



Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações profundas

Soil-structure interaction for frame structural systems on deep foundations

Gustavo Guarnieri¹

Roberto Carlos Pavan²

Silvio Edmundo Pilz³

Marcelo Fabiano Costella⁴

Resumo: A interação entre as interfaces do sistema solo-estrutura tem a finalidade de assegurar a durabilidade, estabilidade e funcionalidade da obra durante sua vida útil, para isto, apresenta-se uma ferramenta para consideração deste fenômeno na análise global de estruturas reticulares, assentes sobre fundações profundas, com o objetivo de verificar a influência dos recalques de apoio em estruturas desta tipologia, e se os mesmos são capazes de gerar esforços adicionais significativos sobre os componentes estruturais. O método empregado baseia-se na hipótese de Winkler, que admite molas discretas ao longo do fuste das fundações. Portanto, o trabalho consiste em incorporar a metodologia para consideração de apoios flexíveis à estrutura computacional proposta por Gere e Weaver Jr. (1987), utilizando o Método da Rigidez, o qual é amplamente empregado para análise de estruturas reticulares. Através da análise integrada, contemplando parâmetros da infraestrutura, superestrutura e do terreno de fundação, comprovou-se que a rigidez dos elementos estruturais e os recalques diferenciais têm influência significativa na redistribuição dos esforços e, portanto, a vinculação entre solo e estrutura que melhor descreve o comportamento físico de uma edificação real é condição de apoios deformáveis.

Palavras-chave: Solo-estrutura; estruturas reticulares; fundações profundas.

¹ UNOCHAPECÓ – Universidade Comunitária da Região de Chapecó

² UNOCHAPECÓ – Universidade Comunitária da Região de Chapecó

³ UNOCHAPECÓ – Universidade Comunitária da Região de Chapecó

⁴ UNOCHAPECÓ – Universidade Comunitária da Região de Chapecó

Abstract: The interaction between the interfaces of the soil-structure system has the purpose of ensuring the durability, stability and functionality of the building during its useful life, for this, a tool is presented to consider this phenomenon in the global analysis of frame structures, supported on piles in order to verify the influence of support settlements on structures of this typology, and whether they are capable of generating significant additional efforts on the structural components. The method employed is based on Winkler's hypothesis, which admits discrete springs along the pile shaft. Therefore, the study consists in incorporating the methodology for considering flexible supports to the computational structure proposed by Gere and Weaver Jr. (1987), using the Stiffness Method, which is widely used for the analysis of frame structures. Through the integrated analysis, considering parameters of the infrastructure, superstructure and foundation soil, it was verified that the stiffness of the structural elements and the differential settlements have a significant influence on the redistribution of the efforts and, therefore, the bond between soil and structure that best describes the physical behavior of a real building is a condition of flexible supports.

Keywords: Soil-structure; frame structures; foundations.

1. Introdução

No passado, segundo relatos de Gusmão (1994), era comum a hipótese de apoios totalmente rígidos, para todos os vínculos estruturais na análise de estruturas reticuladas, até mesmo para situações passíveis de deslocamento, como fundações. Essa suposição era uma simplificação necessária para tecnologia da época sendo perfeitamente justificada devido à grande dificuldade em analisar manualmente edifícios sobre apoios flexíveis.

As primeiras contextualizações sobre interação solo-estrutura foram feitas por Chamecki (1954), no qual a ideia fundamental do trabalho era estabelecer uma ligação entre a rigidez da estrutura e os recalques da fundação. Nas palavras do autor tem-se que “A solidariedade entre os elementos da estrutura, confere a mesma considerável rigidez, o que faz com que os recalques diferenciais fiquem bem menos acentuados do que os calculados [...]” (Chamecki, 1954, p. 37).

Vários autores têm demonstrado a importância da análise estrutural incorporada ao estudo de recalques, segundo Velloso e Lopes (2004, p.121), este estudo “[...] tem por objetivo fornecer os deslocamentos reais da fundação – e também da estrutura, se essa estiver incluída na análise – e seus esforços internos.”. Ainda, de acordo com Velloso e Lopes (2004), a análise do conjunto solo-estrutura é fundamental e tem por objetivo fornecer os deslocamentos da edificação e permitir o estudo do comportamento dos elementos estruturais, a fim de garantir a qualidade do projeto. A proposta para a consideração da interação entre as interfaces do sistema solo-estrutura tem por objetivo aproximar a teoria da realidade, com a finalidade de assegurar a durabilidade, estabilidade e funcionalidade da obra durante sua vida útil.

Neste contexto, foi desenvolvido um programa 3-D para análise de estruturas reticuladas, em linguagem de programação Visual Basic (VB) utilizando a plataforma Microsoft Excel®, que considera a deformabilidade do solo adjacente às fundações profundas. O método baseia-se na hipótese de Winkler (Winkler, 1867), molas mutuamente independentes ao longo do fuste das fundações. O modelo reológico permite prever os recalques da estrutura e concomitantemente analisar os efeitos da interação solo-estrutura (ISE), salientando pontos críticos da consideração da estrutura com apoios totalmente rígidos. Na presente análise desconsidera-se as translações horizontais e os giros da estaca, já que são pequenos, permitindo utilizar somente molas verticais (Figura 1).

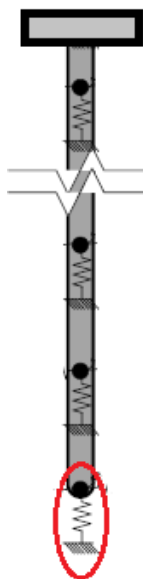


Figura 1: Modelo relógico adotado nas análises subsequentes

2. Fundamentação teórica

2.1 Capacidade de carga para estacas

O método utilizado, neste trabalho, para previsão da capacidade de carga das estacas foi criado por Aoki & Velloso (1975), sendo concebido através da comparação entre resultados de prova de carga em estacas e resultados de ensaios de cone. Para aplicar a metodologia a ensaios de penetração dinâmica (SPT), deve se utilizar um coeficiente de conversão “K” da resistência da ponta do cone para o N_{SPT} . Os valores para conversão estão listados na Tabela 1 (Cintra e Aoki, 2010), em que α é função do tipo de solo.

Tabela 1: Coeficientes K e α .

TIPO DE SOLO	K (MPa)	α (%)
Areia	1	1,4
Areia Siltosa	0,8	2
Areia Silto-Argilosa	0,7	2,4
Areia Argilosa	0,6	3
Areia Argilo-Siltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	3
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Areno-Argiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argilo-Arenoso	0,25	3
Argila	0,2	6
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Areno-Siltosa	0,3	2,8
Argila Siltosa	0,22	4

A capacidade de carga, de acordo com Cintra e Aoki (2010), é equacionada através do equilíbrio de forças, sendo que as parcelas resistentes podem ser divididas em atrito lateral (R_L) e de ponta (R_P). Portanto, a expressão final para capacidade de carga de um elemento isolado de fundação é representada pela Equação (1).

$$R = R_P + R_L = \frac{K N_P}{F_1} A_P + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta L) \quad \text{Eq. (1)}$$

Onde:

A_P = representa a área da seção transversal da estaca.

U = perímetro da estaca.

ΔL = segmento da estaca.

N_L = Resistência do segmento de estaca.

N_P = Resistência de ponta.

Os coeficientes “F1” e “F2” são fatores de correção das resistências de ponta e lateral que levam em conta as diferenças de comportamento entre a estaca e o cone estático. Na Tabela 2, estão apresentados os valores para estes fatores de correção segundo Aoki-Velloso (1975), adaptados por Cintra & Aoki (2010).

Tabela 2: Fatores de correção F_1 e F_2 .

Tipos de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	2 F_1
Metálica	1,75	2 F_1
Pré-moldada	1 + D/0,8	2 F_1
Escavada	3	2 F_1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	2 F_1

A carga admissível recomenda por Aoki & Velloso (1975) é obtida pela razão entre a capacidade de carga (R) e o coeficiente de segurança ($F_s = 2$).

2.2 Recalque para estacas

2.2.1. Encurtamento elástico do fuste

O elemento de fundação é reposnável por transmitir ao solo os carregamentos aplicados a estrutura. Examinando a estaca, ao longo da profundidade, ocorre a diminuição do esforço normal, devido a resistência por atrito lateral que o solo oferece (Cintra e Aoki, 2010). Portanto a reação no topo da estaca varia ao longo do seu fuste, para cada metro conforme o atrito lateral da camada (R_{Li}), sendo assim o esforço no meio da camada pode ser obtido

proporcionalmente, admitindo uma variação linear. Nestas condições, através da lei de Hooke, pode-se obter o encurtamento elástico do fuste (ρ_e) pela Equação (3).

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad \text{Eq. (3)}$$

Onde:

A = área da seção transversal da estaca.

P_i = Esforço normal médio no trecho da estaca.

L_i = Espessura o trecho analisado.

E_c = Módulo de elasticidade do concreto.

Esta deformação representa o deslocamento do topo da estaca, que deve ser somado ao recalque do solo para a obtenção do recalque total da estaca.

2.2.2. Recalque do solo

A estaca carregada aplica sobre o maço de solo subjacente a sua base, as cargas ao longo do contato com o fuste, respectivas a parcela de reação em cada camada (R_{L_i}), e transmite a carga de ponta (R_p) diretamente ao solo situado junto a base. Sob ação destas cargas o maço sofre deformações, resultando no deslocamento da ponta da estaca, representado na Figura 2 (Cintra e Aoki, 2010).

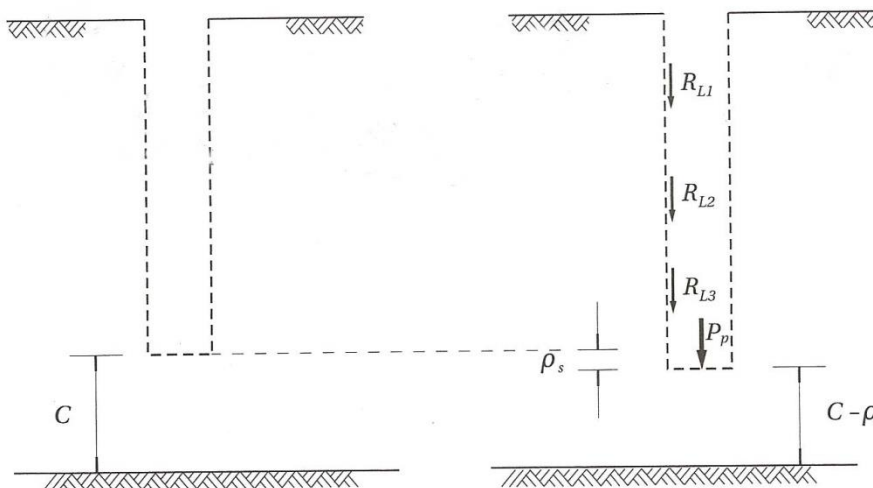


Figura 2: Recalque do solo.

Segundo Cintra & Aoki (2010), é possível admitir a propagação das tensões proporcionalmente a razão 1:2, conforme Figura 3, para obter o acréscimo de carga na linha média da camada analisada.

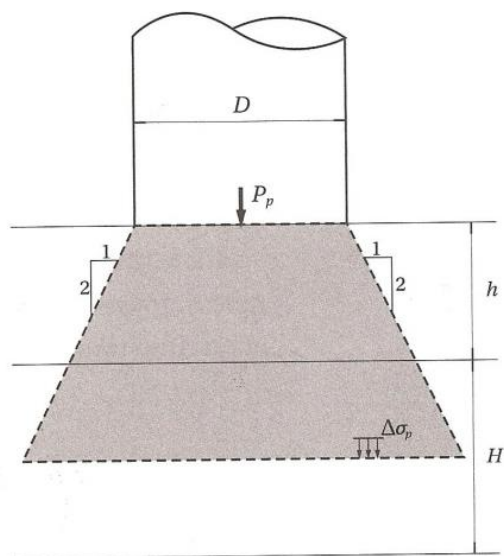


Figura 3: Propagação das tensões.

Nestas condições, a tensão na linha média da camada é dada pela Equação (4)

$$\Delta\sigma = \frac{4P_p}{\pi \left(D+h+\frac{H}{2}\right)^2} \quad \text{Eq. (4)}$$

Onde:

P_p = Carregamento vertical aplicado.

D = Diâmetro da estaca.

h = Profundidade relativa do ponto de aplicação da força ao topo da camada analisada.

H = Espessura da camada analisada.

$\Delta\sigma$ = Acréscimo de tensão.

Sendo assim, levando em conta todos os acréscimos de tensão, devido as parcelas de R_{Li} e R_p , pode ser calculado o recalque elástico para qualquer camada abaixo da ponta da estaca. Conforme Aoki & Velloso (1975), o recalque pode ser então estimado pela Teoria de Elasticidade, através da Equação (5).

$$\rho_s = \Sigma \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} H \right) \quad \text{Eq (5)}$$

Onde:

$\Delta\sigma$ = Acréscimo de tensão.

E_s = Módulo de deformabilidade.

H = Espessura da camada analisada.

ρ_s = Recalque do solo.

Na falta de ensaios específicos, o módulo de deformabilidade (E_s) pode ser correlacionado através com a utilização de coeficientes de correção com o índice de resistência à penetração (N_{SPPT}). Como, por exemplo, a apresentada por Teixeira e Godoy (1996), na qual se obtém o módulo de deformabilidade por meio da Equação (6).

$$E_s = \alpha' \cdot K' \cdot N_{SPPT} \quad \text{Eq. (6)}$$

Os demais parâmetros podem ser obtidos das Tabelas 3 e Tabela 4 (Teixeira e Godoy, 1996).

Tabela 3: Coeficiente α' .

Solo	α'
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Tabela 4: Coeficiente K' .

Solo	K (MPa)
Areia Com Pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia Siltosa	0,7
Areia Argilosa	0,55
Silte Arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila Arenosa	0,3
Silte Argiloso	0,25
Argila Siltosa	0,2

3. Modelo de Winkler

Prever o comportamento mecânico de um maciço solo é uma tarefa complexa devido a heterogeneidade do material, que varia desde partículas de argila até matacões. Apesar do solo não ser um material elástico, pois não recupera o volume original ao efetuar o descarregamento do mesmo, em análises convencionais limita-se a tensão atuante na base da fundação à tensão admissível do solo. Nestas condições é possível a aplicação do modelo de Winkler.

Este modelo de comportamento do solo admite que as pressões de contato são proporcionais ao deslocamento (w) para qualquer ponto situado na superfície do solo carregado. Para o caso de deformação vertical, a tensão é dada pela Equação (7):

$$\sigma(x, y) = k_s^v \cdot \Delta_i(x, y) \quad \text{(Eq. 7)}$$

Em que:

$\sigma(x, y)$ = Tensão de contato média na base da fundação.

$\Delta_i(x, y)$ = Deslocamento vertical (recalque).

k_s^v = Módulo de reação vertical do solo.

Neste contexto, considerando uma variação linear das tensões, é possível calcular os deslocamentos a partir dos coeficientes de apoio elástico K_v (kN/m), conforme a equação (8).

$$w = \frac{N}{K_v} = \frac{F}{K_s^v \cdot A_f} \quad (\text{Eq.8})$$

Onde:

N = Ação sobre a fundação.

F = Força normal a seção analisada.

K_v = Coeficiente elástico.

O recalque (w) pode ser obtido através do cálculo, baseado na teoria da elasticidade, apresentado nos itens 2.1.1 e 2.1.2.

4. Metodologia para consideração da iteração solo-estrutura

A técnica consiste inicialmente em calcular as reações de apoio da estrutura com apoios rígidos e a partir desses valores estimar as dimensões da fundação, e obter, através da metodologia apresentada no item 2 o recalque total do elemento. O coeficiente de rigidez elástico, para cada mola da estaca, pode então ser obtido através da Equação (8); este coeficiente é então redistribuído proporcionalmente a parcela resistente de cada metro do fuste e ponta da estaca. Em uma nova análise de esforços, os apoios rígidos são substituídos pelos coeficientes de molas, distribuídos ao longo do fuste e ponta da fundação, assim são obtidas novas reações de apoios, novos recalques e novos coeficientes de molas. O processo é iterativo e chega ao final quando os recalques ou as reações de apoio convergem para um mesmo valor, ou permanecem dentro de uma pequena faixa de variação, na ordem de 5%. Esse procedimento baseia-se na metodologia apresentada por Chamecki (1954).

5. Modelo espacial

O modelo espacial é constituído por trinta e nove membros e vinte e quatro nós. Inicialmente os nós da base serão restringidos, em seguida as restrições verticais dos mesmos serão substituídas, por coeficientes de rigidez relativa, posicionados ao longo do fuste de cada estaca, de acordo com o item 4.

O modelo espacial apresenta carregamento uniforme Q (20 kN/m), atuante no sentido negativo de Y , aplicados a todos os elementos horizontais da estrutura e todos os membros estão submetidos a ações devido ao peso próprio ($\sigma_c=25$ kN/m³) Os elementos estruturais são de concreto armado, com resistência a compressão (f_{ck}) de 25 MPa.

As vigas do modelo têm dimensões de 15x70cm, respectivamente base e altura, enquanto os pilares são dotados de uma seção 20x20cm. A estrutura está esquematizada de acordo com a Figura 4.

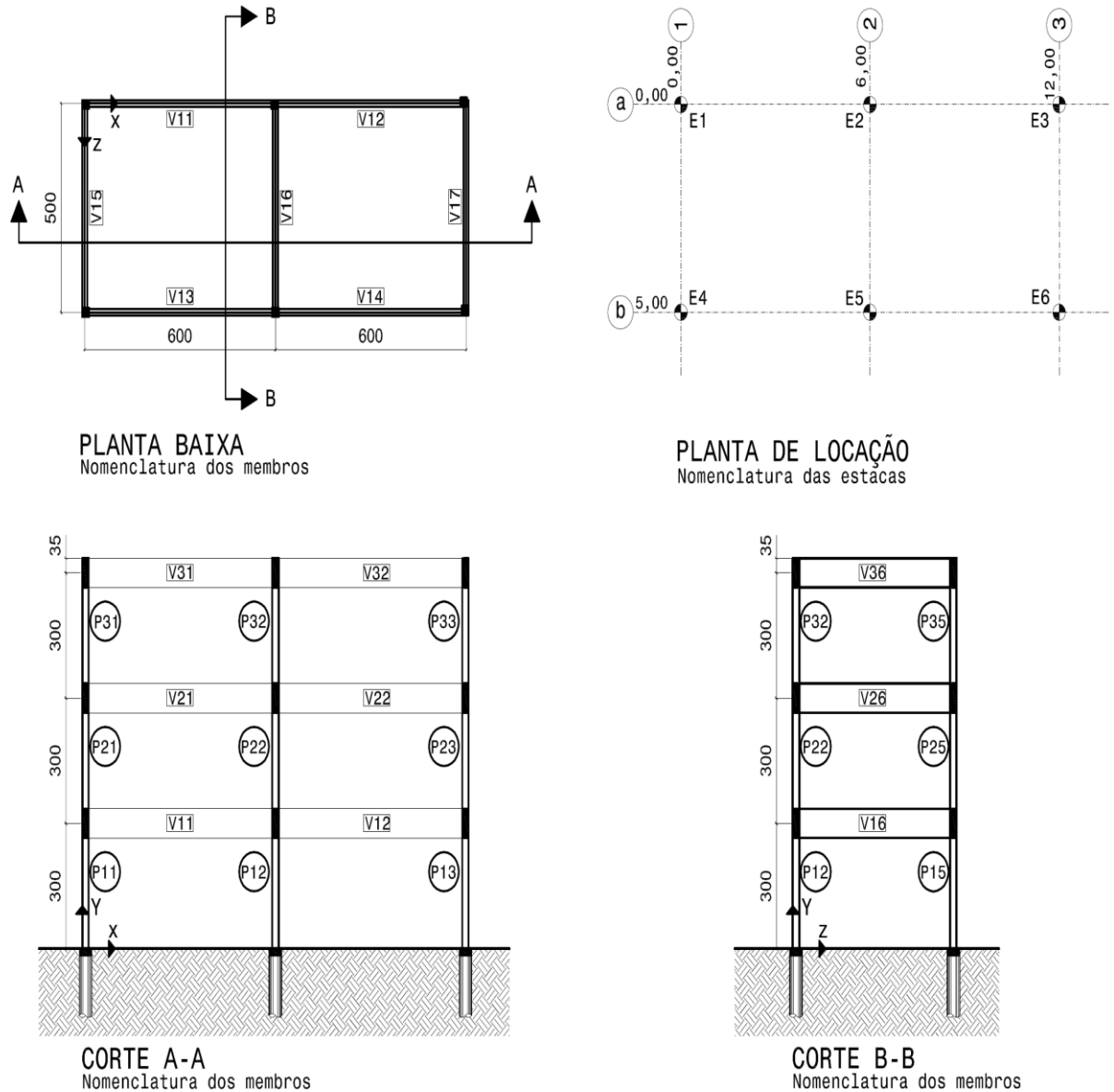


Figura 4: Nomenclatura dos membros do modelo espacial.

O modelo foi submetido à análise da ISE uma situação de solo heterogêneo, representado através do perfil de solo da Figura 5 (Cintra e Aoki, 2010). O fator de segurança para capacidade de carga das estacas é 2 (dois).

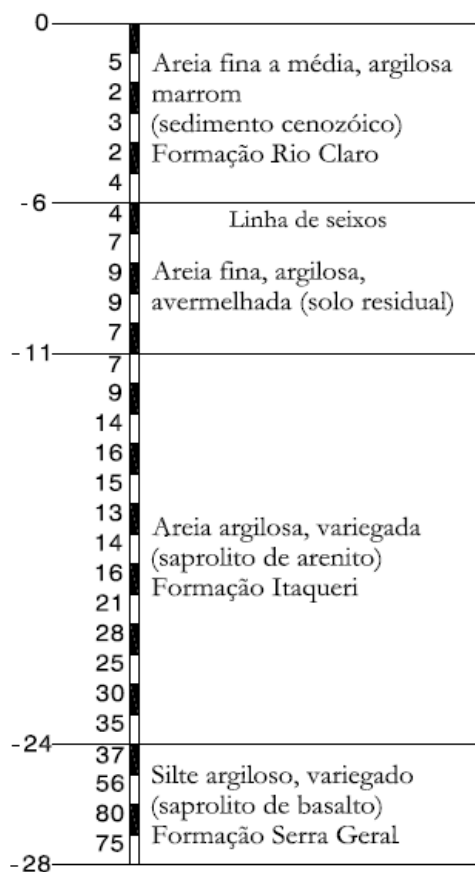


Figura 5: Perfil representativo com valores de N_{SPT} .

6. Apresentação e discussão dos resultados

6.1. Resultado do modelo espacial

A partir reações de apoio do modelo espacial, disponíveis na Tabela 5, obtidas sob base indeslocável, adotou-se estacas escavadas com trado helicoidal com 50 cm de diâmetro e 1000kN como carga de catálogo.

Tabela 5: Reações de apoio do modelo espacial.

MODELO ESPACIAL		-
PILAR	APOIO RÍGIDO	
P1	346,360 kN	
P2	657,842 kN	
P3	346,360 kN	
P4	346,360 kN	
P5	657,842 kN	

A capacidade de carga da fundação, bem como o cálculo das deformações do solo subjacente a ponta da estaca, seguiu as prescrições do item 2. O cálculo resultou em estacas de 8 metros para os pilares P1/P3/P4/P6, e estacas 13 metros para os pilares e P2/P5.

A metodologia utilizada para a aplicação da interação solo-estrutura foi a descrita no item 4, tendo como critério de parada uma variação menor que 5% para as reações dos pilares da iteração (n) e em relação à iteração (n-1); isto resultou na convergência das reações em apenas 4 iterações. As iterações para as estacas E1/E3/E4/E6 e E2/E5 podem ser observadas através da Tabelas 6 e Tabela 7, respectivamente.

Tabela 6: Processo iterativo para as estacas E1/E3/E4/E6.

PROCESSO ITERATIVO PARA AS ESTACAS - E1/E3/E4/E6 -								
Metro	Apoio Rígido				Apoio Flexível			
	Iteração 1		Iteração 2		Iteração 3		Iteração 4	
	Rv (Kn)	Kv	Rv (Kn)	Kv	Rv (Kn)	Kv	Rv (Kn)	Kv
1	43,499	1897,438	43,499	2329,517	43,499	2000,107	43,499	2225,168
2	17,400	758,975	17,400	931,807	17,400	800,043	17,400	890,067
3	26,099	1138,463	26,099	1397,710	26,099	1200,064	26,099	1335,101
4	17,400	758,975	17,400	931,807	17,400	800,043	17,400	890,067
5	34,799	1517,950	34,799	1863,614	34,799	1600,086	34,799	1780,134
6	34,799	1517,950	34,799	1863,614	34,799	1600,086	34,799	1780,134
7	60,899	2656,413	60,899	3261,324	60,899	2800,150	60,899	3115,235
8	111,466	4862,158	80,301	4300,366	102,841	4728,666	86,719	4436,042
Recalque	22,93 mm		18,67 mm		21,75 mm		19,55 mm	
Reação de	346,36 kN		315,20 kN		337,74 kN		321,61 kN	
[n/(n-1)]-1	-		-9,00%		7,15%		-4,77%	

A envoltória do esforço vertical e a capacidade de carga para as estacas E1/E3/E4/E6 podem ser observadas na Figura 6.

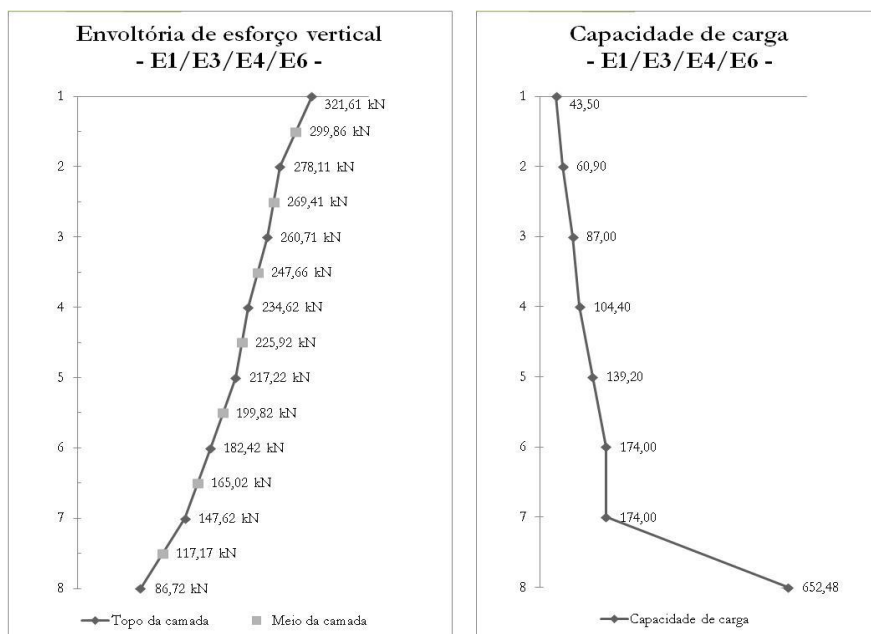


Figura 6: Envoltória do esforço vertical e capacidade de carga (E1/E3/E4/E6).

Tabela 7: Processo iterativo para as estacas E2/E5.

PROCESSO ITERATIVO PARA AS ESTACAS - E2/E5 -

Metro	Apoio Rígido		Apoio Flexível					
	Iteração 1		Iteração 2		Iteração 3		Iteração 4	
	Rv (Kn)	Kv	Rv (Kn)	Kv	Rv (Kn)	Kv	Rv (Kn)	Kv
1	43,499	3114,394	43,499	2261,227	43,499	2819,941	43,499	2396,429
2	17,400	1245,758	17,400	904,491	17,400	1127,977	17,400	958,572
3	26,099	1868,636	26,099	1356,736	26,099	1691,965	26,099	1437,857
4	17,400	1245,758	17,400	904,491	17,400	1127,977	17,400	958,572
5	34,799	2491,515	34,799	1808,981	34,799	2255,953	34,799	1917,143
6	34,799	2491,515	34,799	1808,981	34,799	2255,953	34,799	1917,143
7	60,899	4360,152	60,899	3165,717	60,899	3947,918	60,899	3355,001
8	78,298	5605,909	78,298	4070,208	78,298	5075,895	78,298	4313,572
9	78,298	5605,909	78,298	4070,208	78,298	5075,895	78,298	4313,572
10	60,899	4360,152	60,899	3165,717	60,899	3947,918	60,899	3355,001
11	60,899	4360,152	60,899	3165,717	60,899	3947,918	60,899	3355,001
12	78,298	5605,909	78,298	4070,208	78,298	5075,895	78,298	4313,572
13	66,256	4743,723	128,587	6684,392	83,506	5413,503	115,750	6376,852
Recalque	13,97 mm		19,24 mm		15,43 mm		18,15 mm	
Reação de	657,84 kN		720,17 kN		675,09 kN		707,34 kN	
[n/(n-1)]-1	-		9,48%		-6,26%		4,78%	

A envoltória do esforço vertical e a capacidade de carga para as estacas E1/E3/E4/E6 podem ser observadas na Figura 7.

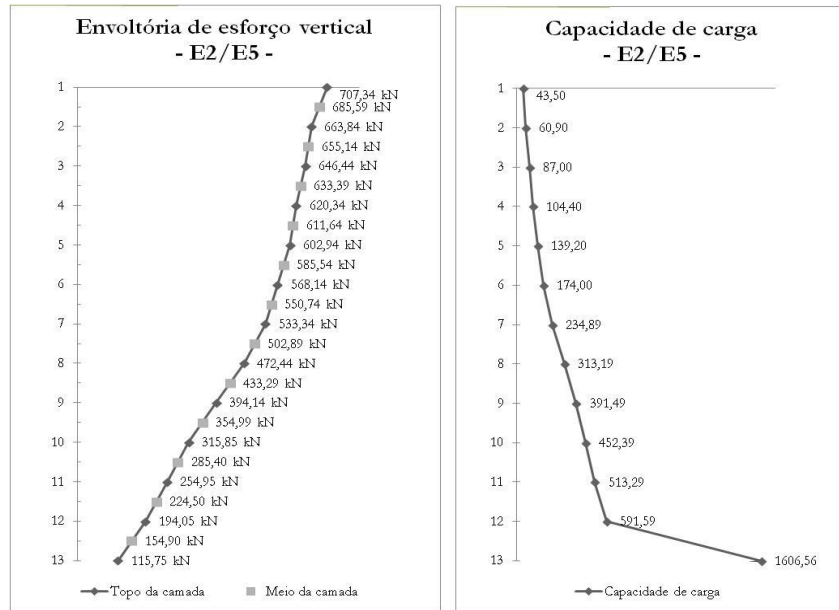


Figura 7: Envoltória do esforço vertical e capacidade de carga (E1/E3/E4/E6).

O comportamento da estrutura pode ser analisado a partir das reações dos pilares, comparando os esforços obtidos na situação de apoio rígido e flexível. As reações do modelo, em ambas situações, estão apresentadas na Figura 8.

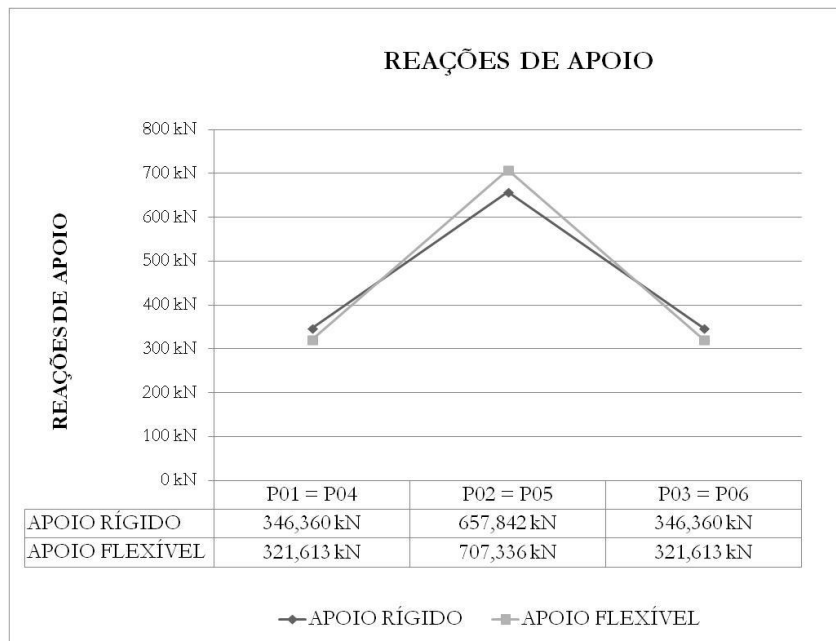


Figura 8: Reações de apoio sobre apoio rígido e flexível.

Os valores dos recalques estão relacionados em apoio rígido e flexível, ambos podem ser observados na Figura 9. Admite-se como cota 0,00m o topo da estaca.

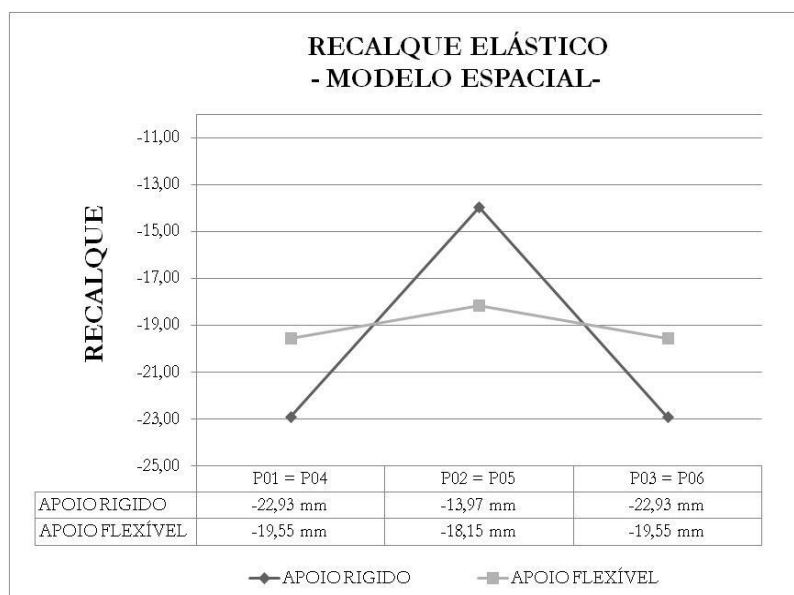


Figura 9: Recalques de apoio do modelo espacial.

Ao realizar a análise dos recalques das fundações do modelo comprova-se a uniformização dos recalques para situações de apoio flexível, tornando os recalques diferenciais menos expressivos. Uma análise concomitante das deformações com as redistribuições de esforços demonstra que pilares com recalques maiores tentem a sofrer um alívio de carga, sobrecarregando por consequência os pilares vizinhos com recalques menores. As variações para as reações de apoio atingiram o máximo de 6,99% para o acréscimo nos pilares centrais enquanto o alívio de carga nos pilares de extremidade foram de -7,69%.

Para analisar o comportamento das vigas foram selecionadas vigas de referência longitudinal (eixo X), são elas as vigas V11, V21 e V31, simétricas às demais vigas no sentido longitudinal. Os esforços de cisalhamento e flexão estão relacionados na Tabela 8.

Tabela 8: Esforços de cisalhamento e flexão para as vigas V11/V21/V31.

VIGA		CISALHAMENTO		MOMENTO FLETOR	
		APOIO RÍGIDO	APOIO FLEXÍVEL	APOIO RÍGIDO	APOIO FLEXÍVEL
V11	P11	54,94 kN	50,43 kN	10,55 kN.m	5,76 kN.m
	P12	80,82 kN	85,32 kN	-88,19 kN.m	-110,42 kN.m
V21	P21	57,00 kN	52,27 kN	15,15 kN.m	9,01 kN.m
	P22	78,75 kN	83,48 kN	-80,41 kN.m	-102,61 kN.m
V31	P31	55,74 kN	51,82 kN	8,25 kN.m	5,11 kN.m
	P32	80,01 kN	83,93 kN	-81,06 kN.m	-101,45 kN.m

As variações para os esforços nas vigas longitudinais estão representadas através dos gráficos, apresentados na Figura 10 e Figura 11, que respectivamente dizem respeito à variação no esforço cisalhante e momento fletor.



Figura 10: Variação do esforço cisalhante para as vigas longitudinais (V11-V21-V31).

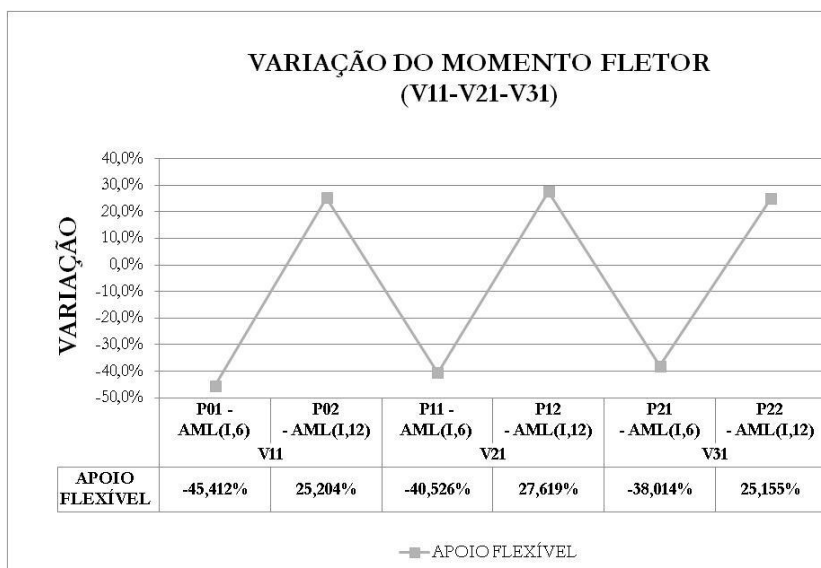


Figura 11: Variação do momento fletor para as vigas longitudinais (V11-V21-V31).

De acordo com as variações, obtidas ao longo de cada pavimento, percebe-se que as variações são maiores nos membros mais próximos as fundações. A ocorrência deste fato decorre do aumento de rigidez da estrutura, proporcionalmente ao aumento de pavimentos, o que faz com que as rotações sejam menores.

Para a análise do comportamento do modelo no sentido transversal (eixo Z), foram selecionadas as vigas V15, V25 e V35. Os esforços de cisalhamento e flexão estão relacionados na Tabela 9.

Tabela 9: Esforços de cisalhamento e flexão para as vigas V15/V25/V35.

VIGA		CISALHAMENTO		MOMENTO FLETOR	
		APOIO RÍGIDO	APOIO FLEXÍVEL	APOIO RÍGIDO	APOIO FLEXÍVEL
V15	P11	56,56 kN	56,56 kN	8,80 kN.m	8,80 kN.m
	P14	56,56 kN	56,56 kN	-8,80 kN.m	-8,80 kN.m
V25	P21	56,56 kN	56,56 kN	11,49 kN.m	11,49 kN.m
	P24	56,56 kN	56,56 kN	-11,49 kN.m	-11,49 kN.m
V35	P31	56,56 kN	56,56 kN	6,09 kN.m	6,09 kN.m
	P34	56,56 kN	56,56 kN	-6,09 kN.m	-6,09 kN.m

Fica visível que os elementos transversais não sofreram redistribuições por estarem apoiados pilares com deformações idênticas, sendo assim observa-se que para que aconteça a redistribuição dos esforços existe a necessidade que ocorra recalque diferencial entre os apoios.

7. Conclusões

A solução de Winkler, empregada para obtenção dos coeficientes de rigidez para as fundações, admite o solo como um material elástico, homogêneo e semi-infinito, que responde elasticamente aos carregamentos. Ao limitar tensões ao seu valor admissível, na base das fundações, foi possível considerar uma resposta elástica do solo. Nestas condições, este modelo reológico apresentou-se como uma avaliação relativamente simples e prática, devido a convergência dos resultados em poucas iterações.

A interpretação comparativa dos resultados permitiu melhor visibilidade sobre a redistribuição das cargas, que está relacionada a deformação diferencial sofrida pelo elemento e sua respectiva rigidez. De forma resumida, quanto maior a rigidez dos elementos (vigas/pilares) maior a redistribuição dos esforços e, conseqüentemente, mais significativo é o efeito da ISE.

A solidariedade entre os elementos estruturais foi observada através da uniformização dos recalques, causada pela compatibilização entre as deformações do solo e da estrutura, tornando menores os recalques diferenciais. Entretanto, para que aconteça a redistribuição dos carregamentos, existe a necessidade que ocorra recalque diferencial nos apoios, rotacionando assim as vigas e provocando a migração das cargas para os pilares vizinhos com recalques menores, o que não aconteceria caso os apoios tivessem recalques idênticos.

As variações nos esforços são maiores para os membros mais próximos às fundações, isto decorre do aumento de rigidez da estrutura com o aumento de pavimentos. Sendo assim, ao projetar vigas de transição para subsolos torna-se indispensável a consideração da interação solo-estrutura.

A análise integrada das características globais do modelo, contemplando parâmetros da infraestrutura, superestrutura e do terreno de fundação, comprova que a não consideração da interação solo-estrutura, em situações com elevada concentração de esforços e rigidezes dos elementos, conduz a esforços não realísticos, capazes de comprometer a segurança e a qualidade das edificações.

Cabe salientar que as constantes elásticas utilizadas para simular a deformação do solo, negligenciam a interação entre molas adjacentes, portanto os erros tendem a crescer para solos moles.

8. Referências bibliográficas

AOKI, N, VELLOSO, D. A. 1975. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: V. CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES – PASSMFE, Buenos Aires, Anais... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones V5, p. 367-374.

CHAMECKI, S. 1954. Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação. In: Separata dos Anais do I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos – Volume I, Porto Alegre, RS, p. 35 - 80.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N. 2010. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 96 p.

DULÁCSKA, E. 1992. Soil settlement effects on buildings. Developments in Geotechnical. Ed. Elsevier.

GERE, J. M., WEAVER JR., W. 1987. Análise de Estruturas Reticuladas. Rio de Janeiro: Guanabara, 443 p.

GUSMÃO, A. D. 1994. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. Rev. Solos e Rochas, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 47-55.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N.S. 1996. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH et al. (eds). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, p. 227-264.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. Re. 2004. Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais. São Paulo: Oficina de Textos, 226 p.

WINKLER, E. 1867. Theory of elasticity and strength. Dominicus Prague, Czechoslovakia.