

## **EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES EM ESTRUTURA METÁLICA SOBRE FUNDAÇÕES RASAS RÍGIDAS E ELÁSTICAS**

Lucas Yasutoshi Negrete Bomura<sup>1</sup>; Domingos Jorge Ferreira da  
Silva<sup>2</sup>

lucasbomura@gmail.com<sup>1</sup>; domingosjsilva@ufgd.edu.br<sup>2</sup>;

**RESUMO** – O presente trabalho visa apresentar um estudo comparativo em relação ao dimensionamento de um edifício, considerando o mesmo sobre apoios rígidos indeslocáveis e deslocáveis. Trata-se de um edifício residencial fictício, em estrutura metálica, de 7 pavimentos, apoiado sobre sapatas quadradas em solo arenoso. Neste estudo foram comparados dois modelos de dimensionamento, sendo um modelo considerando o solo como um material rígido indeformável, e no outro, considerando sua deformação através da modelagem do solo por molas com rigidezes equivalentes ao mesmo (modelo de Winkler). Por meio do estudo comparativo, foi possível verificar a redistribuição de cargas na estrutura, bem como avaliar se ocorreu uma mudança significativa na quantidade de materiais (aço) necessários para seu dimensionamento, após a consideração de molas.

**Palavras-chave:** Apoios elásticos. Modelo de Winkler. Estrutura metálica.

**ABSTRACT** – This work aims to present a comparative study about the design of a building, considering it on rigid and displaceable rigid supports. This is a fictitious 7-story metal-framed residential building supported by square shoes on sandy soil. In this study, two sizing models were compared, one model, considering the soil as an undeformable rigid material, and the other considering its deformation through soil modeling by spring with equivalent stiffness (Winkler model). Through the comparative study, it was possible to verify the load redistribution in the structure, as well as to evaluate if there was a significant change in the amount of material (steel) needed for its dimensioning, after the consideration of springs.

**Keywords:** Elastic supports. Winkler model. Metal structure.

## 1 INTRODUÇÃO

Praticamente, todas as obras de engenharia civil possuem algum elemento em contato direto com o solo, essas obras são basicamente divididas em três partes: a superestrutura, a fundação e o solo. A interação solo-estrutura consiste em avaliar a ação conjunta destas três partes, que na maioria das vezes são analisadas de forma independente pelos projetistas (Sivelli, 2018).

Os engenheiros encarregados pelo dimensionamento da superestrutura normalmente consideram que a mesma esteja sobre apoios rígidos indeslocáveis, e posteriormente encaminham os resultados obtidos aos engenheiros responsáveis pelo dimensionamento da fundação da estrutura (Iwamoto, 2000).

Algumas possíveis justificativas para isso decorrem de modelagens complexas que apresentam dificuldade de cálculo, falta de comunicação entre engenheiros geotécnicos e estruturais e informações imprecisas a respeito do solo.

Como todas as fundações sofrem deslocamentos, com exceção das apoiadas em solos extremamente rígidos, cujo deslocamento é praticamente nulo, esse modelo de cálculo costumeiramente utilizado não representa as reais distribuições de cargas ao longo da estrutura, demonstrando a relevância de uma análise por meio da interação solo-estrutura.

Devido ao avanço tecnológico e ao surgimento de softwares apropriados para a análise e estudos conjuntos da superestrutura, fundação e solo, é possível considerar a interação solo-estrutura para se obter a redistribuição de cargas na superestrutura ocasionada pelos deslocamentos do solo, possibilitando ao projetista realizar o dimensionamento da estrutura com maior segurança e precisão.

Diante do que foi exposto, este trabalho tem como objetivo geral comparar os dois métodos de dimensionamento mencionados anteriormente, no qual um deles será considerando a estrutura apoiada sobre apoios rígidos indeslocáveis, e o outro considerando a mesma apoiada sobre molas lineares.

Também objetivou-se analisar como a distribuição de cargas da superestrutura é caracterizada em ambos os métodos de dimensionamento, e verificar possíveis alterações na quantidade de aço necessária para a estrutura após a consideração da deformação do solo.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

Segundo a seção 4.9.1 da NBR 8800, as análises estruturais devem ser realizadas por meio de modelos realistas, considerando as deformações causadas pelos esforços solicitantes relevantes, e quando necessário, deve-se considerar a interação solo-estrutura no modelo analisado (ABNT, 2008).

Conforme Iwamoto (2000), a consideração da interação solo-estrutura no dimensionamento de uma estrutura apresenta inúmeras vantagens, sendo uma delas a possibilidade de avaliar a redistribuição de cargas na estrutura.

Para Jordão (2003), recalques nos apoios podem provocar fissuras em vigas e lajes, devido à redistribuição das cargas atuantes nos elementos estruturais. Colares (2006), afirma que essa redistribuição de cargas pode ser evidenciada nos pilares, donde os esforços dos pilares mais solicitados são transferidos para os menos carregados, podendo causar o esmagamento dos mesmos, tendo em vista que não foram dimensionados para tais sobrecargas.

Gusmão (1990) observa que quanto maior o número de pavimentos de uma edificação maior será a rigidez global da estrutura, tendo como consequência a uniformização dos recalques, porém essa relação é não-linear, donde os primeiros pavimentos contribuem de forma mais significativa para essa uniformização.

Para Colares (2006), é de fundamental importância que o comportamento do solo submetido à cargas externas seja considerado em análises envolvendo interação solo-estrutura. Ainda segundo o autor, vários modelos de previsão de comportamento dos solos têm sido desenvolvidos, com destaque para dois principais: o modelo de Winkler e o modelo do meio contínuo.

Segundo Antoniazzi (2011), pode-se representar a deformabilidade do solo através da consideração de molas sob a base da estrutura com rigidez equivalente ao solo, por meio do coeficiente de mola ou coeficiente de reação. Esse modelo no qual são consideradas molas independentes equivalentes ao solo, é conhecido como modelo de Winkler.

O modelo de Winkler propõe que o carregamento ( $q$ ) aplicado a um ponto qualquer ( $x,y$ ) na superfície do solo, é diretamente proporcional ao deslocamento ( $w$ ) neste mesmo ponto ( $x,y$ ). Além disso, também afirma que um carregamento aplicado em determinado ponto não afeta um ponto adjacente, isto é, o carregamento provoca deslocamento apenas no ponto em que foi aplicado, não influenciando os demais.

Sendo ( $k_v$ ) o coeficiente de reação vertical do solo, a equação que descreve a hipótese de Winkler pode ser escrita como:

$$q(x,y) = k_v \cdot w(x,y) \quad (1)$$

Existem vários métodos para estimar o coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ) do solo. Morrison (1993) apresenta uma correlação entre a tensão admissível ( $s$ ) do solo e o coeficiente ( $k_v$ ), a qual se encontra na tabela 1.

**Tabela 1 – Correlação entre a tensão admissível  $s$  e  $k_v$ .**

Tensão admissível (kgf·cm <sup>-2</sup> )	$k_v$ (kgf·cm <sup>-3</sup> )	Tensão admissível (kgf·cm <sup>-2</sup> )	$k_v$ (kgf·cm <sup>-3</sup> )	Tensão admissível (kgf·cm <sup>-2</sup> )	$k_v$ (kgf·cm <sup>-3</sup> )
1,00	2,20	2,00	4,00	3,00	6,00
1,05	2,29	2,05	4,10	3,05	6,10
1,10	2,38	2,10	4,20	3,10	6,20
1,15	2,47	2,15	4,30	3,15	6,30
1,20	2,56	2,20	4,40	3,20	6,40
1,25	2,65	2,25	4,50	3,25	6,50
1,30	2,74	2,30	4,60	3,30	6,60
1,35	1,83	2,35	4,70	3,35	6,70
1,40	2,92	2,40	4,80	3,40	6,80
1,45	3,01	2,45	4,90	3,45	6,90
1,50	3,10	2,50	5,00	3,50	7,00
1,55	3,19	2,55	5,10	3,55	7,10
1,60	3,28	2,60	5,20	3,60	7,20
1,65	3,37	2,65	5,30	3,65	7,30
1,70	3,46	2,70	5,40	3,70	7,40
1,75	3,55	2,75	5,50	3,75	7,50
1,80	3,64	2,80	5,60	3,80	7,60
1,85	3,73	2,85	5,70	3,85	7,70
1,90	3,82	2,90	5,80	3,90	7,80

Fonte: Adaptado de Morrison (1993 apud CAD/TQS, 2011, p. 27-28).

O coeficiente de mola vertical ( $k_z$ ) pode ser obtido multiplicando o coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ) pela área ( $A_{base}$ ) da fundação:

$$k_z = k_v \cdot A_{base} \quad (2)$$

De acordo com Souza e Reis (2008), é comum considerar os coeficientes de reação horizontal ( $k_x$ ) e ( $k_y$ ) com valor igual ao coeficiente de reação vertical ( $k_z$ ), ou seja,  $k_x = k_y = k_z$ . Souza e Reis (2008) também afirmam que ensaios têm mostrado que na maioria das vezes tais coeficientes apresentam valores diferentes.

Conforme Longo (2019), os coeficientes de reação horizontal ( $k_x$ ) e ( $k_y$ ) podem ser estimados a partir do coeficiente de reação vertical ( $k_z$ ), utilizando o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) do solo. Para solos arenosos, pode-se considerar o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) igual a 0,29. Desse modo, tem-se as correlações fornecidas pelas equações (3) e (4):

$$k_x = \nu \cdot k_z \quad (3)$$

$$k_y = \nu \cdot k_z \quad (4)$$

Segundo Kirsten (2016), para fundações diretas, os valores para os coeficientes de mola de rotação ( $k_{rx}$ ) e ( $k_{ry}$ ) podem ser relacionados ao coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ) e ao momento de inércia de área ( $I$ ) da base da sapata. A correlação é dada pelas equações (5) e (6):

$$k_{rx} = k_v \cdot I_x \quad (5)$$

$$k_{ry} = k_v \cdot I_y \quad (6)$$

### 3 METODOLOGIA

O estudo comparativo presente neste trabalho, consistiu em realizar dimensionamentos de modelos genéricos simplificados para prédios, apenas para verificar a redistribuição de cargas internas presentes nos pilares e vigas, devido à consideração dos casos para apoios rígidos e elásticos.

A tensão admissível  $s$ , por sua vez, também pode ser estimada de várias maneiras. Dentre elas, pode-se utilizar métodos semi-empíricos, que relacionam a tensão admissível com o ensaio de sondagem SPT (Standard Penetration Test). A NBR 6122 recomenda considerar um fator de segurança maior ou igual a 3,0 para a tensão admissível em fundações rasas (ABNT, 2019). Neste trabalho será utilizado o fator de segurança igual a 5,0. Desse modo, a tensão admissível pode ser obtida pela equação (7):

$$s = 0,20 \cdot SPT_{médio} \quad (7)$$

Para efeito de simplificação, foi considerado que o solo apresenta propriedades uniformes em toda a área ocupada pela estrutura, bem como suas proximidades. O solo considerado para efeito de cálculo é do tipo arenoso, com  $SPT_{médio}$  igual a 7,0.

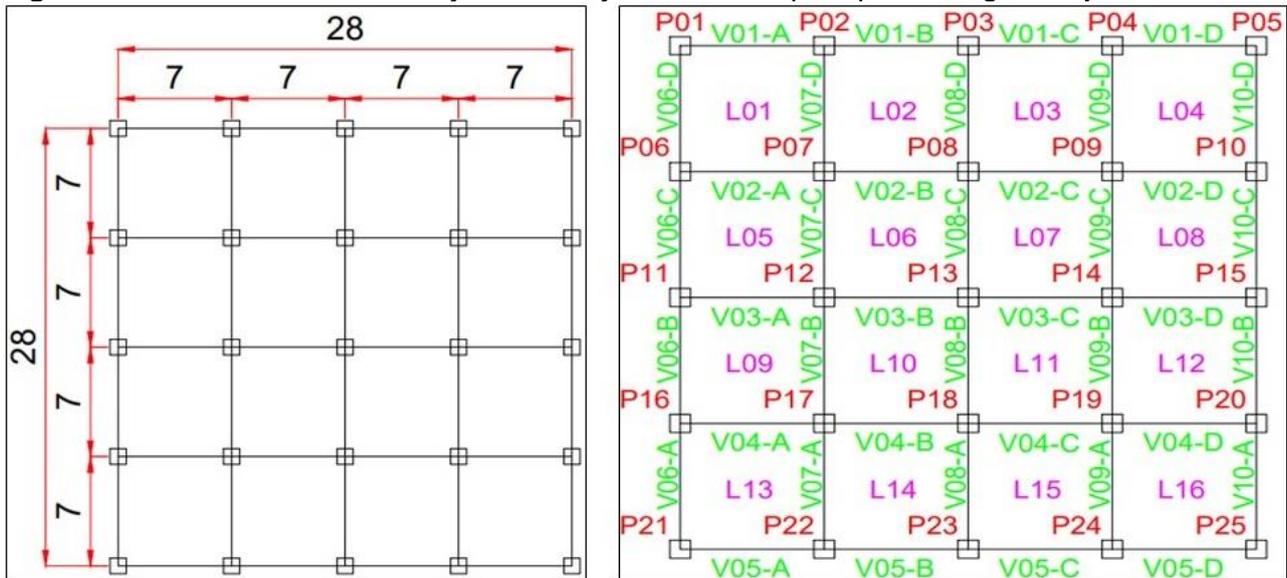
Desse modo, pela equação (7), tem-se uma tensão admissível de valor igual à  $1,40 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$ , e pela tabela 1, o coeficiente de reação vertical do solo ( $k_v$ ) tem valor igual a  $2,92 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-3}$ .

Para realizar os desenhos, cálculos e dimensionamentos das estruturas, foi utilizado o software STRAP 2017 (Licença: Prometal Estrutural - Dourados, MS).

### 3.1 DADOS DA ESTRUTURA

O prédio adotado neste estudo consiste em um edifício residencial fictício de 24m de altura, com dimensões (28,0m x 28,0m) e pé direito de 3,0m (figura 1). Foi considerada a ocupação de 12 pessoas por pavimento, totalizando 112 pessoas nos 7 pavimentos do prédio, desse modo foi estimada a necessidade de um reservatório superior, com peso próprio de 414,0 kg, do tipo caixa d'água de fibra de vidro, com aproximadamente 25.000 litros, conforme a NBR 5626 (ABNT, 1998).

**Figura 1** – Planta baixa da edificação e definição de nomes para pilares, vigas e lajes.



Fonte: Autor, (2019).

O aço estrutural escolhido foi o aço-carbono ASTM A572/Gr50, cuja resistência ao escoamento  $f_y$  é de 345 MPa, e resistência à ruptura  $f_u$  é de 450 MPa. As estruturas dimensionadas consistem basicamente de perfis soldados do tipo CS (coluna soldada) para as colunas, e perfis laminados do tipo W para os demais elementos estruturais.

As lajes pré-moldadas consideradas na estrutura foram as lajes treliçadas bidirecionais com EPS de 16,0 cm de altura, e peso próprio aproximado de 200,0 kgf·m<sup>-2</sup>.

Para vedação interna e externa, foi adotado o tijolo cerâmico de 8 furos (peso específico de 1.300,0 kgf·m<sup>-3</sup>) com dimensões 9x19x19 cm, cujo revestimento utilizado foi de 3,0 cm de argamassa de cimento e areia (peso específico de 2.100,0 kgf/m), desse modo pôde-se obter o peso da alvenaria por unidade de comprimento de 1.119,0 kgf/m.

### 3.2 AÇÕES CONSIDERADAS

A seguir, serão apresentadas as ações permanentes e variáveis consideradas para o dimensionamento do prédio fictício.

#### Ações permanentes utilizadas:

- Peso próprio: Software Strap 2017 calcula automaticamente dependendo da seção considerada para o elemento estrutural;
- Laje:  $200,0 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-2}$  (conforme descrito no item 3.3);
- Cobertura:  $100,0 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-2}$  (Com acesso apenas para manutenção ou inspeção, conforme tabela 10 da NBR 6120);
- Revestimento de piso:  $100,0 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-2}$  (conforme tabela 4 da NBR 6120 (ABNT, 2019));
- Forro:  $25,0 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-2}$  (Forro de gesso acartonado, conforme tabela 8 da NBR 6120 (ABNT, 2019));
- Alvenaria:  $1.119,0 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-1}$  (conforme descrito no item 3.3);
- Reservatório:  $130,0 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-2}$  (considerando o peso total de  $25.412,0 \text{ kgf}$ , conforme descrito no item 3.3, distribuído uniformemente nas lajes 6, 7, 10 e 11 da cobertura com área total de  $196,0 \text{ m}^2$ ).

#### As sobrecargas de cobertura e utilização:

- Sobrecarga de cobertura:  $25,0 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-2}$  (conforme item B.5.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008));
- Sobrecarga de utilização:  $300,0 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-2}$  (Áreas de uso comum para edifícios residenciais, conforme tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2019)).

#### 3.2.1 AÇÃO DO VENTO

As ações devido ao vento foram determinadas conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988).

A região adotada para efeito de cálculo possui um vento com velocidade básica  $v_0$  igual à  $45,0 \text{ m/s}$ , caracterizada por um terreno plano com ventos de alta turbulência, com cota média do topo dos obstáculos igual a  $10,0 \text{ m}$ .

Segundo a NBR 6123, a velocidade característica  $v_k$ , pode ser determinada por meio do produto entre a velocidade básica  $v_0$ , e os três seguintes coeficientes:

- $s_1$ : Fator topográfico;
- $s_2$ : Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura do terreno;
- $s_3$ : Fator estatístico.

Para terrenos planos ou fracamente acidentados, o fator topográfico do terreno  $s_1$  tem valor igual a 1,0. Como o edifício adotado é do tipo residencial, pela norma o fator estatístico  $s_3$  é igual a 1,0.

Quanto a rugosidade, o terreno considerado se enquadra na categoria IV: “Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.”

Por sua vez, a dimensão da edificação se enquadra na classe B: “toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20,0 m e 50,0 m.”

Com base nas informações a respeito da rugosidade do terreno e da dimensão da edificação, por meio da tabela 1 da NBR 6123 (ABNT, 1988), pode-se determinar os valores do fator  $s_2$  para cada altura  $z$  desejada, por meio da equação (8):

$$s_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (8)$$

Onde  $b$ ,  $F_r$  e  $p$ , são coeficientes presentes na tabela 1 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

As tabelas 2, 3 e 4, resumem os cálculos realizados para determinação das ações globais devidas ao vento.

**Tabela 2** – Valores obtidos para os coeficientes  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ ,  $v_k$  e  $p_{din}$ .

Dados		Velocidade Característica	Pressão Dinâmica
$v_0$ (m/s) =	45,00		
$s_1$ =	1,00	$v_k = v_0 \cdot s_1 \cdot s_2 \cdot s_3$ (m/s)	$p_{din} (kgf \cdot m^{-2}) = v_k^2 / 16$
3,0 m	$s_2$ = 0,72	32,25	64,99
6,0 m	$s_2$ = 0,78	35,17	77,29
9,0 m	$s_2$ = 0,82	36,99	85,54
12,0 m	$s_2$ = 0,85	38,35	91,92
15,0 m	$s_2$ = 0,88	39,43	97,19
18,0 m	$s_2$ = 0,90	40,34	101,72
21,0 m	$s_2$ = 0,91	41,13	105,72
24,0 m	$s_2$ = 0,93	41,85	109,46
$s_3$ =	1,00		

Fonte: Autor, (2019).

**Tabela 3** – Coeficiente de arrasto obtido pelo ábaco da figura 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

Vento transversal		Vento Longitudinal	
L1 (m) =	28,0	L1 (m) =	28,0
L1/L2 =	1,0	L1/L2 =	1,0
h/L1 =	0,75	h/L1 =	0,75
CA =	0,88	0,88 =	0,88

Fonte: Autor, (2019).

**Tabela 4** – Ações estáticas

(m)	$q_{trans}$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$q_{long}$ (kgf/m <sup>2</sup> )
3,0	57,19	57,19
6,0	68,02	68,02
9,0	75,27	75,27
12,0	80,89	80,89
15,0	85,53	85,53
18,0	89,52	89,52
21,0	93,03	93,03
24,0	96,32	96,32

Fonte: Autor, (2019).

### 3.3 ESTUDO COMPARATIVO

O estudo comparativo do dimensionamento de um edifício de 7 pavimentos, considerando apoios indeslocáveis e deslocáveis, apresentado neste trabalho, foi organizado do seguinte modo:

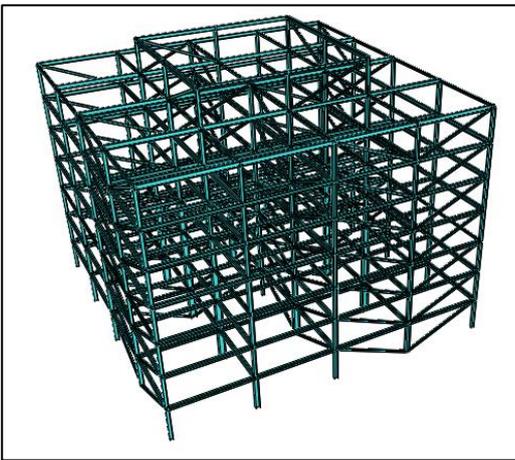
- O dimensionamento do edifício foi realizado da forma usual, considerando a superestrutura sobre apoios rígidos indeslocáveis;
- Por meio do  $SPT_{médio}$ , foi estimada a tensão admissível do solo  $s$ , e juntamente com a tabela de Morrison, o coeficiente de reação vertical do solo foi determinado;
- Posteriormente, por meio da tensão admissível do solo e das cargas obtidas pelo dimensionamento, foi estimada a área das sapatas quadradas a partir da maior reação de apoio obtida pelo software STRAP;
- A partir das áreas calculadas para as sapatas quadradas, obteve-se as constantes de molas verticais e horizontais nas unidades de  $\text{kgf}\cdot\text{m}^{-1}$ , e as constantes de mola para rotação nas unidades de  $(\text{kgf}\cdot\text{m})\cdot\text{rad}^{-1}$ ;

- Foi realizado o dimensionamento do edifício considerando as constantes de mola determinadas no item anterior, isto é, a superestrutura foi considerada estando sobre apoios deslocáveis;
- Os resultados obtidos em ambos os dimensionamentos foram comparados por meio de tabelas relacionadas à distribuição de esforços internos dos pilares e vigas da estrutura, bem como a diferença de peso total da mesma após o redimensionamento.

### 3.4 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

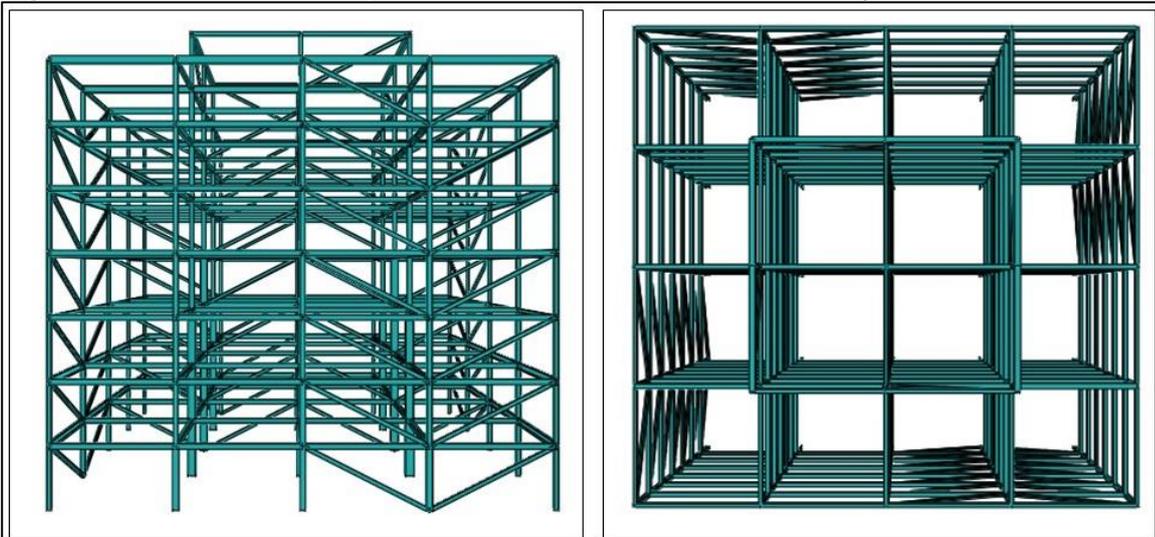
A partir das ações obtidas pelos itens anteriores, foi realizado o dimensionamento do edifício (figuras 2 e 3):

Figura 2 – Vista isométrica da estrutura metálica da edificação.



Fonte: Autor, (2019).

**Figura 3** – Vista frontal e superior da estrutura metálica da edificação.



Fonte: Autor, (2019).

Por meio do software STRAP, foi realizado o dimensionamento da superestrutura, e obteve-se o maior valor de reação de apoio com valor de aproximadamente  $F_z = 349,0 \text{ tf}$ . Por questões de simplicidade, foram consideradas sapatas quadradas.

Como o  $SPT_{\text{médio}}$  considerado é igual a 7,0, pela equação (2) tem-se que a tensão admissível  $s$  é igual a  $1,40 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-2}$ . Por meio da tensão admissível ( $s$ ) e da reação de apoio ( $F_z$ ) obteve-se o lado  $l$  da sapata por meio da equação (9):

$$l = \sqrt{\frac{F_z}{s}} \quad (9)$$

Desse modo, foi adotada uma sapata quadrada de dimensões  $5,0 \times 5,0 \text{ m}$ , com área  $A = 25,0 \text{ m}^2$ .

O coeficiente de reação vertical  $k_v$  pode ser obtido utilizando a tabela de Morrison, que fornece o valor de  $k_v = 2,92 \text{ kgf}\cdot\text{cm}^{-3}$  para um  $SPT_{\text{médio}} = 7,0$ . Desse modo, pode-se obter todos os coeficientes de mola por meio das equações (3), (4), (5) e (6):

$$k_z = 2,92 \text{ kgf}\cdot\text{cm}^{-3} \cdot 25,0 \text{ m}^2 = 73.000.000 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$k_x = k_y = 0,29 \cdot 73.000.000 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-1} = 21.170.000 \text{ kgf}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$K_{rx} = K_{ry} = 2.92 \text{ kgf}\cdot\text{cm}^{-3} \cdot \frac{(5,0 \text{ m})^4}{12} = 152.083.333,3 \text{ (kgf}\cdot\text{m)}\cdot\text{rad}^{-1}$$

### 3.5 LISTA DE ELEMENTOS DE AÇO PARA AMBOS OS DIMENSIONAMENTOS

A partir das constantes de mola obtidas no item 3.6.2, foi possível substituir os apoios do prédio já dimensionado, por molas com rigidezes equivalentes ao solo abaixo da estrutura. Após a adoção de molas, foi realizado o redimensionamento da estrutura, com o objetivo de verificar possíveis alterações na quantidade de material (aço) utilizado, as listas de perfis metálicos obtidas em ambos os dimensionamentos se encontram na tabela 5.

**Tabela 5** – Lista de perfis metálicos obtida pelos dimensionamentos realizados

Dimensionamento sem consideração de molas			Dimensionamento com consideração de molas		
Seção	Comprimento (m)	Peso (kg)	Seção	Comprimento (m)	Peso (kg)
CS 200x34	201,00	6.878	CS 200x34	186,00	6.365
CS 200x39	42,00	1.629	CS 200x39	42,00	1.629
CS 200x50	66,00	3.316	CS 200x50	60,00	3.014
CS 250x63	27,00	1.706	CS 250x63	12,00	0.758
CS 300x62	51,00	3.182	CS 300x62	69,00	4.305
CS 300x76	51,00	3.883	CS 300x76	54,00	4.112
CS 300x102	30,00	3.050	CS 350x93	24,00	2.230
CS 350x128	33,00	4.213	CS 350x128	54,00	6.894
CS 500x194	27,00	5.251	CS 500x194	36,00	7.001
CS 500x253	27,00	6.825	CS 500x253	18,00	4.550
CS 600x318	3,00	0.953	CS 600x305	3,00	0.914
CS 650x330	3,00	0.991	CS 650x330	3,00	0.991
W 200x26.6	98,39	6.878	W 200x35.9	964,97	34.618
W 200x35.9	796,80	1.629	W 200x46.1	170,46	7.841
W 200x46.1	226,24	3.316	W 200x52.0	70,00	3.676
W 200x52.0	112,00	1.706	W 200x59.0	42,00	2.506
W 250x73.0	112,00	3.182	W 250x73.0	140,00	10.188
W 310x97.0	42,00	3.883	W 310x97.0	28,00	2.717
W 360x64.0	28,00	3.050	W 360x72.0	490,00	35.119
W 360x72.0	462,00	4.213	W 360x79.0	70,00	5.561
W 360x79.0	98,00	5.251	W 360x91.0	924,00	84.067
W 360x91.0	924,00	6.825			
Peso total =	228.378 kg		Peso total =	229.056 kg	
Peso por m <sup>2</sup> =	41,61 kgf·m <sup>-2</sup>		Peso por m <sup>2</sup> =	41,74 kgf·m <sup>-2</sup>	

Fonte: Autor, (2019).

#### 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Rebello (2007) em seu livro “Bases para projeto estrutural na arquitetura” afirma que edifícios de estrutura metálica de 3 a 10 pavimentos, com vãos livres de 6,0 a 8,0m, apresentam consumo médio de 35,0 a 45,0 kgf·m<sup>-2</sup> de aço. Desse modo, o prédio fictício se enquadra nessa margem, portanto, pode-se inferir que o dimensionamento estrutural está de acordo com Rebello (2007).

A seguir, serão realizadas duas análises comparativas. Uma delas será referente à variação do peso total da estrutura após o redimensionamento da mesma, devido a consideração de molas lineares nos apoios. A outra, será referente à análise da

redistribuição de cargas após a consideração da deformação do solo, para o prédio inicialmente dimensionado sobre apoios rígidos indeslocáveis.

#### 4.1 PESO DA ESTRUTURA

Conforme os resultados fornecidos pela tabela 5, verifica-se que ocorreu um aumento de apenas 0,14% no peso total da estrutura após o redimensionamento considerando as molas. Esse aumento corresponde a cerca de 678,0 kg de aço.

#### 4.2 REDISTRIBUIÇÃO DE CARGAS NOS PILARES

Inicialmente foram comparadas as capacidades de resistência dos pilares 01, 08, 15 e 19 (nomeados de acordo com a figura 1), quanto aos esforços gerados pela força axial e momento fletor atuantes. As tabelas 6, 7 e 8 apresentam os dados quantitativos desses pilares, respectivamente.

Verifica-se que ocorreu uma redistribuição de cargas significativa nos pilares. Os pilares 1 e 15 tiveram um aumento em sua solicitação, enquanto que o pilar 8 foi aliviado, por sua vez o pilar 19 apresentou alterações desprezíveis.

Um fato que merece destaque é o do resultado obtido para o pilar 15, verificou-se que sem a consideração de deslocamentos no solo, a estrutura estaria bem dimensionada, porém ao considerar a constante de mola equivalente ao solo, verificou-se que a mesma estaria sendo solicitada por esforços que excedem sua capacidade.

Também foi verificado o valor da maior reação de apoio após a consideração das molas, antes e depois do redimensionamento:

- Antes do redimensionamento: 287,9 tf;
- Depois do redimensionamento: 275,0 tf.

**Tabela 6** – Porcentagem de uso da capacidade do pilar 01.

	Pilar 01	S/mola	C/ mola
	Perfil	% da capacidade	% da capacidade
Pavimento 1	CS 200x39	83	97
Pavimento 2	CS 200x34	78	87
Pavimento 3	CS 200x34	61	68
Pavimento 4	CS 200x34	56	60
Pavimento 5	CS 200x34	40	42
Pavimento 6	CS 200x34	23	24
Pavimento 7	CS 200x34	5	6

Fonte: Autor, (2019).

**Tabela 7** – Porcentagem de uso da capacidade do pilar 08.

	Pilar 08	S/mola	C/ mola
	Perfil	% da capacidade	% da capacidade
Pavimento 1	CS 350x128	84	78
Pavimento 2	CS 350x128	70	65
Pavimento 3	CS 300x102	72	68
Pavimento 4	CS 300x76	81	78
Pavimento 5	CS 300x62	76	74
Pavimento 6	CS 200x39	82	81
Pavimento 7	CS 200x34	44	44

Fonte: Autor, (2019).

**Tabela 8** – Porcentagem de uso da capacidade do pilar 15.

	Pilar 15	S/mola	C/ mola
	Perfil	% da capacidade	% da capacidade
Pavimento 1	CS 300x62	77	108
Pavimento 2	CS 200x50	80	111
Pavimento 3	CS 200x39	79	107
Pavimento 4	CS 200x39	74	94
Pavimento 5	CS 200x34	61	77
Pavimento 6	CS 200x34	36	45
Pavimento 7	CS 200x34	10	13

Fonte: Autor, (2019).

**Tabela 9** – Porcentagem de uso da capacidade do pilar 19.

	Pilar 19	S/mola	C/ mola
	Perfil	% da capacidade	% da capacidade
Pavimento 1	CS 500x253	72	73
Pavimento 2	CS 500x253	64	63
Pavimento 3	CS 500x194	72	72
Pavimento 4	CS 300x102	85	85
Pavimento 5	CS 300x76	77	77
Pavimento 6	CS 250x63	78	78
Pavimento 7	CS 300x62	77	78

Fonte: Autor, (2019).

### 4.3 REDISTRIBUIÇÃO DE CARGAS NAS VIGAS

Foram consideradas as vigas  $v_{03}$ ,  $v_{06}$  e  $v_{08}$  do primeiro e do segundo pavimento para análise. Em ambos os pavimentos considerados, foi possível constatar um aumento de esforços nas vigas centrais ( $v_{03}$  e  $v_{08}$ ), conforme o que é mostrado nas tabelas 10, 12, 13 e 15. Contudo, diferentemente dos pilares, não ocorreu uma variação no uso da capacidade das vigas que pudesse comprometer a estrutura do edifício.

As tabelas 11 e 14 indicam elementos estruturais que estão localizados nas extremidades do prédio, para essas vigas as redistribuições de cargas foram pouco perceptíveis.

**Tabela 10** – Porcentagem de uso da capacidade da viga 03 do primeiro pavimento.

Pav. 1	Viga 03	S/mola	C/ mola
	Perfil	% da capacidade	% da capacidade
Tramo A	W360x91,0	72	79
Tramo B	W360x91,0	72	79
Tramo C	W360x91,0	72	79
Tramo D	W360x91,0	72	79

Fonte: Autor, (2019).

**Tabela 11** – Porcentagem de uso da capacidade da viga 06 do primeiro pavimento.

Pav. 1	Viga 06	S/mola	C/ mola
	Perfil	% da capacidade	% da capacidade
Tramo A	W360x72,0	80	79
Tramo B	W360x72,0	79	78
Tramo C	W360x72,0	78	78
Tramo D	W360x72,0	78	78

Fonte: Autor, (2019).

**Tabela 12** – Porcentagem de uso da capacidade da viga 08 do primeiro pavimento.

Pav. 1	Viga 08	S/mola	C/ mola
	Perfil	% da capacidade	% da capacidade
Tramo A	W360x91,0	71	74
Tramo B	W360x91,0	71	74
Tramo C	W360x91,0	72	75
Tramo D	W360x91,0	72	75

Fonte: Autor, (2019).

**Tabela 13** – Porcentagem de uso da capacidade da viga 03 do segundo pavimento.

Pav. 2	Viga 03	S/mola	C/ mola
	Perfil	% da capacidade	% da capacidade
Tramo A	W360x91,0	73	77
Tramo B	W360x91,0	73	77
Tramo C	W360x91,0	73	76
Tramo D	W360x91,0	72	76

Fonte: Autor, (2019).

**Tabela 14** – Porcentagem de uso da capacidade da viga 06 do segundo pavimento.

Pav. 2	Viga 06	S/mola	C/ mola
	Perfil	% da capacidade	% da capacidade
Tramo A	W360x72,0	79	79
Tramo B	W360x72,0	79	78
Tramo C	W360x72,0	78	78
Tramo D	W360x72,0	78	78

Fonte: Autor, (2019).

**Tabela 15** – Porcentagem de uso da capacidade da viga 08 do segundo pavimento.

Pav. 2	Viga 08	S/mola	C/ mola
	Perfil	% da capacidade	% da capacidade
Tramo A	W360x91,0	71	75
Tramo B	W360x91,0	71	75
Tramo C	W360x91,0	72	76
Tramo D	W360x91,0	72	76

Fonte: Autor, (2019).

## 5 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos no estudo comparativo foram satisfatórios, pois concordaram com a bibliografia já existente no quesito redistribuição de cargas, isto é, a deformação do solo provoca redistribuição de cargas nos elementos estruturais.

Embora o redimensionamento da estrutura considerando a deformação do solo tenha resultado numa construção com peso estrutural equivalente ao dimensionamento inicial, deve-se observar pelos resultados apresentados que alguns elementos estruturais sofrem alívios (pilar 8), bem como outros são sobrecarregados (pilares 1 e 15).

Conforme Antoniazzi (2011), mesmo que as redistribuições de cargas não resultem em economia, o fator de maior importância continua sendo a segurança. Portanto, mesmo que a consideração dos apoios deslocáveis no dimensionamento não provoque uma economia significativa (ou até mesmo aumente o custo), a mesma continua sendo relevante, devido ao fato de proporcionar maior segurança. Evitando que alguns elementos estruturais sejam mal dimensionados.

## REFERÊNCIAS

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5626: Instalação predial de água fria**. Rio de Janeiro. 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro. 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro. 2010.

COLARES, George Moura. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. 1990. Tese (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

JORDÃO, Darcília Ruani. **Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas considerando a interação estrutura - solo**. 2003. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

KIRSTEN, André. **Exemplo de obtenção dos coeficientes de mola em sapatas**. Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/content/174/1755/pt-br/exemplo-de-obten%C3%A7%C3%A3o-dos-coeficientes-de-mola-em-sapatas.html/> Acesso em: 28 de outubro de 2019.

LONGO, Luis Filipe. **Como determinar o coeficiente de recalque horizontal?**. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004220934-Como-determinar-o-coeficiente-de-recalque-horizontal/> Acesso em: 28 de outubro de 2019.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Bases para projeto estrutural na arquitetura**. 2. Ed. São Paulo: Zigurate, 2007.

SISES – Sistema de Interação Solo-Estrutura. **Manual teórico TQS**. Versão 18. 2015. Disponível em: [http://www.tqs.com.br/recursos-do-site/downloads/cat\\_view/106-manuais-tqs?start=8/](http://www.tqs.com.br/recursos-do-site/downloads/cat_view/106-manuais-tqs?start=8/) Acesso em: 28 de outubro de 2019.

SOUZA, R. A.; REIS J. H. C. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas**. Acta Sci. Technol., V. 30, N. 2, P. 161-172, 2008.