

EFEITO DE INTERACÇÃO ESTRUTURA/FUNDAÇÃO NO DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS

STRUCTURE/FOUNDATION INTERACTION EFFECTS ON PILE FOUNDATIONS DESIGN

Rueff, M., Mota-Engil, Engenharia S.A., Linda-a-Velha, Portugal, miguel.rueff@mota-engil.pt
Varatojo, P., DEC/FCT/UNL, Caparica, Portugal, pv@fct.unl.pt

RESUMO

O trabalho que se apresenta inclui um estudo relativo a fundações indirectas em estacas de betão armado de um pórtico transversal representativo de um edifício de porte médio, apresentando-se resultados relativos a diferentes hipóteses de cálculo obtidos através de um programa de cálculo automático que permite modelar a interacção das estacas com o terreno através do modelo de Winkler, para além da interacção estrutura/fundação.

Os estudos efectuados foram desenvolvidos na perspectiva da comparação dos campos de deslocamento e esforços nas estacas, obtidos para diferentes hipóteses, nomeadamente no que se refere à existência ou não de vigas de fundação, e consequente análise dos seus efeitos nos custos das fundações por estacas.

ABSTRACT

It is presented a study about deep foundations on concrete piles belonging to a transversal portal frame representing a medium height building. Results related to different design assumptions are presented and were achieved with current software which allows introduce pile/soil and structure/foundation interaction effects.

The studies were mainly implemented with the purpose of comparing displacements and internal forces and bending moments obtained with different hypothesis, namely concerned with the existence or not of foundation beams, and of analyzing its effects on pile foundations costs.

1. INTRODUÇÃO

A prática habitual do dimensionamento de fundações por estacas parte de um cálculo em duas fases: cálculo da estrutura admitindo apoios de encastramento na base e cálculo das estacas a partir das acções obtidas do cálculo anterior. O dimensionamento das estacas é geralmente realizado admitindo-se a existência de uma viga de equilíbrio no caso das estacas periféricas e omitindo ou não a existência de vigas de fundação no caso dos maciços situados no interior da área de implantação dos edifícios. Nestes casos, e para diminuir os momentos flectores transmitidos pelos pilares aos maciços de encabeçamento das estacas, são consideradas, muitas vezes, vigas de fundação de grande dimensão como forma de, por redistribuição de momentos flectores para as vigas, diminuir os esforços nas estacas. Ora, este efeito de redistribuição só pode ser efectivo à custa de deformações eventualmente irrealistas.

Note-se, contudo, que ainda que não sejam consideradas eventualmente nos cálculos, é prática habitual dotar os edifícios de vigas de fundação em betão armado para apoio de paredes e travamento da estrutura ao nível das fundações, dando-lhes continuidade estrutural entre vãos.

Pretende-se nesta comunicação apresentar um estudo relativo a um edifício de porte médio (10 pisos) fundado em estacas de betão armado, comparando soluções enquadradas na prática atrás descrita com soluções baseadas no modelo de Winkler as quais, ainda que não permitindo considerar o efeito de interacção entre estacas através do terreno, permitem considerar o efeito de interacção estrutura/fundação e a deformabilidade das fundações.

2. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA ANALISADO

Nos parágrafos seguintes apresenta-se a descrição do pórtico tipo, das fundações por estacas e do terreno considerado e, ainda, o conjunto de modelos estudados.

2.1 Descrição do pórtico tipo

Foi estudado um pórtico transversal, Figura 1, de um edifício de escritórios, constituído por 10 pisos, sem caves, com vãos de 5.0 m entre pilares e 3.0 m de altura entre pisos, de estrutura reticulada e comportamento de pórtico, assente em fundações indirectas por estacas. As dimensões das peças de betão armado (C25/30, A400) são indicadas no Quadro 1.

Quadro 1 – Dimensões das peças de betão armado do pórtico tipo

| Pisos | Pilares (m ²) | Vigas (m ²) | Lajes maciças (m) |
|--------|---------------------------|-------------------------|-------------------|
| 1 a 4 | 0.40x0.95 | 0.40x0.50 | 0.15 |
| 5 a 7 | 0.35x0.70 | 0.35x0.50 | |
| 8 a 10 | 0.30x0.40 | 0.30x0.50 | |

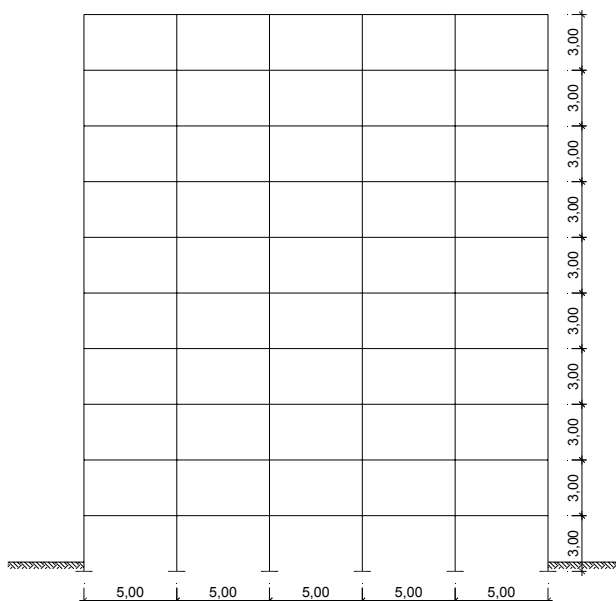


Figura 1 – Pórtico tipo

Foram efectuadas análises bidimensionais em modelos de elementos finitos, aos quais se aplicaram as acções estáticas preconizadas no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.), utilizando o programa de cálculo automático SAP2000.

Foram consideradas as acções indicadas no Quadro 2 e as seguintes combinações de acções:

- Estados Limites Últimos (Combinação fundamental)
 Acção de Base: Sismo (E) $\rightarrow S_d = 1.0 S_{Gik} + 1.5 S_{Ek} + 0.4 S_{Qk}$
- Estados Limites de Utilização (Combinações raras)
 Acção de Base: Sobrecarga (Q) $\rightarrow S_k = 1.0 S_{Gik} + 1.0 S_{Qk}$
 Acção de Base: Sismo (E) $\rightarrow S_k = 1.0 S_{Gik} + 1.0 S_{Ek} + 0.6 S_{Qk}$

Quadro 2 – Acções consideradas

| Acções | Tipo de acções | Valores de referência |
|-------------|---|--|
| Permanentes | Peso Próprio (G1) Betão Armado | 25 kN/m ³ |
| | Cargas Permanentes (G2) Revestimentos Divisórias | 0.70 kN/m ² 1.20 kN/m ² |
| Variáveis | Sobrecarga (Q) Escritórios | 3.0 kN/m ² |
| | Sismo (E) Zona Sísmica Tipo de Terreno Coeficiente de comportamento Coeficiente sísmico de referência | A III $\eta = 2.50$ $\beta_0 = 0.25$ |
| | Vento (W) | Não considerado |
| | | |

O pórtico tipo foi estudado para quatro hipóteses distintas de ligação da superestrutura ao terreno: (1) apoios de encastramento; (2) estacas modeladas com apoios elásticos; (3) estacas modeladas com apoios elásticos e vigas de fundação de secção 0.35x0.60 m² ao nível do encabeçamento das estacas e (4) estacas modeladas com apoios elásticos e vigas de fundação de secção 0.65x1.10 m².

2.2 Descrição das fundações por estacas e do terreno

Em função dos esforços obtidos ao nível das fundações através do pórtico com apoios de encastramento, adoptaram-se duas estacas de 0.60 m de diâmetro em cada pilar interior e uma estaca igualmente de 0.60 m de diâmetro em cada pilar exterior. Consideraram-se estacas de 18.0 m de comprimento, com espaçamento de 2.5 diâmetros no caso dos pilares centrais e com 3 diâmetros de encastramento em terrenos com características de resistência e deformabilidade adequadas, equivalentes a valores de ensaio SPT superiores a 60 pancadas.

A estrutura, as vigas de fundação e as estacas foram discretizadas em elementos finitos de barra tendo, estas últimas, sido divididas (nós) em troços de 1.0 m de comprimento entre os 0 e 10 diâmetros de profundidade, de 1.50 m entre os 10 e 20 diâmetros e de 2.0 m entre os 20 e 30 diâmetros, Figura 2.

Os maciços de encabeçamento foram tomados com dimensões $0.8 \times 0.8 \times 0.8 \text{ m}^3$ e $0.8 \times 2.3 \times 1.1 \text{ m}^3$, respectivamente no caso dos pilares periféricos (1 estaca) e centrais (2 estacas) e considerados rígidos. Para efeitos do cálculo, esta condição foi introduzida considerando uma secção com um momento de inércia relativamente ao plano horizontal majorado por um factor de 100.

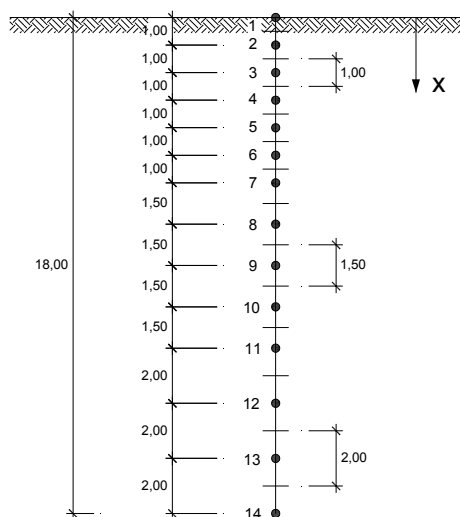


Figura 2 – Discretização das estacas

Para modelar a interação estacas/terreno, consideraram-se apoios elásticos (molas) verticais e horizontais ao nível dos nós, tendo-se tomado o módulo de reacção do terreno linearmente crescente com a profundidade x , de acordo com $K = n x$, com dimensões $[FL^{-2}]$, em que n representa a taxa de variação do módulo de reacção em profundidade.

A rigidez das molas horizontais introduzidas ao nível de cada nó à profundidade x , foi obtida como $k_h = K(x) l_{inf} [FL^{-1}]$, em que l_{inf} representa a altura de influência do nó. Da mesma forma, para simular o atrito lateral que se desenvolve ao longo do fuste da estaca, foram consideradas molas verticais em cada nó cuja rigidez foi calculada como $k_{v,l} = K(x) l_{inf} p / d [FL^{-1}]$, em que p representa o perímetro da estaca e d o diâmetro. Por fim, para se obter a rigidez vertical correspondente à resistência de ponta da estaca, considerou-se, ao nível do nó inferior desta, uma mola vertical adicional de rigidez $k_{v,p} = K A_{inf} / d [FL^{-1}]$, em que A_{inf} representa a área de influência da estaca.

Como forma de aferir resultados fiáveis (ajustados) para o caso das estacas com funcionamento à tracção, executaram-se alguns cálculos em que se admitiu o comportamento de estaca flutuante.

Consideraram-se as estacas inseridas em terrenos arenosos, constituídos, superiormente, por um estrato de areia solta caracterizada mecanicamente por $n = 2\,000 \text{ kN/m}^3$ e em profundidade, por um estrato de areia compacta ($N_{SPT} > 60$) caracterizada por $n = 20\,000 \text{ kN/m}^3$.

2.3 Descrição dos modelos estudados

Os modelos estudados são descritos no Quadro 3. Na Figura 3 apresentam-se esquematicamente alguns modelos utilizados, ajudando a Figura 3a a identificar a nomenclatura usada no texto.

Quadro 3 – Descrição dos modelos estudados

| Modelo | |
|--------|---|
| 1 | Pórtico tipo modelado com apoios de encastramento perfeito ao nível da ligação estrutura/fundação |
| 2 | Pórtico tipo modelado com fundações por estacas de ponta nas quais se aplicaram molas representativas da interacção estaca/terreno |
| 3 | Pórtico tipo modelado com fundações por estacas de ponta nas quais se aplicaram molas representativas da interacção estaca/terreno e em que se consideraram vigas de fundação de secção 0.35 x0.60 m ² ao nível do encabeçamento das estacas |
| 4 | Pórtico tipo modelado com fundações por estacas de ponta nas quais se aplicaram molas representativas da interacção estaca/terreno e em que se consideraram vigas de fundação de secção 0.65×1.10 m ² ao nível do encabeçamento das estacas |
| 5 | Esforços resultantes do modelo 1 introduzidos sobre fundação com as condições de apoio do modelo 2 |
| 6 | Esforços resultantes do modelo 1 introduzidos sobre fundação com as condições de apoio do modelo 3 |
| 7 | Esforços resultantes do modelo 1 introduzidos sobre fundação com as condições de apoio do modelo 4 |
| 8 | Igual ao modelo 2 mas com estacas flutuantes |
| 9 | Igual ao modelo 3 mas com estacas flutuantes |
| 10 | Igual ao modelo 4 mas com estacas flutuantes |

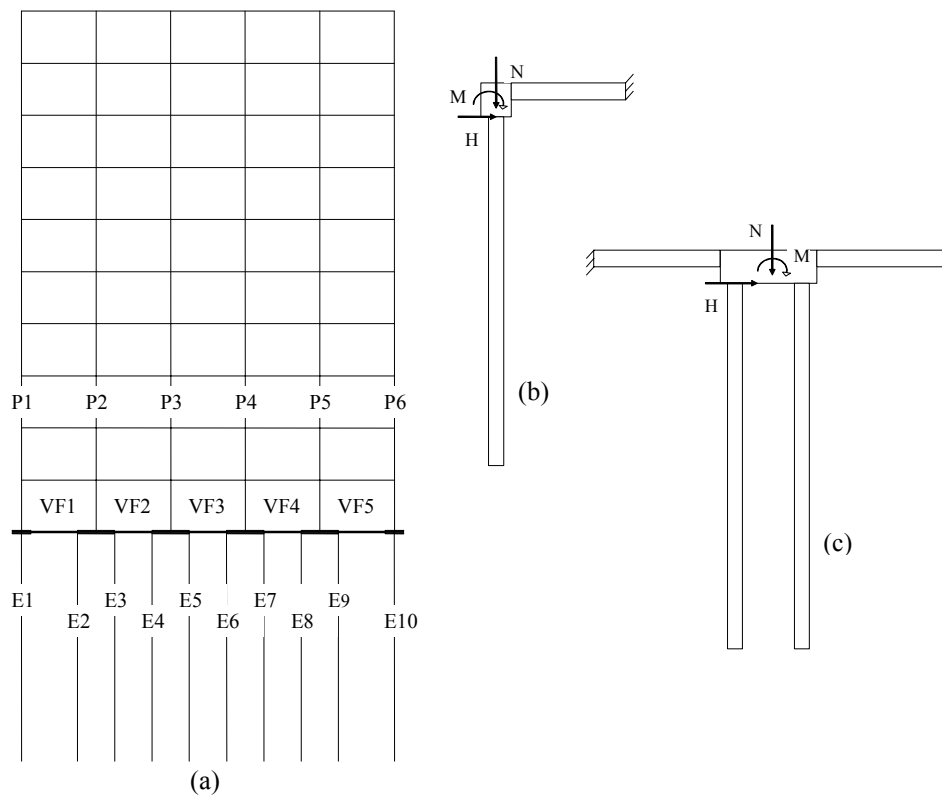


Figura 3 – Alguns modelos (a) Modelo 3; (b) Estaca E1 no modelo 6; (c) Estacas E2 e E3 no modelo 6

Note-se que o modelo 1 corresponde à metodologia clássica habitual, donde se obtém as acções que permitem, em cálculos separados, realizar o dimensionamento das estacas. Este procedimento está reproduzido nos modelos 5, 6 e 7 recorrendo ao mesmo programa de cálculo automático, ainda que, na prática, o procedimento corrente seja o recurso directo a soluções publicadas.

3 . ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NAS ESTACAS

As soluções dos modelos 8, 9 e 10 não são apresentadas, pois coincidem praticamente com as soluções dos modelos 2, 3 e 4. Este facto resulta certamente do facto de as estacas serem de elevado comprimento e assim, as condições de constrangimento da sua extremidade inferior não afectarem a ordem de grandeza dos esforços e deformações ao nível da cabeça das estacas.

Os resultados relativos às estacas periféricas do modelo 5 não são apresentados. Na prática, estas estacas comportam-se como estacas de cabeça livre, sendo habitual o recurso a vigas de equilíbrio no dimensionamento deste tipo de estacas.

Os resultados que se apresentam para as deformações na cabeça das estacas, assentamentos e deslocamentos horizontais, dizem respeito a modelos estudados sob combinações de acções em Estado Limite de Utilização com a acção de base sismo.

Com excepção dos valores relativos aos momentos flectores máximos positivos, todos os restantes resultados apresentados referem-se à cabeça das estacas.

3.1 Esforços normais

O Quadro 4 apresenta os esforços normais na cabeça das estacas relativos aos modelos 2 a 7. Tendo por referência os modelos 2 a 4 e os modelos 5 a 7, verifica-se que a introdução das vigas de fundação origina tracções na estaca E1, aumentando o seu valor com o aumento da rigidez das vigas. Note-se que dos resultados do modelo 1 se obtêm na estaca E1 maiores esforços de compressão que os obtidos pelo modelo 2.

Quanto às estacas dos maciços centrais, observa-se que todas as estacas se encontram em compressão, ainda que as estacas E2 e E6, do lado onde actua a acção base sismo, se encontrem menos carregadas. Contudo, verifica-se que os esforços axiais tendem a aumentar nas estacas E2 e E6 e a diminuir nas estacas E3 e E7 com a introdução das vigas de fundação, tanto mais quanto maior a rigidez destas. Por outro lado, o aumento da rigidez das vigas de fundação tende a igualizar os esforços em ambas as estacas de cada maciço.

Quadro 4 - Esforços normais (kN)

| Modelo | E1 | E2 | E3 | E6 | E7 |
|--------|--------|-------|--------|--------|--------|
| 2 | 23,0 | 42,2 | 1939,8 | 132,8 | 2027,3 |
| 3 | -61,7 | 504,3 | 1411,2 | 682,7 | 1495,7 |
| 4 | -103,8 | 833,3 | 1073,1 | 1040,8 | 1142,1 |
| 5 | --- | 83,1 | 2009,4 | 105,5 | 2047,6 |
| 6 | -230,5 | 744,4 | 1454,7 | 685,6 | 1493,3 |
| 7 | -236,0 | 952,3 | 1161,7 | 1029,0 | 1097,7 |

A comparação dos resultados relativos aos modelos 2 a 7 mostra que, com excepção das estacas E6 nos modelos 2 e 4 e E7 nos modelos 3 e 4, os esforços axiais resultam inferiores nos modelos 2 a 4, isto é, a modelação que atende à interacção estrutura/fundação tem um efeito particularmente significativo na diminuição dos esforços de tracção da estaca E1 dos modelos 3 e 4 e menos significativo no caso das estacas E2 e E3.

3.2 Momentos flectores na cabeça das estacas

Os resultados obtidos em termos de momento flector máximo na cabeça das estacas são apresentados no Quadro 5. A observação dos valores relativos aos modelos 2 a 4 mostra que, com excepção da estaca periférica E1, os momentos flectores na cabeça das estacas não variam de forma significativa em cada modelo, aumentando a sua ordem de grandeza com a introdução das vigas de fundação e com o aumento da rigidez destas.

Quanto aos resultados dos modelos 5 a 7, verifica-se que com a introdução das vigas de fundação as estacas dos maciços centrais seguem o padrão já referido a propósito dos modelos 2 a 4, excepto no caso das estacas E2 e E3 do modelo 6, onde os momentos flectores são mais elevados do que nos outros modelos.

Os resultados da estaca E1 nos modelos 6 e 7 mostram inversão de sinal dos momentos flectores com o aumento da rigidez da viga de fundação. Note-se que o momento flector positivo do modelo 6 está associado a uma viga de fundação com momento de inércia idêntico ao da estaca, enquanto que é cerca de onze vezes superior no caso do modelo 7.

Quadro 5 - Momentos flectores na cabeça das estacas (kN.m)

| Modelo | E1 | E2 | E3 | E6 | E7 |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 2 | -20,2 | -316,6 | -316,6 | -319,2 | -319,2 |
| 3 | -220,0 | -338,7 | -338,7 | -352,8 | -352,8 |
| 4 | -300,8 | -366,1 | -366,1 | -384,4 | -384,4 |
| 5 | --- | -232,0 | -232,0 | -236,0 | -236,0 |
| 6 | 80,0 | -400,5 | -400,5 | -387,0 | -387,0 |
| 7 | -265,0 | -373,0 | -373,0 | -391,8 | -391,8 |

A comparação de resultados entre os modelos 2 a 7 permite observar que apenas no caso das estacas dos maciços centrais o efeito de interacção estrutura/fundação origina menores momentos flectores na cabeça das estacas, desde que associado à existência de vigas de fundação.

3.3 Momentos flectores máximos no fuste das estacas

Os momentos flectores máximos positivos indicados no Quadro 6 ocorrem à profundidade de 5 m, excepto na estaca E1 dos modelos 2 e 9, onde $x = 3$ m.

Nos modelos 2 a 4 os momentos flectores máximos positivos são, em cada modelo, da mesma ordem de grandeza em todas as estacas, diminuindo com a introdução das vigas de fundação e com o aumento da sua rigidez.

Nos modelos 5 a 7, verifica-se que o modelo 6 origina os maiores momentos flectores positivos em todas as estacas, sendo os resultados relativos aos maciços centrais nos modelos 5 e 6 bastante idênticos.

Quadro 6 - Momentos flectores máximos no fuste das estacas (kN.m)

| Modelo | E1 | E2 | E3 | E6 | E7 |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 2 | 152,6 | 155,1 | 155,1 | 155,7 | 155,7 |
| 3 | 124,2 | 127,2 | 127,2 | 127,9 | 127,9 |
| 4 | 110,5 | 111,8 | 111,8 | 112,3 | 112,3 |
| 5 | --- | 132,4 | 132,4 | 134,1 | 134,1 |
| 6 | 182,1 | 137,7 | 137,7 | 137,3 | 137,3 |
| 7 | 110,8 | 112,8 | 112,8 | 113,1 | 113,1 |

Comparando os resultados dos modelos 2 a 4 e 5 a 7 observa-se que o efeito de interacção estrutura/fundação apenas conduz a menores momentos flectores máximos positivos quando os modelos contemplam a existência de vigas de fundação.

3.4 Esforços transversos

Os esforços transversos indicados no Quadro 7 são relativos à cabeça das estacas. A análise dos resultados do quadro relativamente aos modelos 2 a 4 permite concluir que, com excepção da estaca periférica, os esforços transversos diminuem com a introdução das vigas de fundação, ainda que de forma não muito significativa no que se refere à diferença entre a respectiva ordem de grandeza nos modelos 3 e 4.

No que se refere aos resultados dos modelos 5 a 7 os esforços transversos são máximos no caso do modelo 6, com excepção do que se verifica na estaca periférica E1.

Também com excepção do que se verifica com a estaca E1, a ordem de grandeza dos esforços transversos não varia de forma significativa nas diferentes estacas, em todos os modelos.

Quadro 7 - Esforços transversos na cabeça das estacas (kN)

| Modelo | E1 | E2 | E3 | E6 | E7 |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 2 | 84,2 | 176,1 | 176,1 | 177,1 | 177,1 |
| 3 | 132,4 | 164,5 | 164,5 | 168,5 | 168,5 |
| 4 | 144,6 | 162,1 | 162,1 | 167,1 | 167,1 |
| 5 | --- | 140,5 | 140,5 | 142,6 | 142,6 |
| 6 | 59,2 | 186,7 | 186,7 | 183,0 | 183,0 |
| 7 | 135,7 | 164,3 | 164,3 | 169,3 | 169,3 |

Comparando resultados dos modelos 2 a 7 verifica-se que o efeito de interacção estrutura/fundação apenas conduz a menores esforços transversos no caso das estacas dos maciços centrais quando os modelos têm associadas vigas de fundação.

3.5 Assentamentos

O Quadro 8 mostra os assentamentos obtidos através dos diferentes modelos. Os resultados relativos aos modelos 2 a 4 e aos modelos 5 a 7 permitem observar que no caso dos maciços centrais e tal como expectável, os assentamentos são genericamente tanto mais elevados quanto mais centrais são as estacas. Por outro lado, em ambos os tipos de modelos, a variação dos assentamentos mostra o mesmo tipo de variação dos esforços normais, isto é, em cada maciço é menor o assentamento da estaca do lado onde actua a acção base sismo (estacas E2 e E6). Verifica-se ainda que, também nestas estacas, e ao contrário do que acontece com as estacas E3 e E7, a introdução das vigas de fundação faz aumentar os assentamentos respectivos.

Quanto à estaca E1, enquanto nos modelos 2 a 4 a introdução das vigas de fundação origina diminuição dos assentamentos, observa-se que nos modelos 6 e 7 as vigas de fundação com diferentes momentos de inércia conduzem a assentamentos da mesma ordem de grandeza.

Quadro 8 - Assentamentos (mm)

| Modelo | E1 | E2 | E3 | E6 | E7 |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 2 | 0,918 | 0,861 | 2,970 | 0,973 | 3,080 |
| 3 | 0,829 | 1,380 | 2,390 | 1,590 | 2,490 |
| 4 | 0,790 | 1,770 | 2,030 | 2,000 | 2,110 |
| 5 | --- | 0,906 | 3,040 | 0,942 | 3,110 |
| 6 | 0,649 | 1,650 | 2,430 | 1,590 | 2,490 |
| 7 | 0,651 | 1,900 | 2,130 | 1,990 | 2,060 |

A comparação dos resultados entre os modelos 2 a 7 mostra que os modelos 2 a 4 conduzem a maiores assentamentos no caso da estaca E1, menores no caso das estacas E2 e E3 e sem regra aparente no que se refere às estacas E6 e E7.

3.6 Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais da cabeça das estacas são indicados no Quadro 9. No que se refere aos modelos 2 a 4 verifica-se que a introdução de vigas de fundação origina diminuição dos deslocamentos horizontais nas estacas dos maciços centrais, tanto maior quanto maior a rigidez das vigas de fundação, enquanto nos modelos 5 a 7 os deslocamentos horizontais são maiores no caso do modelo 6 e menores no caso do modelo 7. Em todos estes modelos os deslocamentos são da mesma ordem de grandeza em todas as estacas.

Quanto à estaca periférica E1, verifica-se igualmente que a introdução das vigas de fundação dá origem a menores deslocamentos horizontais, diminuindo estes com o aumento da rigidez das vigas, ainda que a sua ordem de grandeza só aproxime em cada modelo os valores das restantes estacas quando existem vigas de fundação.

Quadro 9 - Deslocamentos horizontais na cabeça das estacas (mm)

| Modelo | E1 | E2 | E3 | E6 | E7 |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 2 | 10,540 | 12,340 | 12,340 | 12,400 | 12,400 |
| 3 | 9,930 | 10,000 | 10,000 | 10,040 | 10,040 |
| 4 | 8,670 | 8,680 | 8,680 | 8,700 | 8,700 |
| 5 | --- | 10,550 | 10,550 | 10,750 | 10,750 |
| 6 | 10,830 | 10,770 | 10,770 | 10,770 | 10,770 |
| 7 | 8,760 | 8,750 | 8,750 | 8,750 | 8,750 |

Comparando os valores obtidos através dos modelos 2 a 7 verifica-se que o efeito de interacção estrutura/fundação considerado nos modelos 2 a 4 apenas conduz a menores deslocamentos horizontais quando são consideradas vigas de fundação.

4. CONCLUSÕES

Os modelos 2 a 4, ainda que não considerando o efeito de interacção entre estacas através do terreno, permitem incluir a interacção entre a estrutura e a fundação em estacas e entre estas e o terreno e conduzem, genericamente, a menores esforços e deformações nas estacas desde que sejam consideradas vigas de fundação nos modelos de cálculo.

De um ponto de vista prático e com reflexos no custo das estacas, pode verificar-se que, tomando em todos os modelos a situação mais desfavorável, o diâmetro escolhido é adequado e que, relativamente às armaduras das estacas, as percentagens mecânicas w resultam entre 0,31 e 0,37, ou seja, a armadura longitudinal resulta igual em todas as estacas. Por outro lado, o esforço transversal de cálculo varia entre 144,6 e 186,7 kN, o que não obriga a soluções diferentes de armadura transversal.

Estas conclusões são apenas válidas para o pórtico tipo considerado, a solução de fundações escolhida e as características adoptadas para o terreno de fundação. Na sequência deste trabalho pretende-se desenvolver o assunto, analisando edifícios de grande e pequeno porte, rígidos e flexíveis, estacas com diferentes relações diâmetro/comprimento e diferentes condições de constrangimento na sua extremidade inferior e terrenos com diferentes características.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Varatojo, P., “ Dimensionamento de estacas sob acções horizontais estáticas”, Curso sobre Projecto e Ensaio de Estacas sob Acções Estáticas e Dinâmicas, Fundec, IST, 52 pag., 2002.