



SOPHIA MENDES

**INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO
COMPORTAMENTO DE UMA SUPERESTRUTURA COM
FUNDAÇÃO SUPERFICIAL**

**LAVRAS-MG
2019**

SOPHIA MENDES

**INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO
COMPORTAMENTO DE UMA SUPERESTRUTURA COM
FUNDAÇÃO SUPERFICIAL**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

Prof. D.Sc. Ígor José Mendes Lemes
Orientador
Prof. M.Sc. Eduardo Souza Cândido
Coorientador

**LAVRAS-MG
2019**

SOPHIA MENDES

**INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO
COMPORTAMENTO DE UMA SUPERESTRUTURA COM
FUNDAÇÃO SUPERFICIAL**

**INFLUENCE OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON THE
BEHAVIOR OF A SUPERSTRUCTURE WITH DIRECT
FOUNDATION**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 05 de novembro de 2019.
D.Sc. Ígor José Mendes Lemes UFLA
M.Sc. Eduardo Souza Cândido UFLA
D.Sc. André Luiz Zangiácomo UFLA

Prof. D.Sc. Ígor José Mendes Lemes
Orientador
Prof. M.Sc. Eduardo Souza Candido
Coorientador

**LAVRAS-MG
2019**

*Dedico esse trabalho a Deus,
pois sem Ele eu nada seria e
aos meus pais, por me ensinarem
o caminho em que devo andar.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo amor que recebi, por me dar motivo para ser.

Aos professores Ígor J. M. Lemes e Eduardo S. Candido, pela orientação cuidadosa, grande disposição em me responder e por tanto se dedicarem em me ajudar no desenvolvimento desse trabalho.

Ao professor António V. da Fonseca, pelo ensino e por toda aprendizagem que obtive em suas aulas.

Ao meu namorado, Gabriel R. S. Lima, pelo tamanho carinho e paciência, além dos excelentes conselhos.

Aos meus pais, Adalberto Mendes e Rosana M. Mendes, pelo carinho e amor e todo tempo investido em mim, por me ensinarem a estudar.

Aos meus irmãos, Asaph Mendes e Keyla Mendes, por darem suporte com boas conversas e dicas.

A UFLA, pelos tantos ensinamentos, que superaram o acadêmico e me ensinou a viver.

RESUMO

O trabalho em questão tem como objetivo avaliar a importância da análise da interação solo-estrutura no dimensionamento de uma estrutura de concreto armado, buscando avaliar a variação dos esforços internos ao considerar essa interação. Para isso, considerou-se uma estrutura fictícia com fins industriais, a ser construída sobre um solo sobreconsolidado de Porto, Portugal. Realizou-se um pré-dimensionamento das sapatas utilizando um modelo de cálculo que considera o solo indeformável e determinou-se as dimensões das sapatas por uma metodologia convencional brasileira, a qual foi a base de comparação. Em seguida, utilizou-se molas de Winkler a fim de considerar a influência do solo no comportamento da estrutura. Foi utilizada uma metodologia iterativa para determinar os esforços verticais atuantes nas sapatas sendo o processo interrompido quando a variação dos recalques entre as iterações foram desprezíveis. Por fim, foram avaliados os esforços internos considerando o solo como meio indeformável e também o considerando com comportamento semelhante a molas. Encontrou-se uma variação de mais de 2000% nos momentos fletores e esforços cortantes da estrutura, permitindo analisar a significativa influência que o solo gera nos esforços internos dessa e como essa análise é de extrema importância no dimensionamento de pórticos estruturais.

Palavras-chave: Modelo de Winkler. Análise estrutural. Recalque. Fundações diretas.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	2
2.1	Consideração iniciais	2
2.2	Revisão bibliográfica.....	2
2.3	Condições normativas	3
3	MATERIAL E MÉTODOS.....	5
3.1	Material.....	5
3.1.1	Caracterização da estrutura estudada	5
3.1.2	Investigação do subsolo.....	7
3.2	Métodos	8
3.2.1	Obtenção dos parâmetros do solo	8
3.2.2	Esforços atuantes nas fundações.....	10
3.2.3	Pré-dimensionamento	11
3.2.4	Determinação dos recalques.....	13
3.2.5	Critérios	14
3.2.6	Rigidez vertical das sapatas.....	15
3.2.7	Iterações do dimensionamento	16
4	RESULTADOS E ANÁLISES	18
4.1	Considerações iniciais ao dimensionamento	18
4.2	Pré-dimensionamento e verificações iniciais	20
4.3	Interação solo-estrutura	22
4.4	Avaliação dos efeitos na estrutura	24
5	CONCLUSÃO	27
6	REFERÊNCIAS	28

1 INTRODUÇÃO

Estruturas convencionais que se apoiam no solo, sejam por fundações rasas ou profundas, estão sujeitas a sofrerem recalques, ou seja, o solo se difere de um meio indeformável. Dessa forma, o comportamento do solo traz consequências nos esforços internos da estrutura e essa influência é chamada de interação solo-estrutura.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) indica a necessidade da consideração da interação solo-estrutura para estruturas sensíveis a recalques e essa sensibilidade pode ser ocasionada pelas ações solicitantes ou devida às características do solo em que estão apoiadas. Essa necessidade é devida à forma a qual se dá o dimensionamento de estruturas em geral, que consideram os esforços internos das peças estruturais para obter suas dimensões e no caso de concreto armado, também determinar a área de aço a ser utilizada.

Em grande parte das grades curriculares dos cursos de graduação em Engenharia Civil no Brasil, o dimensionamento de pórticos estruturais geralmente é feito considerando apoios rígidos e indeformáveis, que geram esforços internos compatíveis com esse modelo de análise. Entretanto, em vista da importância da consideração do comportamento do solo, esse trabalho busca auxiliar a compreensão de graduandos e engenheiros sobre a relevância da avaliação da interação solo-estrutura no dimensionamento estrutural.

Como no Brasil o dimensionamento de estruturas é usualmente realizado considerando os estados limites, a não avaliação dos efeitos do recalque nos esforços internos da estrutura pode ocasionar em dimensionamentos que geram um desempenho inadequado da edificação. Nesse sentido, esse trabalho tem como objetivo avaliar a importância da análise da interação solo-estrutura no dimensionamento de uma estrutura de concreto armado, buscando avaliar a variação dos esforços internos ao considerar essa interação.

A fim de cumprir com os objetivos, supôs-se uma estrutura de concreto armado para um edifício industrial. Posteriormente realizou-se um pré-dimensionamento para as fundações rasas do tipo sapatas utilizando metodologias convencionais, em que os esforços internos foram obtidos a partir do modelo de análise considerando apoio fixo indeformável. Nessa mesma estrutura, deu-se prosseguimento ao dimensionamento, considerando então a interação solo-estrutura. Por fim, pôde-se comparar os esforços entre os modelos de análise e avaliar as possíveis amplificações ou reduções nas solicitações internas na edificação nessas situações.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Consideração iniciais

Neste tópico serão expostos trabalhos com temáticas que envolvem a influência do solo na superestrutura, além de trabalhos relevantes sobre o comportamento do solo. Também serão descritas as condições normativas que embasam as análises a serem realizadas.

2.2 Revisão bibliográfica

A importância do estudo da influência do solo no comportamento de estruturas tem sido alvo de diversos trabalhos acadêmicos nos últimos anos (GUSMÃO, 1990; REIS, 2000; COLARES, 2006; SOUZA e REIS, 2008; ANTONIAZZI, 2011; MENDES, 2016; MELO, 2019). Todos esses evidenciaram, utilizando diferentes métodos e abordagens, os efeitos da deformação do maciço de solo nas peças estruturais. As deformações do maciço, ou recalques, podem ser avaliadas com diversas metodologias, citando-se especialmente os métodos de Boussinesq (1885) e Schmertman (1978).

Boussinesq (1885) propôs um método analítico que estima o recalque imediato de sapatas fazendo uso da Teoria de Elasticidade Linear. Schmertman (1978), entretanto, propôs um método semi-empírico que permite a análise do recalque imediato do solo fazendo uso da discretização do mesmo. A informação do assentamento gerado em determinada sapata é utilizada na consideração do comportamento do solo.

Sabendo que o solo pode ser descrito como um material elástico linear, o modelo de Winkler (1867) é amplamente utilizado para representar o comportamento do solo de forma simples e avaliar o efeito desse na estrutura. Esse modelo considera que o solo pode ser representado por um conjunto de molas lineares que se deformam ao ser aplicada tensão através das fundações. Entretanto, este método não considera casos em que o comportamento do solo não pode ser caracterizado em regime elástico linear nem considera o efeito da coesão do solo no deslocamento da região sob a fundação.

Além dos aspectos já citados, é de grande importância enfatizar os critérios de projeto de fundações. Tendo em vista que o trabalho em questão se situa sobre solos residuais de granito em Portugal, pode-se citar os trabalhos de Fonseca (1996) e Moreira (2011) que evidenciam o comportamento mecânico desses solos. Também foram evidenciados nesses trabalhos formulações para determinação da capacidade de carga.

Terzaghi (1943) foi um dos primeiros a desenvolver uma teoria de capacidade de carga dos solos, formulando um método analítico para determinar a sua resistência. Além da formulação teórica dada por Terzaghi (1943), métodos experimentais também foram desenvolvidos, podendo-se citar o por meio de provas de carga em placa, regulamentado pela NBR 6489 (ABNT, 1984).

2.3 Condições normativas

Determinadas normas apresentam conceitos importantes para o desenvolvimento desse trabalho, seja na metodologia como na análise e conclusão. Entre elas se destacam os conceitos de ações permanentes e variáveis, estados limites e limite de ductibilidade do concreto.

A NBR 6120 (ABNT, 2017) apresenta as ações a serem consideradas em projeto de estruturas, classificando em ações permanentes e variáveis. Ações permanentes são aquelas que atuam com valores praticamente constantes durante a vida útil da edificação, por exemplo, cargas referentes a peso próprio. Diferente disso, ações variáveis possuem alguma probabilidade de serem ultrapassadas no período da vida útil, assim como de não estarem presentes em algum momento, podendo ser de caráter normal ou especial. Esse conceito é de suma importância na avaliação das cargas a serem aplicadas em determinadas estruturas, pois é por meio delas que são determinadas as condições para dimensionamento.

Dada as cargas atuantes na estrutura, é realizado o dimensionamento considerando os estados limites. Pela NBR 8681 (ABNT, 2004), estados limites de uma estrutura são “estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção”. No caso de estruturas de concreto armado a NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que devem ser considerados os estados limites últimos e de serviço. O estado limite último é caracterizado pela situação a qual a estrutura ou determinada peça estrutural perde o equilíbrio ou se configure entre outras situações que se enquadrem no esgotamento da sua capacidade resistente. O estado limite de serviço se configura com a situação a qual a estrutura traz desconforto ao usuário ou prejudique sua boa utilização.

Essas normas admitem que para o estado limite último a condição de segurança é satisfeita pela desigualdade expressa na Equação 1.

$$R_d \geq S_d \quad (1)$$

Em que R_d se refere aos esforços resistentes da peça estrutural, enquanto S_d se refere aos esforços de cálculo atuantes. Os esforços de cálculo atuantes são determinados pela combinação última normal dos esforços, expressos na NBR 8681 (ABNT, 2004).

Ainda quanto ao estado limite último, a NBR 6118 (ABNT, 2014) prediz que as peças de concreto sob flexão também devem garantir uma boa ductibilidade a fim de demonstrar ao usuário de forma visível a ocorrência de alguma falha. A fim de se adequar a essa exigência, o limite expresso na Equação 2 deve ser obedecido para concretos com resistência característica à compressão de até 50MPa.

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \quad (2)$$

Em que x se refere a posição da linha neutra na peça em relação a face mais comprimida do concreto e d a distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida do concreto. Este limite se faz importante uma vez que a posição da linha neutra é diretamente proporcional ao momento fletor solicitante de cálculo (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2017), valor que será avaliado nesse trabalho.

Quanto ao estado limite de utilização, a verificação é expressa pela Equação 3:

$$S_{lim} \geq S_d \quad (3)$$

Em que S_d se refere aos esforços de cálculo determinados pela combinação quase-permanente de serviço e S_{lim} representa o valor limite para cada caso.

Para as fundações, a NBR 6122 (ABNT, 2010) determina os estados limites últimos devem ser analisados pela perda da estabilidade global, esgotamento da capacidade resistente do solo, entre outros estados que podem causar o colapso das sapatas. O Eurocódigo 7 (IPQ, 1997) permite a determinação da capacidade máxima resistente do terreno por métodos analíticos ou semi-empíricos, por exemplo os métodos citados na Seção 2.2. Os estados limites de utilização para fundações devem ser considerados os assentamentos imediatos e recalques diferenciais que causem fissuras excessivas, vibrações ou comprometa a funcionalidade da obra.

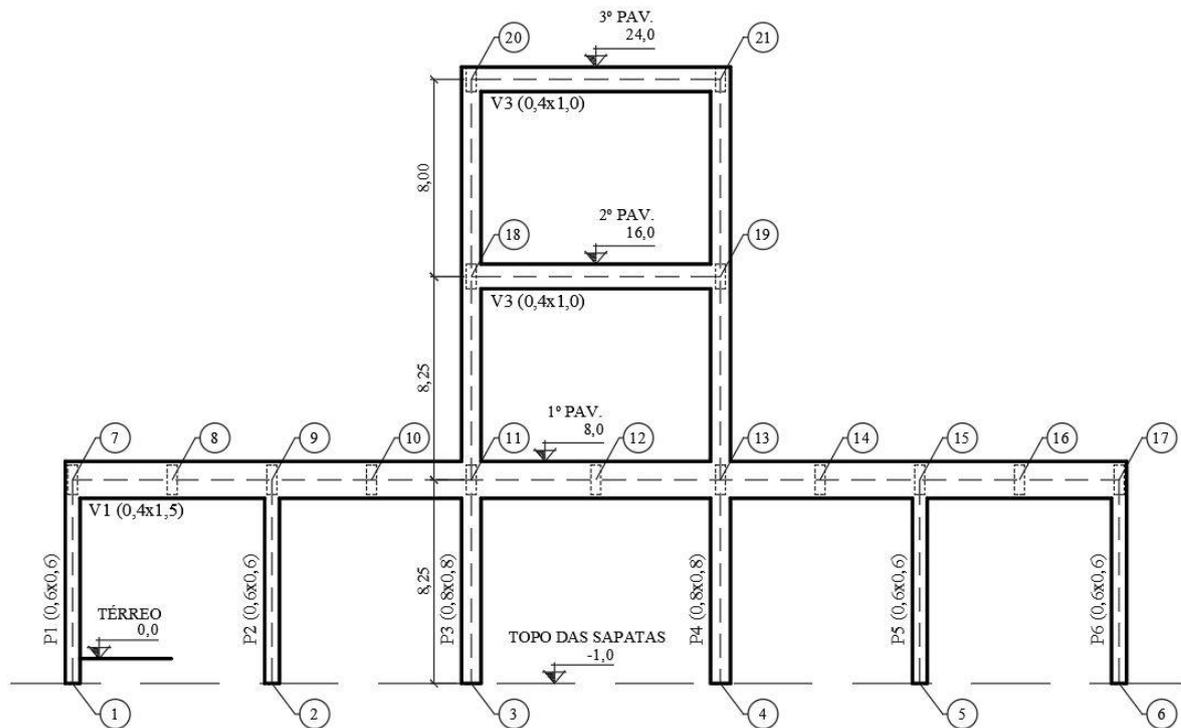
3 MATERIAL E METÓDOS

3.1 Material

3.1.1 Caracterização da estrutura estudada

A fim de se estabelecer um exemplo de aplicação dos conceitos a serem discutidos e analisados, supôs-se uma estrutura de concreto armado fictícia, consistindo em um edifício industrial composto por três pavimentos. Na Figura 1 está representada a fachada A da estrutura estudada, com a numeração estabelecida para os nós do pórtico.

Figura 1 – Fachada A.

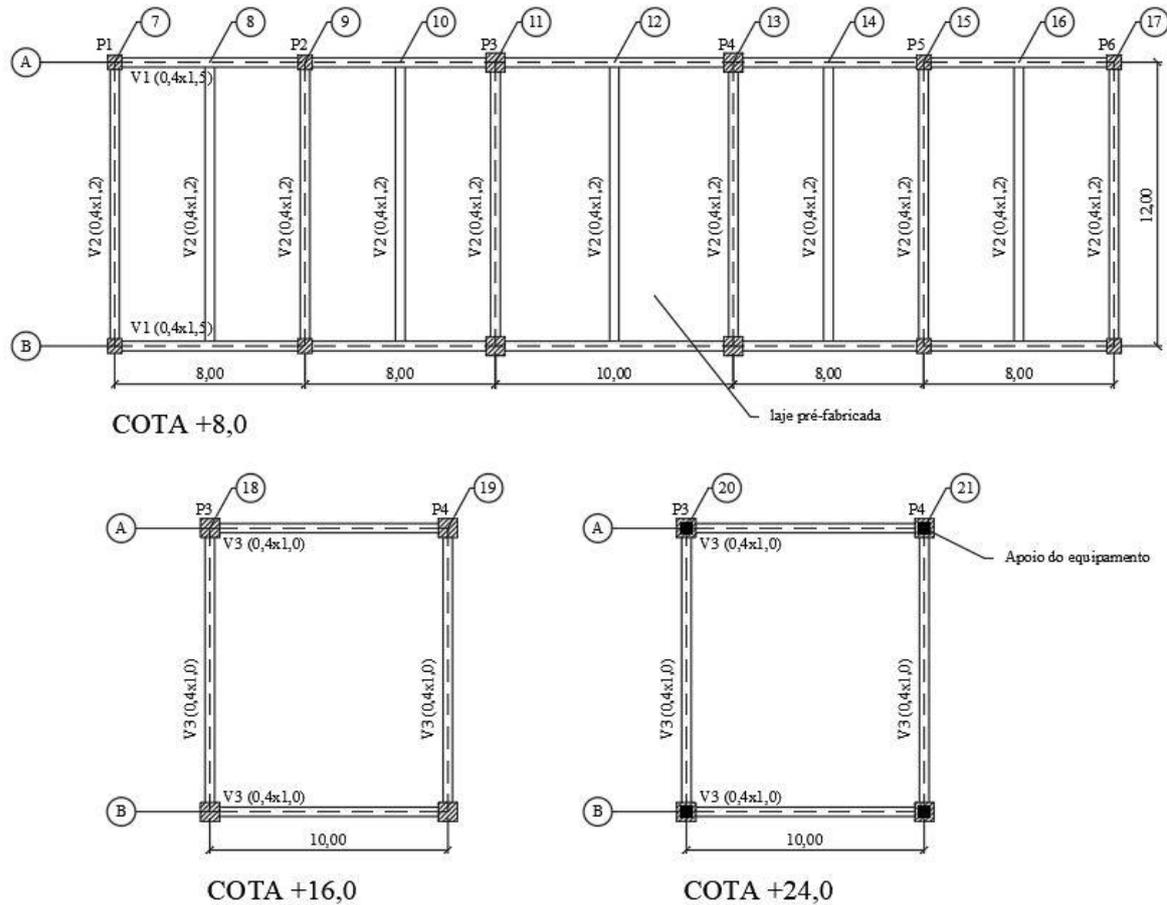


Fonte: Da autora (2019).

O primeiro pavimento (cota +8,0) é constituído de painéis de lajes pré-fabricadas, com peso próprio de $5,0\text{kN/m}^2$ e possuem vãos de 4,0m e 5,0m, sendo simplesmente apoiados nas vigas transversais V2 (0,4m x 1,2m). Neste nível, as fachadas A e B são compostas por vigas de travamento V1 (0,4m x 1,5m) que se apoiam nos pilares. Os pilares possuem seção transversal de 0,6m x 0,6m, exceto os quatro pilares centrais, com seção de 0,8m x 0,8m, sendo que esses se estendem até a cota +24,0. O segundo e terceiro pavimento não possuem laje, sendo

constituídos apenas pelas vigas V3 (0,4m x1,0m). A Figura 2 representa a planta nos níveis +8,0, +16,0 e +24,0.

Figura 2 – Plantas estruturais nas cotas +8,0, +16,0 e +24,0.



Fonte: Da autora (2019).

As cargas atuantes na estrutura são cargas verticais permanentes e variáveis exceto o peso próprio das vigas e pilares (TABELA 1). As cargas permanentes são: peso próprio das vigas e pilares de concreto armado, peso próprio da laje pré-fabricada (PP_{laje}) e demais cargas permanentes na laje ($F_{gi,k}$). As cargas variáveis são devido a equipamentos fixos, sendo que à cota +8,0 tem-se $Q_{8,k}$ e à cota +24,0, a carga do equipamento é definida pela carga pontual $Q_{24,k}$ em cada pilar.

Tabela 1 – Cargas atuantes na estrutura exceto peso próprio das vigas e pilares.

PP_{laje} (kN/m ²)	$F_{gi,k}$ (kN/m ²)	$Q_{8,k}$ (kN/m ²)	$Q_{24,k}$ (kN)
5,00	4,00	20,00	2500,00

Fonte: Da autora (2019).

Uma vez que a carga variável é superior a $5,0\text{kN/m}^2$ e superior a 50% da carga total, pela NBR 6118 (ABNT, 2014) seria necessário a consideração de alternância de cargas para a avaliação das lajes, no entanto, como o presente trabalho não tem como objetivo o projeto da estrutura em si, essa alternância não foi considerada.

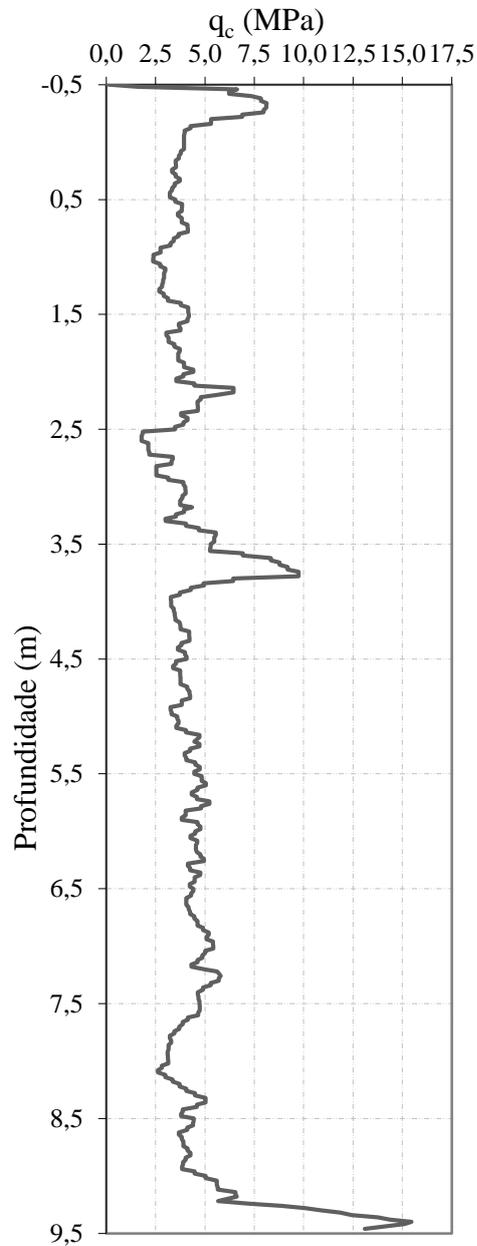
O peso próprio da estrutura de concreto foi calculada utilizando o peso específico aparente (γ_{ap}) do concreto armado, determinado pela NBR 6120 (ABNT, 2017) cujo valor é de $25,0\text{kN/m}^3$. O peso próprio da laje, as demais cargas permanentes e a sobrecarga atuante em cada ponto da cota +8,0 foram consideradas sabendo que as lajes pré-fabricadas são dispostas na direção horizontal (FIGURA 2) apoiadas nas vigas V2. Dessa forma, considerou-se que as cargas foram repartidas igualmente nas vigas de apoio. Tendo em vista a baixa rigidez torcional de vigas de concreto armado aplicadas em edifícios, permitindo assim a rotação de extremidade em vigas secundárias, V2, tratou-se no presente trabalho que as referidas vigas são biapoiadas. Por sua vez, as vigas V1 das fachadas recebem exclusivamente reações gravitacionais pontuais como solicitações das vigas V2.

Uma vez que todos os pilares são quadrados, assim também serão as sapatas, considerando que essas estão embutidas a 1,0m de profundidade do topo do terreno. Apesar da NBR 6122 (ABNT, 2010) indicar que a profundidade mínima não deve ser inferior a 1,5m, isso não foi considerado por não se enquadrar nos objetivos do trabalho.

3.1.2 Investigação do subsolo

O processo de investigação do subsolo baseou-se na utilização de ensaios com o *Cone Penetration Test* (CPT) realizados na área da edificação localizada na cidade do Porto, Portugal (FONSECA, 2018), onde a autora realizou intercâmbio, não sendo encontrado o nível d'água. Utilizando-se o *software* CPeT-IT[®] (2018), retirou-se os parâmetros do solo necessários ao projeto. No Gráfico 1 tem-se a resistência de ponta (q_c) obtida ao longo da profundidade ensaiada.

Gráfico 1 – Resistência de ponta do ensaio CPT.



Fonte: Da autora (2018).

3.2 Métodos

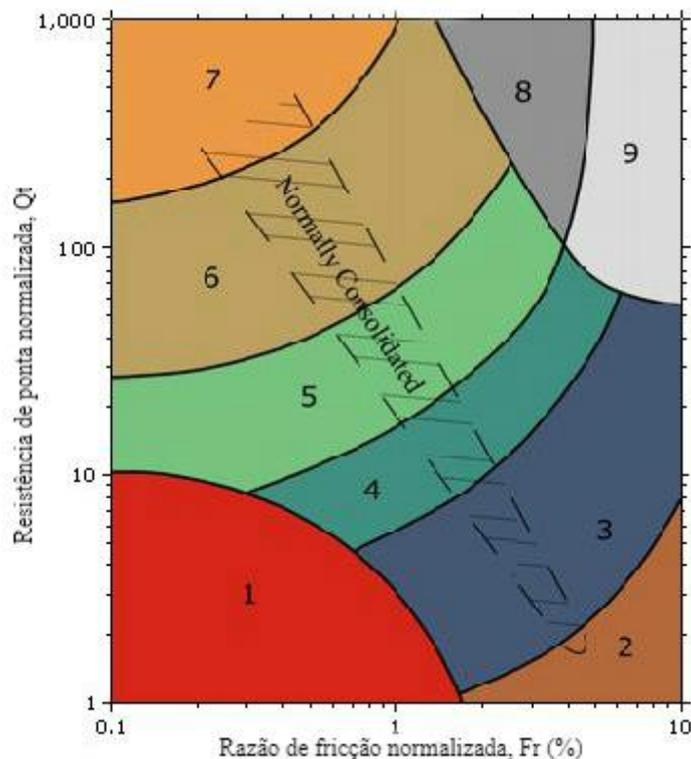
3.2.1 Obtenção dos parâmetros do solo

A fim de analisar o comportamento do solo, utilizou-se a metodologia proposta por Lunne, Powell e Robertson (1997). Extraiu-se do *software* informações sobre o solo tais como

ábaco com as classificações do comportamento tipo, o índice de classificação do material (I_c), e peso específico do solo (γ), sendo esses parâmetros os necessários para determinações de sua resistência e recalque.

O ábaco retirado do *software* (FIGURA 3) utiliza valores da resistência de ponta normalizado (Q_t) correlacionado com a razão de atrito também normalizado (Fr), permitindo a classificação do solo e indicando tendências da densidade relativa (Dr) e históricos de tensões (OCR).

Figura 3 – Ábaco de interpretação do ensaio CPT (Robertson *et al.*, 1986)



Legenda: 1 – Solos finos sensíveis; 2 – Solos orgânicos (turfa); 3 – Argilas a argilas siltsas; 4 – Siltes argilosos a argilas siltsas; 5 – Areias siltsas a siltes arenosos; 6 – Areias limpas a areias siltsas; 7 – Areias com cascalhos a areias; 8 – Areias muito compactas a areias argilosas fortemente sobreconsolidadas ou cimentadas; 9 – Solos finos muito duros fortemente sobreconsolidados ou cimentados.

Fonte: CPeT-IT® (2019).

A fim de complementar a classificação retirada através do ábaco, com as informações de I_c criou-se uma estratificação simplificada do solo por camadas de comportamento tipo.

A determinação do módulo de deformabilidade (E_s) se deu utilizando a formulação proposta por Schmertmann (1978) para sapatas quadradas (EQUAÇÃO 4), que correlaciona E_s com a resistência de ponta (q_c) obtida durante o ensaio CPT.

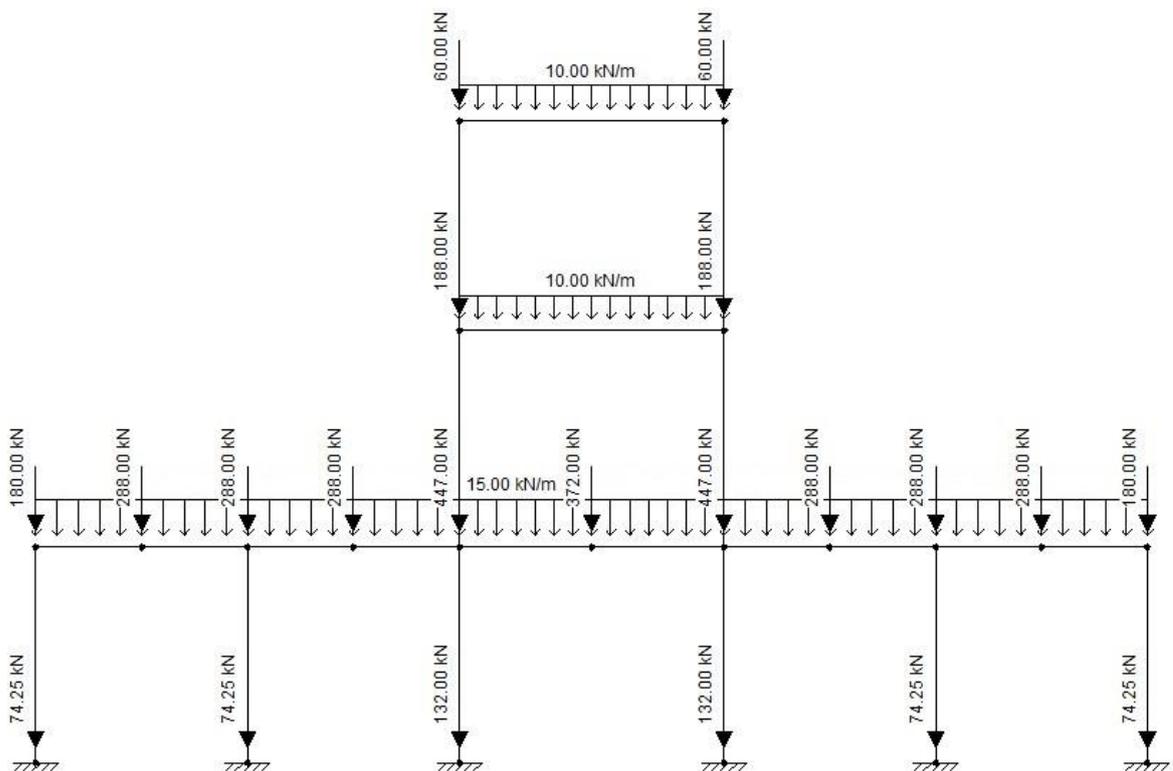
$$E_s = 2,5q_c \quad (4)$$

3.2.2 Esforços atuantes nas fundações

Os esforços internos resultantes na estrutura e as reações de apoio gerados pelas cargas solicitantes foram obtidos com a utilização do *software* Ftool Basic[®] após avaliação separada dos esforços causados pelas cargas permanentes e variáveis. A fim de realizar as verificações de segurança estrutural considerou-se o estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS) considerando as ações de forma conjunta, conforme NBR 8681 (ABNT, 2004),

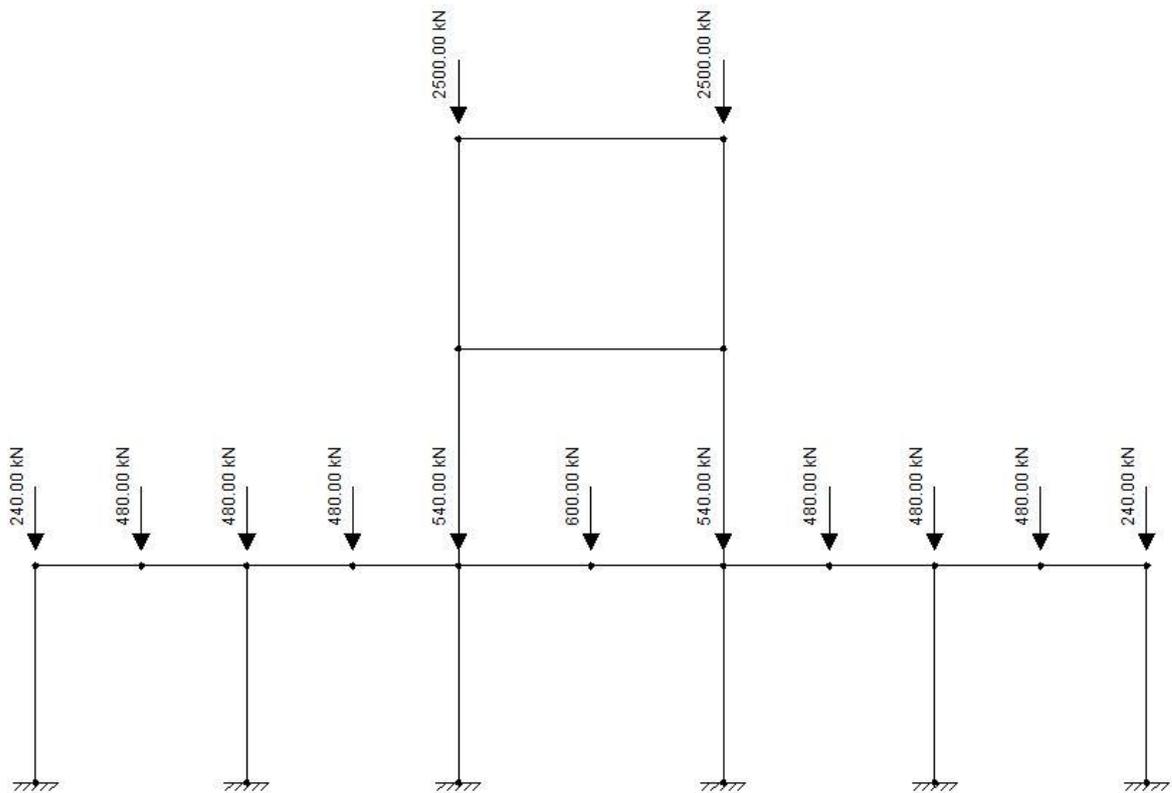
Com o *software* Ftool Basic[®] pode-se obter a distribuição das cargas permanentes (FIGURA 4) e das variáveis (FIGURA 5).

Figura 4 – Distribuição das cargas permanentes.



Fonte: Da autora (2019).

Figura 5 – Distribuição das cargas variáveis.



Fonte: Da autora (2019).

3.2.3 Pré-dimensionamento

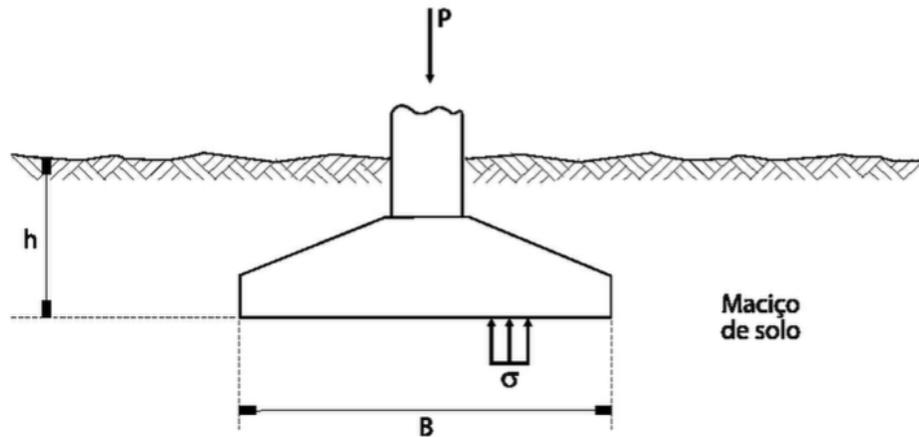
O esquema representado na Figura 6 determina o sistema sapata-solo, em que P é a força vertical de compressão, h a profundidade de embutimento da sapata, B a menor dimensão da base da sapata e σ a tensão aplicada pela sapata no solo.

Como a força vertical de compressão é aplicada sobre a área da base da sapata, pôde-se determinar a tensão aplicada pela sapata ao solo é dada pela Equação 5, sabendo-se que para sapatas quadradas $L = B$.

$$\sigma = \frac{P}{BL} \quad (5)$$

Adicionalmente à força vertical aplicada pelo elemento estrutural, considera-se também a carga referente ao peso próprio da sapata. Assim, considerou-se um acréscimo na carga de 5% em relação a carga de reação vertical da estrutura.

Figura 6 – Sistema sapata-solo.



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Para determinar a tensão admissível do solo (σ_{adm}) a partir do ensaio CPT, utilizou-se as correlações empíricas de Godoy e Teixeira (1996) para maciços arenosos, apresentadas na Equação 6.

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{c,méd}}{15} \leq 4,0 \text{ MPa} \quad (6)$$

Em que $q_{c,méd}$ é o valor médio no bulbo de tensões, equivalente a $2B$ a partir da profundidade de embutimento para sapatas quadradas.

As condições de segurança prescritas na NBR 8681 (ABNT, 2004) são satisfeitas atendendo a Equação 7.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma \quad (7)$$

Com o propósito de obter dimensões para as bases das sapatas que se adequassem a Equação 7, substituiu-se as Equação 5 e 6 nesta, obtendo-se a Equação 8.

$$\frac{P_{adm}}{B^2} = \frac{q_{c,méd}}{15} \quad (8)$$

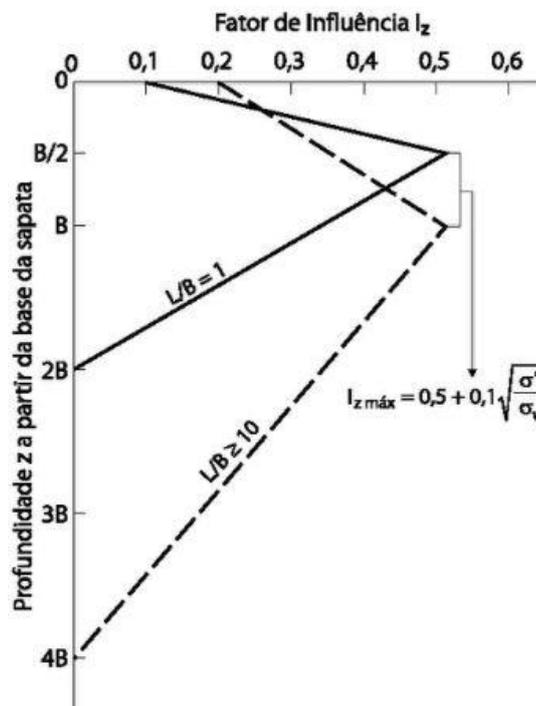
Em que P_{adm} equivale a carga máxima admissível para satisfazer a Equação 7 para determinada dimensão de base. Com essa equação (EQUAÇÃO 8), atribuiu-se diversos valores a B , determinou-se os respectivos valores de resistência de ponta médio correspondente e pôde-se plotar um gráfico P_{adm} versus B . Procedendo a uma regressão que se adequasse à curva obtida foi possível determinar o valor de B que se adequassem às cargas solicitantes características aplicadas.

3.2.4 Determinação dos recalques

Para determinação dos recalques imediatos de cada sapata utilizou-se o método semi-empírico descrito por Schmertmann (1978), que permite a discretização do solo em camadas com módulo de deformabilidade constante, proporcionando o cálculo da deformação relativa de cada uma dessas camadas. Dessa forma, o método considera a influência das diversas camadas do solo, apresentando também um fator de influência (I_z) dependente da profundidade a partir da base da sapata (B), sendo que, conforme os estudos de Schmertmann (1978), entende-se que a deformação máxima ocorre na profundidade $B/2$ para sapatas quadradas (FIGURA 7). O cálculo do recalque imediato de sapatas abordado pelo Eurocódigo 7 (IPQ, 1997) é dado como um dimensionamento em relação aos estados limites de utilização, por isso, a carga que gera tensão imposta pela fundação (σ) é obtida a partir da combinação quase permanente de serviço (ABNT, 2004).

Nesse método, o fator de influência é dependente da profundidade e se comporta em formato triangular, conforme a Figura 7.

Figura 7 – Distribuição do fator de influência (Schmertmann, 1978).



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

A Figura 7 mostra que o fator de influência, além da profundidade, também é dependente do formato da sapata (quadrada ou corrida), sendo que, no caso em questão só foram

dimensionadas sapatas quadradas, por isso, a tensão efetiva no nível do pico (σ'_v) é equivalente a tensão a profundidade $B/2$ a partir da base da sapata. A tensão líquida aplicada pela sapata (σ^*) é definida pela tensão imposta ao solo pela fundação menos a tensão efetiva na profundidade da sapata (q), conforme a Equação 9.

$$\sigma^* = \sigma - q \quad (9)$$

A partir disso se estabelece o fator de influência máximo ($I_{z,máx}$), em profundidade $B/2$ a partir da base da sapata, conforme Equação 10.

$$I_{z,máx} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma'_v}} \quad (10)$$

Tendo em vista o fator de influência máximo, é possível determinar os valores do fator de influência nas demais profundidades (z) dividindo o gráfico da distribuição em duas retas, sendo descritos pelas Equações 11 e 12:

$$I_z = 0,1 + 2(I_{z,máx} - 0,1) \frac{Z}{B} \quad \text{para } 0 \leq Z \leq \frac{B}{2} \quad (11)$$

$$I_z = \frac{2}{3} I_{z,máx} \left(2 - \frac{Z}{B} \right) \quad \text{para } \frac{B}{2} \leq Z \leq 2B \quad (12)$$

Finalmente, conhecido o módulo de deformabilidade de cada camada, é possível calcular o recalque imediato gerado pelo carregamento vertical em estado limite de serviço (ELS), conforme Equação 13.

$$\rho_i = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \frac{I_z}{E} \Delta z \quad (13)$$

Em que C_1 se refere ao embutimento da sapata no solo, dependente da tensão efetiva na profundidade da sapata, obtida por meio da Equação 14.

$$C_1 = 1 - 0,5 \frac{q}{\sigma^*} \geq 0,5 \quad (14)$$

O parâmetro C_2 considera o efeito do tempo no recalque, sendo que em casos que o interesse é apenas no recalque imediato, basta considerar $C_2 = 1$.

3.2.5 Critérios

Os valores limites da deformação estrutural foram estabelecidas a partir da sugestão dada pelo Eurocódigo 7 (IPQ, 1997) para distorções angulares admissíveis ($\alpha_{máx}$) e assentamento total de sapatas isoladas ($s_{máx,lim}$), conforme descrito na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores limites da deformação estrutural e assentamento total.

$\alpha_{m\acute{a}x}$	$s_{m\acute{a}x,lim}$ (cm)
1/500	5,00

Fonte: Eurocódigo 7 (IPQ, 1997).

A distorção angular da estrutura é definida pela Equação 15.

$$\alpha = \frac{s_{m\acute{a}x} - s_{m\acute{i}n}}{l} \quad (15)$$

Em que l é o afastamento entre as sapatas e $s_{m\acute{a}x}$ e $s_{m\acute{i}n}$ consiste nos assentamentos das sapatas com o maior e menor recalques, respectivamente.

Além dos critérios de assentamento e deformação máxima, também foi utilizado um critério adicional, conforme sugerido por Fernandes (2014) baseado no trabalho de Bjerrum (1963), apresentado na Equação 16 para maciços sedimentares.

$$s_{m\acute{a}x} \geq 2(s_{m\acute{a}x} - s_{m\acute{i}n}) \quad (16)$$

Fernandes (2014) indica que essa correlação é determinada quando determinado ponto de apoio praticamente não experimenta assentamento.

3.2.6 Rigidez vertical das sapatas

Após ter determinado o assentamento das sapatas (ρ_i), utilizou-se o método de Winkler para inserir os efeitos do solo na estrutura. Winkler (1867) propôs que o solo fosse substituído por molas que trabalham de forma independente. Para caracterizar a rigidez vertical, ou módulo de reação vertical (k_v), imposta pelo solo quando aplicada determinada carga (σ) é utilizada a Equação 17.

$$k_v = \frac{\rho_i}{\sigma} \quad (17)$$

Desta forma, o módulo de reação vertical pode ser correlacionado com uma constante de mola (K_v), por meio da Equação 18.

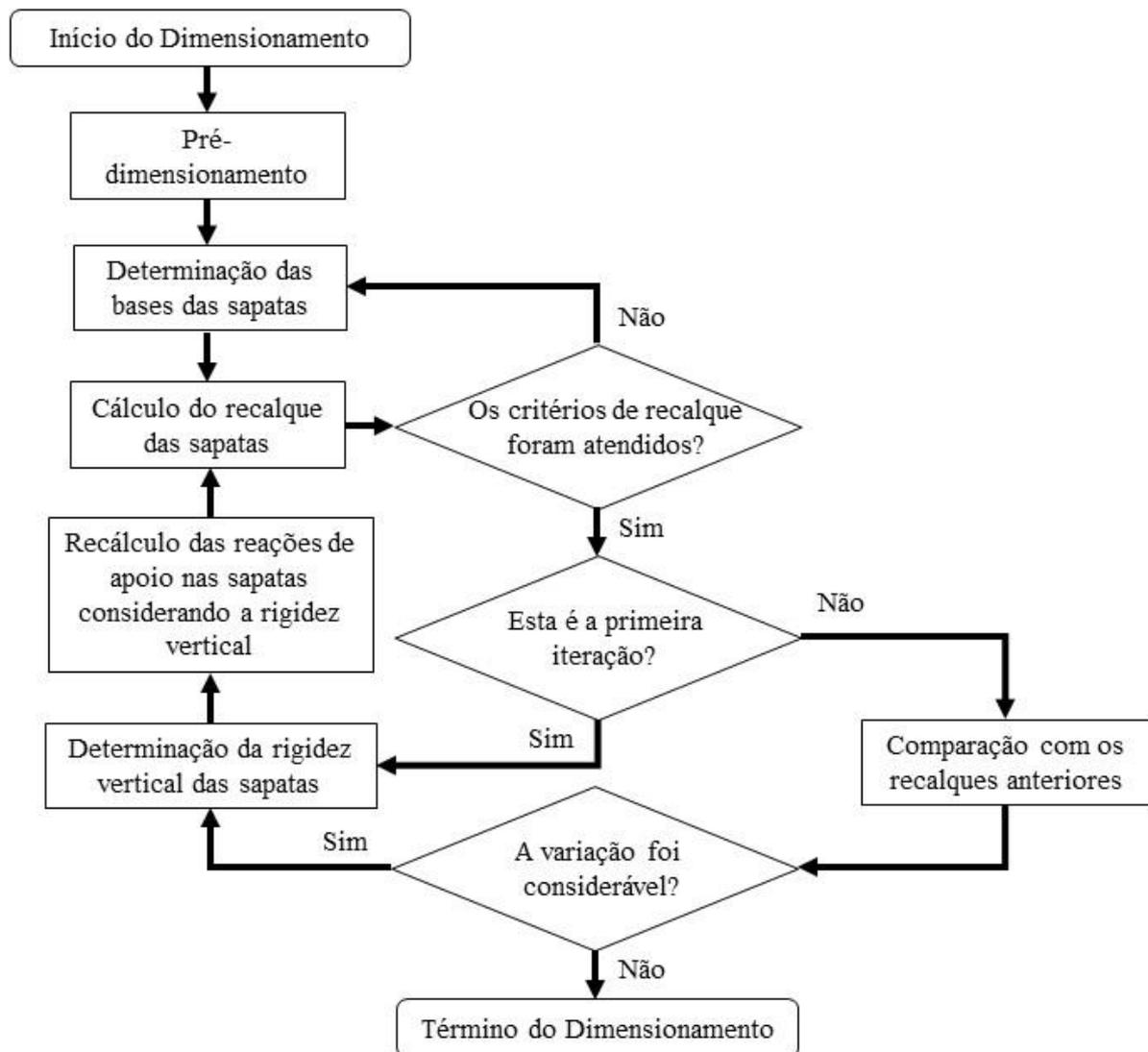
$$K_v = A_{\text{influência}} k_v \quad (18)$$

Em que $A_{\text{influência}}$ é a área de influência da mola, podendo ser considerada igual a área da base da sapata.

3.2.7 Iterações do dimensionamento

Após a determinação das bases das sapatas utilizando o pré-dimensionamento descrito, determinou-se seus respectivos recalques e rigidez vertical. Com isso, utilizou-se o *software* Ftool Basic® para calcular novamente as reações de apoio alteradas devidas às considerações do comportamento do solo, considerando no *software* os coeficientes de mola encontrados. Com as reações de apoio alteradas, calculou-se os recalques e comparou-se esse valor com o determinado anteriormente. Este procedimento foi realizado de forma iterativa conforme Figura 8.

Figura 8 – Fluxograma do procedimento realizado para considerar a iteração solo-estrutura.



Fonte: Da autora (2019).

A variação dos recalques foi considerada desprezível quando a Equação 19 fosse atendida.

$$\left| \frac{\rho_{i(j-1)} - \rho_{i(j)}}{\rho_{i(j)}} 100\% \right| \leq 0,1\% \quad (19)$$

Sendo j indicativo da última iteração realizada.

Após a finalização do dimensionamento, observou-se a variação dos esforços normais, cortantes e momentos fletores de cada peça estrutural entre os esforços considerando interação solo-estrutura e o dimensionamento inicial sem essa consideração. Esses esforços foram obtidos, assim como as reações de apoio, pelo *software* Ftool Basic®.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 Considerações iniciais ao dimensionamento

Utilizando a metodologia descrita anteriormente, foi possível dimensionar as fundações da estrutura proposta, obtendo-se os resultados aqui expostos. Como foi descrito no subtópico 3.2, as reações de apoio da estrutura estudada foram obtidas utilizando o *software* Ftool Basic®, com os valores que se encontram na Tabela 3.

Tabela 3 – Reações de apoios em cada sapata.

NUMERAÇÃO (FIGURA 1)	REAÇÕES NAS SAPATAS					
	Permanentes			Variáveis		
	Vertical (kN)	Horizontal (kN)	Momento (kN.m)	Vertical (kN)	Horizontal (kN)	Momento (kN.m)
1	412,79	7,91	21,68	411,45	9,86	26,99
2	808,75	-1,72	-4,77	1041,19	-0,37	-1,09
3	1398,96	6,95	19,08	3567,37	13,96	38,29
4	1398,96	-6,95	-19,08	3567,37	-13,96	-38,29
5	808,75	1,72	4,77	1041,19	0,37	1,09
6	412,79	-7,91	-21,68	411,45	-9,86	-26,99

Fonte: Da autora (2019).

A combinação de ações em estado limite último (ELU) foi realizada utilizando as informações da Tabela 3, conforme a NBR 8681 (ABNT, 2004) e seus resultados se encontram na Tabela 4.

Tabela 4 – Combinação última normal das cargas atuantes nas sapatas.

NUMERAÇÃO (FIGURA 1)	COMBINAÇÃO ELU		
	Vertical (kN)	Horizontal (kN)	Momento (kN.m)
1	1174,44	25,46	69,75
2	2653,59	-2,88	-8,07
3	7239,65	30,32	83,19
4	7239,65	-30,32	-83,19
5	2653,59	2,88	8,07
6	1174,44	-25,46	-69,75

Fonte: Da autora (2019).

Para o estado limite de serviço, as combinações são feitas a partir dos dados da Tabela 3 e os dados calculados se encontram na Tabela 5.

Tabela 5 – Combinação quase permanente de serviço das cargas atuantes nas sapatas.

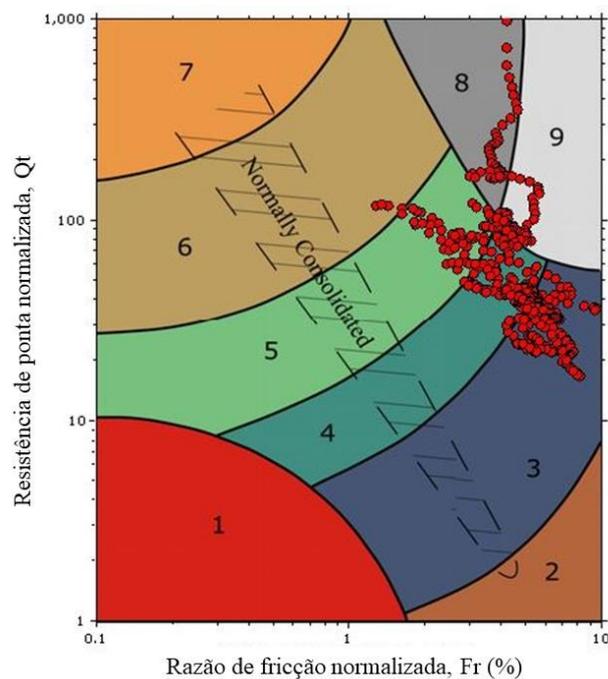
NUMERAÇÃO (FIGURA 1)	COMBINAÇÃO ELS		
	Vertical (kN)	Horizontal (kN)	Momento (kN.m)
1	577,37	11,85	32,48
2	1225,22	-1,87	-5,20
3	2825,91	12,53	34,40
4	2825,91	-12,53	-34,40
5	1225,22	1,87	5,20
6	577,37	-11,85	-32,48

Fonte: Da autora (2019).

Analisando os valores obtidos na Tabela 4 e Tabela 5, percebe-se que a estrutura apresentou cargas simétricas verticalmente e inversamente simétricas horizontalmente e quanto ao momento. Também se percebe que sapatas 3 e 4 são as mais solicitadas nos três graus de liberdade do plano.

Quanto à classificação do solo, retirou-se o ábaco presente na Figura 9.

Figura 9 – Classificação baseada em parâmetros normalizados de CPT.



Fonte: CPeT-IT® (2019).

Por meio da Figura 9 é possível verificar que o solo se comporta principalmente como argilas, siltes e areias fortemente sobreconsolidadas. Além disso, o solo tem em sua maioria comportamento drenado-dilatante, ou seja, o solo tem a tendência a dilatar sob esforço de cisalhamento.

Utilizando o índice de comportamento do solo (I_c), determinou-se a classificação do solo conforme a metodologia estabelecida. Com isso, realizou-se uma estratificação simplificada do solo com 17 camadas agrupadas, apresentando a profundidade inicial da camada (h) e sua espessura (Δh), conforme apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 – Estratificação simplificada.

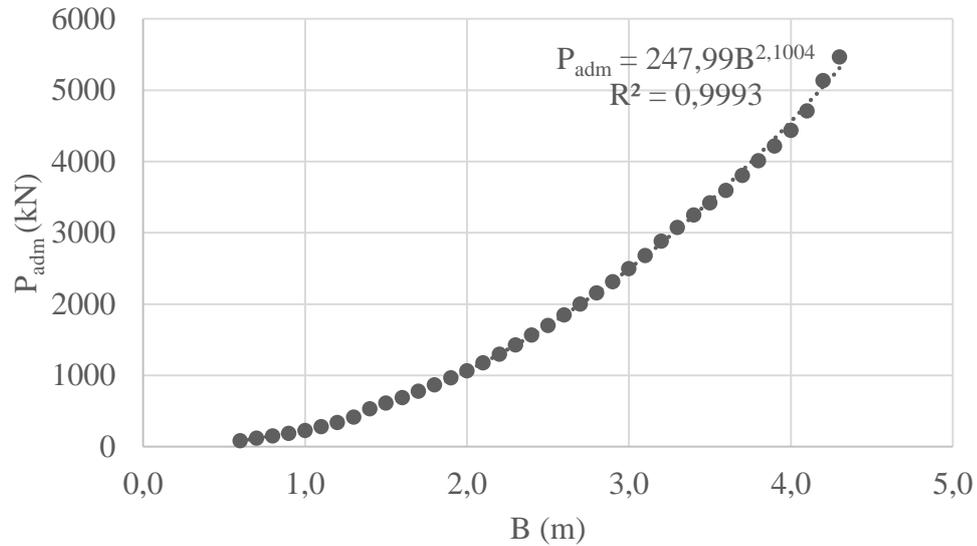
CAMADA	COMPORTAMENTO TIPO DO SOLO	h (m)	Δh (m)	I_c
1	Areias com cascalho a areias	0,00	0,02	0,00
2	Areias a areias siltoas	0,02	0,10	1,98
3	Misturas arenosas	0,12	2,40	2,32
4	Misturas siltoas	2,52	0,22	2,81
5	Misturas arenosas	2,74	0,08	2,49
6	Misturas siltoas	2,82	0,10	2,67
7	Misturas arenosas	2,92	0,36	2,44
8	Misturas siltoas	3,28	0,04	2,69
9	Misturas arenosas	3,32	0,38	2,28
10	Areias a areias siltoas	3,70	0,10	1,96
11	Misturas arenosas	3,80	0,08	2,37
12	Misturas siltoas	3,88	0,28	2,71
13	Misturas arenosas	4,16	0,30	2,53
14	Misturas siltoas	4,46	3,24	2,72
15	Argilas a argilas siltoas	7,70	0,54	3,01
16	Misturas siltoas	8,24	1,02	2,83
17	Misturas arenosas	9,26	0,20	2,25

Fonte: Da autora (2019).

4.2 Pré-dimensionamento e verificações iniciais

O Gráfico 2 apresenta os valores de cargas máximas admissíveis para cada sapata, apresentando também a equação da regressão:

Gráfico 2 – Relação carga máxima admissível por dimensão da base da sapata.



Fonte: Da autora (2019).

Conhecendo as cargas características aplicadas em cada sapata, foi possível encontrar as respectivas bases da sapata que satisfazem a Equação 7, encontrando-se, dessa forma, as dimensões para pré-dimensionamento das mesmas (TABELA 7).

Tabela 7 – Pré-dimensionamento das bases das sapatas.

SAPATAS	P_k (kN)	B (m)
1 e 6	865,45	1,90
2 e 5	1942,43	2,70
3 e 4	5214,64	4,30

Fonte: Da autora (2019).

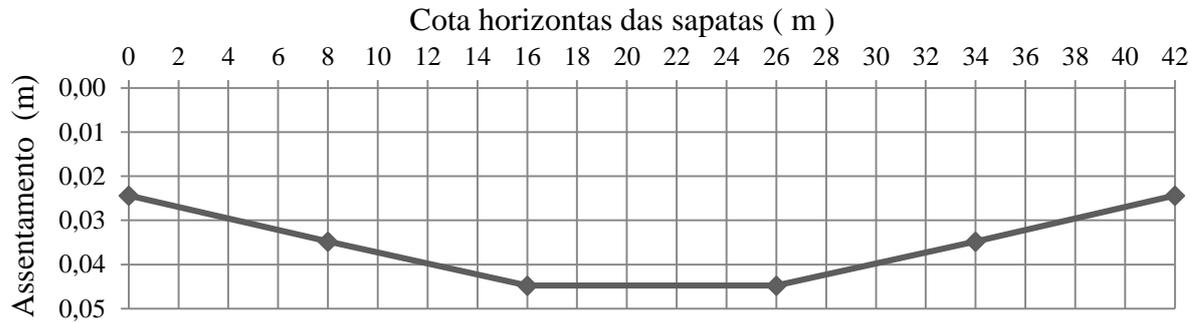
Com as bases pré-dimensionadas, foram calculados os recalques imediatos relativos a cada sapata, apresentados na Tabela 8 e demonstrados no Gráfico 3.

Tabela 8 – Recalques imediatos das sapatas no pré-dimensionamento.

SAPATAS	ρ_i (cm)
1 e 6	2,44
2 e 5	3,48
3 e 4	4,48

Fonte: Da autora (2019).

Gráfico 3 – Representação gráfica dos recalques das sapatas no pré-dimensionamento.



Fonte: Da autora (2019).

Desta forma, realizando todas as verificações propostas, constatou-se como adequado o pré-dimensionamento.

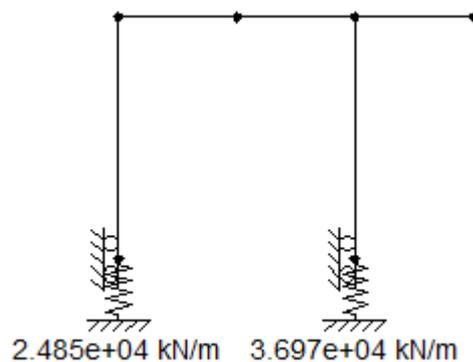
4.3 Interação solo-estrutura

Após a determinação das dimensões das sapatas e recalques pode-se obter o módulo de reação vertical (k_v) e com isso determinou-se a constante de mola (K_v) relativa a cada sapata, como apresentado na Tabela 9. Feito isso, retornou-se ao Ftool Basic[®], utilizando os valores da constante de mola conforme demonstrado na Figura 10.

Tabela 9 – Constante de mola das sapatas no pré-dimensionamento.

SAPATAS	K_v (kN/m)
1 e 6	$2,48 \times 10^4$
2 e 5	$3,70 \times 10^4$
3 e 4	$6,63 \times 10^4$

Fonte: Da autora (2019).

Figura 10 – Exemplo da representação do solo no Ftool Basic[®].

Fonte: Da autora (2019).

Dessa forma, obteve-se os novos valores das reações de apoio em cada sapata, então calculou-se os valores dos recalques e suas novas constantes de mola, repetindo por três iterações. Os valores encontrados se encontram na Tabela 10. Nesta mesma tabela, pode-se observar em comparação com os dados da Tabela 8, que houve uma tendência dos recalques a se homogeneizarem, diminuindo os assentamentos centrais e aumentando nas demais sapatas.

Tabela 10 – Valores de carga vertical, recalque e constante de mola em cada iteração.

SAPATAS	1ª ITERAÇÃO		2ª ITERAÇÃO		3ª ITERAÇÃO	
	ρ_i (cm)	K_v (kN/m)	ρ_i (cm)	K_v (kN/m)	ρ_i (cm)	K_v (kN/m)
1 e 6	2,61	$2,45 \times 10^4$	2,61	$2,45 \times 10^4$	2,61	$2,45 \times 10^4$
2 e 5	3,61	$3,67 \times 10^4$	3,60	$3,68 \times 10^4$	3,60	$3,68 \times 10^4$
3 e 4	4,34	$6,66 \times 10^4$	4,35	$6,66 \times 10^4$	4,35	$6,66 \times 10^4$

Fonte: Da autora (2019).

As variações de recalque entre a segunda e terceira iteração estão presentes da Tabela 11 a seguir:

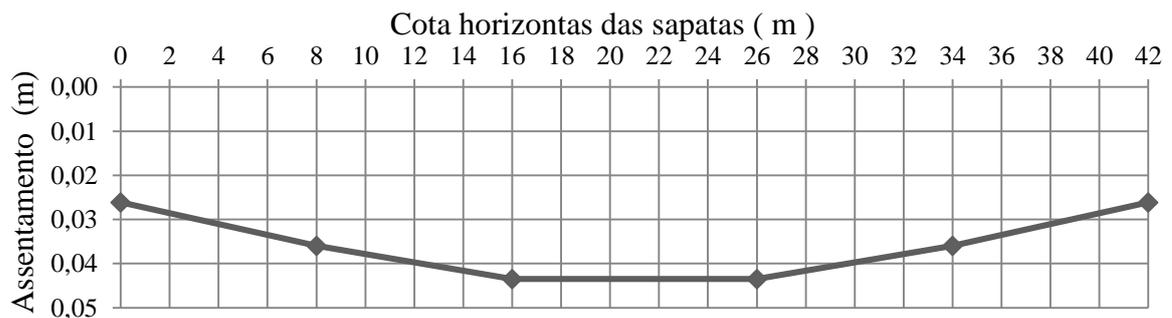
Tabela 11 – Variação entre recalques da segunda e terceira iteração.

SAPATAS	VARIAÇÃO
1 e 6	-0,03%
2 e 5	0,05%
3 e 4	-0,01%

Fonte: Da autora (2019).

Dessa forma, interrompeu-se as iterações por ter-se atendido o critério determinado na Equação 19. Enfim, foram representados os recalques de cada sapata da última iteração no Gráfico 4.

Gráfico 4 – Representação gráfica dos recalques das sapatas na terceira iteração.



Fonte: Da autora (2019).

4.4 Avaliação dos efeitos na estrutura

Finalizado o dimensionamento, comparou-se os esforços de cada elemento estrutural quando dimensionado sem a consideração da interação solo-estrutura (pré-dimensionamento) e considerando essa interação. A Tabela 12 apresenta os elementos estruturais que apresentaram maiores variações quanto aos esforços internos nessa comparação. As comparações completas se encontram disponíveis na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

Tabela 12 – Comparação dos esforços internos (ELU) de elementos estruturais.

ELEMENTO		ESFORÇO	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	3ª ITERAÇÃO	VARIAÇÃO
V1	11-13	Axial (kN)	-23,39	-209,44	795,60%
P2	2-9	Cortante (kN)	2,88	84,32	2830,91%
P5	5-15	Cortante (kN)	2,88	84,32	2830,91%
P2	2-9	Momento fletor (kN.m)	15,67	465,09	2868,27%
P5	5-15	Momento fletor (kN.m)	15,67	465,09	2868,27%

Fonte: Da autora (2019).

É importante ressaltar que os esforços cortante e momento fletor estão indicados em módulo com o valor máximo no elemento. Devido a concepção estrutural e a disposição dos carregamentos, a maior variação dos esforços cortante e momento fletor ocorreram em pilares, enquanto a maior variação axial se deu em uma viga central. A variação dos esforços nesses elementos pode ser explicado pelo formato o qual se deu os recalques das sapatas (GRÁFICO 4), que proporciona uma tendência ao deslocamento dos pilares ao centro.

Analisando os demais esforços, presentes na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, percebe-se que em todas as peças ocorreu um aumento dos momentos fletores e especialmente nos pilares houve um aumento dos esforços cortantes. Também foi possível perceber que apesar de alguns pilares não possuírem variação nos seus esforços axiais, houve inversão dos esforços em V3 (20-21).

A variação dos momentos fletores se torna mais crítico para o dimensionamento uma vez que as peças estruturais em questão se comportam pela hipótese de Euler-Bernoulli. Desta forma, apesar da significativa variação dos esforços cortantes, esses não são os mais determinantes para a análise realizada.

Tabela 13 – Comparação dos esforços axiais em kN (ELU) dos elementos estruturais.

ELEMENTO	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	3ª ITERAÇÃO	VARIAÇÃO (%)	
Pilar	1-7	-1074,20	-1134,59	5,62
	2-9	-2553,35	-2791,72	9,34
	3-11	-7061,45	-6762,70	-4,23
	4-13	-7061,45	-6762,70	-4,23
	5-15	-2553,35	-2791,72	9,34
	6-17	-1074,20	-1134,59	5,62
	11-18	-4219,80	-4219,80	0,00
	13-19	-4219,80	-4219,80	0,00
	18-20	-3898,50	-3898,50	0,00
	19-21	-3898,50	-3898,50	0,00
V1	7-9	-25,46	-100,67	295,41
	9-11	-22,58	-184,99	719,15
	11-13	-23,39	-209,44	795,60
	13-15	-22,58	-184,99	719,15
	15-17	-25,46	-100,67	295,41
V3	18-19	-15,00	-117,61	684,26
	20-21	-14,52	1,94	-113,36

Fonte: Da autora (2019).

Tabela 14 – Comparação dos esforços cortante em kN (ELU) dos elementos estruturais.

ELEMENTO	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	3ª ITERAÇÃO	VARIAÇÃO (%)	
Pilar	1-7	25,46	100,67	295,41
	2-9	2,88	84,32	2830,91
	3-11	30,32	140,12	362,10
	4-13	30,32	140,12	362,10
	5-15	2,88	84,32	2830,91
	6-17	25,46	100,67	295,41
	11-18	29,52	115,67	291,83
	13-19	29,52	115,67	291,83
	18-20	20,73	37,11	79,01
	19-21	20,73	37,11	79,01
V1	7-9	799,60	739,22	-7,55
	9-11	625,85	1010,51	61,46
	11-13	802,35	802,35	0,00
	13-15	625,85	1010,51	61,46
	15-17	799,60	739,22	-7,55
V3	18-19	67,50	67,50	0,00
	20-21	67,50	67,50	0,00

Fonte: Da autora (2019).

Tabela 15 – Comparação dos momentos fletores em kN.m (ELU) dos elementos estruturais.

ELEMENTO	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	3ª ITERAÇÃO	VARIAÇÃO (%)	
Pilar	1-7	140,30	555,44	295,91
	2-9	15,67	465,09	2868,27
	3-11	166,97	772,42	362,62
	4-13	166,97	772,42	362,62
	5-15	15,67	465,09	2868,27
	6-17	140,30	555,44	295,91
	11-18	164,96	707,19	328,71
	13-19	164,96	707,19	328,71
	18-20	104,97	217,78	107,47
	19-21	104,97	217,78	107,47
V1	7-9	1582,52	1783,72	12,71
	9-11	1513,35	2118,26	39,97
	11-13	2064,92	2894,41	40,17
	13-15	1513,35	2118,26	39,97
	15-17	1582,52	1783,72	12,71
V3	18-19	114,61	169,95	48,28
	20-21	88,60	107,16	20,95

Fonte: Da autora (2019).

5 CONCLUSÃO

A metodologia desenvolvida nesse trabalho contribuiu para ressaltar a importância da avaliação da interação do solo no comportamento da estrutura. Especificamente na estrutura estudada, demonstrou-se que houve uma significativa variação nos esforços internos. Dessa forma, no dimensionamento estrutural dessas peças considerando a estrutura apoiada em um meio indeformável, são determinadas taxas de armadura e critérios que podem não ser atendidos na prática.

O solo está sujeito a deformações devido aos carregamentos aplicados e considerá-lo como um meio indeformável não se aproxima de seu real comportamento, portanto os esforços gerados na estrutura se diferem do que suposto. Considerando a rigidez da estrutura de concreto, entende-se que ela tenderá a ajustar seus esforços internos para corrigir o recalque diferencial das sapatas. As sapatas com menor recalque tendem a absorver parte da carga vertical das demais sapatas, aumentando sua própria carga e ocasionando em maior recalque.

Além disso, considerando que as peças estruturais tendem a manter suas conexões sem modificar os ângulos entre elas, o recalque diferencial possui grande influência nos esforços internos. Os pilares centrais tendem a aumentar a compressão da viga de travamento central, que por sua vez, geram maiores esforços cortantes e momento fletor nos pilares.

Ao considerar os efeitos do solo, o dimensionamento estrutural contorna riscos eminentes do modelo estrutural, trazendo maior conforto e segurança ao usuário. Conclui-se, portanto, que a avaliação da interação solo-estrutura foi fundamental para a determinar a variação dos esforços internos desta estrutura.

Sugere-se para trabalhos futuros que seja considerada a inclusão de efeitos não lineares e também a consideração da alternância das cargas variáveis para casos que sejam necessários. Também se sugere a realização de comparação de dimensionamentos das peças estruturais, analisando as mudanças ocorridas.

6 REFERÊNCIAS

- ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- BJERRUM, L. **Interaction between structure and soil**. Proceedings European CSMFE, Wiesbaden, Vol. 2, pp. 135-137, 1963.
- BOUSSINESQ, J. **Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvements des solides élastiques**. Gauthier-Villard, Paris, 1885.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. São Carlos, EdUFSCar, 2017.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas**: Projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- FERNANDES, M. M. **Mecânica dos solos**: Volume 2. Porto, Portugal: Oficina de Textos, 2014.
- FONSECA, A. J. P. V. **Fundações**. Porto, Portugal, set. 2018 – fev. 2019. Notas de aulas.
- FONSECA, A. J. P. V. **Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto**: Critérios para dimensionamento de fundações directas. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 1996.
- GEOLOGISMIKI GEOTECHNICAL SOFTWARE, CPeT-IT (free trial) v. 2.3.1.5, 2018, CPT Interpretation Software.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. Tese (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

LUNNE, T.; POWELL, J.J.M.; ROBERTSON, P.K.. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. Londres: CRC Press, 1997.

MARTHA, L.F. **Ftool Basic**[®] – Two Dimensional Frame Analysis Tool. Versão 4.00.04 Basic. Rio de Janeiro, 2018.

MELO, J. M. **Estudo da interação solo-estrutura em estruturas com fundações profundas**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.

MENDES, E. J. **Análise de edifícios considerando a interação solo estrutura**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Florianópolis, 2016.

MOREIRA, M. M. P. **Capacidade de Carga em Fundações Superficiais**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã, 2011.

NP EN 1997-1:2010. **Eurocódigo 7** – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais. Instituto Português da Qualidade.

REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

RIBEIRO, R. C. H. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. 2009. 161 p. Tese (Doutorado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.J., GILLESPIE D; GRIEG, J. **Use of piezometer cone data**. Proc. In-Situ' 86, ASCE Specialty Conference on the Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, VA, ASCE Specialty Geotechnical Publication 6, 1263-1298. 1986.

SCHMERTMANN, J. H., HARTMAN, J. P.; BROWN, P. R. **Improved Strain Influence Factor Diagrams**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 104 (GT8), 1131-1135. 1978.

SOUZA, R. A.; REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas**. Acta Scientiarum. Technology, [s.l.], v. 30, n. 2, p.161-171, 20 out. 2008. Universidade Estadual de Maringá. <http://dx.doi.org/10.4025/actascitechnol.v30i2.5467>.

WINKLER, Emil. **Die lehre von der Elastizistat und Festigkeit**. Domicius, Praga, 1867.