

Estudos Computacionais para Análise de Fundações Profundas Considerando o Atrito Negativo

Alysson Henrique Alves dos Santos¹
Nelson Szilard Galgoul²

Resumo

A instalação de estruturas com fundações profundas em solos de baixa resistência tem levado ao fenômeno conhecido como “atrito negativo”. O fenômeno é decorrente de sobrecargas aplicadas ao solo após a instalação da fundação em estaca e está relacionado com a rigidez das camadas onde foi instalada a fundação. Essas sobrecargas podem ser oriundas de aterros, construções ou rebaixamento da cota do lençol freático.

Devido à aplicação da sobrecarga ao solo uma parte desse que antes atuava como receptor das solicitações advindas das estacas passa a promover a solicitação adicional nas mesmas, caracterizando o fenômeno supracitado.

Na presente contribuição esse problema será analisado por meio de um programa computacional, cuja filosofia baseia-se no método dos elementos finitos, sendo o solo tratado de forma não-linear (regime elasto-plástico), e sua interação com a estaca realizada de forma a garantir a convergência dos resultados.

Palavras-chave: Atrito Negativo, Fundações Profundas, Elementos Finitos.

1 Introdução

O fenômeno designado por atrito negativo geralmente ocorre quando estacas são cravadas através de aterros recentes assentes sobre camadas de argila mole. A instalação destas estacas se dá sobre solos compressíveis sendo suas pontas assentes em solos competentes (relativamente incompressíveis). O fenômeno pode ocorrer também por rebaixamento de cota do nível freático. Com o adensamento da camada compressível as camadas sobrejacentes à camada compressível tendem a recalcar sendo que com esse recalque a camada que antes absorvia parte da solicitação longitudinal promovida pelo fuste da estaca (atrito positivo) passa a imprimir na estaca uma força adicional devido à ação do solo sobre esta (atrito negativo).

Na literatura existem vários autores que pesquisaram sobre o assunto dentre os quais destacou-se ZEEVAERT (1968). Na segunda edição de seu livro encontra-se uma análise detalhada do problema, tanto para estacas isoladas quanto para um grupo de estacas.

Dois autores, DE BEER e WALLAYS (1983) publicaram um trabalho partindo das idéias de

ZEEVAERT (1968) cujo conteúdo foi bastante difundido no meio acadêmico. Uma breve discussão sobre o desenvolvimento de DE BEER e WALLAYS (1983) é apresentada no item 2.2 deste trabalho.

COMBARIEU (1985) classificou os métodos de cálculo de atrito negativo em dois grupos, métodos elásticos e métodos elasto-plásticos.

Nos métodos elásticos faz-se a hipótese de que o solo é um material elástico linear sem patamar de escoamento definido, isto é, o solo não apresenta características plásticas.

Nos métodos elasto-plásticos adota-se uma lei bi-linear relacionando o recalque w_r à tensão cisalhante entre solo e estaca τ . Neste modelo conforme apresentado na Figura 1, a partir de τ_n começa a ocorrer o fenômeno de plastificação em que o recalque relativo aumenta porém não há transferência de carga (Figura 1).

O problema associado a ambos os métodos apresentados reside no fato de que se considera que a estaca não se move, recebendo esta, portanto, todas as tensões adicionais do recalque do solo sem considerar o recalque diferencial real entre a estaca e o solo.

1 Pesquisador da Pós Graduação da Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, alyssonh.santos@gmail.com.

2 Professor Titular da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, nsg@suporte-cp.com.br.

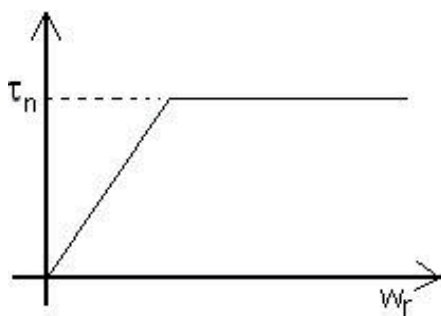


Figura 1 – Relação elasto-plástica para atrito versus recalque.

Neste trabalho será apresentado um método de cálculo do atrito negativo em que a modelagem da estaca é realizada em elementos de barra e nós com base na teoria dos elementos finitos. O solo passa a ser simulado por molas elasto-plásticas verticais e horizontais. A não-linearidade do solo (regime elasto-plástico) é considerada a partir da discretização do solo em camadas cujas características são dadas pelas curvas T-Z (solicitação vertical versus deformação vertical) e P-Y (esforço horizontal versus deformação horizontal). O recalque relativo entre estaca-solo é levado em conta em todas as etapas de convergência da análise, eliminando o conservadorismo dos métodos já mencionados.

No item 2 são apresentados os métodos atuais de cálculo de atrito negativo, no item 3 é estudado o fenômeno de adensamento do solo, no item 4 as suposições adotadas para resolução do problema via método dos elementos finitos são apresentadas, as restrições do programa são apresentadas no item 5 e a aplicação de um exemplo numérico é apresentada no item 6. Ao final no item 7 são apresentadas as conclusões e uma comparação entre os resultados obtidos via método dos elementos finitos e via método convencional de abordagem do problema.

2 O Atrito Negativo Atuando como Sobrecarga

A princípio pode-se assegurar que atrito negativo ocorre quando o recalque do terreno em torno da estaca é maior que o da estaca; em contrapartida pode-se assegurar que o atrito positivo ocorre quando o recalque do terreno é menor que o da estaca.

Admitindo-se que Q seja a carga prevista na estaca e que Q_n seja a carga adicional que se deseja quantificar, a NBR 6122:1996 prescreve no seu item 7.5.4 que a carga de ruptura de uma estaca sujeita a atrito negativo seja:

$$Q_{ult} \geq 2,0.Q + 1,5.Q_n \quad (1)$$

Justifica-se a redução no coeficiente de segurança a ser aplicado à carga negativa de 2,0 para 1,5 pelo fato de que o “fenômeno do atrito negativo é antes um problema de recalque do que um problema de ruptura”.

2.1 Quantificação do Atrito Negativo

A compreensão do fenômeno de atrito negativo é bastante simples ao passo que sua quantificação é bastante complexa. O atrito negativo depende do deslocamento relativo entre o solo e a estaca, ou seja, da diferença entre os recalques de ambos. A maior parte dos métodos simplificados como o de DE BEER e WALLAYS (1985) pressupõe que o recalque do solo se aplica em uma estaca indeslocável. Na verdade ambos solo e estaca recalcam e os recalques do solo e da estaca não podem ser calculados independentemente.

No presente trabalho são apresentadas duas metodologias de cálculo:

- Formulação de DE BEER e WALLAYS (1985) apresentada no item 2.2.
- Formulação baseada no adensamento da camada argilosa obtido juntamente com o recalque da estaca sendo as tensões geradas pelo solo sobre a estaca definidas pelas curvas T-Z (deslocamento x força) preconizadas pela norma API (2000).

2.2 O Atrito Negativo Pela Contribuição de DE BEER e WALLAYS

Um resumo do método proposto por DE BEER e WALLAYS (1985) que publicaram um notável trabalho partindo das idéias de ZEEVAERT (1968) é apresentado a seguir.

O equilíbrio de uma fatia $abcd$ mostrada na Figura 2 fornece:

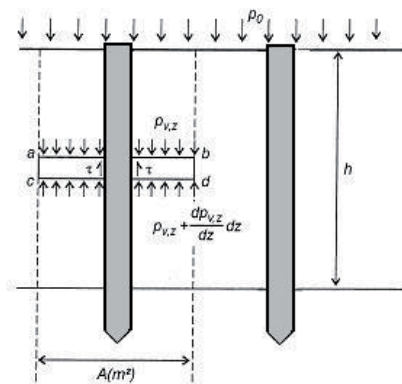


Figura 2 – Estaca submetida ao atrito negativo (DE BEER e WALLAYS (1985)).

$$A\gamma \cdot dz + p_{v,z} \cdot A - \left(p_{v,z} + \frac{dp_{v,z}}{dz} \cdot dz \right) \cdot A - \tau \cdot U \cdot dz = 0 \quad (2)$$

Sendo A a área da fatia no plano horizontal, γ o peso específico do solo, dz o componente infinitesimal vertical da fatia, $p_{v,z}$ a componente da pressão ao nível superior da fatia, τ o componente de cisalhamento entre estaca-solo e U o perímetro da estaca.

Integrando-se a equação (2) ao longo da camada e introduzindo o coeficiente k_0 empírico com base no tipo de estaca e solo e δ o ângulo de atrito interno do material obtém-se à equação(3) que define a fórmula final para o cálculo do atrito negativo para uma estaca:

$$Q_{n,max} = k_0 \cdot U \cdot \tan(\delta) \cdot \left(p_0 \cdot h + \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \right) \quad (3)$$

De acordo com DE BEER e WALLAYS (1985), pode-se tomar para k_0 o valor correspondente ao empuxo no repouso para o caso de estacas escavadas e de estacas cravadas em argilas moles. Já no caso de estacas cravadas em solos arenosos é possível que apareçam tensões horizontais bem acima do valor correspondente ao empuxo no repouso; nestes casos adota-se um valor para k_0 maior que 1,0. Valores usuais de $k_0 \cdot \tan(\delta)$, obtidos por meio de ensaios podem ser observados na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores de $k_0 \tan \delta$.

Tipo de Material	$k_0 \tan(\delta)$
Estacas com pinturas asfálticas em argilas	0,02
Película anular de bentonita	0,05
Estacas cravadas em solos argilosos muito moles e solos orgânicos	0,20*
Estacas escavadas em solos argilosos muito moles e solos orgânicos	0,15
Estacas escavadas com o revestimento perdido em solos argilosos muito moles a moles e solos orgânicos	0,10
Estacas cravadas em solos argilosos rijos a duros	0,30**
Estacas escavadas em solos argilosos rijos a duros	0,20
Estacas escavadas com revestimento perdido em solos argilosos rijos a duros	0,15
Estacas cravadas em solos argilosos sensíveis com atrito negativo gerado pela cravação	0,10
Areias, pedregulhos, fofos	0,35***
Areias, pedregulhos, mediantemente compactos	0,45***
Areias, pedregulhos, compactos	0,50 a 1,00***

* Reduzir para 0,15 em estacas cravadas com ponta aberta.

** Reduzir para 0,20 em estacas cravadas com ponta aberta.

*** Às estacas cravadas correspondem os valores mais elevados enquanto às escavadas, os menores.

3 Cálculo do Adensamento das Camadas

Neste tópico é apresentada a formulação consagrada pela API (2000) para cálculo do adensamento de camadas de solos argilosos. É importante ressaltar que esta formulação pressupõe que o recalque do solo se dá independente da existência ou não da estaca.

3.1 Fórmula do Adensamento

A fórmula que rege o valor do deslocamento vertical do solo (recalque) em sua profundidade devido ao adensamento das camadas de argila é extraída da seção 6.14.2 “Long Term Deformation” ou Deformação a um tempo infinito da norma API RP-2A (2000), sendo:

$$u_v = \frac{h \cdot C}{1 + e_0} \cdot \log_{10} \left(\frac{q_0 + \Delta q}{q_0} \right) \quad (4)$$

onde

- u_v = deslocamento vertical;
- h = altura da camada;
- e_0 = índice de vazios;
- C = índice de compressão;
- q_0 = sobrecarga inicial;
- Δq = tensão adicional do peso da camada de solo analisada.

3.2 O atrito Negativo pelo Adensamento do Solo

A modelagem do solo é fator importante na obtenção dos resultados. Os parâmetros das curvas não-lineares empíricas T-Z apresentadas pela norma API (2000) foram propostas por KRAFT *et al* (1981) e tem importância preponderante nos resultados finais.

A medida que ocorre o adensamento da camada de argila mole, ocorre recalque da camada de solo acima desta. A avaliação do recalque relativo entre a estaca e o solo é realizada para diversas etapas de tempo até que o recalque final (teoricamente no tempo infinito) seja obtido. A carga relativa do solo sobre a estaca é calculada diretamente por meio da curva T-Z e aplicada aos elementos finitos que compõem o modelo estrutural da estaca no programa CADESES.

Assim sendo, o recalque do solo, calculado automaticamente pelo programa CADESES conforme a equação(4), é um dado de entrada para a solução do problema, mas que não pode ser usado diretamente, visto que falta definir o recalque da estaca. Esta interação é a proposta apresentada no programa.

A interação mencionada acima é feita por um método iterativo no qual o recalque do solo é considerado de forma incremental, ao passo que o equilíbrio do sistema de interação estaca-solo é calculada iterativamente ao final de cada incremento. O processo descrito será tão mais preciso quanto maior for o número de incrementos de discretização do recalque. A discretização do modelo em elementos finitos da estaca deve ser bem definida para que os resultados sejam coerentes e que o fenômeno seja bem representado matematicamente.

A iteração do processo ao final de cada incremento prevê a atualização das forças resultantes dos recalques, que são por sua vez função do recalque acumulado, com o qual se usa as curvas T-Z correspondentes.

A análise estática não-linear física do estaqueamento é feita utilizando o método matricial dos deslocamentos. Esse método parte da obtenção de uma matriz de rigidez por estaca (apresentada no item 4) e gera a matriz de todo o estaqueamento pressupondo que o bloco de coroamento das estacas é rígido.

4 Matriz de Rigidez da Estaca Isolada

4.1. Premissas Básicas sobre as Estacas

As premissas básicas que norteiam este estudo são:

- o bloco de fundação é suposto rígido;
- o material das estacas tem comportamento linear-elástico;
- as estacas são supostas apoiadas no solo, em toda a sua extensão, em duas direções transversais ortogonais e na direção axial;
- as estacas nas suas extremidades superiores são supostas engastadas no bloco de coroamento. Nas extremidades inferiores encontram-se apoiadas sobre molas cujos valores retratam a rigidez de ponta das mesmas;
- as propriedades dos solos podem variar arbitrariamente com a profundidade. O solo é definido por meio de curvas P-Y e T-Z, onde as curvas P-Y relacionam as tensões e deformações do solo na direção horizontal e as curvas T-Z na direção vertical. Essas curvas são definidas no programa por meio de seus pontos de inflexão, conforme indicado na Figura 3.
- as forças externas são aplicadas na origem do sistema global de coordenadas, o qual é geral para todo estaqueamento.

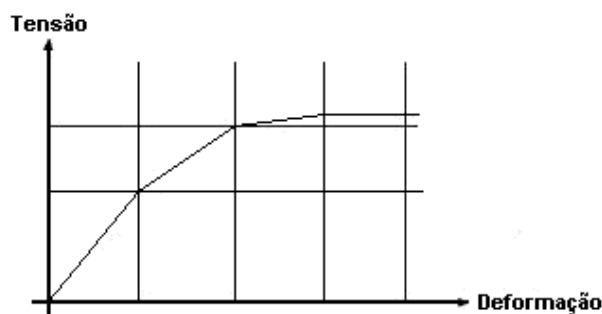


Figura 3 – Curvas do solo do tipo P-Y ou T-Z.

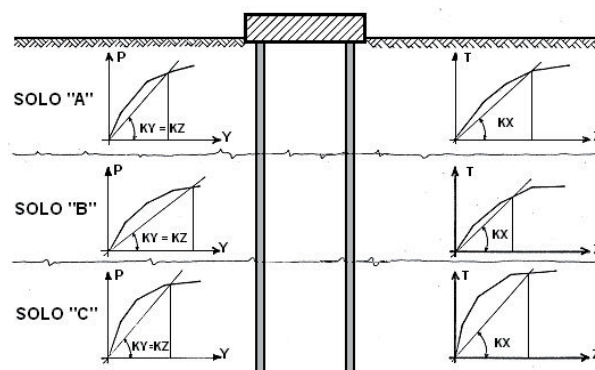


Figura 4 – Esquema estrutural das curvas do solo do tipo P-Y ou T-Z por camada.

A estaca tem sua matriz de rigidez determinada admitindo-se que a mesma está apoiada sobre base elástica em todo seu comprimento; em duas direções

transversais que são ortogonais ao seu eixo e na sua direção axial.

Na direção do esforço torsional o apoio elástico é levado em conta nos estudos teóricos, porém é admitido de grande rigidez para fins deste trabalho.

Admite-se também que as contribuições do solo no que tange as resistências às rotações das estacas nas direções dos momentos fletores são desprezadas pois contribuem muito pouco.

4.2 Subdivisão da Estaca em Elementos

Diante da consideração que admite a variação dos parâmetros do solo com a profundidade, a estaca pode ter qualquer comprimento e direção no espaço. Para que os esforços transversais e momentos fletores sejam avaliados corretamente ao longo da estaca e ainda para que o solo seja corretamente modelado, é necessária a discretização dos elementos da estaca. Para cada elemento são considerados os deslocamentos enumerados na Figura 5.

As molas consideradas por estaca nas direções indicadas são apresentadas na Figura 6, com base nas quais são definidas as matrizes de rigidez dos elementos.

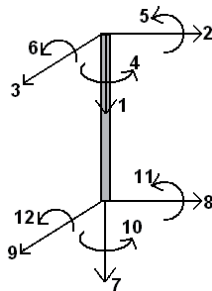


Figura 5 – Sistemas de coordenadas para eixos locais.

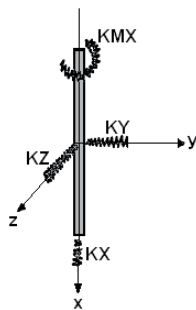


Figura 6 – Configuração da rigidez das molas nas suas direções.

4.3 Definição das Características do Solo

Para uma determinada configuração deformada da estaca, os valores de rigidez das molas dos apoios

elásticos de cada elemento desta são definidos pelos parâmetros do solo que relacionam as tensões com as deformações. Tem-se então com a hipótese de WINKLER (1867):

$$R_Y = K_Y \cdot D_Y$$

$$R_Z = K_Z \cdot D_Z$$

$$R_X = K_X \cdot D_X$$

Em que:

R_Y e R_Z = São reações do solo em direções transversais ao eixo da estaca [F/L].

R_X = É a reação do solo na direção axial do eixo [F/L].

R_{MX} = É a reação do solo na direção torsional [FL/L].

D_Y e D_Z = São deformações do solo nas direções transversais ao eixo da estaca [L].

D_X = É a deformação do solo na direção axial ao eixo da estaca [L].

D_{MX} = É a deformação do solo na direção torsional.

K_Y , K_Z e K_X = São parâmetros do solo que relacionam as reações com as deformações nas direções transversais e axial [F/L²].

K_{MX} = É o parâmetro do solo que relaciona a reação com a deformação na direção torsional [F].

De acordo com a Figura 6 os parâmetros do solo cujas tensões são relacionadas com as deformações transversais, obtidas a partir das curvas P-Y, são admitidas iguais em ambas as direções e denominadas K_Y e K_Z , respectivamente, em relação aos eixos Y e Z. Tal hipótese corresponde à adoção de uma mola axissimétrica, medida necessária diante da impossibilidade de se representar o comportamento não-linear do solo por duas componentes ortogonais distintas. Diante do exposto, para fins de cálculo, estes parâmetros são obtidos a partir da deformação transversal resultante e não das suas componentes. O que implicitamente leva à restrição de que são tratadas apenas estacas com seção circular ou para as quais se pode admitir uma seção circular equivalente.

Já os parâmetros do solo que relacionam as tensões com as deformações axiais são obtidas a partir das curvas T-Z do solo e são denominados K_X .

Por intermédio da interpolação linear cada elemento da estaca é relacionado com os parâmetros do solo, para tanto, são comparadas as profundidades do centro de gravidade do elemento e as profundidades adjacentes, para as quais são conhecidas as curvas do solo. Com a deformação ocorrida do elemento, definem-se dois parâmetros para o solo:

1. um parâmetro está relacionado à curva do solo adjacente superior;
2. outro parâmetro está relacionado à curva do solo adjacente inferior.

Uma vez obtidas e conhecidas as profundidades anteriormente citadas, aplica-se a equação (5) que expressa a interpolação linear conforme a Figura 7.

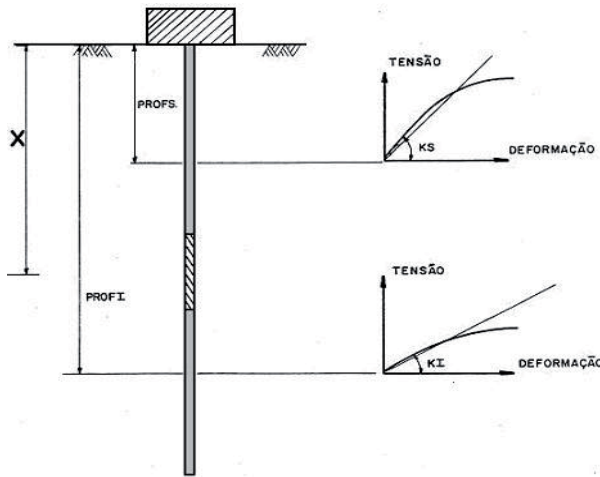


Figura 7 – Representação gráfica da interpolação linear das curvas P-Y e T-Z.

$$K_E = K_S + (X - PROF_S) \cdot \frac{(K_I - K_S)}{(PROF_I - PROF_S)} \quad (5)$$

onde

- K_E - Parâmetro do solo relacionando com o elemento da estaca;
- K_S - Parâmetro do solo obtido na curva do solo adjacente superior;
- K_I - Parâmetro do solo obtido na curva do solo adjacente inferior;
- X - Profundidade do centro de gravidade do elemento;
- $PROF_S$ - Profundidade adjacente superior à profundidade do elemento da estaca, para a qual é conhecida a curva do solo;
- $PROF_I$ - Profundidade adjacente inferior à profundidade do elemento da estaca, para a qual é conhecida a curva do solo.

5 Restrições do Programa CADESES

Algumas características e restrições do programa CADESES são apresentadas a seguir:

- o número de curvas P-Y e T-Z para a representação do solo pode ser no máximo igual a 30;
- o número máximo de subdivisões ou elementos da estaca é de 30;
- o número máximo de carregamentos pode ser igual a 30;
- as estacas devem estar inseridas totalmente no solo;
- a menor profundidade onde as curvas P-Y e T-Z do solo são definidas deve localizar-se em cota igual ou superior a cota do topo das estacas;
- a maior profundidade onde as curvas P-Y e T-Z do solo são definidas deve localizar-se em cota igual ou inferior a cota do topo das estacas;
- o número máximo de iterações admitido para a resolução de cada carregamento é definido pelo usuário;
- o programa não contempla estacas inclinadas.

O erro relativo especificado para a comparação dos deslocamentos do bloco em duas iterações sucessivas, foi considerado igual a 0,01 para os cálculos apresentados. Este parâmetro é definido pelo usuário no programa CADESES.

6 Exemplo Numérico

Utiliza-se como aplicação do programa neste estudo uma estaca de 25,00 m de comprimento com diâmetro de 0,80 m que atravessa 10,00 m de argila sobreposta a 15,00 m de areia compactada.

A argila em questão tem γ_{sub} de 9 kN/m³, índice de compressão (CC) de 1,20 e índice de vazios (e_0) de 1,20 com grau de compactação (C) de 20 kPa. A areia possui como γ_{sub} o valor de 8 kN/m³ e ângulo de atrito ϕ de 30°. O valor da carga aplicada na estaca será de 1300 kN.

6.1 Avaliação pelo Método de DE BEER e WALLAYS

Aplicando-se a equação (3) ao problema e adotando-se o valor extraído da Tabela 1 para $K_0 \tan \delta$ de 0,20 (estacas cravadas em argila muito mole) tem-se que a carga adicional na estaca devido ao atrito negativo é de 229,50 kN. A carga total máxima pelo método de DE BEER e WALLAYS (1985) atuando na estaca será de 1300 + 229,50 = 1529,50kN.

6.2 Avaliação Pelo Programa CADESES

A resolução do problema utilizando-se o procedimento implantado no programa CADESES depende das curvas T-Z definidas para este solo. O cálculo das rigidezes das curvas do solo são realizadas com base nas diretrizes apresentadas na norma API (2000). Observou-se que o método de resolução por elementos finitos gerou um resultado mais conservador que aquele pelo método de DE BEER e WALLAYS (1985) apresentado no item 6.1. O *output* do programa CADESES para resultados de esforços normal, cortante e momentos encontra-se descrito na Tabela 2.

O valor da sollicitação axial máxima na estaca considerando o atrito negativo foi de 1673,92 kN que corresponde a +9% sobre o valor encontrado pelo método de DE BEER e WALLAYS (1985), demonstrando a convergência do programa. O resultado da sollicitação axial na estaca ao longo do tempo (em várias etapas do adensamento do solo igualmente espaçados) pode ser observado na Figura 8.

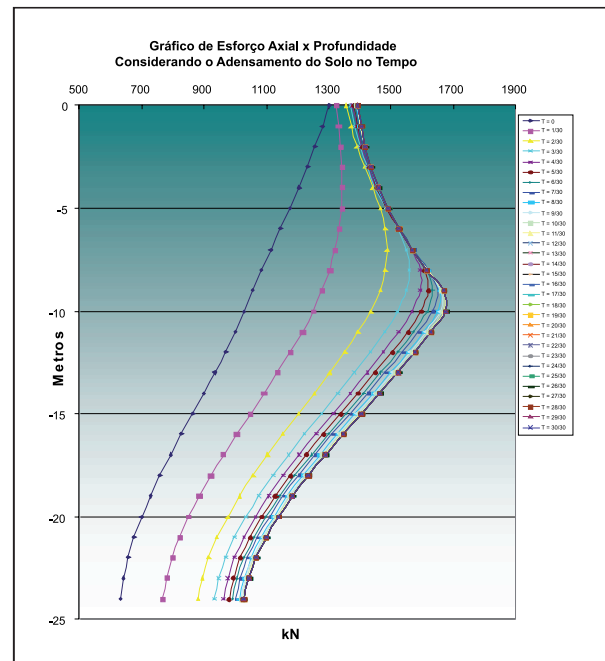


Figura 8 – Relação sollicitação axial x profundidade na estaca em 30 intervalos de tempo.

Tabela 2 – Sollicitações ao longo da estaca (Sistema Local).

ELEMENTO	CORD.X	NORMAL.X	CORTANT.Y	CORTANT.Z	TORSOR.X	MOMENTO.Y	MOMENTO.Z
1	0.00	1391.759	179.619	166.716	0.000	1798.175	-1398.108
2	1.00	1403.217	-68.963	-130.043	0.000	1799.136	-1439.176
3	2.00	1417.065	-292.778	-392.493	0.000	1515.995	-1240.074
4	3.00	1435.459	-470.466	-593.011	0.000	993.820	-833.406
5	4.00	1459.246	-422.907	-504.232	0.000	396.175	-343.189
6	5.00	1488.975	-173.611	-200.378	0.000	48.498	-47.686
7	6.00	1524.642	-23.854	-24.204	0.000	-50.715	40.300
8	7.00	1566.233	20.559	25.859	0.000	-42.470	35.636
9	8.00	1614.491	18.082	21.547	0.000	-16.719	14.494
10	9.00	1667.555	7.332	8.456	0.000	-1.937	1.923
11	10.00	1673.923	0.961	0.966	0.000	2.210	-1.760
12	11.00	1628.207	-0.898	-1.127	0.000	1.815	-1.523
13	12.00	1576.703	-0.773	-0.921	0.000	0.705	-0.612
14	13.00	1521.113	-0.310	-0.357	0.000	0.077	-0.077
15	14.00	1463.026	-0.039	-0.038	0.000	-0.096	0.077
16	15.00	1403.937	0.039	0.049	0.000	-0.078	0.065
17	16.00	1345.221	0.033	0.039	0.000	-0.030	0.026
18	17.00	1288.157	0.013	0.015	0.000	-0.003	0.003
19	18.00	1233.937	0.002	0.002	0.000	0.004	-0.003
20	19.00	1183.671	-0.002	-0.002	0.000	0.003	-0.003
21	20.00	1138.403	-0.001	-0.002	0.000	0.001	-0.001
22	21.00	1099.135	-0.001	-0.001	0.000	0.000	0.000
23	22.00	1066.841	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	23.00	1042.493	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
25	24.00	1027.089	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

7 Conclusões

Foi apresentado neste trabalho um programa geral de cálculo de solicitações em estacas que leva em conta a não-linearidade do solo bem como os efeitos de atrito negativo que podem surgir em decorrência de carregamentos impostos a solos compressíveis, nos quais as estacas se encontram embebidas.

Embora este trabalho não se limite a reproduzir métodos de cálculos desenvolvidos por terceiros optou-se por apresentar um breve histórico dos métodos usuais utilizados para resolução do problema e comparação do resultado obtido com o método mais empregado para problemas de atrito negativo (DE BEER e WALLAYS, 1985).

Por se tratar de um trabalho acadêmico e não de um desenvolvimento comercial, o programa apresentado não é totalmente geral. Não são levados em conta, por exemplo, o efeito de grupo das estacas, o que poderia ser alcançado implementando rotinas baseadas em técnicas similares às que foram empregadas em trabalhos já publicados, onde podemos citar O'NEILL, M. W. (1977), POULOS, H. G. (1968), entre outros.

Obteve-se um resultado mais conservador pelo método apresentado neste trabalho quando comparado ao método de BEER e WALLAYS, sendo obtido um valor 9% maior para o máximo esforço axial na estaca.

Recomenda-se que mais testes sejam realizados no decorrer do tempo, e que a aplicação do programa de forma acadêmica seja verificada pelos métodos consagrados utilizados na engenharia de fundações para o problema de atrito negativo em estacas.

Abstract

The utilization of deep foundation in soils with low resistance takes a problem known as negative skin friction. The phenomenon is due to overload after installation of a pile and is related to the layer's soil stiffness where it was made. These overloads could be from soil overloads, or can occur because of a landfill as well as by lowering the level of the water table. The soil that previously resisted the pile loads, now transfers extra loads to piles, thus characterizing the phenomenon mentioned above.

In this contribution this problem is studied by and program is developed whose philosophy is based on the finite element method, where the soil is treated in a non-linear manner, and its interaction with the pile is made to ensure the convergence of results.

Keywords: Skin Friction, Deep Foundations, Finit Elements.

Bibliografia

- American Petroleum Institute. Recommended Practice for Planning, Design and Construction Fixed Offshore Platform- Work Stress Design. 21th edition, 2000.
- COMBARIEU, O. Frottement Négatif sur Les Pieux. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche n° 136. 1985.
- DE BEER, E. E; WALLAYS, M. Quelques Problèmes que Posent les Fondations sur Pieux dans les Zones Portuaries. La Technique des Travaux, nov./dec. p. 375-384. 1983.
- DIAZ, B. E. Determination of Forces, Displacements and Soil Reactions of a Group of Piles. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973.
- KRAFT, L. M., RAY, R. P., KAGAWA, T. Theoretical t-z curves. J. Geotech. Engrg., ASCE, 107(11), 1543-1561, 1981.
- NBR 6122. Projeto e Execução de Fundações, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 1996.
- O'NEILL, M. W., *et al.* Analysis of Three-Dimensional Pile Groups with Non-Linear Soil Response and Pile-Soil Interaction, 1977.
- POULOS, H. G; DAVIS, E. H. Analysis of the Settlement of Pile Groups. Geotechnique, 18(4), p. 449-471, December, 1968.
- SANTOS, C. F. R. Cálculo de Estaqueamentos Considerando o Comportamento Não-Linear do Solo. Niterói, 1981. 112 p. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1981.
- VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. Fundações. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 472 p. Volume 2 "Fundações Profundas", 2002.
- WINKLER, E. Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit. Prague, Czechoslovakia, 1867.
- ZEEVAERT, L. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. 2nd Edition. New York: Van Nostrand Reinhold Co. 1968.