao tratamento integrado de toda a informação existente acerca dos referidos ensaios, compatibilizando os resultados das medições realizadas e a informação geotécnica disponível para os locais de ensaio.

Numa primeira parte (4.2) procurou-se prever o comportamento observado das estacas ensaiadas a partir do algoritmo de cálculo *ESCALA*, aproveitando as recomendações de Matlock (1970) e Reese *et al.* (1974) para o traçado das curvas p - y . Pretendia-se assim: (i) averiguar a validade do modelo e método de cálculo utilizados para a análise do comportamento de estacas isoladas em deformação lateral; (ii) verificar a validade das recomendações empíricas adoptadas.

Em face dos resultados obtidos consideram-se relevantes os seguintes aspectos:

- 1 - De uma maneira geral pôde-se constatar o bom acordo entre os resultados experimentais e os calculados com base nas recomendações empíricas utilizadas;
- 2- Em termos de deslocamentos horizontais e momentos flectores, o acordo entre os resultados experimentais e previstos revelou-se satisfatório. Neste caso o cálculo forneceu sistematicamente resultados conservativos, isto é, do lado da segurança;
- 3- Já no que se refere ao esforço transversal, notou-se um acréscimo significativo dos desvios entre os valores obtidos por derivação dos diagramas de momentos flectores experimentais e os valores calculados. Este facto parece estar mais relacionado com a precisão da metodologia de tratamento dos resultados experimentais, do que com a validade do modelo e método de cálculo para prever adequadamente a evolução dos esforços transversos em profundidade;
- 4- O método das curvas p - y não foi sensível a variações nos parâmetros de cálculo cuja quantificação apresenta maior grau de arbitrariedade (ϵ_{50} no caso dos lodos e n_h no caso das areias). Esta constatação deveu-se sobretudo ao facto dos ensaios terem sido conduzidos numa faixa de pequenas deformações.

De uma maneira geral pode-se concluir que a utilização das recomendações de Matlock (1970) e Reese *et al.* (1974) com vista à geração das curvas p - y conduziu a resultados práticos satisfatórios. Assim, as curvas empíricas puderam ser tomadas como uma estimativa fidedigna das relações p - y em causa, pelo menos na faixa de deslocamentos considerada.

Na segunda parte deste estudo (4.3) compararam-se as curvas p - y deduzidas a partir dos resultados experimentais, com as curvas empíricas recomendadas por Matlock (1970). Esta comparação teve que ser limitada a uma faixa relativamente superficial de terreno por dificuldades numéricas na obtenção das curvas experimentais. Assim, não foi possível recolher nenhuma informação, ainda que apenas qualitativa, relativamente ao comportamento dos estratos arenosos mais profundos.

Com esta análise procurou-se avaliar a validade da metodologia de interpretação dos resultados experimentais proposta no Capítulo 3, sobretudo no que se refere à definição das curvas p - y , uma vez que, conforme se referiu anteriormente, seriam expectáveis erros significativos nas distribuições inferidas de p , por esta grandeza ser obtida a partir da dupla diferenciação numérica dos diagramas de momentos flectores (ver 3.3.2 e 2.3.2).

Da comparação das curvas "*experimentais*" com as recomendadas por Matlock (1970) constatou-se:

- 1- Em todos os casos as curvas p - y deduzidas experimentalmente são apenas comparáveis com os troços iniciais das curvas empíricas;
- 2- Como consequência deste tipo de comportamento o facto do carregamento ser cíclico não teve qualquer tipo de influência na forma das curvas recomendadas, uma vez que as estacas situaram a sua resposta numa faixa de deslocamentos muito baixa. Concluiu-se portanto que relativamente às recomendações de Matlock (1970) o comportamento exibido se situou a baixos níveis de deformação;
- 3- As curvas experimentais revelaram-se sistematicamente mais rígidas do que as recomendadas, exibindo, no caso do ensaio efectuado sobre uma estaca de fundação da nova ponte sobre o rio Arade, uma evolução em profundidade atípica, isto é, com uma lei de crescimento do módulo de reacção secante contrária à prevista empiricamente.

Assim sendo, se bem que a metodologia de interpretação dos resultados experimentais se tenha revelado satisfatória para a determinação dos diagramas de momentos flectores (M) e deslocamentos horizontais (y), no que se refere às variáveis obtidas por diferenciação numérica (p e V) os resultados obtidos vão no sentido da pouca fiabilidade do método utilizado, requerendo o assunto um esforço adicional ao nível da investigação.

Neste sentido, conclui-se:

- (i) - pela necessidade imperativa de adaptar, caso a caso, a metodologia de interpretação dos resultados experimentais às características próprias dos locais

de ensaio, dada a importância que a estratificação dos terrenos assume na escolha conveniente do tipo de ajustamento estatístico a utilizar para as extensões medidas, e;

- (ii)- pela necessidade de desenvolver um método de tratamento dos resultados experimentais (valores das extensões) que permita minimizar os erros introduzidos no cálculo das distribuições de p e V , nomeadamente recorrendo a técnicas matemáticas que não envolvam a diferenciação numérica dos dados de partida.

Da análise integrada aos resultados obtidos em (4.2) e (4.3) são de reter as seguintes considerações de índole geral:

- 1- O modelo e método de dimensionamento utilizados neste trabalho, na perspectiva de aprofundar o Conhecimento ao nível do comportamento de estacas em deformação lateral, conduziram, no caso presente, a bons resultados práticos quando confrontados com a observação. Acresce a economia, flexibilidade e rapidez patenteadas, características indispensáveis a um usufruto real das suas potencialidades.
- 2- A metodologia de interpretação dos dados experimentais adoptada revelou-se satisfatória para a determinação da evolução em profundidade de deslocamentos horizontais, rotações e momentos flectores em estacas sujeitas a cargas laterais ao nível da cabeça. No que se refere à determinação de esforços transversos e reacções do solo, o método não parece apresentar fiabilidade compatível com as necessidades práticas, urgindo investigação nesta matéria.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o presente trabalho pretendeu-se contribuir para uma melhor compreensão dos fenómenos envolvidos no comportamento de estacas isoladas solicitadas lateralmente.

Procurou-se desenvolver um método de dimensionamento que associando rapidez, economia, eficiência técnica e versatilidade, permitisse prever o comportamento real do conjunto estaca-solo, a partir de uma caracterização geotécnica enquadrada nas características próprias de cada local e obra, mas não excessivamente complexa, por forma a ser compatível com um *ambiente* de projecto. O método proposto teve por base uma análise prévia das principais vantagens e inconvenientes dos diferentes modelos e métodos de abordagem disponíveis.

Por assumirem particular importância, no âmbito da problemática evocada, os ensaios de carga lateral em verdadeira grandeza foram alvo de atenção especial. O assunto foi tratado na perspectiva de esclarecer qual a forma mais conveniente de proceder à interpretação da informação com eles recolhida, procurando-se perspectivar a metodologia mais adequada para o tratamento dos resultados experimentais.

A primeira parte deste trabalho constitui uma revisão crítica da bibliografia disponível, em que se procurou apresentar o estado da arte dos diversos métodos e modelos de abordagem do comportamento de estacas solicitadas lateralmente. Durante a exposição procurou-se evidenciar as principais vantagens e limitações à aplicação prática dos métodos descritos. Do estudo efectuado sublinham-se as seguintes conclusões e considerações gerais a reter:

- Não existem métodos que reúnam o consenso dos engenheiros geotécnicos. O dimensionamento é, na generalidade dos casos, fundamentado na experiência e conhecimento pessoal do responsável, sendo significativa a componente empírica. Não existe regulamentação aplicável na maioria dos países, pelo que a intervenção do projectista e as suas decisões acabam por se basear mais na intuição, sensibilidade, conhecimento e experiência do que em conceitos científicos.
- Em qualquer dos métodos de dimensionamento apresentados, as dificuldades postas à resolução dum dado problema são fundamentalmente de dois tipos: (i) caracterização dos materiais envolventes da estaca e, (ii) obtenção de soluções matemáticas para as formulações teóricas preconizadas.

- O desenvolvimento dos métodos de análise numérica e o aumento das capacidades de cálculo dos computadores levaram, num passado extremamente recente, a que o segundo tipo de dificuldade esteja praticamente ultrapassado. Este facto suscitou a transferência quase total das limitações existentes para o domínio da caracterização geotécnica, que surge actualmente como a principal responsável pela impossibilidade de desenvolver estudos suficientemente elaborados para reproduzir com exactidão a realidade.
- Não havendo panaceia para esta circunstância factual, no presente estágio de conhecimento, afigura-se do maior interesse a reunião de esforços em torno da caracterização geotécnica e da observação do comportamento real de obras, unanimemente reconhecidos como a via a seguir no sentido do progresso neste domínio.
- Uma outra consequência do atraso dos meios de caracterização experimental, relativamente ao potencial teórico disponível, é a de os métodos mais simplificados para a análise do fenómeno de interacção em causa continuarem a ter interesse para aplicações práticas correntes. De facto, é muito discutível recomendar-se a utilização de métodos extremamente refinados, suportados por valores relativamente grosseiros dos parâmetros de cálculo, em vez de manter o uso de métodos aproximados, baseados em valores de parâmetros igualmente grosseiros mas que a experiência tem mostrado conduzirem a resultados razoavelmente satisfatórios e compatíveis com as necessidades de projecto.

Conseguiu-se assim delinear, na generalidade, o panorama necessário a uma escolha fundamentada e esclarecida do método de dimensionamento a adoptar no seguimento do trabalho. Tal escolha recaiu sobre o método das curvas p - y , por se julgar constituir o compromisso possível entre simplicidade/economia e grau de aproximação à realidade. Acresce uma aprofundada consciência das suas principais limitações, secundada por uma vasta quantidade de recomendações tendentes a remediar a maioria das suas lacunas.

A apresentação formal do método foi feita no Capítulo 2, tratando-se com especial relevo as diferentes vias conducentes à caracterização paramétrica da relação p - y . Neste domínio são de realçar os seguintes pontos:

- Os solos, como materiais naturais, apresentam uma grande variabilidade de propriedades, não sendo possível tratar a sua parametrização de forma determinística.
- Não é possível identificar uma via de caracterização geral, isto é, que permita quantificar as alterações ao comportamento do conjunto estaca/solo quando se pretende contabilizar a influência de determinado fenómeno.
- Assim sendo, a via mais racional de proceder à caracterização geotécnica consiste em situar *a priori* as condições locais e tipo de fenómenos intervenientes no caso em estudo, e procurar ensaiar o comportamento dos solos em condições tão próximas quanto possível, daquelas previstas para a situação real da estaca solicitada lateralmente.
- Em geral, pode portanto dizer-se que o comportamento de cada estaca é único, podendo quando muito almejar-se uma caracterização experimental particularizada, isto é, válida para um determinado tipo de solo, em determinado local e para solicitações exteriores específicas sobre estacas de dimensões, forma e constituição conhecidas.
- Tal facto justifica inequivocamente a importância dos ensaios em verdadeira grandeza no domínio da caracterização geotécnica. Efectivamente, desde que reproduzindo adequadamente as condições a que as estacas projectadas vão estar sujeitas, os ensaios de carga lateral permitem fundamentar os cálculos a realizar e contribuem, como já se referiu, para a sistematização do conhecimento existente nesta matéria.

A terceira parte deste trabalho foi, por isso, exclusivamente dedicada aos ensaios de carga horizontal sobre estacas. Passaram-se em revista as diferentes técnicas de instrumentação e fez-se uma descrição síntese dos ensaios de carga lateral, realizados pelo *LNEC*, sobre as estacas de fundação de duas pontes portuguesas de construção recente. Procurou-se integrar toda a informação existente acerca das características geotécnicas dos locais de ensaio, por forma a conseguir, posteriormente, uma análise fundamentada do comportamento observado das estacas ensaiadas. Finalmente, descreveu-se a metodologia de interpretação dos dados experimentais, utilizada pelo *LNEC*, para os dois casos concretos em questão.

Relativamente à forma de conduzir os ensaios são de realçar os seguintes aspectos:

- Se bem que em termos formais seja preferível o recurso a técnicas de instrumentação que permitam a medição directa da evolução em profundidade das reacções do solo, não existem, actualmente, aparelhos de medida que possibilitem essa operação em condições economicamente aceitáveis.
- Assim, a forma mais conveniente de determinar a evolução em profundidade das grandezas intervenientes, no fenómeno de deformação lateral de estacas isoladas, consiste na medição de extensões.

Uma vez situadas as técnicas de execução de ensaios de carga lateral em verdadeira grandeza, e as metodologias de interpretação dos resultados experimentais com eles obtidos, foi possível efectuar a análise do comportamento das estacas de fundação das novas pontes sobre os rios Sado e Arade.

Nesta análise, considerou-se de extrema importância o tratamento integrado de toda a informação existente sobre a matéria, procurando-se: (i) validar o modelo e o método de cálculo propostos para a análise do comportamento de estacas isoladas em deformação lateral; (ii) avaliar a precisão da metodologia de interpretação dos resultados experimentais descrita anteriormente.

Assim, numa primeira parte do estudo, procurou-se prever o comportamento observado das estacas ensaiadas a partir do programa de cálculo *ESCALA* e aproveitando algumas recomendações empíricas para o traçado das curvas $p-y$. Uma análise detalhada aos resultados obtidos permitiu concluir que o modelo e método de dimensionamento utilizados conduziram a bons resultados práticos quando confrontados com a observação. Acresce a economia, flexibilidade e rapidez patenteadas.

Na segunda parte do estudo procurou-se efectuar uma análise regressiva ao comportamento observado das estacas ensaiadas. Assim, partindo dos resultados experimentais, deduziram-se as relações $p-y$ para cada uma das estacas em consideração. Estas curvas $p-y$ foram posteriormente utilizadas para prever o comportamento observado, conduzindo, sistematicamente, a respostas mais rígidas do que as reais. Em face dos resultados obtidos consideram-se relevantes as seguintes considerações:

- Se bem que a metodologia de interpretação dos resultados experimentais se tenha revelado satisfatória para a determinação dos diagramas de momentos flectores (M), deslocamentos horizontais (y) e rotações (θ) das estacas ensaiadas, no que diz respeito às variáveis calculadas por diferenciação numérica (esforços transversos e reacções do solo) os resultados obtidos vão no sentido da pouca fiabilidade do método utilizado.
- Assim sendo, concluiu-se pela necessidade de desenvolver um método de tratamento dos resultados experimentais que permita minimizar os erros introduzidos no cálculo das distribuições de p (reacção do solo) e V (esforço transverso), nomeadamente recorrendo a técnicas matemáticas que não envolvam a diferenciação numérica dos dados de partida.

Afigura-se assim do maior interesse a definição de uma metodologia que permita determinar, com rigor, a evolução em profundidade da relação p - y .

Para dar resposta às necessidades mais prementes neste domínio, traça-se, seguidamente, a metodologia de interpretação dos resultados experimentais de ensaios em verdadeira grandeza, que se julga mais adequada a um aproveitamento óptimo da informação recolhida:

- 1- Procurar promover uma adequada caracterização geotécnica do local de ensaio. Neste sentido, torna-se imperativo o estabelecimento de um programa de reconhecimento, amostragem e realização de ensaios (*in situ* e/ou de laboratório) que permita identificar de forma inequívoca a sequência de estratos no local de ensaio, bem como os respectivos parâmetros de deformabilidade e resistência ao corte.
- 2- Procurar determinar a evolução em profundidade da rigidez à flexão (EI) da estaca a ensaiar, promovendo: (i) a execução de ensaios de compressão simples sobre cubos recolhidos durante a amassadura do betão a utilizar; (ii) o controle do volume de betão necessário à construção do elemento de fundação.
- 3- Em cada escalão de carga do ensaio efectuar a medição de extensões. Ajustar aos valores medidos uma função interpoladora que permita seguir de perto variações localizadas de comportamento. A(s) função(ões) a utilizar deverão ter

uma correspondência directa com o número de estratos do perfil do terreno no local, sobretudo quando na zona superficial (até 6 a 10 diâmetros) se identificarem camadas com características de deformabilidade muito diferenciadas.

- 4- Conduzir o cálculo dos diagramas de momento flector (M) de acordo com a expressão (3.8).
- 5- Conduzir o cálculo dos diagramas de deslocamento horizontal (y) e rotação (θ) de acordo com as expressões (3.12) e (3.13), por integração dos diagramas de momento flector.
- 6- Conduzir o cálculo dos diagramas de esforço transversal (V) e reacção do solo (p) recorrendo à técnica numérica proposta por Aköz *et al.* (1981). Nesta técnica a relação entre M e p é escrita na forma de uma equação integral tipo Volterra. O momento flector a uma dada profundidade (determinado em 4) é igualado à soma de duas parcelas - uma correspondente ao momento produzido pelas forças generalizadas aplicadas na cabeça (H_T, M_T), e a outra correspondendo à acção da força distribuída p . A equação é resolvida directamente em ordem a p , recorrendo ao método de Galerkin. Assim fazendo a distribuição de p é calculada por integração numérica, o que suscita uma maior fiabilidade do resultado obtido. A partir do conhecimento da reacção do solo a distribuição de V pode ser calculada por simples integração.

No que concerne à continuação dos estudos iniciados perspectivam-se as seguintes acções a realizar no futuro:

- 1- Aplicação da metodologia agora proposta, para o tratamento dos resultados dos ensaios de carga lateral efectuados nas estacas de fundação das pontes sobre os rios Sado e Arade.
- 2- Caso esta aplicação se venha a revelar satisfatória, generalização da sua utilização no futuro.

- 3- Reunião de esforços no sentido do desenvolvimento dos ensaios que melhor reproduzam as condições que controlam o comportamento de estacas solicitadas lateralmente. Neste âmbito as perspectivas mais animadoras vão no sentido duma aposta nos ensaios pressiométricos e dilatométricos (*in situ*) e com centrifugadora (laboratório).
- 4- Desenvolvimento de estudos sistemáticos tendentes a situar a influência do processo construtivo no comportamento do conjunto estaca/solo.
- 5- Desenvolvimento de métodos de dimensionamento que permitam estender as análises ao caso de grupos de estacas.

Lisboa, Outubro de 1992

João Manuel Candeias Simão Portugal

João Manuel Candeias Simão Portugal

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abreviaturas Utilizadas

ASCE	- American Society of Civil Engineers
ASTM	- American Society for Testing and Materials
DFI	- Deep Foundations Institute
ECSMFE	- European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
ICNMG	- International Conference on Numerical Methods in Geomechanics
ICSMFE	- International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
JGE	- Journal of Geotechnical Engineering
JGED	- Journal of the Geotechnical Engineering Division
JSMFD	- Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Abduljawwad, S. N.; Al-Sulaimani, G. J. e Basunbul, I. A. (1990) - "Model Piles Embedded in Submerged Sand and Subjected to Static and Cyclic Lateral Loadings". Geotechnical Engineering, Vol. 25, pp. 161-175.

Abendroth, R. E. e Greimann, L. F. (1990) - "Pile Behavior Established From Model Tests". JGE, ASCE, Vol. 116, nº 4, pp. 571-588.

Aköz, Y.; Öntuna, K. A. e Saglamer, A. (1981) - "A New Approach to the Analysis of Laterally Loaded Piles". Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, pp. 587-592.

Alizadeh, M. e Davisson, M. T. (1970) - "Lateral Load Tests on Piles - Arkansas River Project", JSMFD, ASCE, Vol. 96, nº 5, pp. 1583-1604.

ASTM, D3966-81 (1990) - "Standard Method of Testing Piles Under Lateral Loads". Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Section 4, pp. 503-517.

Baguelin, F.; Trézos, S. C. e Frank, R. (1979) - "Réaction Latérale des Pieux: Effets de Forme et Effets Tridimensionnels". Bull. Liaison Labo. P. et Ch., nº 104, Nov-Dec, Ref. 2384, pp. 33-47.

Banerjee, P. K. (1976) - "Integral Equation Methods for Analysis of Piece-Wise Non-Homogeneous Three-Dimensional Elastic Solids of Arbitrary Shape". Int. J.

Mechanical Science, Pergamon Press, Vol. 18, pp. 293-303.

Banerjee, P. K.; Cathie, D. N. e Davies, T. G. (1979) - "Two and Three-Dimensional Problems of Elasto-Plasticity". In *Developments in Boundary Element Methods - 1*, Edited by P. K. Banerjee e R. Butterfield, Applied Science Publishers, Ltd, London, pp. 65-93.

Banerjee, P. K. e Davies, T. G. (1978) - "The Behaviour of Axially and Laterally Loaded Single Piles Embedded in Nonhomogeneous Soils". *Géotechnique* 28, pp. 309-326.

Barton, Y. O. e Pande, G. N. (1982) - " Laterally Loaded Piles in Sand: Centrifuge Tests and Finite Element Analyses". *International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich*, pp. 749-758.

Bijnagte, J. L.; Van Den Berg, P. e Zorn, N. F. (1991) - "Laterally Loaded Single Pile in Soft Soil". *Proc. 10th ECSMFE, Florence, Vol. 1*, pp. 311-314.

Briaud, J. L.; Smith, T. e Meyer, B. (1984) - "Laterally Loaded Piles and the Pressuremeter: Comparison of Existing Methods". *Proc. Symp. on Laterally Loaded Deep Foundations, ASTM, Special Technical Publication n° 835*, pp. 97-111.

Broms, B. B. (1964a) - "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils". *JSMFD, ASCE, Vol. 90, n° 2*, pp. 27-63.

Broms, B. B. (1964b) - "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils". *JSMFD, ASCE, Vol. 90, n° 3*, pp. 123-156.

Brown, D. A. e Kumar M. (1989) - "P-Y Curves for Laterally Loaded Piles Derived from Three Dimensional Finite Element Model". *Numerical Methods on Geomechanics, Vol. III*, pp. 683-690.

Brown, D. A. e Shie C. F. (1990) - "Three Dimensional Finite Element Model of Laterally Loaded Piles". *Computers and Geotechnics* 10, pp. 59-79.

Brown, D. A. e Shie C. F. (1991) - "Some Numerical Experiments With a Three Dimensional Finite Element Model of a Laterally Loaded Pile". *Computers and*

Geotechnics 12, pp. 149-162.

- Budhu, M. e Davies, T. G. (1987) - "Nonlinear Analysis of Laterally Loaded Piles in Cohesionless Soils". Can. Geotechnical Journal 24, pp. 289-296.
- Budhu, M. e Davies, T. G. (1988) - "Nonlinear Analysis of Laterally Loaded Piles in Soft Clays". JGE, ASCE, Vol. 114, nº 1, pp. 21-39.
- Casaca, J. M. e Henriques, M. J. (1986) - "Plano do Sistema para Determinação de Deslocamentos em Pontos Superficiais da Barragem da Meimoa". LNEC, DG/NF, Proc. 053/1/7067, Obra 044/53/370, Relatório 69/86 (Confidencial).
- Davies, T. G. e Budhu, M. (1986) - "Non-Linear Analysis of Laterally Loaded Piles in Heavily Overconsolidated Clays". Géotechnique 36, pp. 527-538.
- Davies, T. G. e Budhu, M. (1991) - "Reinforced Concrete Pile Design for Lateral Loading". 4th International DFI Conference, Balkema, Rotterdam, pp. 349-355.
- Davisson, M. T. e Gill, H. L. (1963) - "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System". JSMFD, ASCE, Vol. 89, nº 3, pp. 63-94.
- Davisson, M. T. e Salley, J. R. (1970) - "Model Study of Laterally Loaded Piles". JSMFD, ASCE, Vol. 96, nº 5, pp. 1605-1627.
- Desai, C. S. e Appel, G. C. (1976) - "3-D Analysis of Laterally Loaded Structures". Proc. 2th ICNMG, Blacksburg, ASCE, Vol. 1, pp. 405-418.
- Dietrich, T. (1981) - "On the Validity of Winkler's Principle". Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, pp. 103-108.
- Dordi, C. M. (1977) - "Horizontally Loaded Piles in Layered Soils". Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Specialty Session, pp. 65-70.
- Douglas, D. J. e Davis, E. H. (1964) - "The Movement of Buried Footings due to Moment and Horizontal Load and the Movement of Anchor Plates". Géotechnique 14, pp. 115-132.

- Foriero, A. e Ladanyi, B. (1990) - "Finite Element Simulation of Behaviour of Laterally Loaded Piles in Permafrost". JGE, ASCE, Vol. 116, nº 2, pp. 266-284.
- Franke, E. e Muth, G. (1985) - "Scale Effect in 1g-Model Tests on Horizontally Loaded Piles". Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 2, pp. 1011-1014.
- Gabr, M. (1988) - "Evaluation of Subgrade Reaction for Lateral Pile Analysis in Clay". Report 521610-4, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway.
- Gabr, M. e Borden, R. (1989) - "LTBASE: A Computer Program for the Analysis of Laterally Loaded Piers Including Base and Slope Effect". Transportation Research Board, Washington D.C.
- Gabr, M.; Lunne, T.; Mokkalbost, K. H. e Powell, J. J. M. (1991) - "Dilatometer Soil Parameters for Analysis of Piles in Clay". Proc. 10th ECSMFE, Florence, Vol. 1, pp. 403-406.
- Georgiadis, M. e Butterfield, R. (1982) - "Laterally Loaded Pile Behavior". JGED, ASCE, Vol. 108, nº 1, pp. 155-165.
- Gleser, S. M. (1953) - "Lateral Load Tests on Vertical Fixed-Head and Free-Head Piles". ASTM, Special Technical Publication nº 154, pp. 75-93.
- Grashuis, A. J.; Dieterman, H. A. e Zorn, N. F. (1990) - "Calculation of Cyclic Response of Laterally Loaded Piles". Computers and Geotechnics 10, pp. 287-305.
- Greimann, L. F.; Wolde-Tinsae, A. M. e Yang, P. S. (1987) - "Finite Element Model for Soil-Pile Interaction in Integral Abutment Bridges". Computers and Geotechnics 4, pp. 127-149.
- Guedes de Melo, F. A. (1985) - "Ensaio de Carga Horizontal de uma Estaca". LNEC, DG/NF, Proc. 053/1/8438, Relatório 132/85 (Confidencial).
- Guedes de Melo, F. A. (1987) - "Comportamento de Estacas e de Grupos de Estacas sob Acção de Solicitações Horizontais Estáticas". Programa de Investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de Investigador-Coordenador, LNEC,

Geotecnica.

- Guo, D. J.; Tham, L. G. e Cheung, Y. K. (1987) - "Infinite Layer for the Analysis of a Single Pile". Computers and Geotechnics 3, pp. 229-249.
- Hatzigogos, T. N.; Pitilakis, K. D. e Tsotsos, S. S. (1991) - "Axial and Lateral Response of Large Diameter Bored Piles". Proc. 10th ECSMFE, Florence, Vol. 1, pp. 437-440.
- Hetenyi, M. (1946) - "Beams on Elastic Foundations". Ann Arbor, Mich.: Univ. of Mich. Press.
- Jamiolkowski, M. e Garassino, A. (1977) - "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles". Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Specialty Session n° 10, pp. 43-58.
- Jamiolkowski, M. e Marchetti, S. (1972) - "Recenti Orientamenti sul Calcolo dei Pali Soggetti a Force Orizzontali".
- Kay, S.; Griffiths, D. V. e Kolk, H. J. (1986) - "Application of Pressuremeter Testing to Assess Lateral Pile Response in Clays". The Pressuremeter and its Marine Applications: 2nd International Symposium, J. L. Briaud and J. M. E. Audibert, Eds., ASTM, pp. 458-477.
- Kooijman, A. P. e Vermeer, P. A. (1988) - "Elastoplastic Analysis of Laterally Loaded Piles". Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, pp. 1033-1042.
- Koskinen, M. (1991) - "Horizontal Capacity of Steel Pipe Pile". Proc. 10th ECSMFE, Florence, Vol. 2, pp. 457-462.
- Kuhlemeyer, R. L. (1979) - "Static and Dynamic Laterally Loaded Floating Piles". JGED, ASCE, Vol. 105, n° 2, pp. 289-303.
- Kulkarni, K. R.; Chandrasekaran, V. S. e King, G. J. (1985) - "Centrifugal Model Studies on Laterally Loaded Pile Groups in Sand". Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 2, pp. 1113-1116.
- Lenci, C.; Maurice, J. e Madignier, F. (1968) - "Pieu Vertical Sollicité Horizontalement -

Approche dans le Domaine de l'Élasticité par Application de la Théorie de Mindlin".
Annales des Ponts et Chaussées, VI, pp. 337-383.

Levacher, D.; Garnier, J.; Bouafia, A. e Cintra, J. C. (1991) - "Étude Expérimentale de Pieux Sollicités Latéralement". Proc. 10th ECSMFE, Florence, Vol. 2, pp. 463-466.

Marchetti, S.; Totani, G.; Campanella, P., Robertson e Taddei, B. (1986) - "The DMT - σ_{hc} Method for Piles Driven in Clay". ASCE, Spec. Conf. In-Situ, Blacksburg, VA, pp. 765-779.

Mateus da Silva, J. M. (1990) - "PORTIC - Um Programa de Pórticos Planos para Microcomputadores". Não publicado.

Matlock, H. (1970) - "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay". Proc. 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 1, pp. 577-594.

Matlock, H. e Reese, L. C. (1960) - "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". JSMFD, ASCE, Vol. 86, n° 5, pp. 63-91.

Matlock, H. e Reese, L. C. (1961) - "Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures". Proc. 5th ICSMFE, Paris, Vol. 2, pp. 91-97.

Matlock, H. e Ripperger, E. A. (1958) - "Measurement of Soil Pressure on a Laterally Loaded Pile". Proc. ASTM, Vol. 58, pp. 1245-1259.

McClelland, B. e Focht, A. J. (1956) - "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles". JSMFD, ASCE, Vol. 82, n° 4, pp. 1081.1-1081.22.

Meissner, H. E. (1976) - "Laterally Loaded Pipe Pile in Cohesionless Soil". Numerical Methods in Geomechanics, Vol. III, pp. 1353-1365.

Menard, L.; Bourdon, G. e Gambin, M. (1971) - "Méthode Générale de Calcul d'un Rideau ou d'un Pieu Sollicité Horizontalement en Fonction des Résultats Pressiométriques". Sols Soils, Vol. 6 n° 22/23, pp. 16-29.

Meyerhof, G. G.; Sastry, V. V. R. N. e Yalcin, A. S. (1988) - "Lateral Resistance and

- Deflection of Flexible Piles". *Can. Geotechnical Journal* 25, pp. 511-522.
- Muzas, F. (1972) - "Contribucion al Estudio de Pilotes Sometidos a Fuerzas Laterales". *Proc. 5th ECSMFE, Madrid, Vol. 1*, pp. 387-395.
- Nakai, E. e Kishida, H. (1982) - "Nonlinear Analysis of a Laterally Loaded Pile". *Proc. 4th ICNMG, Edmonton, Vol. 2*, pp. 835-842.
- Nath, B. (1989) - "A Mapping Finite Element Method for the Analysis of Laterally Loaded Single Piles". *Computers and Geotechnics* 7, pp. 255-266.
- Okahara, M.; Nakatani, S.; Asama, T.; Miki, M.; Koyama, S. e Ueno, R. (1991) - "Laterally Loaded Pile Under Large Deflection". *4th International DFI Conference, Balkema, Rotterdam*, pp. 431-434.
- Palmer, L. A. e Thompson, J. B. (1948) - "The Earth Pressure and Deflection Along Embeddeb Lengths of Piles Subjected to Lateral Thrust". *Proc. 2th ICSMFE, Roterdam, Vol. 5*, pp. 156-161.
- Parker, F. e Reese, L. C. (1970) - "Experimental and Analytical Studies of Behaviour of Single Pile Under Lateral and Axial Loading". *Texas University, Austin, Texas*.
- Pedro, J. O. (1977) - "Dimensionamento das Barragens Abóbada pelo Método dos Elementos Finitos". *LNEC, Memória nº 479*.
- Pise, J. P. (1981) - "Laterally Loaded Fixed-Head Piles in a Layered Soil System". *Indian Geotechnical Journal, Vol. 11, nº 2*, pp. 140-152.
- Pise, J. P. (1982) - "Laterally Loaded Piles in a Two-Layer Soil System". *JGED, ASCE, Vol. 108, nº 9*, pp. 1177-1181.
- Pise, J. P. (1983) - "Lateral Response of Fixed-Head Pile". *JGE, ASCE, Vol. 109, nº 8*, pp. 1126-1131.
- Poulos, H. G. (1971) - "Behavior of Laterally Loaded Piles: I- Single Piles". *JSMFD, ASCE, Vol. 97, nº 5*, pp. 711-731.

- Poulos, H. G. (1972) - "Behavior of Laterally Loaded Piles: III- Socketed Piles". JSMFD, ASCE, Vol. 98, n° 4, pp. 341-360.
- Poulos, H. G. (1973) - "Analysis of Piles in Soil Undergoing Lateral Movement". JSMFD, ASCE, Vol. 99, n° 5, pp. 391-406.
- Poulos, H. G. (1981) - "Soil-Structure Interaction - General Report (Preliminary)". Proc. of 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 3, pp. 69-96.
- Poulos, H. G. e Adler, M. A. (1978) - "Analysis of Lateral Response of Non-Uniform Section Piles". Research Report n° R 330. University of Sydney, School of Civil Engineering.
- Poulos, H. G. e Davis, E. H. (1980) - "Pile Foundation Analysis and Design". John Wiley and Sons.
- Prakash, S. e Sharma, H. D. (1990) - "Pile Foundations in Engineering Practice". John Wiley and Sons.
- Pyke, R. e Beikae, M. (1984) - "A New Solution for the Resistance of Single Piles to Lateral Loading". Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM, Special Technical Publication n° 835, pp. 3-20.
- Qi-feng, L. e Meyerhof, G. G: (1987) - "New Method for Non-Linear Analysis of Rigid Piles in Clay". Computers and Geotechnics 3, pp. 185-212.
- Randolph, M. F. (1981) - "The Response of Flexible Piles to Lateral Loading". Géotechnique 31, pp. 247-249.
- Reddy, J. N. (1986) - "An Introduction to the Finite Element Method". McGraw-Hill International Editions.
- Reddy, A. S. e Valsangkar, A. J. (1968) - "An Analytical Solution for Laterally Loaded Piles in Layered Soils". Sols-Soils, n° 21, pp. 23-28.

- Reese, L. C. (1977) - "Laterally Loaded Piles: Program Documentation". JSMFD, ASCE, Vol. 103, nº 4, pp. 287-305.
- Reese, L. C.; Allen, J. D. e Hargrove, J. Q. (1981) - "Laterally Loaded Piles in Layered Soils". Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, pp. 819-822.
- Reese, L. C. e Cox, W. R. (1969) - "Soil Behavior From Analysis of Tests of Uninstrumented Piles Under Lateral Loading". Proc. Symp. on Performance of Deep Foundations, ASTM, Special Technical Publication nº 444, pp. 160-176.
- Reese, L. C.; Cox, W. R. e Koop, F. D. (1974) - "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand". Proc. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper OTC 2080, pp. 473-483.
- Reese, L. C. e Desai, S. C. (1977) - "Laterally Loaded Piles". Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Chapter nine, McGraw-Hill, New York, pp. 297-325.
- Reese, L. C. e Welch, R. C. (1975) - "Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay". JGED, ASCE, Vol. 101, nº 7, pp. 633-649.
- Reis, A. J.; Brito, J. M.; Pereira, A. P. e Correia, P. S. (1989) - "Interacção Solo-Estrutura sob Acções Sísmicas. O Caso da Nova Ponte sobre o Rio Sado e seus Viadutos de Acesso em Alcácer do Sal". Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, LNEC, pp. 451-478.
- Rito, A. (1987) - "Pontes Sobre o Rio Arade e Sobre a Ribeira de Boina". Anteprojecto, Memória.
- Robertson, P. K.; Davis, M. P. e Campanella, R. G. (1989) - "Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Plate Dilatometer". Geotechnical Testing Journal, Vol. 12, nº 1, pp. 30-38.
- Robertson, P. K.; Hughes, J. M. O.; Campanella, R. G. e Sy, A. (1984) - "Design of Laterally Loaded Displacement Piles Using a Driven Pressuremeter". Proc. Symp. on Laterally Loaded Deep Foundations, ASTM, Special Technical Publication nº 835, pp. 229-238.

- Rogêdo, P.I (1972) - "Estacas Submetidas a Solicitações Laterais - Cálculo pelo Método dos Elementos Finitos". Geotecnia nº 4, Jul./Ago., pp. 7-17.
- Rowe, P. W. (1956) - "The Single Pile Subjected to Horizontal Force". Géotechnique 6, pp. 153-167.
- Schofield, A. N. (1980) - "Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations". Géotechnique 30, pp. 227-268.
- Scott, R. F. (1981a) - "Foundation Analysis". Prentice-Hall, Inc.
- Scott, R. F. (1981b) - "Pile Testing in a Centrifuge". Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, pp. 839-842.
- Sêco e Pinto, P. (1982) - "Observação de Barragens de Aterro". Seminário 281, LNEC.
- Sêco e Pinto, P. e Sousa Coutinho, A. G. (1990a) - "Observação das Fundações da Variante de Alcácer do Sal Ponte sobre o Rio Sado e Viadutos de Acesso". LNEC, DG/NF, Proc. 053/42, Nota Técnica 3 NF/90 (Confidencial).
- Sêco e Pinto, P.; Sousa Coutinho, A. G.; Tavares Cardoso, E.; Toco Emílio, F. e Almeida Garrett, J. (1990b) - "Ponte do Arade. Ensaio de Estacas Submetidas a Solicitações Horizontais". LNEC, DG/NF, Proc. 053/1/9176, Relatório 88/90 (Confidencial).
- Segadães Tavares, A. (1973) - "Análise Matricial de Estruturas". Curso de especialização nº 129, LNEC.
- Sogge, R. L. (1981) - "Laterally Loaded Pile Design". JGED, ASCE, nº 9, pp. 1179-1199.
- Sousa Coutinho, A. G. (1985) - "Teoria e Prática do Pressiómetro Autoperfurador". Dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Secção Autónoma de Geotecnia.
- Sousa Coutinho, A. G. (1992) - Comunicação privada sobre matéria da Dissertação a apresentar ao Instituto Superior Técnico para obtenção do grau de Doutor em

Engenharia Civil.

Sousa Coutinho, A. G.; Sêco e Pinto, P.; Tavares Cardoso, E.; Toco Emílio, F. e Almeida Garrett, J. (1991a) - "Ponte de Alcácer do Sal. Ensaio de Carga Horizontal em Estacas Construídas Junto do Pilar P13". LNEC, DG/NF, Proc. 053/1/10022, Relatório 4/91 (Confidencial).

Sousa Coutinho, A. G.; Sêco e Pinto, P.; Tavares Cardoso, E.; Toco Emílio, F. e Almeida Garrett, J. (1991b) - "Ponte de Alcácer do Sal. Ensaio de Carga Horizontal em Estacas Construídas Junto do Pilar P24". LNEC, DG/NF, Proc. 053/1/10022, Relatório 50/91 (Confidencial).

Spillers, W. R. e Stoll, R. D. (1964) - "Lateral Response of Piles". JSMFD, ASCE, Vol. 90, nº 6, pp. 1-9.

Tavares Cardoso, E.; Emílio, F. T. e Almeida Garrett, J. L. (1989) - "Instrumentação de Estacas Para Realização de Ensaios Sob Cargas Horizontais". 3º Encontro Nacional de Geotecnia, Porto, Vol. 2, pp. G27-G40.

Terashi, M.; Kitazume, M. e Kawabata, K. (1989) - "Centrifuge Modelling of a Laterally Loaded Pile". Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 991-994.

Terzaghi, K. (1955) - "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction". Géotechnique 5, pp. 297-326.

Timoshenko, S. e Goodier, J. N. (1951) - "Theory of Elasticity". McGraw-Hill Co., Inc., New York, 2nd Edition.

Ting, J. M.; Kauffman, C. R. e Lovicsek, M. (1987) - "Centrifuge Static and Dynamic Lateral Pile Behaviour". Can. Geotechnical Journal 24, pp. 198-207.

Trochanis, A. M.; Bielak, J. e Christiano, P. (1991a) - "Three-Dimensional Nonlinear Study of Piles". JGE, ASCE, Vol. 117, nº 3, pp. 429-447.

Trochanis, A. M.; Bielak, J. e Christiano, P. (1991b) - "Simplified Model for Analysis of One or Two Piles". JGE, ASCE, Vol. 117, nº 3, pp. 448-466.

Varatojo, A. P. (1986) - "Solicitações Horizontais Estáticas Aplicadas a Estacas Verticais".
Dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de
Mestre em Mecânica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Secção
Autónoma de Geotecnia.

Verruijt, A. e Kooijman, A. P. (1989) - "Laterally Loaded Piles in a Layered Elastic
Medium". *Géotechnique* 39, pp. 39-46.

Zienkiewicz, O. C., (1971) - "The Finite Element Method in Engineering Science". McGraw-
-Hill, Maidenhead.

