

## **AVALIAÇÃO DO EFEITO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA SOBRE A RESPOSTA ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS MISTOS (AÇO- CONCRETO)**

**Flávio dos Ramos de S. Mendonça<sup>1</sup>, José G. S. da Silva<sup>1\*</sup> e Ana Cristina C.F. Sieira<sup>1</sup>**

1: Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGECIV  
Departamento de Estruturas e Fundações, ESTR  
Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ  
Rua São Francisco Xavier, N<sup>o</sup> 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ, Brasil  
e-mail: flavioprimeiro@yahoo.com.br, jgss@uerj.br, sieira@eng.uerj.br

**Palavras-chave:** Edifícios Mistos (Aço-Concreto), Interação Solo-Estrutura, Modelagem Numérica, Comportamento Estrutural.

**Resumo:** *Este trabalho de pesquisa objetiva avaliar o efeito da interação solo-estrutura (ISE) sobre a resposta estrutural de edifícios mistos (aço-concreto), no que tange a fundações superficiais do tipo sapatas isoladas. As análises numéricas foram conduzidas sobre o modelo estrutural de um edifício misto (aço-concreto) com quatro pavimentos, utilizado para fins comerciais, com base no emprego do programa de elementos finitos ANSYS. As vigas e colunas de aço da edificação foram simuladas com base no emprego de elementos de pórtico espacial e as lajes de concreto foram modeladas com elementos de casca. O efeito da interação solo-estrutura foi considerado de acordo com a hipótese clássica de Winkler. Os parâmetros dos diferentes solos de fundação investigados ao longo do estudo foram obtidos por meio de correlações empíricas existentes na literatura e com base na utilização do programa computacional PLAXIS, no que diz respeito à determinação das constantes elásticas dos elementos de mola discretos, lineares e elásticos, com rigidez equivalente ao solo analisado. Para tal, foram considerados seis diferentes tipos de solos ao longo do estudo (argilosos, siltosos e arenosos). Os resultados da investigação contemplam uma análise crítica acerca das alterações que ocorrem nos valores dos deslocamentos e esforços da edificação mista, no que tange a consideração da deformabilidade do solo, em comparação aos modelos tradicionais de projeto de estruturas com apoios rígidos. Os resultados obtidos neste estudo demonstram que ocorre uma redistribuição dos esforços nas colunas de aço, com diferenças significativas para os pilares de canto e periféricos. Este trabalho ressalta, ainda, a relevância da consideração da interação solo-estrutura, com efeitos provenientes do rearranjo do solo de fundação nos elementos estruturais do edifício misto (aço-concreto) investigado.*

## 1. INTRODUÇÃO

A análise da interação entre os elementos estruturais e o solo de fundação nos projetos de engenharia civil, geralmente, tem sido considerada como irrelevante, dispendiosa, ou por puro desconhecimento do grau de importância do assunto. O projeto convencionalmente é calculado considerando-se a hipótese de apoios indeslocáveis, ou seja, estruturas fixas na base trabalhando de forma independente da resposta da deformabilidade do solo aos carregamentos transmitidos pelo elemento de fundação [1-6]. Esta hipótese pode conduzir a resultados físicos incompatíveis com a realidade, desconsiderando as mudanças de configuração na estrutura provenientes da resposta do solo ao carregamento imposto que alteram o estado de tensões.

De acordo com este contexto, este trabalho de pesquisa objetiva analisar qualitativamente os efeitos da interação solo-estrutura sobre os elementos de uma estrutura mista (aço-concreto). Deste modo, adotou-se para a infraestrutura fundações diretas apoiadas em solos arenosos e argilosos, considerados a partir da adoção de molas lineares e elásticas sob a base da fundação, segundo a Teoria de Winkler [7]. Os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises foram determinados através de correlações empíricas existentes na literatura que utilizam os resultados do ensaio de penetração dinâmica [8], obtendo os valores de coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ) das molas a partir do programa computacional PLAXIS [9]. Em cada tipo de perfil de solo, estudou a redistribuição dos esforços nas colunas de aço ao longo da altura da edificação, para duas combinações de carregamentos, e a resposta estrutural variando-se a direção de incidência da força do vento. A análise fundamenta-se na modelagem computacional dos sistemas estruturais, através do Método dos Elementos Finitos (MEF). Assim, os elementos estruturais foram discretizados por técnicas usuais, por meio do programa ANSYS [10].

O PLAXIS[9] mostrou-se uma ferramenta útil para a determinação do coeficiente de reação vertical do solo em comparação com as expressões provindas de correlações com propriedades elásticas do solo [11].

Em todos os casos analisados ocorreu a modificação nos esforços atuantes nas colunas de aço com diferenças significativas nos primeiros pavimentos. Verificou-se aumento, diminuição e inversão de sentido de aplicação dos esforços.

## 2. DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL

A modelagem do conjunto estrutura-solo de fundação consiste em um grande desafio, em função da complexidade da se considerar a interação entre os diversos fatores que influenciam os perfis de solo (estratificação do solo, nível d'água, contribuição pontual das ações externas, etc.) e as condições peculiares de cada edificação como o número de pavimentos, distribuição em planta dos elementos estruturais, a influência do processo construtivo e a rigidez relativa estrutura-solo [1-6].

A difícil tarefa de simular o comportamento real do solo em função das diferentes variáveis tem levado ao desenvolvimento de inúmeros modelos de previsão especialmente para a análise da interação solo-estrutura.

A Teoria de Winkler [7] considera as bases da fundação apoiada em um meio elástico,

formado de molas discretas em finitos pontos. As molas são definidas fisicamente por uma constante elástica  $K$  (kN/m) diretamente proporcional à área carregada e a um coeficiente de reação vertical do solo ( $k_v$ ), conforme Equação 1 [12].

$$k_v = \frac{\sigma(x,y)}{w(x,y)} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (1)$$

Onde:

$\sigma(x, y)$  : tensão de contato média na base da fundação;

$w(x, y)$  : deslocamento vertical, ou seja, o recalque.

Destaca-se que o coeficiente de reação vertical  $k_v$ , também recebe outras denominações como módulo de reação vertical, coeficiente de mola, coeficiente de proporcionalidade e coeficiente de recalque. Este coeficiente pode ser obtido por correlações empíricas, fórmulas desenvolvidas por autores consagrados, ensaios de placa, correlações com resultados de sondagens a percussão, medições de recalques reais, correlações com a tensão admissível do solo, e correlações com as propriedades do maciço de solos.

## 2. 1 Metodologia proposta no presente Trabalho

No presente trabalho propõem-se a determinação do coeficiente de reação vertical a partir de Métodos de Elementos Finitos (MEF) através do programa computacional PLAXIS [9]. Os valores de  $k_v$ , obtidos numericamente serão então introduzidos no programa ANSYS [10] para a representação do elemento de mola.

Neste programa, o perfil de subsolo é considerado como um meio contínuo, e é permitido considerar a estratigrafia do subsolo a partir da introdução de camadas com diferentes propriedades de deformabilidade e resistência.

Inicialmente, são introduzidos no programa perfis de subsolo com diferentes valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson ( $E$  e  $\nu$ ) no modelo elástico linear. Os módulos de elasticidade foram estimados a partir de correlações com resultados do ensaio SPT (Stand Penetration Test). Optou-se por fazer a correlação com este tipo de ensaio, tendo em vista a ampla utilização deste ensaio no Brasil para o reconhecimento das características das camadas de solo e profundidade do nível d'água. A norma NBR 6484 [13] que normaliza o ensaio prevê a classificação do tipo de solo quanto à consistência e compacidade de acordo com o número de golpes, conforme Tabela 1.

Solo	$N_{SPT}$			Compacidade/Consistência
Areias e siltes arenosos		$\leq$	4	Fofa
	5	-	8	Pouco compacta
	9	-	18	Medianamente compacta
	19	-	40	Compacta
		$>$	40	Muito compacta

Solo	N <sub>SPT</sub>			Compacidade/Consistência
Argilas e siltes argilosos		≤	2	Muito mole
	3	-	5	Mole
	6	-	10	Média
	11	-	19	Rija
		>	19	Dura

Tabela 1. Compacidade de solos granulares e consistência de solos argilosos de acordo com o NSPT

Para se determinar o módulo de elasticidade do solo a partir de correlações do ensaio do N<sub>SPT</sub>, foram adotadas as seguintes Equações 2 e 3 propostas na literatura [8]:

$$\text{Para solos arenosos: } E = 3,4 \cdot N_{60} \quad (2)$$

$$\text{Para solos argilosos: } E = 2,0 \cdot N_{60} \quad (3)$$

Onde:

N<sub>60</sub> :correção da energia aplicada aos resultados de N<sub>SPT</sub>:

$$N_{60} = \frac{0,66 \cdot N_{SPT}}{0,60} \quad (4)$$

Em virtude da dificuldade de se obter o coeficiente de Poisson, recorreu-se aos valores típicos apresentados na Tabela 2.

Solo	v
Argila saturada	0,40 - 0,50
Argila parcialmente saturada	0,10 - 0,30
Argila arenosa	0,20 - 0,30
Silte	0,30 - 0,35
Areia,comumente usada	0,30 - 0,40

Tabela 2. Valores típicos do Coeficiente de Poisson de solos [14].

As análises numéricas consideraram as fundações rasas formadas por sapatas rígidas e flexíveis, com base quadrada, e após a aplicação de um carregamento pré-determinado na superfície do terreno de 100 kPa, como mostra a Figura 1, o programa computacional é capaz de fornecer o recalque do terreno provocado pela imposição do carregamento. A Figura 2 apresenta a configuração deformada da malha, fornecida pelo programa, juntamente com o valor máximo de recalque previsto no centro do carregamento.

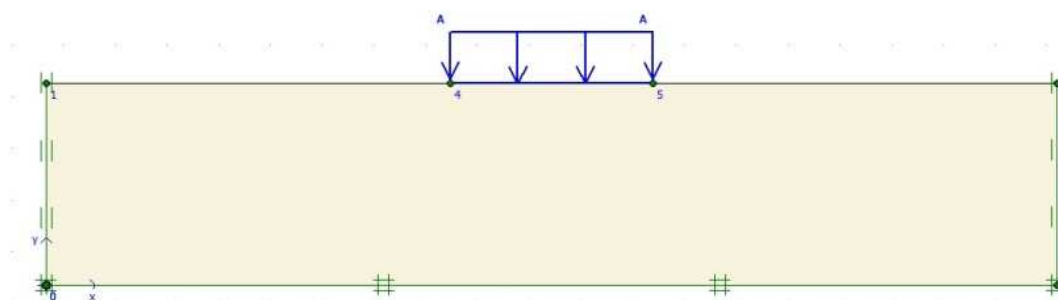


Figura 1. Geometria adotada nas análises numéricas.

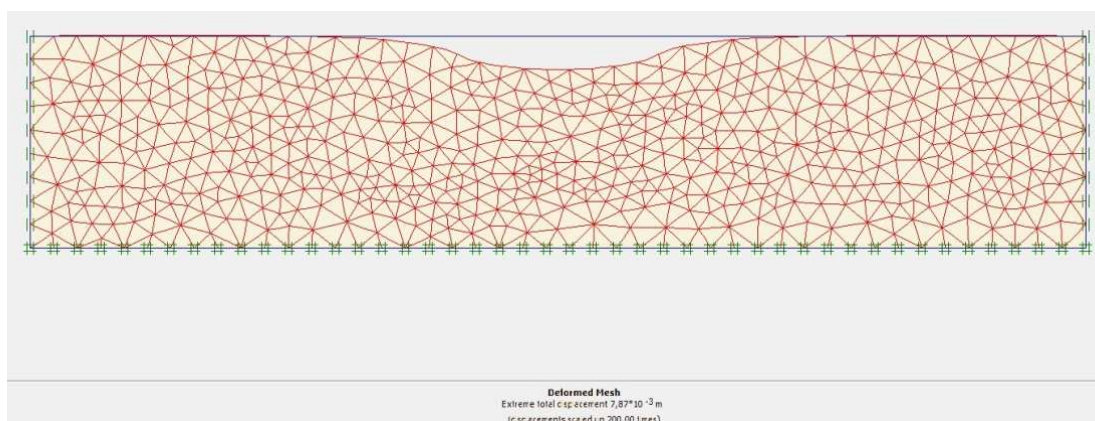


Figura 2. Malha de elementos finitos deformada.

Uma vez conhecido o recalque obtido através do valor do carregamento imposto, é possível definir o valor do coeficiente de reação vertical pela Equação (1). Assim, o valor do coeficiente de reação vertical determinado numericamente foi confrontado com os valores de estimados por meio da Teoria da Elasticidade, utilizando a fórmula de Perloff [11] que correlaciona o coeficiente de reação vertical aos parâmetros elásticos do solo e à forma geométrica do elemento de fundação conforme a Equação (2)

$$k_v = \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot \frac{1}{I_w} \cdot \frac{1}{B} \quad (2)$$

Onde:

$E$  : módulo de elasticidade do solo ou módulo de Young;

$\nu$  : coeficiente de Poisson do solo;

$I_w$  : coeficiente de influência;

$B$  : largura da base ou diâmetro do elemento de fundação.

Esta etapa teve como objetivo investigar a concordância entre os resultados obtidos por

diferentes metodologias. A Tabela 3 apresenta os resultados do coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ) obtidos, para solos com diferentes valores de módulos de elasticidade, a partir do programa PLAXIS [9] e da Teoria da Elasticidade de acordo com a Equação 2.

Forma da fundação - Quadrada				
Rígida				
E (kN/m <sup>2</sup> )	Recalque w (m)	$k_v$ (kN/m <sup>3</sup> )		Diferença %
		PLAXIS[9]	Equação 2	
10.000	0,068	14673,51	13401,23	9,49
20.000	0,035	29019,15	26802,47	8,27
30.000	0,023	43196,54	40203,70	7,44
40.000	0,018	57175,53	53604,93	6,66
50.000	0,014	71022,73	67006,16	5,99
60.000	0,012	84674,01	80407,40	5,31
70.000	0,010	98135,43	93808,63	4,61
80.000	0,009	111482,72	107209,86	3,99
90.000	0,008	124688,28	120611,10	3,38
100.000	0,007	137931,03	134012,33	2,92

Tabela 3. Comparação dos valores obtidos de  $k_v$  – sapata rígida

Na Figura 3, os resultados de  $k_v$ , previstos numericamente são confrontados com os resultados teóricos. Observa-se que os valores aproximam-se da reta  $k_v$  PLAXIS =  $k_v$  Equação 2, mostrando que a metodologia adotada é válida para a determinação do coeficiente de reação vertical dos solos, quando são consideradas fundações superficiais rígidas.

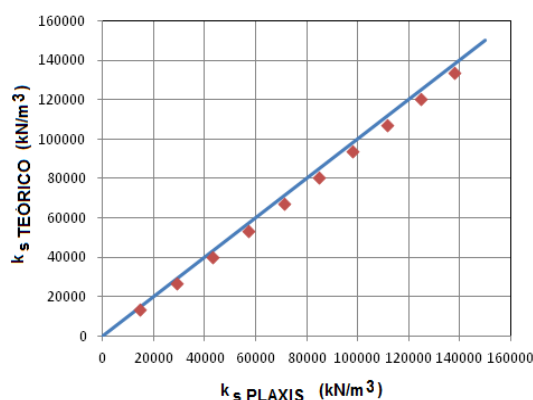


Figura 3. Comparação entre  $k_v$  (PLAXIS) e  $k_v$  (Equação 2)

É interessante ressaltar que esta metodologia permite a determinação de um coeficiente de

reação vertical equivalente, quando se consideram perfis estratificados, além de possibilitar a introdução do nível d'água nas análises numéricas para a definição de  $k_v$ . Como vantagem destaca-se que esta metodologia baseia-se apenas em boletins de sondagem a percussão, dispensando ensaios mais caros e demorados.

### 3. MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

O modelo estrutural utilizado no presente estudo consta de um prédio de estrutura mista (aço-concreto) de quatro pavimentos, com pé-direito de 4 m, e dimensões totais de largura e comprimento de 40 x 40 m. É composto por perfis de aço de alma cheia que constituem as vigas principais, as vigas secundárias com ligações flexíveis e ligações viga-viga.

As vigas principais são espaçadas entre os eixos de 10,00 m, no total de cinco vigas por pavimento. As vigas secundárias possuem o espaçamento de 2,50 m entre os eixos, no total de dezessete vigas. As colunas somam-se em vinte e cinco que recebem os esforços provenientes das vigas secundárias e principais. Os perfis utilizados foram do tipo W610\*140 para as vigas principais, W460\*60 para as vigas secundárias e HP250\*85 para os pilares. No sistema de painéis apoiam-se lajes de concreto armado com a espessura de 10 cm. A Figura 4 apresenta a planta baixa do pavimento tipo. O concreto das lajes possui uma resistência característica a compressão  $f_{ck}$ , aos 28 dias, de 30 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,2 de acordo com o item 8.2.9 da norma NBR 6118 [15] e módulo de elasticidade igual a 21,6 GPa. A Tabela 4 ilustra as propriedades geométricas dos perfis.

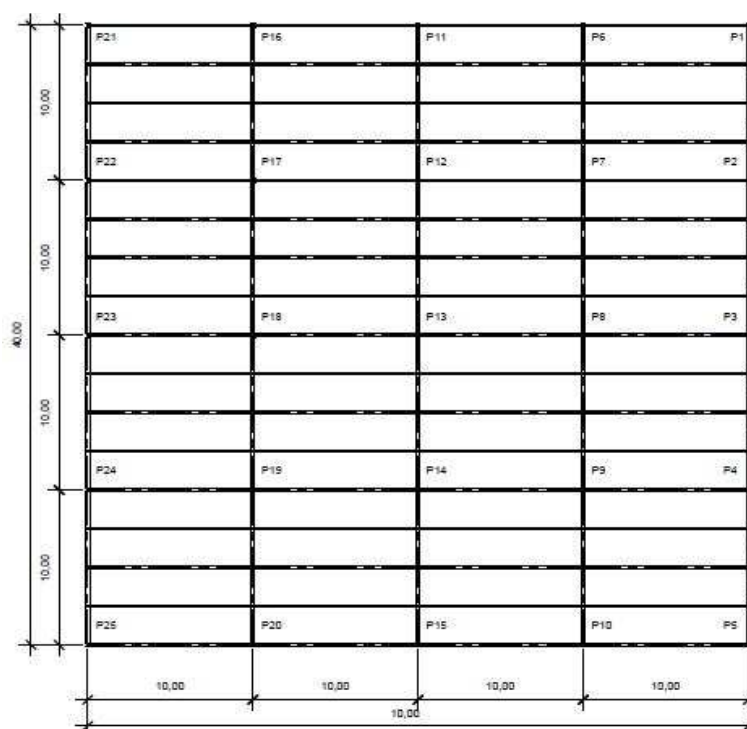


Figura 4. Planta baixa do modelo estrutural do edifício em estudo (dimensões em m) [1].

Tipo de Perfil	Altura do Perfil (d)	Largura da Mesa ( $b_f$ )	Espessura da Mesa Superior ( $t_f$ )	Espessura da Mesa Inferior ( $t_f$ )	Espessura da Alma ( $t_w$ )
Viga Principal	617	230	22,2	22,2	13,1
Viga Secundária	455	153	13,3	13,3	8
Coluna	254	260	14,4	14,4	14,4

Tabela 4. Características geométricas das vigas e colunas do piso misto aço-concreto (dimensões em mm).

Assim, para o a edificação em estudo foram feitas duas combinações de carregamento. A primeira considerando a sobrecarga como ação variável principal e ação da força do vento considerada como ação variável simultânea, e o procedimento inverso para a segunda combinação de carregamento de acordo com os procedimentos recomendados pela norma NBR 8800 [16].

As cargas verticais atuantes em cada laje de piso da estrutura são formadas pela sobrecarga de 5,0 kN/m<sup>2</sup>, pelo revestimento do piso de 1,1 kN/m<sup>2</sup>, pelas divisórias dos compartimentos internos de 1,8 kN/m<sup>2</sup> e pelo peso próprio da laje de concreto de 25 kN/m<sup>2</sup>.

As cargas de vento foram calculadas conforme as recomendações da norma NBR 6123 [17] que estabelece os parâmetros e procedimentos adequados para se obter a ação estática do vento sobre uma estrutura. A ação da força do vento na edificação, que é denominada pela norma de força de arrasto ( $F_a$ ), foi calculada de acordo com a altura de cada andar do modelo estrutural, adotada e aplicada nos nós correspondente a cada pilar da estrutura proporcionalmente ao número de pilares de cada face da edificação. A Tabela 5 ilustra a ação do vento considerada em cada pavimento.

Nível (m)	Pavimento	$F_a$ (kN)
4	Térreo - 1º andar	32,87
8	1º andar / 2º andar	35,02
12	2º andar / 3º andar	38,64
16	3º andar / 4º andar	41,12

Tabela 5. Força de arrasto atuando de acordo com altura no modelo

Em virtude da estrutura ser duplamente simétrica, seria considerada a ação do vento em apenas uma direção, porém como as vigas principais e secundárias são de perfis metálicos diferentes, a ação do vento foi considerada nas duas direções, ou seja, no plano XY e no plano ZY conforme mostrado na Figura 5.



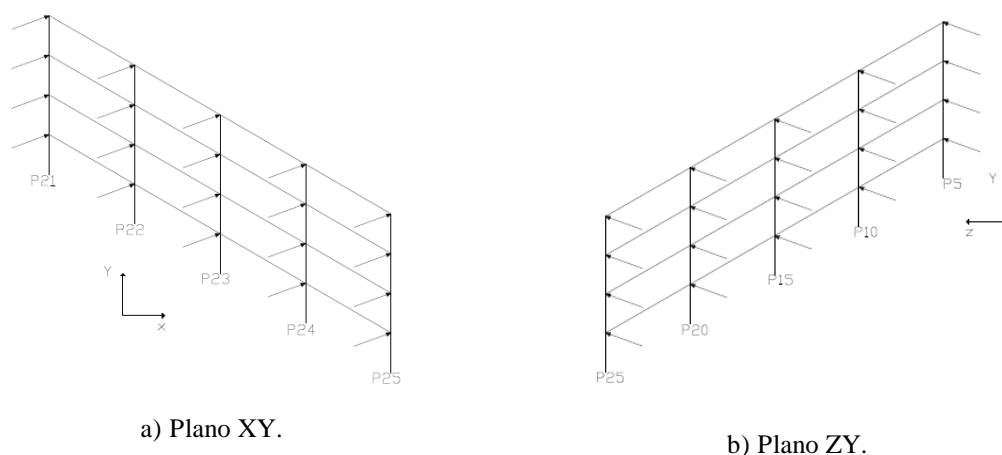


Figura 5. Ilustração da ação da força do vento

#### 4. MODELAGEM NUMÉRICA EM ELEMENTOS FINITOS

Os modelos numéricos-computacionais adotados em cada análise foram implementados através de técnicas usuais de discretização, via métodos de elementos finitos, utilizando o programa ANSYS [10]. As vigas e as colunas de aço dos modelos estruturais foram discretizadas por elementos de viga tridimensionais, denominados BEAM44 [10] e a laje com o uso do elemento de casca, SHELL63 [10]. Nas análises iniciais, em que se consideram os apoios das bases dos pilares indesejáveis, com a base rotulada e seus momentos liberados nos três eixos, o elemento de mola, COMBIN39 não foi utilizado. Porém, nas análises seguintes, com a consideração da interação solo-estrutura utilizou-se este elemento, um elemento unidirecional, para simular a influência da deformabilidade do solo como apoiado em molas nas bases dos pilares seguindo o modelo de Winkler [7]. O elemento BEAM44 [10] utilizado na modelagem das vigas principais e secundárias e das colunas dos perfis metálicos apresenta seis graus de liberdade em cada nó, ou seja, três translações e três rotações nos eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ . Como definido no ANSYS [10], o BEAM44 [10] é um elemento uniaxial, linear com capacidade de atuar em tração, compressão, torção e flexão. A grande vantagem da utilização do elemento é a possibilidade de permitir que seus nós sejam distanciados do eixo do centróide das vigas, em virtude da laje e da viga não estarem posicionadas no mesmo eixo. A Figura 6 ilustra os elementos mencionados com as distâncias utilizadas na caracterização dos elementos e orientação dos eixos.

Considera-se, ainda, que os materiais empregados nas estruturas em estudo, aço e concreto, trabalhem em regime linear-elástico.

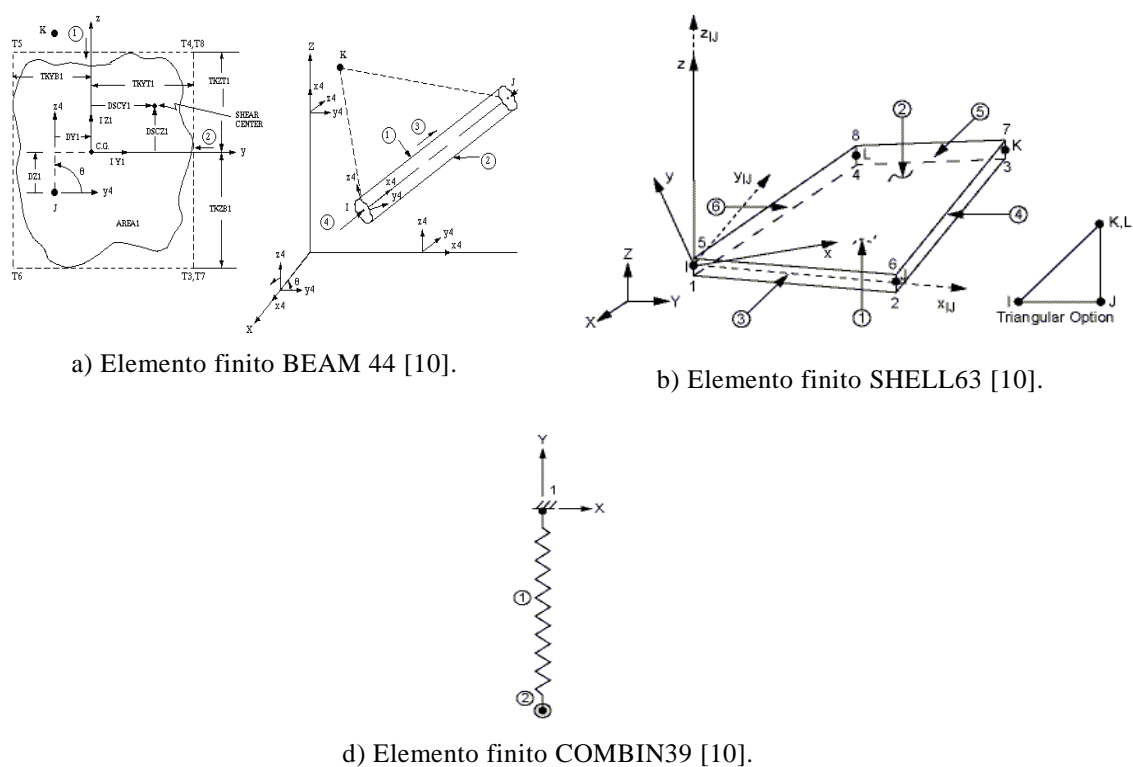
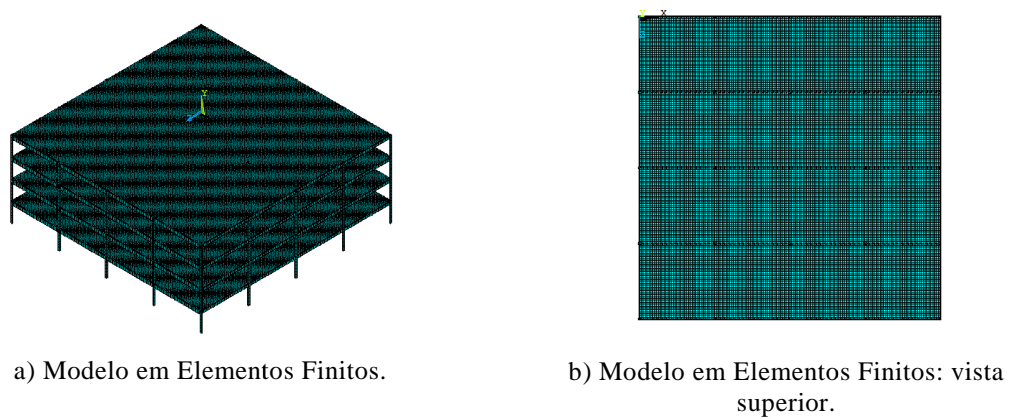


Figura 6. Elementos finitos utilizados na discretização do modelo.

Na sequência do texto, a Figura 7 ilustra as malhas de elementos finitos desenvolvidas ao longo da presente investigação para o caso de apoios indeslocáveis.



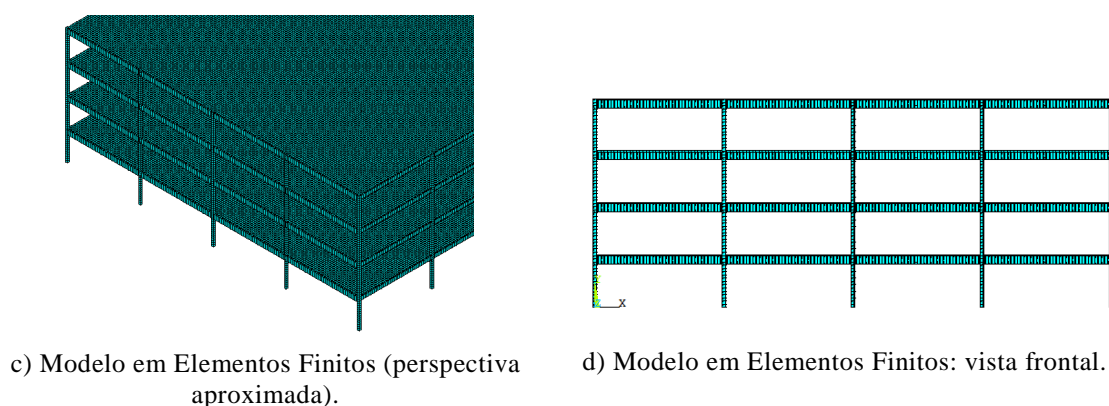


Figura 7. Malha de elementos finitos.

## 5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A resposta dos esforços e deslocamentos nodais nos pilares à influência da consideração do efeito da interação solo-estrutura foi, em cada caso, comparada com os valores previamente obtidos considerando-se a estrutura apoiada sobre base rígida, indeslocável, com os apoios rotulados (Caso 1). A estrutura foi analisada considerando a deformabilidade do solo de fundação (interação solo-estrutura) para seis casos apresentados nas Tabelas 6 e 7. Utilizou-se um código de cores para a apresentação dos resultados gráficos.

Caso	Tipo de solo	Cor	Compacidade	E (MPa)
2	Areia e silte pouco	vermelha	compacta (o)	29,92
3	Areia e silte arenoso	laranja	medianamente compacta (o)	59,84
4	Areia e silte arenoso	verde	compacta(o)	119,68

Tabela 6. Módulo de elasticidade de areias e siltes arenosos

Caso	Tipo de solo	Cor	Consistência	E (MPa)
5	Argila e silte argiloso	vermelha	média (o)	17,60
6	Argila e silte argiloso	laranja	rija (o)	35,20
7	Argila e silte argiloso	verde	dura (o)	70,40

Tabela 7. Módulo de elasticidade de argilas e siltes argilosos

### 5.1. Análise da reação de apoio nos pilares dos modelos

Os valores das reações verticais nos pilares são modificados a partir da modelagem da interação solo estrutura nos casos investigados ao longo deste estudo, caracterizando uma redistribuição dos esforços nos pilares em todos os casos investigados, de acordo com a

variação da rigidez do solo e, bem como, das dimensões das sapatas utilizadas. Nos pilares onde a interação solo estrutura é representada numericamente pelos valores de rigidez mais elevados observa-se uma tendência de aumento nos valores das reações de apoio. Convém observar, ainda, que, para o modelo estrutural em estudo, estas variações não são significativas em relação aos resultados obtidos com a estrutura projetada em apoios indeslocáveis, ou seja, sem a consideração da interação solo estrutura.

Os resultados mostram, também, que as maiores diferenças apareceram nos pilares de canto, mesmo em ambos os casos em que é considerada a ação da força do vento em duas direções distintas (plano XY e plano ZY). Observa-se um alívio no valor das reações verticais em pilares adjacentes aos pilares de centro, por exemplo nos pilares P9, P7, 17 e P19. Ressalta-se que os pilares menos carregados no Caso 1 obtiveram o maior acréscimo de carregamento com as análises de interação solo-estrutura, entretanto apesar da redistribuição dos valores das reações verticais entre os pilares, a maior diferença observada em comparação com a hipótese de apoios indeslocáveis foi da ordem de 6% obtida nos pilares P21 e P25 em ambas as direções de atuação do vento.

## 5.2. Análise dos momentos fletores nos pilares dos modelos

O desenvolvimento do momento fletor ao longo dos pilares alterou-se significativamente nas análises considerando a flexibilidade do solo em comparação com as respostas obtidas com a estrutura analisada com apoios indeslocáveis (Caso 1).

As Tabelas 8 e 9 apresentam os resultados em pilares de canto e periféricos para o caso ação da força do vento atuando no plano XY em solos arenosos e siltosos. Nota-se o crescimento dos valores dos momentos fletor à medida que o solo de fundação torna-se mais rígido. Tal fato também pode ser constatado de acordo com a Figura 8 que apresenta a variação do momento fletor ao longo das alturas dos pilares de canto P1 e periférico P6.

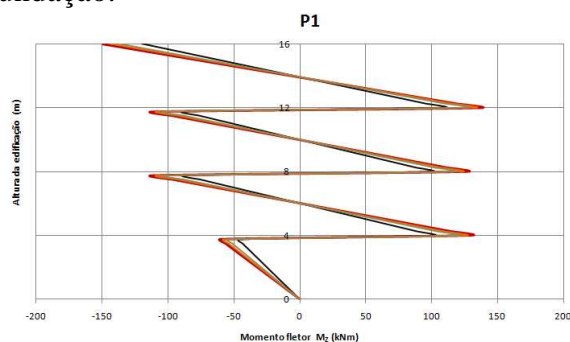
Pilar	Caso (1)		Caso (2)		Caso (3)		Caso (4)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
	$M_Z$		$M_Z$		$M_Z$		$M_Z$	
	(kNm)		(kNm)		(kNm)		(kNm)	
P1	119,79	109,99	142,85	131,5	132,11	121,48	126,2	115,96
P5	109,99	119,79	131,5	142,85	121,48	132,11	115,96	126,2
P6	225,68	208,89	259,61	240,96	243,68	225,91	234,99	217,69
P10	208,89	225,68	240,96	259,61	225,91	243,68	217,69	234,99
P20	209,13	225,87	241	259,59	226,04	243,76	217,87	235,12

Tabela 8. Momento fletor  $M_z$  (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

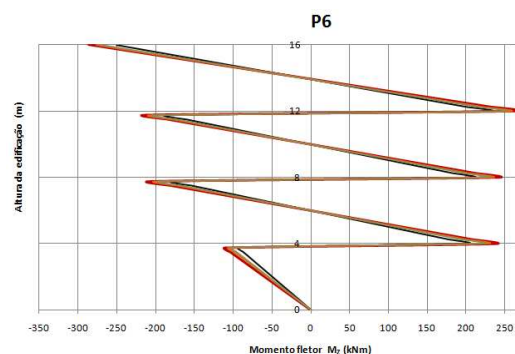
Pilar	Diferença %		Diferença %		Diferença %	
	Caso		Caso		Caso	
	(1)/(2)		(1)/(3)		(1)/(4)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
P1	16,14%	16,36%	9,33%	9,46%	5,08%	5,15%
P5	16,36%	16,14%	9,46%	9,33%	5,15%	5,08%
P6	13,31%	13,07%	7,53%	7,39%	4,04%	3,96%
P10	13,07%	13,31%	7,39%	7,53%	3,96%	4,04%
P20	13,22%	12,99%	7,48%	7,34%	4,01%	3,93%

Tabela 9. Diferença % do momento fletor  $M_z$  (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Nos pilares P1 e P5 observou-se a diferença máxima da ordem 16% na comparação entre a situação de bases indeslocáveis e solos arenosos ou silte arenosos pouco compacto(a) referente ao Caso (4), reduzindo tal valor à medida que se aumentava a rigidez do solo de fundação.



a) Momento fletor no pilar P1 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)



b) Momento fletor no pilar P6 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)

Figura 8. Variação do esforço normal ao longo da altura do pilar.

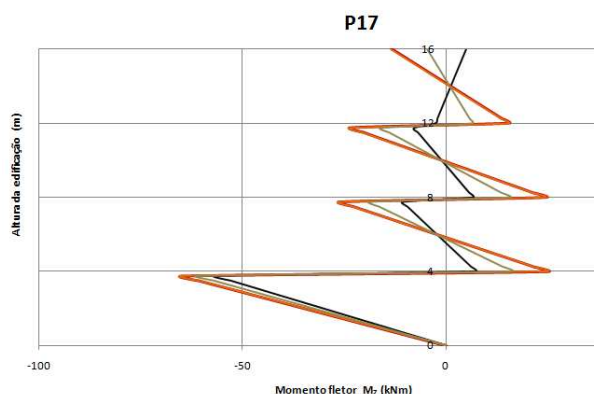
Em relação à força do vento atuando no plano ZY, os resultados apresentados nas Tabelas 10 e 11, como variável principal a sobrecarga, verifica-se o mesmo comportamento apresentado no plano XY e vento como variável principal. Entretanto, nota-se um alívio dos momentos máximos nos pilares de centro conforme valores obtidos para os pilares P9 e P19. No pilar P19 houve a redução do momento máximo da ordem de 45%, alterando o valor de 55,28 kN.m para 37,92 kN.m. A Figura 9 apresenta os resultados da distribuição do momento fletor ao longo da altura do pilar periférico P17. Tal pilar, mesmo sendo de centro, resultou na alteração do valor do momento fletor do Caso 2 para o Caso 1 em cerca de 70%.

Pilar	Caso (1)		Caso (2)		Caso (3)		Caso (4)	
	Máx		Máx		Máx		Máx	
	Máx -	+	Máx -	+	Máx -	+	Máx -	+
	M <sub>Z</sub> (kNm)		M <sub>Z</sub> (kNm)		M <sub>Z</sub> (kNm)		M <sub>Z</sub> (kNm)	
P2	65,51	15,52	71,58	27,65	69,46	23,41	68,66	21,82
P7	60,61	7,35	69,47	25,06	66,99	20,09	65,16	16,44
P9	86,43	55,28	77,74	37,88	80,18	42,77	81,97	46,36
P17	60,61	7,35	69,45	25,03	66,99	20,11	65,14	16,41
P19	86,43	55,28	77,76	37,92	80,17	42,75	81,99	40,78

Tabela 10. Momento fletor M<sub>Z</sub> (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal: solos arenosos e siltsos

Pilar	Diferença %		Diferença %		Diferença %	
	Caso		Caso		Caso	
	(1)/(2)		(1)/(3)		(1)/(4)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
P2	8,48%	43,88%	5,68%	33,71%	4,59%	28,87%
P7	12,76%	70,68%	9,52%	63,42%	6,98%	55,30%
P9	11,19%	45,93%	7,80%	29,24%	5,44%	19,25%
P17	12,74%	70,63%	9,53%	63,46%	6,96%	55,22%
P19	11,16%	45,77%	7,81%	29,31%	5,42%	35,56%

Tabela 11. Diferença % do momento fletor M<sub>Z</sub> (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal: solos arenosos e siltsos



e) Momento fletor no pilar P17 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

Figura 9. Variação do esforço normal ao longo da altura do pilar.

Os resultados obtidos nos casos de solos argilosos e silte argilosos (Casos 5, 6 e 7) não diferenciaram qualitativamente em relação aos outros casos. As Tabelas 12 e 13 apresentam os resultados de pilares periféricos, mostrando o alívio dos valores do momento fletor nos pilares próximos à incidência da rajada de vento (P9 e P19) e aumento do valor do momento fletor nos pilares mais afastados da (P7 e P19). A Figura 10 ilustra o desenvolvimento do momento fletor ao longo da altura dos pilares P9 e P25.

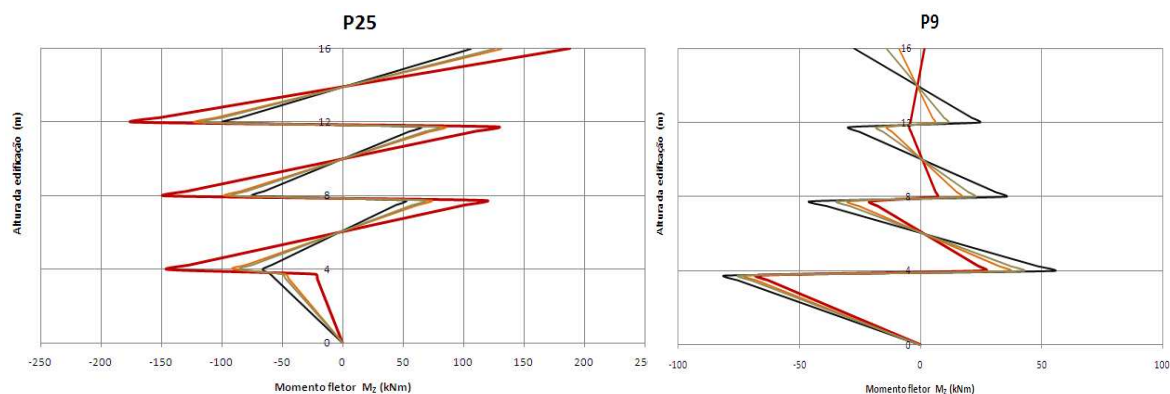
Pilar	Caso (1)		Caso (5)		Caso (6)		Caso (7)	
	Máx	Máx	Máx	Máx	Máx	Máx	Máx	Máx
	-	+	-	+	-	+	-	+
	$M_z$ (kNm)		$M_z$ (kNm)		$M_z$ (kNm)		$M_z$ (kNm)	
P2	65,51	15,52	72,86	30,07	71,53	27,55	70,00	24,50
P7	60,61	7,35	72,48	31,06	69,82	25,75	67,15	20,43
P9	86,43	55,28	72,24	27,02	77,39	37,21	80,02	42,45
P17	60,61	7,35	74,69	35,84	69,82	25,75	67,13	20,40
P19	86,43	55,28	72,00	26,26	77,39	37,21	80,04	42,48

Tabela 12. Momento fletor  $M_z$  (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e silte argilosos

Pilar	Diferença %		Diferença %		Diferença %	
	Caso		Caso		Caso	
	(1)/(5)		(1)/(6)		(1)/(7)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
P2	10,08%	48,40%	8,41%	43,67%	6,42%	36,66%
P7	16,38%	76,34%	13,20%	71,46%	9,74%	64,02%
P9	19,65%	104,58%	11,68%	48,58%	8,01%	30,24%
P17	18,85%	79,49%	13,20%	71,46%	9,72%	63,96%
P19	20,04%	110,52%	11,68%	48,55%	7,99%	30,13%

Tabela 13. Diferença % do momento fletor  $M_z$  (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Observa-se que quando a ação da força do vento atua no plano ZY provoca uma redução do momento fletor nos pilares centrais mais acentuada em comparação da força no sentido contrario, ou seja, no plano XY. O valor da diferença chegou a 110% no pilar P19, reduzindo de 55,28 kN.m para 26,26 kN.m do Caso 1 para o Caso 5. Quando a sobrecarga atuando como variável principal e ação da força do vento no plano XY, obteve-se no pilar de canto P25, o momento máximo negativo -202,69 kN.m, um acréscimo da ordem de 69 %. No pilar de centro P9 a diferença encontrada foi da ordem de 100%, porém, neste caso, reduziu-se o valor dos momentos máximo positivo e negativo.



a) Momento fletor no pilar P25 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando no pilar P6 na direção do plano ZY)

b) Momento fletor no pilar P9 considerando a sobrecarga como ação variável principal (ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

Figura 10. Variação do esforço normal ao longo da altura do pilar.



### 5.3. Análise dos esforços normais

Observou-se uma mudança considerável nos esforços normais com a consideração da interação solo estrutura tanto para os solos arenosos, silte arenosos, argilosos ou silte arenosos. Houve o aumento do esforço normal nos primeiros pavimentos com a ação da força do vento considerada como ação variável principal no plano XY e ZY. Os pilares de centro novamente tiveram um alívio do esforço normal e os pilares de canto e periféricos um aumento do esforço. Na sequência do texto, a Figura 11 ilustra alguns resultados mais expressivos na variação do esforço normal ao longo da altura dos pilares para os casos analisados.

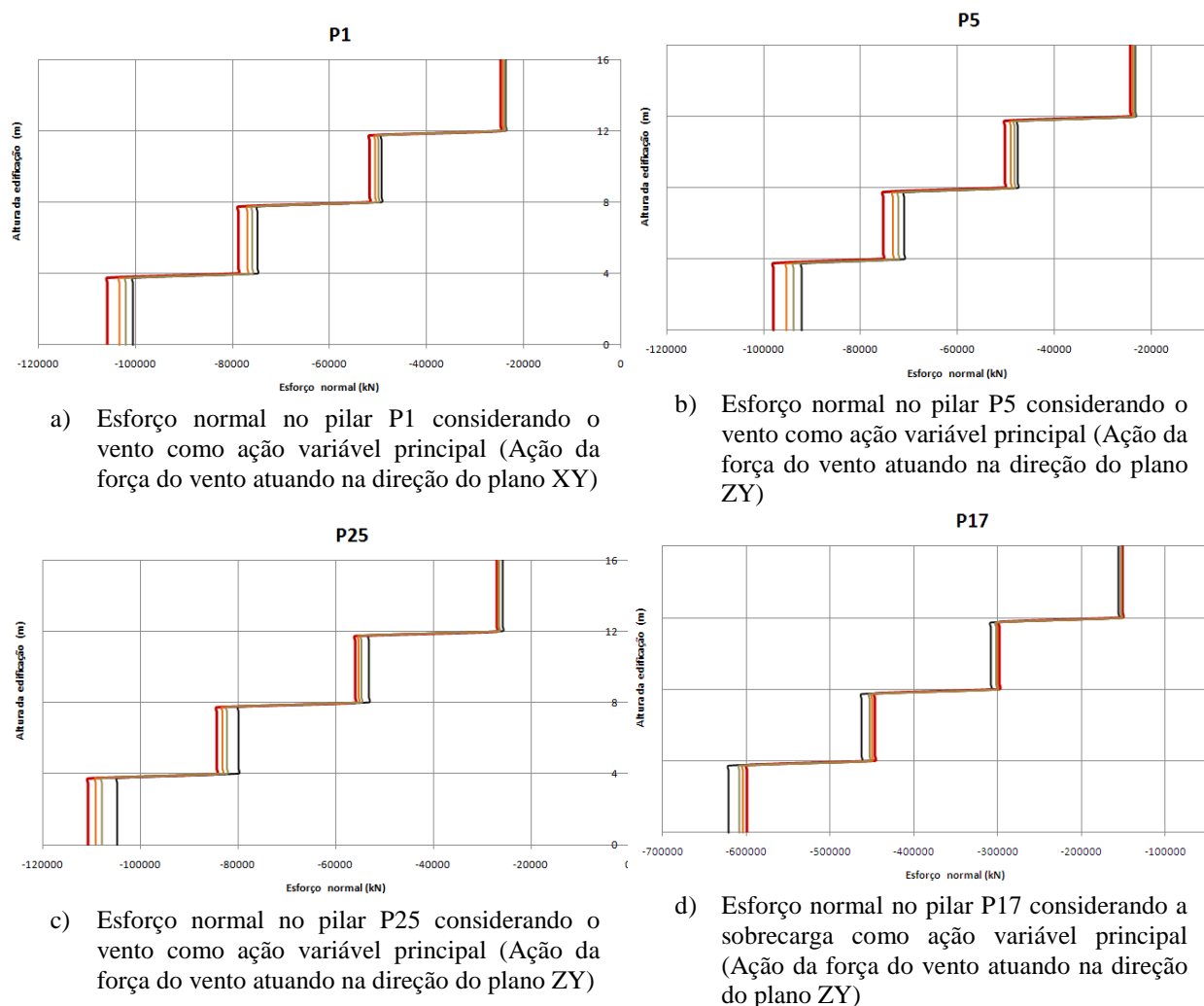


Figura 11. Variação do esforço normal ao longo da altura do pilar.

O interessante é observar, de modo geral, que em todos os casos estudados, independentemente do tipo de solo, direção da força do vento na estrutura e consideração da ação variável principal, o fato da diminuição do esforço normal nos pilares periféricos

concordando com a redução das reações verticais. Entretanto, com o aumento da rigidez do solo, ou seja, à medida que a análise vai se aproximando da consideração inicial, de apoios indeslocáveis, as diferenças torna-se insignificantes, como se pode observar nas Figuras 7c e 7d, em que os pilares P25 e P17 tiveram a redução de aproximadamente 4% no esforço normal.

#### 5.4. Análise dos deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais desenvolvidos ao longo dos pilares nas análises considerando a interação solo-estrutura não apresentaram uma mudança relevante quando comparado à hipótese de base rígida. Aparentemente, em todas as análises, os valores obtidos foram semelhantes, apresentando diferenças desprezíveis. Apenas nos casos de solos argilosos e silte argilosos (Casos 5,6 e 7) as diferenças foram significantes. A Figura 12 apresenta alguns resultados obtidos para o pilar P25. A variação mais significativa apresentada para o deslocamento horizontal máximo observou-se no Caso 7, resultando acréscimo de 69% no Pilar P25 através da alteração do plano de atuação da ação do vento e ação variável principal.

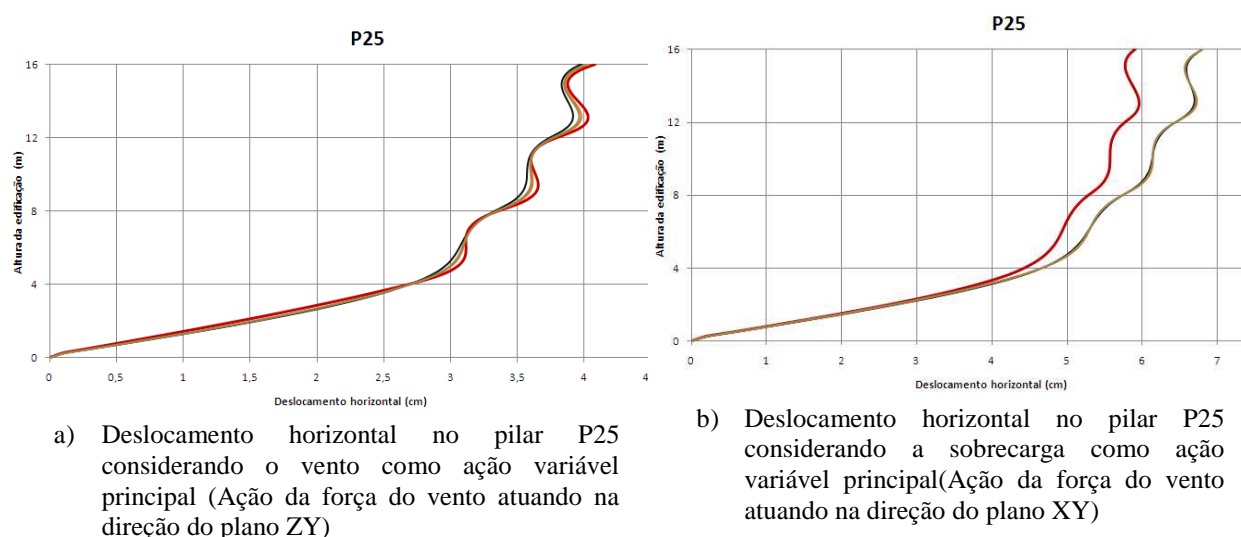


Figura 12. Variação do esforço normal ao longo da altura do pilar.

## 6. CONCLUSÕES

O desenvolvimento deste trabalho de pesquisa contribui para analisar o comportamento de estruturas mistas (aço-concreto) considerando a interação solo-estrutura. Para tal foram desenvolvidos modelos numéricos computacionais tridimensionais, com base no emprego de técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa ANSYS [10]. A interação solo-estrutura foi considerada a partir da adoção de molas lineares e elásticas sob a base da fundação, segundo a Teoria de Winkler [7], comparando os resultados

obtidos em análises da estrutura com base em apoios indeslocáveis com os obtidos para a estrutura assentada em solos de diferentes rigidezes, compacidade e consistência

Na metodologia de análise proposta obteve-se esforços para os pilares em duas combinações de carregamento para o Estado Limite Último, ora considerando a sobrecarga atuando como ação variável principal e ora considerando a ação do vento como ação variável principal e aplicando a força de atuação do vento em duas direções ortogonais distintas.

Foi verificado que o PLAXIS [9] mostrou-se uma ferramenta útil para a determinação do coeficiente de reação vertical do solo em comparação com as expressões provindas de correlações com propriedades elásticas do solo. A diferença entre os resultados obtidos foi da ordem de 10% para solos de rigidez baixa, diminuindo à medida que se aumentava o módulo de elasticidade do solo.

Em relação às reações verticais que são transmitidas às fundações, os pilares mais carregados na análise sem interação tiveram valores de reações verticais menores nas análises de interação solo- estrutura. As diferenças foram significativas, chegando acerca de 13% para o caso da base de fundação apoiada em solos argilosos ou silte argilosos.

Em todos os casos analisados ocorreu a modificação nos esforços normais atuantes nos pilares com diferenças significativas nos primeiros pavimentos. Os pilares de canto tiveram o maior aumento do esforço normal, e os pilares centrais foram aliviados nas análises de deformabilidade do solo. Observou-se uma modificação efetiva dos momentos fletores ao longo do desenvolvimento dos pilares de canto e periféricos. A consideração da força do vento como ação variável principal, provocou as maiores diferenças nos pilares atingidos diretamente pela rajada de vento. Em alguns casos, o aumento foi superior a 40% do momento em comparação com as respostas obtidas através da estrutura simulada com apoios indeslocáveis. Além de acréscimos e reduções no valor do momento fletor, em alguns casos observou-se a inversão do valor do momento.

Na maioria dos casos analisados, não se observou uma alteração significativa nos deslocamentos horizontais da estrutura com a consideração da interação solo estrutura.

Os resultados obtidos na pesquisa sugerem a continuação do estudo do tema de interação solo-estrutura através de análises paramétricas variando algumas condições de contorno do projeto, tais como: espessura da laje, perfis adotados e espaçamento das vigas principais e secundárias. Ainda devem ser considerados modelos que considerem o carregamento dinâmico para as ações do vento; a análise da interação solo-estrutura em edificações com fundações em estacas; adoção do modelo de placa para as sapatas; e modelos que considerem a seqüência construtiva.

## 7. AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho de pesquisa agradecem ao suporte financeiro fornecido pelas Agências de Fomento à Pesquisa do país: CAPES, CNPq e FAPERJ.

## REFERÊNCIAS

- [1] F.R.S. Mendonça, *Avaliação do Efeito da Interação Solo-Estrutura Sobre o Comportamento Estrutural de Edificações em Aço e Mistas (Aço-Concreto)*.

- Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PGE CIV, Faculdade de Engenharia, FEN, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2012.
- [2] V.S. Almeida, *Análise da interação solo não-homogêneo/estrutura via acoplamento MEC/MEF*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, Brasil, 2003.
- [3] J.P. Antoniazzi, *Interação Solo–Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Santa Maria, Santa Maria/RS, Brasil, 2011.
- [4] M.B. Bagorro, *Avaliação do comportamento sísmico de um edifício do campus da FCT/UNL*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2009.
- [5] G. M. Colares, *Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- [6] M.M.C. MOTA, *Interação solo – estrutura em edifícios de fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, Brasil, 2009.
- [7] E. Winkler. *Die lehre von der Elastizität und Festigkeit*. Dominicus, Prague, Czech Republic, 1867.
- [8] F. Schnaid. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*, 1ª edição, Editora Oficina de Textos, São Paulo/SP, Brasil, 2000.
- [9] PLAXIS, Plaxis Bv, Inc., P.O. Box 572, 2600 An Delft, The Netherlands, *Version 12.0, Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analyses: Reference Manual*, 2nd Edition, 2012.
- [10] ANSYS, Swanson Analysis Systems, Inc., P.O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065, *Version 10.0, Basic analysis procedures*, 2nd Edition, 2003.
- [11] W.H. PERLOFF, W. BARON. *Soil mechanics: principles and applications*. New York: John Wiley And Sons CO. 745P, 1976.
- [12] K.TERZAGHI. [1955]. *Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction*. Geotechnique, v.5, nº4, p. 297-326.
- [13] NBR 6484. Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2001.
- [14] J.E. BOWLES. [1988]. “Foundation Analysis and Design.” 4th Ed., McGraw-Hill Bookco, New York, N.Y.
- [15] NBR 6118. Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Concreto Armado. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003.
- [16] NBR 8800. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2008.
- [17] NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1988.
- [18] B.GOSCHY. [1978]. “Soil-Foundation-Structure Interaction”. Journal of the Structural Division, v.104, May, pp.749-761.