

## Interação solo estrutura: Edifício industrial em estrutura metálica com fundações superficiais assente em solo arenoso

### Soil structure interaction: Industrial building in steel structure with shallow foundations based on sandy soil

*Bruno Vieira de Jesus(1), Fernanda Valinho Ignácio(2), Simone Nascimento de Albuquerque(3)*

1 Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PGECIV) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), RJ, Brasil.

E-mail: brunovieira@poli.ufrj.br | ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8098-565X>

2 Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PGECIV) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), RJ, Brasil.

E-mail: fnignacio@gmail.com | ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-2162-9433>

3 Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PGECIV) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), RJ, Brasil.

E-mail: simomat@gmail.com | ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-3821-1191>

**Revista de Engenharia Civil IMED**, Passo Fundo, v. 9, n. 2, p. 106-126, julho-dezembro, 2022 - ISSN 2358-6508

[Recebido: novembro 11, 2020; Aceito: julho 24, 2023]

DOI: <https://doi.org/10.18256/2358-6508.2022.v9i2.4380>

Sistema de Avaliação: *Double Blind Review*

Como citar este artigo / How to cite item: [clique aqui/click here!](#)

## Resumo

Este trabalho contempla a análise da interação solo estrutura de um edifício industrial em estrutura de aço com fundações superficiais em concreto armado em diferentes profundidades de solo arenoso. A estrutura foi analisada através de um modelo numérico tridimensional elástico linear em elementos finitos utilizando o software SAP2000® versão 14. São apresentadas a previsão de recalques com e sem a interação solo estrutura com a variação da profundidade das fundações, a uniformização dos recalques e a redistribuição dos esforços nos pilares. Bem como as curvas de isorecalques e recalques distorcionais para todas as profundidades das fundações, comparando os resultados com e sem a interação solo estrutura. A conclusão do estudo mostra que após a realização da interação solo estrutura os recalques distorcionais diminuíram com o aumento da profundidade das fundações, contribuindo para um melhor comportamento da estrutura, indicando a importância de uma concepção de projeto contemplando a interação solo estrutura.

**Palavras-chave:** Interação solo estrutura. Recalques. Estrutura de aço.

## Abstract

This work contemplates the analysis of the soil structure interaction of an industrial building in steel structure with shallow foundations in reinforced concrete, at different depths of sandy soil. The structure was analyzed with the aid of a three-dimensional linear numerical model in finite element using SAP2000® software version 14. The prediction of settlement with and without consideration of soil structure interaction by varying the depth of the foundations, the uniformization tendency and the columns load redistribution are presented. As well the equal-settlements curves and distortional settlements for all depth of the foundations, comparing with and without consideration of soil structure interaction results. The analyses conclusion shows after the soil structure interaction, the distortional settlements decreases with increase depth of the foundations, contributing to a better behavior of the structure. It was emphasized the importance of a design conception including the soil structure interaction.

**Keywords:** Soil structure interaction. Settlements. Steel structure.

# 1 Introdução

Edifícios são compostos de uma superestrutura, fundações e de uma infraestrutura ou terreno. Neste sistema, a superestrutura suporta as ações e transfere para as fundações, que, por conseguinte as transfere para o terreno. A influência mútua entre todos estes elementos gera um mecanismo denominado interação solo estrutura.

O estudo da interação solo estrutura é um importante instrumento de controle de desempenho das edificações e necessita de uma comunicação entre a área de estruturas, fazendo-se considerações de distribuição de esforços e efeito de rigidez da superestrutura, e de geotecnia, considerando-se métodos de avaliação de capacidade de carga do solo e de previsão de recalques nas fundações.

Ao empregar essas considerações, o comportamento da estrutura é feito com mais fidelidade, já que o recalque dos apoios provoca uma redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, principalmente nas cargas que incidem nos pilares. Apesar de ser um assunto muito estudado nas últimas décadas por pesquisadores, a interação solo estrutura não é considerada na maioria dos projetos de estruturas e fundações no Brasil. Assim como a medição de recalques desde o início da construção e ao longo de sua vida útil. Essa escassez de monitoramento deve-se principalmente aos custos associados a medições periódicas.

Uma extensa pesquisa bibliográfica sobre interação solo estrutura foi apresentada por Costa (2003), onde foram apontados os precursores deste estudo: Meyerhof (1953) e Chamecki (1954). Dentre os recentes trabalhos de pesquisa desenvolvidos no tema podem ser citados os de Rosa (2005), Araújo (2010), Rosa (2015) e Jesus (2015).

Este trabalho tem como objetivo apresentar os resultados da interação solo estrutura de um edifício industrial em estruturas de aço, com fundações superficiais do tipo sapatas isoladas em concreto armado assentes em diferentes profundidades de solo areno-argiloso. Os recalques não foram medidos desde o início da construção, sendo estes calculados através de métodos de previsão de recalques.

## 2 Método Experimental

### 2.1 Descrição

A partir da avaliação da capacidade de carga e dos recalques em função do tempo estimou-se o comportamento do solo de fundação e inseriu-se como condição de contorno na análise estrutural do edifício. O comportamento da edificação foi analisado por um modelo numérico tridimensional elástico linear refinado, através de um programa de análise estrutural baseado no método dos elementos finitos (MEF), o SAP2000<sup>®</sup> versão 14. A interação solo estrutura foi modelada de forma independente da

superestrutura e a fundação. Calculou-se através SAP2000® as cargas da superestrutura e verificou-se as reações nos apoios indesejáveis. Em seguida realizou-se algumas iterações, considerando-se os apoios deslocáveis, a fim de atingir uma convergência de valores de recalques.

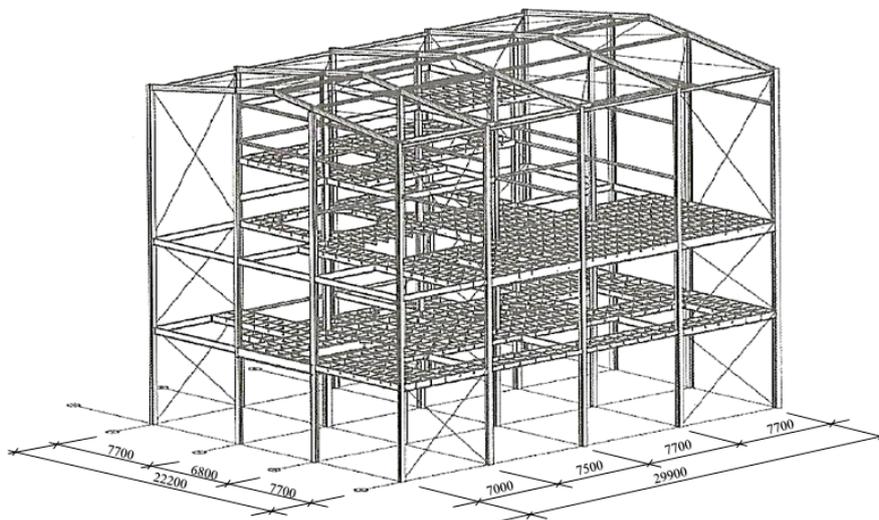
Com esses resultados de recalques totais em diferentes cotas de assentamento da fundação foram calculados os recalques diferenciais e os recalques distorcionais e possíveis problemas estruturais originados por eles.

## 2.2 Edificação analisada

A edificação analisada foi o edifício industrial detalhado por Chamberlain *et al.* (2013), com as seguintes características: Estrutura para suporte de equipamentos industriais em perfis de aço com comprimento em planta de 29,9 m, largura em planta de 22,2 m e altura total da edificação de 22,3 m.

A largura de influência de todos os pórticos é de 7,7 m. A estrutura possui cinco níveis, sendo dois com suporte de equipamentos e cobertura com duas águas, de inclinação de 7,7° cada com terças em perfis formados a frio e telhas metálicas. Não possui fechamento lateral, possui apenas platibanda de 1,6 m na cobertura e piso composto por grades tipo RRZ30A- 25x50. A Figura 1 mostra uma perspectiva do Edifício industrial, permitindo uma visualização em três dimensões da estrutura.

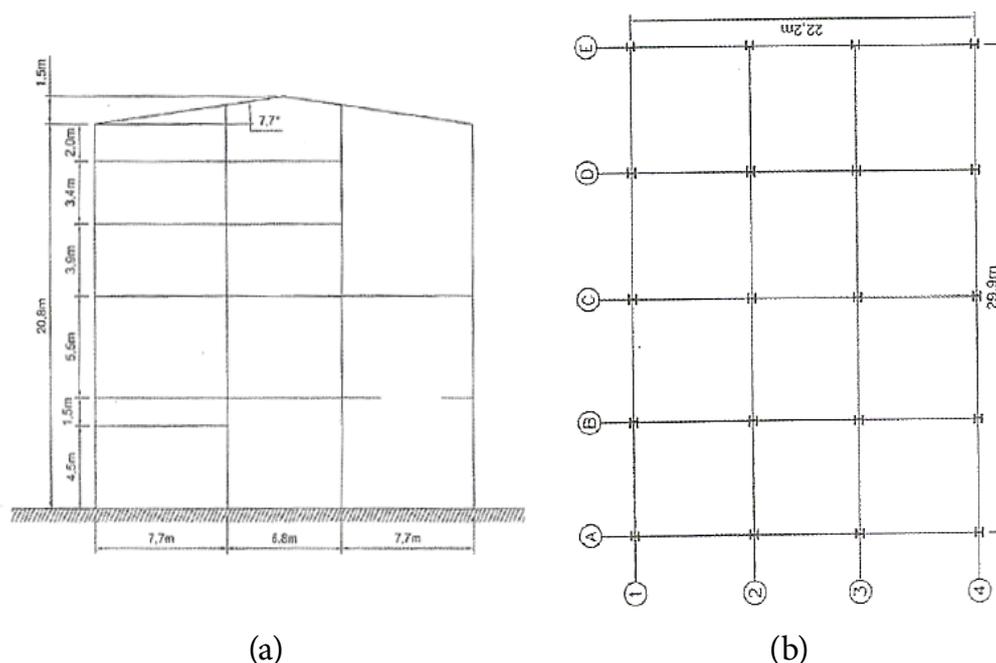
**Figura 1** – Edifício de planta retangular com duas águas, cotas em mm



Fonte: Adaptado de Chamberlain *et al.*, 2013.

A Figura 2 (a) mostra o plano das bases, com a locação dos pilares e o pórtico transversal da fila C da estrutura, indicando os cinco níveis de elevação: 4500 mm; 6000 mm; 11500 mm; 15400 mm e 18800 mm, bem como a Figura 2 (b) apresenta as dimensões básicas dos pórticos transversais.

**Figura 2** – Edifício industrial (a) Plano das bases com a locação dos pilares e (b) Dimensões básicas dos pórticos transversais



Fonte: Chamberlain *et al.*, 2013.

Para uma melhor localização dos pilares e das fundações é apresentada a Tabela 1, com a locação em função da Figura 2. Os perfis utilizados nos pilares, na cobertura e nos contraventamentos encontram-se detalhados na Tabela 2. Os perfis metálicos utilizados como vigas em cada elevação são mostrados na Tabela 3. Por fim, na Tabela 4 são listados equipamentos, sua elevação e peso.

**Tabela 1** – Locação dos pilares e das fundações em função da Figura 2

Pilar	Linha	Fila	Pilar	Linha	Fila
P01	1	A	P11	3	A
P02	1	B	P12	3	B
P03	1	C	P13	3	C
P04	1	D	P14	3	D
P05	1	E	P15	3	E
P06	2	A	P16	4	A
P07	2	B	P17	4	B
P08	2	C	P18	4	C
P09	2	D	P19	4	D
P10	2	E	P20	4	E

Fonte: Adaptado de Jesus, 2015.

**Tabela 2** – Perfis metálicos utilizados nos pilares, cobertura e contraventamentos

Localização	Perfis Metálicos
Pilares	W310X97,0; CS300X109
Cobertura	W360X51,0; W200X35,9; W150X29,8; HP200X53,0; Ue200X100X25X4,25
Contraventamentos	2L51X51X4.8X9; 2L51X51X4.8X9; 2L76X76X7.9X9

Fonte: Adaptado de Jesus, 2015.

**Tabela 3** – Perfis metálicos utilizados como vigas em cada elevação

Elevação (mm)	Perfis Metálicos
4500	W410X38,8; W360X32,9
6000	W610X155,0; W610X101,0; W530X82,0; W460X52,0; W410X38,8; W310X32,7; W150X29,8
11500	W610X155,0; W610X101,0; W530X82,0; W530X66,0; W460X52,0; W410X38,8
15400	W410X38,8; W360X32,9; W150X29,8
18800	W410X38,8; W150X29,8

Fonte: Adaptado de Jesus, 2015.

**Tabela 4** – Lista de equipamentos

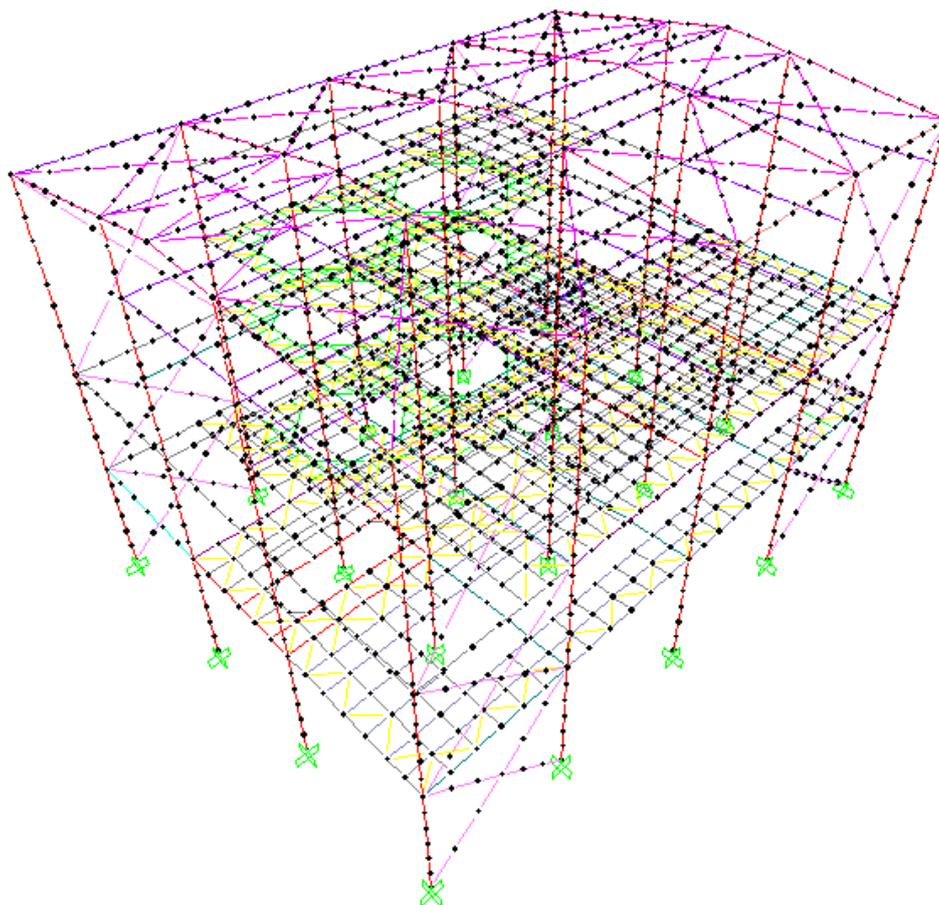
Equipamento	Elevação (mm)	Peso (kN)	Equipamento	Elevação (mm)	Peso (kN)
01	6000	21,0	07	6000	372,0
02	6000	13,0	08	6000	523,0
03	6000	22,6	09	11500	365,0
04	6000	22,6	10	11500	456,0
05	6000	19,4	11	11500	289,0
06	6000	17,3	-	-	-

Fonte: Adaptado de Jesus, 2015.

### 2.3 Modelo Numérico

A estrutura foi simulada e analisada através do software SAP2000® versão 14, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), conforme a Figura 3.

Os pilares, vigas e contraventamentos foram simulados por elementos de pórticos. Foi considerado que as grades de piso não contribuem para a rigidez da estrutura, sendo considerada somente como cargas uniformemente distribuídas sobre as vigas (Figura 3).

**Figura 3** – Estrutura simulada no programa comercial SAP2000

Fonte: Jesus, 2015.

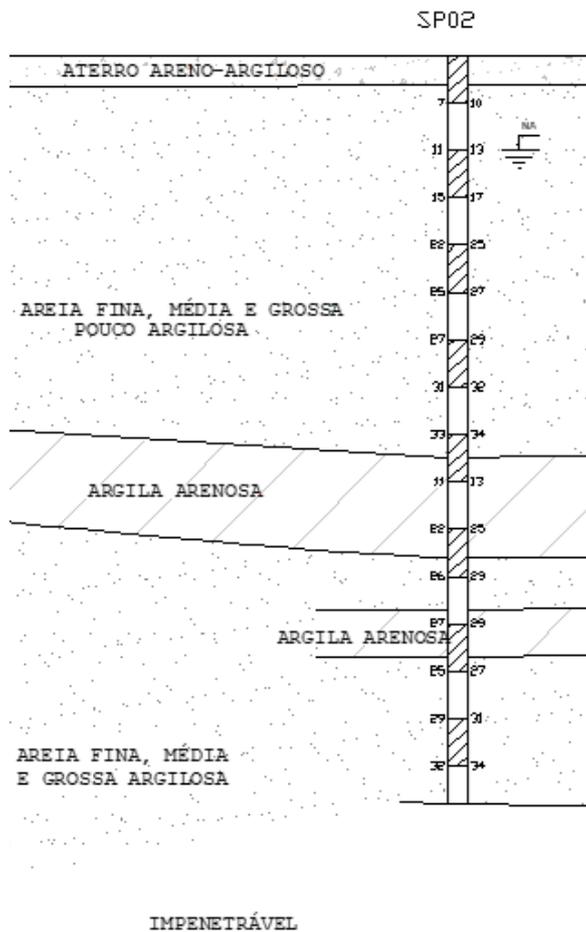
## 2.4 Sondagens e Tipo de Fundação

As sondagens utilizadas neste trabalho, para fins didáticos, foram as mesmas empregadas por Rosa (2015). Optou-se por utilizar somente uma sondagem de referência para realizar o estudo, a que representa o pior caso dentre elas (SP-02), com o menor  $N_{SPT}$  médio nas primeiras camadas entre todas e a profundidade do nível d'água, N.A.= 2,0 m, como valor médio entre todas as sondagens.

O perfil geotécnico contemplando a sondagem a percussão SP-02 (Figura 4), mostra um terreno com 0,3 m de aterro na superfície da sondagem SP-02, uma camada de areia fina, média e grossa, argilosa com espessura entre 5 e 8 m, assente numa camada de argila arenosa de 2 m. Em seguida, uma camada de areia fina até a profundidade do impenetrável, onde foram interrompidas as sondagens.

As fundações utilizadas foram do tipo sapatas isoladas, pois a edificação transmite ao terreno cargas relativamente baixas, de 10 kN à 400 kN por pilar; e o tipo de solo predominante é areia com  $N_{SPT}$  de valor satisfatório, com compactidade média e nível do lençol freático abaixo do nível do terreno, com profundidade média de 2,0 m.

**Figura 4 – Perfil Geotécnico contemplando a sondagem SP-02**



Fonte: Adaptado de Rosa, 2015.

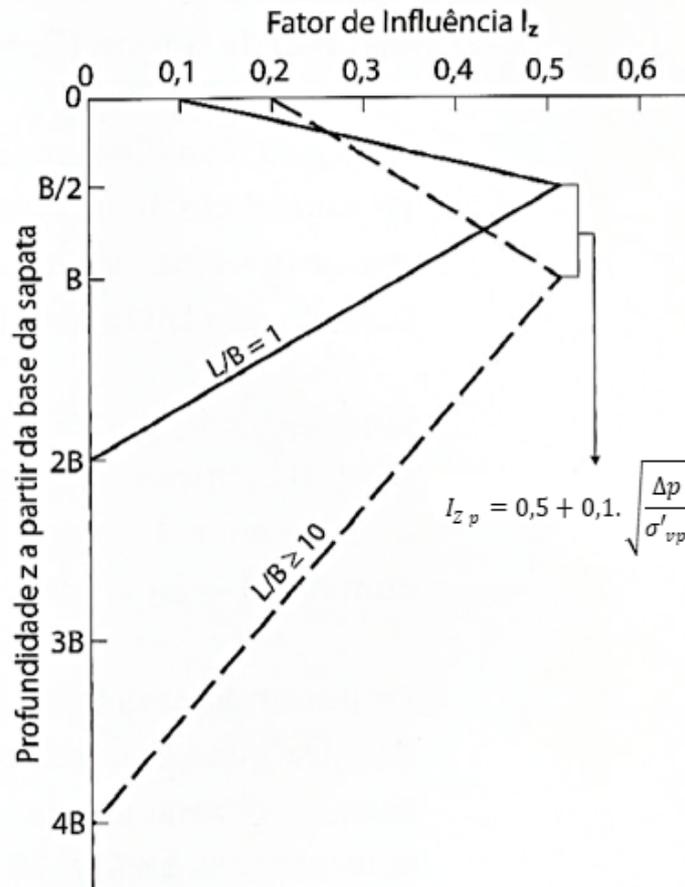
### 2.5 Cota de Assentamento das Fundações (C.A.F.)

A cota estimada como ideal para assentamento das fundações foi na profundidade de 2,0 m, pois possui  $N_{SPT} = 13$  em areia argilosa medianamente compacta. Procurou-se variar a cota de assentamento (C.A.F. = 1,0 m; C.A.F. = 3,0 m e C.A.F. = 4,0 m) de forma a observar a influência dessa variação no comportamento da fundação.

### 2.6 Estimativa de Recalques

Neste trabalho serão apresentadas estimativas de recalques, já que não foram obtidos dados de monitoramento de recalques desde o início da construção. Para a estimativa de recalques utilizou-se o Método de Schmertmann (1978) (Figura 5), pois foi proposto para sapata rígida assente em areia e se baseia em uma distribuição de deformações verticais simplificadas no centro da área da sapata.

**Figura 5** – Distribuição do fator de influência na deformação vertical



Fonte: Schmertmann, 1978.

O método faz uma adaptação da teoria da elasticidade, considerando a variação do módulo de deformabilidade com a profundidade, dividindo em  $n$  subcamadas o perfil abaixo da cota de assentamento da sapata. A deformação vertical ( $\epsilon_z$ ) na profundidade  $z$  é dada pela Eq. 1, onde  $I_z$  é o Fator de influência na deformação vertical,  $E$  o Módulo de Elasticidade e  $p$  o carregamento uniforme.

$$\epsilon_z = \frac{p}{E} I_z \quad \text{Eq. 1}$$

E o valor máximo do fator de influência na deformação vertical,  $I_{z_p}$ , que ocorre na profundidade correspondente a  $\frac{1}{4}$  do bulbo de recalques, ou seja,  $z = B/2$  para sapata quadrada e  $z = B$  para sapata corrida – dada pela Eq. 2, onde  $\sigma'_{vp}$  é a tensão vertical efetiva na profundidade de  $I_{z_p}$ ,  $\Delta p$  é a tensão líquida na sapata (Eq. 3),  $\sigma'_{vb}$  é a tensão vertical efetiva na cota de apoio da sapata,  $\sigma_c$  é a tensão gerada pelo carregamento no pilar (Eq. 5),  $P$  = carregamento no pilar,  $A$  é a área da fundação,  $\sigma_{cc}$  é a tensão gerada pelo peso próprio da fundação e  $w_{sbs}$  é o peso da fundação.

$$I_{z_p} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{\Delta p}{\sigma'_{vp}}} \quad \text{Eq. 2}$$

$$\Delta p = p - \sigma'_{vb} \text{ Eq. 3}$$

$$p = \sigma_c + \sigma_{pp} \text{ Eq. 4}$$

$$\sigma_c = P/A \text{ Eq. 5}$$

$$\sigma_{pp} = w_{sbs}/A \text{ Eq. 6}$$

Para estimativa do recalque ( $\rho_d$ ) basta calcular o somatório dos recalques das  $n$  subcamadas, no intervalo de 0 a  $2B$  (sendo necessária que uma divisão que passe por  $B/2$ ), Eq. 7, levando em consideração os efeitos do embutimento  $C_1$  (Eq. 8) e do tempo  $C_2$  (Eq. 9). Onde  $\Delta z$  é a espessura da  $i$ -ésima camada,  $I_z$  é o fator de influência na deformação no meio da  $i$ -ésima camada,  $E_s$  é o módulo de deformabilidade da  $i$ -ésima camada e  $t$  é o tempo em anos.

$$\rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta p \cdot \sum_{i=1}^n \left( \frac{I_z}{E_s} \Delta z \right) \text{ Eq. 7}$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \left( \frac{\sigma'_{vb}}{\Delta p} \right) \geq 0,5 \text{ Eq. 8}$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log \left( \frac{t}{0,1} \right) \text{ Eq. 9}$$

O módulo de deformabilidade  $E_s$  é calculado através da resistência de ponta do ensaio de cone (CPT – Cone Penetration Test), porém como este ensaio não foi realizado. Foi adotada a proposta de Danziger (1982), que apresentou uma correlação entre o ensaio de cone e a sondagem à percussão. A Eq. 10 é utilizada no caso de sapatas quadradas assentes em solo areno argiloso, onde  $N$  é a média do número de golpes entre os 30 cm iniciais e os 30 cm finais da cravação do amostrador padrão na sondagem à percussão.

$$E_s = 1,325 * N \text{ [MPa]} \text{ Eq. 10}$$

Além do recalque total de cada sapata ( $\rho_d$ ), foram estimados os recalques diferenciais ( $\delta$ ), que são os recalques relativos entre duas sapatas, e os recalques distorcionais ( $\beta$ ), que são os recalques relativos entre duas sapatas em função da distância entre elas. Os recalques totais calculados em todos os pilares em todas as hipóteses foram comparados com o recalque admissível proposto por Terzaghi e Peck (1967),  $\rho_a = 25 \text{ mm}$ , para sapatas assentes em areia.

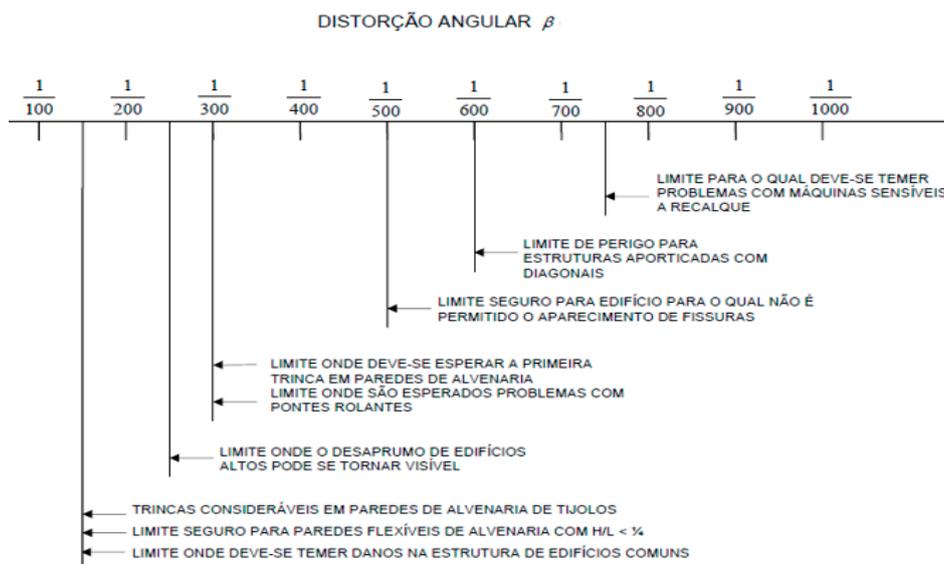
Foi verificado se os recalques diferenciais entre pilares ultrapassaram o recalque diferencial admissível proposto por Burland *et al.* (1977), de  $\delta_{\text{máx}} = 25 \text{ mm}$ , para sapatas isoladas com estruturas usuais de aço. O recalque diferencial entre pilares ( $\delta$ ) foi calculado através da Eq. 11, onde  $\rho_i$  é o recalque total calculado no pilar  $i$  e  $\rho_{i+1}$  é o recalque total calculado no pilar  $i+1$ , adjacente ao pilar  $i$ . Os recalques distorcionais ( $\beta$ ) entre os pilares foram calculados a partir da Eq.12, onde  $\delta$  é o recalque diferencial entre pilares e  $L$  a distância entre os pilares.

$$\delta = \rho_i - \rho_{i+1} \text{ Eq. 11}$$

$$\beta = \delta/L \text{ Eq. 12}$$

Os valores de Recalques Distorcionais são apresentados sempre da forma  $(1/\beta)$ , e os valores limites foram avaliados pelo critério de danos de Bjerrum (1963), mostrado na Figura 6.

**Figura 6** – Critérios de danos em função do recalque distorcional ( $\beta$ )



Fonte: Bjerrum, 1963.

## 2.7 Estimativa de parâmetros do solo de fundação

Para a estimativa do Peso específico foi utilizada a correlação entre o  $N_{\text{SPT}}$  e a compacidade na C.A.F., segundo Godoy (1972) apud Cintra *et al.* (2011), onde foi obtido  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ . Foi considerada neste trabalho uma coesão nula para o solo arenoso encontrado, pois é um valor utilizado na prática em areia, material não coesivo. Segundo Godoy (1983), o valor do ângulo de atrito interno pode ser estimado pela Eq. 13, obtendo-se  $\phi = 33^\circ$ .

$$\Phi = 28^\circ + (0,4 * N_{\text{SPT}}) \text{ Eq. 13}$$

## 2.8 Estimativa inicial da tensão admissível e da capacidade de carga do solo

O método utilizado neste trabalho para o cálculo da capacidade de carga do solo ( $\sigma_r$ ) foi o proposto por Vesic (1975), onde se utiliza fundações rasas, levando em consideração fatores de forma que dependem da geometria da sapata e do ângulo de atrito do solo, e considera toda a compressibilidade dos solos.

Primeiramente, calcula-se o Índice de Rigidez do solo ( $I_r$ ), Eq. 14, e o Índice de Rigidez Crítico do solo ( $I_{r \text{ crit}}$ ) (Eq. 18), e comparados, a fim de verificar o modo de ruptura. Onde  $G$  é o Módulo de cisalhamento do solo, Eq. 15,  $\nu$  é Coeficiente de Poisson do solo, obtido por correlação com o tipo de solo (Teixeira e Godoy, 1996).

$$I_r = \frac{G}{(c + q \tan \Phi)} \text{ Eq. 14}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ Eq. 15}$$

O Módulo de Young do solo ( $E$ ) foi calculado a partir de Freitas *et al.* (2012), que fez uma estimativa através da Eq. 16, onde  $N_{60}$  é o  $N_{\text{SPT}}$  padrão internacional com energia teórica de 60%. No Brasil para se fazer esta correção utiliza-se a Eq. 17, onde  $N_{\text{SPT BRASIL}}$  é o  $N_{\text{SPT}}$  com a energia utilizada no Brasil.  $B$  é a base da sapata e  $L$  a largura da sapata.

$$E = 8000 * (N_{60})^{0,8} \text{ Eq. 16}$$

$$N_{60} = N_{\text{SPT BRASIL}} * 1,37 \text{ Eq. 17}$$

$$I_{r \text{ crit}} = \frac{1}{2} \exp \left[ \left( 3,30 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cot \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) \right] \text{ Eq. 18}$$

Se  $I_r \geq I_{r \text{ crit}}$ , o mecanismo de ruptura do solo é do tipo generalizado e a capacidade de carga não necessita ser reduzida com Fatores de compressibilidade e escala. Caso  $I_r < I_{r \text{ crit}}$ , o mecanismo não é do tipo generalizado e a capacidade de carga deve ser reduzida por meio de Fatores de compressibilidade e escala.

Outros efeitos e influências verificados na Proposição de Vesic (1975), tais como: Efeito da inclinação e excentricidade do carregamento; dentre outros não se aplicaram a este estudo.

Neste trabalho foi verificado que para todas as profundidades de assentamento das fundações o mecanismo de ruptura do solo é do tipo generalizado. Assim, o cálculo da capacidade de carga é realizado pela Eq. 19, onde  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  são fatores de capacidade de carga,  $S_c$ ,  $S_q$ ,  $S_\gamma$  são fatores de forma, e  $q$  é o peso efetivo de solo acima da C.A.F. A estimativa para a tensão admissível do solo ( $\sigma_a$ ), considera que a fundação seja rasa, assente em solo com  $N_{\text{SPT}} \geq 20$ , é dada pela Eq. 20.

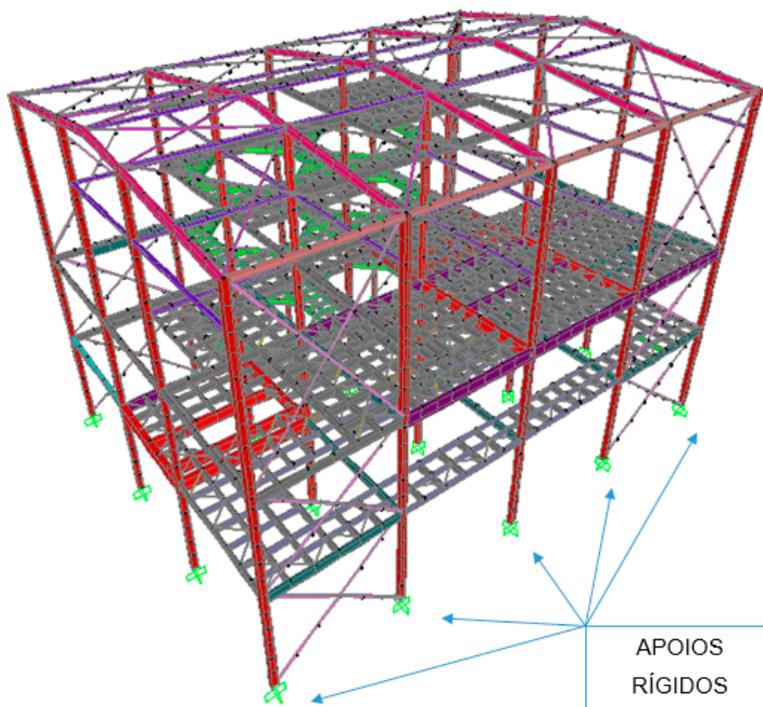
$$\sigma_r = (c * N_c * S_c) + (q * N_q * S_q) + (0,5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma) \text{ Eq. 19}$$

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{50} \text{ [MPa] Eq. 20}$$

### 3 Resultados e Discussões

Após lançadas as estruturas e analisadas através do programa SAP2000 versão 14, com apoio rígido no local das fundações, obteve-se as reações de apoio, conforme Figura 7. As reações de apoio calculadas possuem o mesmo valor em módulo que os carregamentos nos pilares, porém em sentido oposto. Para um melhor entendimento serão mostrados somente os valores dos carregamentos.

**Figura 7** – Simulação no programa SAP2000, apoio rígido no local das fundações



Fonte: Jesus, 2015.

Inicialmente, os apoios foram considerados indeslocáveis, e com as cargas nas fundações assim obtidas, foram realizadas as estimativas de recalques. Nas etapas seguintes, os apoios foram considerados elásticos, com seus respectivos coeficientes de mola.

O valor da diferença percentual foi calculado, dividindo a diferença entre o valor do recalque na etapa e o recalque na etapa seguinte, dividido pelo valor do recalque na etapa.

A necessidade de realizar outra iteração surge quando a diferença percentual entre os recalques é maior que 5,0 %. Para CAF = 1,0 m, 2,0 m e 3,0 m foram necessárias 3 iterações para uniformização dos recalques, enquanto que para CAF = 4,0 m foram necessárias somente 2 iterações.

### *Análise em função das curvas de isorecalques e bacias de recalques*

A Figura 8 (a) e (b) mostra as curvas de isorecalques para as estruturas com apoio rígido e para as estruturas após os recalques convergirem, na 3ª iteração com apoios elásticos, respectivamente, para CAF 1,0 m; a Figura 8 (c) e (d), para CAF 2,0 m e a Figura 8 (e) e (f), para CAF 3,0 m. A Figura 8 (g) e (h) mostra as curvas de isorecalques para a estrutura sem interação solo estrutura e para a estrutura após os recalques convergirem, na 2ª iteração com apoios elásticos e fundações na cota de 4,0 m. Observando-se que na origem do eixo do plano cartesiano está localizado o pilar P16, na extremidade do eixo das ordenadas, o pilar P01 e na extremidade do eixo das abcissas o pilar P20.

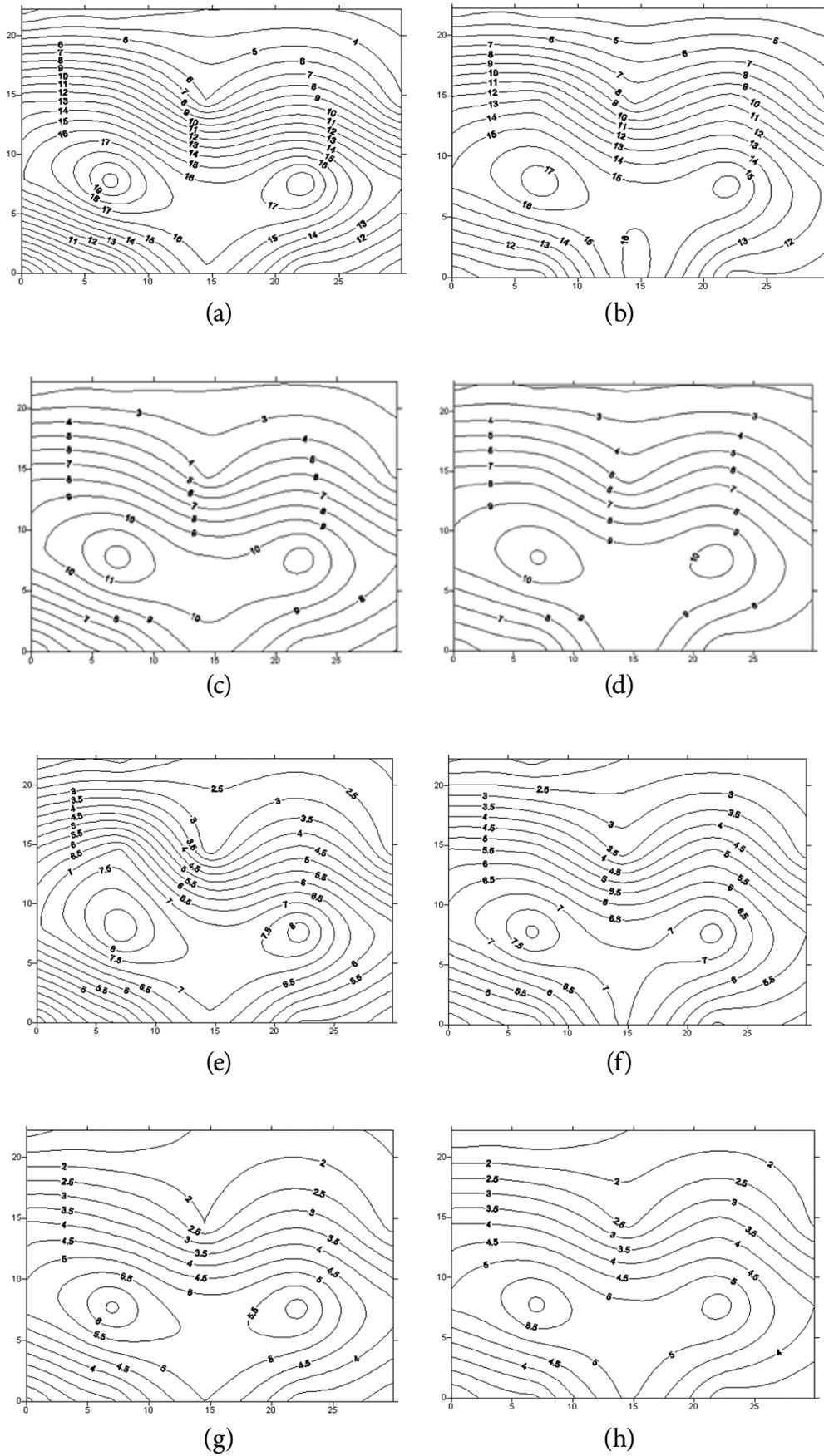
Em todas as configurações que a região com maiores recalques é onde estão apoiados os pilares com maiores cargas (P11, P12, P13 e P14 - região central).

Pode-se observar que os recalques calculados sem a interação e com a interação solo estrutura são muito próximos, apresentando-se pouca variação de recalques totais. Porém quando se realizou a interação solo estrutura, observou uma menor variabilidade espacial nos valores dos recalques.

Os maiores recalques calculados para a CAF 1,0 m foram de 20,7 mm, sem interação, enquanto com a interação o recalque máximo é de 17,9 mm. Sendo nesta condição encontrados os maiores recalques totais, dentre todas as hipóteses calculadas, fato já esperado devido a cota de assentamento das fundações ser mais superficial entre todas as hipóteses, com menor capacidade de suporte do solo.

Os maiores recalques para a CAF 2,0 m são da ordem de 12,7 mm, sem interação, enquanto quando se contempla o cálculo com a interação o recalque máximo é da ordem de 11,5 mm, ou seja, reduziu-se os recalques com o processo de interação solo estrutura. Para CAF 3,0 m os maiores recalques são da ordem de 9,0 mm, sem interação; quando se contempla o cálculo com a interação o recalque máximo é da ordem de 8,2 mm. E por último, na CAF 4,0 m os maiores recalques foram de 6,7 mm sem interação e com a interação o recalque foi de 6,2 mm.

Figura 8 – Curvas de isorecalques sem iteração e com iteração (última)



Fonte: Jesus, 2015.

Foi observado a partir da Figura 8 um comportamento similar em todas as cotas de assentamento, visto em todas as curvas de isorecalques, com uma região central com maiores recalques, variando somente a grandeza dos recalques totais. Em todas as hipóteses destacam-se decréscimos nos valores dos recalques totais, quando se comparou na mesma cota de assentamento a condição de apoio rígido (sem interação) e a condição de apoio elástico (última iteração), mostrando a importância do processo de interação solo estrutura nestas reduções.

### *Análise em função da redistribuição de cargas nos pilares*

A estrutura possui 20 pilares, sendo 14 pilares periféricos e 6 pilares centrais. A Tabela 5 apresenta os valores de carga (carregamento somado ao peso próprio da fundação) calculados com o apoio rígido (sem interação solo estrutura) e com o apoio elástico (última iteração) para todas as cotas de assentamento das fundações.

**Tabela 5 – Comparação das Cargas nas fundações**

Pilar: Periférico (P) ou Central (C)	Carga na Fundação (kN)							
	CAF = 1,0 m		CAF = 2,0 m		CAF = 3,0 m		CAF = 4,0 m	
	Ríg.	Elást.	Ríg.	Elást.	Ríg.	Elást.	Ríg.	Elást.
P01 (P)	16,17	28,52	20,99	29,45	25,80	32,15	30,61	35,12
P02 (P)	20,63	28,52	25,45	28,74	30,26	31,33	35,07	35,51
P03 (P)	35,05	35,45	39,87	38,99	44,68	42,36	49,49	47,35
P04 (P)	36,64	38,21	41,46	41,69	46,27	45,35	51,08	50,07
P05 (P)	30,68	35,41	35,50	38,20	40,31	41,99	45,12	45,87
P06 (P)	172,32	167,80	177,14	174,08	181,95	180,65	186,76	186,28
P07 (C)	207,84	206,30	212,66	218,53	217,47	225,41	222,28	230,63
P08 (C)	92,85	114,69	97,67	114,64	102,48	117,42	107,29	119,66
P09 (C)	71,26	76,54	76,08	82,54	80,89	86,98	85,70	92,25
P10 (P)	35,46	47,40	40,28	49,35	45,09	52,86	49,90	56,05
P11 (P)	328,66	315,50	333,48	323,96	338,29	330,38	343,10	336,57
P12 (C)	406,51	362,61	411,33	376,57	416,14	387,78	420,95	397,43
P13 (C)	339,24	314,54	344,06	324,88	348,87	333,95	353,68	341,00
P14 (C)	383,76	340,73	388,58	356,94	393,39	369,78	398,20	378,40
P15 (P)	176,34	160,83	181,16	169,50	185,97	176,67	190,78	183,44
P16 (P)	26,39	60,82	31,21	57,80	36,02	57,37	40,83	58,41
P17 (P)	62,85	68,82	67,67	69,41	72,48	72,38	77,29	76,25
P18 (P)	204,11	211,48	208,93	214,98	213,74	218,17	218,55	222,51
P19 (P)	141,00	145,79	145,82	146,08	150,63	148,41	155,44	152,57
P20 (P)	116,84	144,61	121,66	144,63	126,47	145,78	131,28	147,99
<b>Val. Médio</b>	145,23	145,23	150,05	150,04	154,86	154,86	159,67	159,67
<b>Desv. Padrão</b>	129,12	113,09	129,12	117,35	129,12	120,09	129,12	121,74
<b>Coef. Var.</b>	0,89	0,78	0,86	0,78	0,83	0,78	0,81	0,76

Fonte: Adaptado de Jesus, 2015.

Na Tabela 5 pode-se observar o comportamento da redistribuição das cargas, quando se compara a estrutura com apoios rígidos (sem interação solo estrutura) e com o apoio elástico (última iteração) nas quatro hipóteses de cota de assentamento das fundações.

Verifica-se um comportamento similar quando comparadas as quatro hipóteses, sem variação do valor médio – fato esperado, pois não inseriu-se nenhum carregamento extra ao longo do processo de interação, porém o desvio padrão e o coeficiente de variação reduziram. Pois ao se calcular iterativamente a rigidez das molas nos apoios nos processos (de apoio rígido para elástico na 1ª iteração, depois de apoio elástico na 1ª iteração para apoio elástico na 2ª iteração, até terminar o processo iterativo) ocorre uma maior redistribuição das cargas.

A partir da Tabela 5, ao analisar somente os pilares periféricos, quando se compara o modelo rígido com o elástico, na CAF = 1,0 m, houve um acréscimo de cargas nos pilares periféricos de 79% e um decréscimo de 21%. Na CAF = 2,0 m, houve um acréscimo de cargas nos pilares periféricos de 71% e um decréscimo de 29%. Para CAF = 3,0 m e CAF = 4,0 m, houve um mesmo percentual de acréscimo e decréscimo de cargas nos pilares periféricos. Para os pilares centrais, na CAF = 1,0 m, houve um decréscimo de cargas nos pilares centrais de 67% e um acréscimo de 33%. Nas CAF = 2,0 m, 3,0 m e 4,0 m, houve um mesmo percentual de acréscimo e decréscimo de cargas nos pilares centrais.

#### *Análise em função dos recalques distorcionais (distorção angular)*

Foi observado o maior recalque distorcional entre os pilares P11 e P16, na cota de assentamento de 1,0 m. Sendo o pilar P11 localizado na região de maiores recalques totais e o pilar P16 localizado no bordo da estrutura. Foi realizado uma análise destes recalques distorcionais em todas as cotas de assentamento, considerando todas as iterações, afim de verificar seu comportamento (Tabela 6).

Pode-se verificar a tendência dos recalques distorcionais diminuírem com o aumento da profundidade de assentamento da fundação e diminuírem também após o processo de interação solo estrutura.

**Tabela 6 – Recalque Distorcional Pilares P11-P16**

CAF (m)	Recalque Distorcional Pilares P11-P16			
	Apoio Rígido	1ª Iteração	2ª Iteração	3ª Iteração
1,0	1/588	1/895	1/1069	1/1085
2,0	1/978	1/1283	1/1510	1/1400
3,0	1/1453	1/1711	1/2026	1/2081
4,0	1/2567	1/2333	1/2081	-

Fonte: Adaptado de Jesus, 2015.

Observa-se também que o maior valor de Recalque Distorcional foi de  $\delta/L = 1/588$ , entre os pilares P11-P16, ficou próximo do valor limite proposto por Bjerrum (1963) de  $\delta/L = 1/600$ , valor limite de perigo para estruturas aporticadas com diagonais, e abaixo dos limites de  $\delta/L = 1/300$ , valor limite onde começam a aparecer trincas em paredes de edifícios e  $\delta/L = 1/150$ , valor limite, a partir do qual, ocorrem danos estruturais em vigas e colunas de edifícios.

## 4 Considerações finais

O trabalho apresentou uma análise interação solo estrutura de um edifício industrial em estruturas metálicas com fundações superficiais do tipo sapatas isoladas assentes em terreno predominantemente arenoso, sendo analisadas quatro hipóteses de cotas de assentamento da fundação, em 1,0 m, 2,0 m, 3,0 m e 4,0 m de profundidade.

Analisando-se em termos de recalques totais médios, pode-se observar que os recalques calculados sem a interação e com a interação solo estrutura (última iteração) foram muito próximos em todas as cotas de assentamento, porém houve redução dos recalques totais máximos com o processo de interação solo estrutura. Nenhum ponto ficou acima do recalque admissível proposto por Terzaghi e Peck (1967), de  $\rho_a = 25$  mm, para sapatas assentes em areia.

Ao analisar as curvas de isorecalques e as bacias de recalques, observou-se uma menor variabilidade espacial nos valores dos recalques, quando se comparou os recalques totais sem a interação e com a interação solo estrutura (última iteração). Observou-se também que a região com maiores recalques é a que estão apoiados os pilares com maiores cargas (P11, P12, P13 e P14).

Em termos de redistribuição de cargas no processo de interação solo estrutura, quando se compara o modelo rígido com o elástico (última iteração), pode-se verificar que nas cotas de assentamento das fundações mais superficiais (1,0 m e 2,0 m), a maioria dos pilares periféricos tiveram um acréscimo de cargas, e que a maioria dos pilares centrais tiveram um decréscimo de cargas, configurando uma redistribuição mais dispersa, ocorrendo uma transferência de cargas do centro para as extremidades, devido às condições menos favoráveis de capacidade de carga do solo, gerando-se maiores recalques, configurando estruturas menos rígidas quando comparadas às que estão em assentes em cotas mais profundas.

Para as cotas de assentamento da fundação em 3,0 m e 4,0 m, houve um mesmo percentual de acréscimo e decréscimo de cargas nos pilares periféricos e centrais, verificando-se que não houve transferência de cargas entre eles. O alívio e sobrecarga ocorreram entre pilares periféricos entre si, ocorrendo o mesmo entre os pilares centrais. O fato ocorre devido à maior rigidez das estruturas, quando comparadas as estruturas apoiadas em cotas mais superficiais.

Ao analisar a estrutura em termos de recalques diferenciais, nenhum recalque diferencial ultrapassou o recalque diferencial admissível proposto por Burland *et al.* (1977),  $\delta_{\text{máx}} = 25$  mm, para sapatas isoladas com estruturas de aço.

Conclui-se, em termos de recalques distorcionais (distorção angular), que se aumentando a profundidade de assentamento da fundação, reduz-se a distorção angular. E que ao realizar o processo de interação solo estrutura, diminui-se a distorção, melhorando o comportamento da estrutura.

## Referências

- ARAÚJO, C.R.S. *Estudo de caso de obra considerando a interação solo-estrutura*, Dissertação M.Sc., Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil, 2010.
- BJERRUM, L. Allowable settlement of structures. *Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, Germany, 1963. Vol. III.
- BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; de MELLO, V. F. B. Behavior of Foundations and Structures. *Proc. of IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol.II, pp. 495-546, Tóquio, 1977.
- CHAMBERLAIN, Z.; FICANHA, R.; FABEANE, R. *Projeto e cálculo de estruturas de aço: Edifício industrial detalhado*. Ed. Elsevier: Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013
- CHAMECKI, S. Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação. In: *I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, v. 1, Porto Alegre, 1954.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J., H. *Fundações Diretas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- COSTA, R. V. Interação Solo-Estrutura. *Estudo de Casos de Obra Envolvendo o Monitoramento dos Recalques desde o Início da Construção*. Dissertação M.Sc., Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil, 2003.
- DANZIGER, B.R. *Estudo de Correlações entre os Ensaios de Penetração Estática e Dinâmica e Suas Aplicações ao Projeto de Fundações Profundas*. Dissertação M.Sc. COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, 1982.
- FREITAS, A.C.; PACHECO, M. P.; DANZIGER, B.R. Estimating Young Moduli in Sands from the Normalized N60 Blow Count. *Solos e Rochas* (ISSN1980-9743), v. 35, p. 89-98, 2012.
- GODOY, N. S. *Fundações: Notas de Aula, Curso de Graduação*. São Carlos – SP: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.
- GODOY, N. S. *Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático*. Palestra. São Carlos – SP: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.
- JESUS, B.V. de. *Análise de Interação Solo Estrutura – Estudo de Caso: Edifício Industrial em Estruturas Metálicas*. Especialização Lato Sensu em Estruturas Metálicas, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil, 2015.
- MEYERHOF, G.G. Some Recent Foundation Research and its Application to Design. *Structural Engineering*, vol.31, p. 151-167, Londres, 1953.
- ROSA, L. M. P. *Interação Solo-Estrutura. Análise de um Caso de Obra Envolvendo Danos Estruturais*, Dissertação M.Sc., Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil, 2005.
- ROSA, L. M. P. *Interação Solo x Estrutura: Análise contemplando a consideração da fluência do concreto*. Dissertação D.Sc., Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil, 2015.

SCHMERTMANN, J.H.; HARTMAN, J.P.; BROWN, P.R. Improved Strain Influence factor Diagrams. *JGED*, ASCE, vol. 104, no. GT8, p. 1131-1135, 1978.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICK, W. et al. (ed.) *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, Cap.7, p. 227-264, 1996.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil mechanics in engineering practice*. New York: John Wiley and Sons, 1967.

VESIC, A.S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F. e FANG, H. Y. *Foundation Engineering Handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold, p. 121-147, 1975.