CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Sávio Luiz dos Santos Praxedes

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÃO TIPO ESTACA

Palmas – TO

2018

Sávio Luiz dos Santos Praxedes

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÃO TIPO ESTACA

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II do curso de bacharelado em Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA)

Orientador: Prof. MSc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Palmas – TO

2018

Sávio Luiz dos Santos Praxedes

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÃO TIPO ESTACA

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II do curso de bacharelado em Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. MSc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Aprovado em: 06 / 11 / 2018

BANCA EXAMINADORA

Prof. MSc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior
Orientador
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. MSc. Edivaldo Alves dos Santos
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. MSc. Daniel Iglesias de Carvalho
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2018

Agradecimentos

Agradeço a meus pais, Marlene Gonçalves Praxedes Santos e Luiz Gonzaga Conceição dos Santos pela confiança depositada em mim, durante toda a graduação.

Ao meu irmão Igor Adriano dos Santos Praxedes, que esteve presente durante boa parte da graduação me dando apoio.

Ao meu irmão Allisson Leonardo dos Santos Praxedes, que mesmo não tendo um contato próximo, posso contar para qualquer necessidade.

A minha namorada Andressa de Oliveira Santos, pelo apoio e compreensão de minha ausência durante a elaboração do presente trabalho.

E ao meu professor Msc. Roldão Pimentel Araújo Junior, por aceitar a tarefa de me orientar neste projeto.

RESUMO

PRAXEDES, Sávio Luiz dos Santos. **Análise da interação solo-estrutura em edifício de concreto armado sobre fundação tipo estaca.** 2018. 90 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2018.

Ao considerar apoios indeslocáveis o engenheiro calculista utiliza de uma simplificação para o dimensionamento da estrutura de uma edificação. Entretanto o solo não possui tal comportamento. Por este motivo, este trabalho buscou entender qual a importância da análise da interação solo-estrutura - ISE, no processo de dimensionamento de um edifício de múltiplos pavimentos. Para que seja possível esta verificação, foram comparados os resultados de dois modelos dimensionados através o software CAD/TQS versão 20 Unipro. O modelo A, um edifício de 12 pavimentos tipo, que desconsidera as propriedades do solo, analisando a estrutura sobre apoios indeslocáveis. E o modelo B, a mesma edificação, mas considerando vínculos elásticos nos apoios (ISE). Foi evidenciado que a interação solo-estrutura interfere diretamente nos parâmetros de estabilidade global γ_z e deslocamento horizontal δ_H, pois a estrutura apresenta maiores resultantes, o que a torna mais instável. Foi observado também uma migração de momento fletor e esforço cortante dos pilares para as vigas, ocorrendo de forma acentuada nos primeiros pavimentos. Também resultou em redução do carregamento normal nos pilares centrais e aumento nos pilares periféricos. Além de ocorrer redução de armadura nos pilares e aumento nas vigas, principalmente nos primeiros pavimentos. Os resultados evidenciam a importância da interação solo-estrutura no processo de dimensionamento da estrutura, pois ocorreram variações significativas dos esforços solicitantes, parâmetros de estabilidade, deslocamento horizontal e armadura, o que pode comprometer sua utilização e durabilidade da edificação.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura, ISE, análise estrutural, fundações profundas.

ABSTRACT

PRAXEDES, Sávio Luiz dos Santos. **Analysis of the soil-structure interaction in construction of a concrete armament on the stake type foundation.** 2018. 90 f. Course Completion Work (Undergraduate) - Civil Engineering Course, Lutheran University Center of Palmas, Palmas / TO, 2018.

To use supports indeslocable of the engineer in use simplification for dimensioning structure of an edification. So the soil does not have such behavior. For this reason, this work sought to understand the analysis of soil-structure interaction - ISE, in the process of designing a multi-floor building. In order to verify this, the results of the two models were compared using CAD / TQS version 20 Unipro software. Model A, a 12-storey type building, which disregards soil properties, analyzing a structure on indescribable supports. And the model B, the same building, but considering the elastics in the supports (ISE). Interpretation of Interference Interferences in the Global Stability Indices γγ and horizontal displacement δH, because the structure is larger, which becomes more unstable. The state has a migration state and field of the state of the USA. It can also result in normal loading on the central and growing pillars on the peripheral pillars. In addition, reduction of reinforcement in the pillars and increase in the beams, especially in the first floors. The indicators show the importance of soil-structure interaction in the structure design process, occur in variables associated with its efforts, stability parameters, horizontal displacement and reinforcement, which may compromise its use and durability of the building.

Keywords: Soil-structure interaction, ISE, structural analysis, deep foundations.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1. Elementos Isolados de fundação 19
Figura 2. Sistema de referência indeslocável.....20
Figura 3. Casos de interação solo-estrutura.....21
Figura 4. Analogia de viga-parede. 23
Figura 5. Efeito do processo construtivo. 23
Figura 6. Sequencial construtivo, comportamento elástico linear.....24
Figura 7. Modelos de Winkler.....27
Figura 8. Representação de molas em fundação tipo estaca.....28
Figura 9. Diagrama de ruptura estaca/solo. 29
Figura 10. Representação de contraventamento por pórticos.....33
Figura 11. Representação de contraventamento por pilares-parede. 34
Figura 12. Representação de áreas de influência.....39
Figura 13. Mapa de velocidade básica do vento – NBR 6123:1988.....42
Figura 14. Inclusão de dados de atuação do vento.....44
Figura 15. Inclusão de dados do solo no CAD/TQS.....47
Figura 16. Representação gráfica de deslocamento horizontal no CAD/TQS.....47
Figura 17. Relatório de consumo de materiais do CAD/TQS. 48
Figura 18. Fluxograma de elaboração de trabalho.....51
Figura 19. Planta baixa. 53
Figura 20. Representação em 3D do modelo estrutural.....54
Figura 21. Laudo de sondagem.....55
Figura 22. Representação de faixa de variações em planta 68
Figura 23. Diagrama de momento fletor de pórtico plano, modelo A e B, viga V3 e pilares P9, P10, P11 e P12. 74

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Coeficientes K1 e α. 30
Quadro 2. Coeficientes F1 e F2. 30
Quadro 3. Formulas de pré-dimensionamento de h das vigas. 37
Quadro 4. Coeficiente de correção. 38
Quadro 5. Tensão ideal de Cálculo. 39
Quadro 6. Tensão ideal de Cálculo. 40

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Verificações do ELU máximos e mínimos para o modela A. 57
Tabela 2. Verificações de estabilidade, γ_z e δ_H nas 4 direções para o modela A.....58
Tabela 3. Pré-dimensionamento das Estacas. 58
Tabela 4. Pré-dimensionamento das Estacas. 59
Tabela 5. Verificações do ELU máximos e mínimos para o modela B. 60
Tabela 6. Verificações de estabilidade, γ_z e δ_H nas 4 direções para o modela B.....61
Tabela 7. Comparação de Fz máximo dos modelos A e B. 61
Tabela 8. Comparação estabilidade global dos modelos A e B. 62
Tabela 9. Fz máximo dos modelos A e B, do pilar P1 ao P7.....63
Tabela 10. Fz máximo dos modelos A e B, do pilar P8 ao P14.....64
Tabela 11. Variação de Fz máximo dos modelos A e B. 65
Tabela 12. Variação de momentos fletores dos modelos A e B para o pilar P6. 69
Tabela 13. Momento fletor da viga V3 modelo A, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.....71
Tabela 14. Momento fletor da viga V3 modelo B, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.....71
Tabela 15. Variação de momento fletor da viga V3 entre os modelos A e B, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.....72
Tabela 16. Esforço cortante da viga V3 modelo A, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.....75
Tabela 17. Esforço cortante da viga V3 modelo B, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.....76
Tabela 18. Variação de esforço cortante da viga V3 entre os modelos A e B, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.....76
Tabela 19. Deslocamento horizontal modelo A. 78
Tabela 20. Deslocamento horizontal modelo B. 78
Tabela 21. Comparação de deslocamento horizontal do modelo A e B, na direção 180°. 79
Tabela 22. Consumo de aço do modelo A. 81
Tabela 23. Consumo de aço do modelo B. 81
Tabela 24. Diferença de consumo de aço estre os modelos A e B. 82

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 . Variação de Esfoço Normal em todos os pilares 63
Gráfico 2 . Variação de Esfoço Normal em todos os pilares 66
Gráfico 3 . Variação de Esfoço Normal em pilares de canto 66
Gráfico 4 . Variação de Esfoço Normal em pilares de extremidade 67
Gráfico 5 . Variação de Esfoço Normal em pilares de centro 67
Gráfico 6 . Variação de momento fletor ao longo do pilar P6 dos modelos A e B 70
Gráfico 7 . Variação de Momento fletor entre viga V2 e pilares P5, P6, P7 e P8. 73
Gráfico 8 . Variação de esforço cortante entre viga V2 e pilares P5, P6, P7 e P8. ..77
Gráfico 9 . Comparação de deslocamento horizontal entre modelo A e B. 80
Gráfico 10 . Diferença de consumo de aço entre os modelos A e B. 83
Gráfico 11 . Comparação de consumo de aço dos elementos estruturais entre os modelos A e B. 84
Gráfico 12 . Comparação de consumo de aço dos elementos estruturais entre os modelos A e B. 85

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CEULP	Centro Universitário Luterano de Palmas
CPT	*Cone Penetration Test*
ISE	Interação solo-estrutura
MEF	Método de Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
SISEs	Sistema de Interação Solo-Estrutura
SPT	*Standard Penetration Test*
ULBRA	Universidade Luterana do Brasil

LISTA DE SÍMBOLOS

W	Recalque
Q	Representa o carregamento
K_v	Coeficiente de reação vertical
Q_u	Capacidade de carga
A_p	Área da seção transversal da estaca
ΔL	Seguimento da estaca que está sendo calculado
U	Perímetro da estaca
Q_{adm}	Carga máxima admissível
Pi	Carga plicada no topo da estaca
Δi	Recalque na base da estaca
$CRV_{estaca\ i}$	Coeficiente de reação vertical na estaca i
P	Reação do solo na direção z
Y	Deslocamento horizontal
K	Modulo de reação vertical
ɣZ	Coeficiente de estabilidade global
$\Delta M_{tot,\ d}$	Soma dos produtos das forças verticais atuantes, na combinação considerada, com os respectivos deslocamentos horizontais.
$M1,_{tot,\ d}$	Soma dos momentos provenientes do produto das forças horizontais, da combinação considerada, com os valores de calculo em relação a base da estrutura
δ_H	Limite de deslocamento do edifício
H	Altura do edifício
δ_{Hi}	Limite de deslocamento entre pavimentos
Hi	Desnível entre pavimentos
ly	Menor vão da laje
lx	Maior vão da laje
L	Média dos vãos das lajes armadas em duas direções, e para lajes armadas em uma direção o valor será apenas o valor do menor vão.
h	Espessura da laje
bw	Largura de viga
Ac	Área da seção transversal do pilar
Nd	Carregamento de cálculo do pilar
ɣcorr	Coeficiente de correção, relacionado com os esforços de flexão
σ_{id}	Tensão ideal de cálculo do concreto

f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto;
p	Taxa de armadura
f_{sd}	Resistência de cálculo à deformação do aço
Ai	Área de influência do pavimento tipo
qt	Carregamento do pavimento por área
np	Número de pavimentos tipo
qc	Carregamento do telhado por área
V_k	Velocidade característica do vento
V_0	Velocidade básica do vento
S1	Coeficiente topográfico
S2	Coeficiente de rugosidade
S3	Coeficiente estatístico
Vp	Velocidade de projeto

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 16
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA 16
1.2 OBJETIVOS 16
1.2.1 Objetivo Geral 16
1.2.2 Objetivos Específicos 16
1.3 JUSTIFICATIVA 17
2 REFERENCIAL TEÓRICO 18
2.1 GENERALIDADES ESTRUTURAIS 18
2.1.1 Superestrutura 18
2.1.2 Infraestrutura e o Maciço de Solos 18
2.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA 20
2.2.1 Influência do tempo 21
2.2.2 Influência da rigidez da estrutura 22
2.2.3 Influência do processo construtivo 23
2.3 DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES 24
2.4 PARÂMETROS CAD/TQS 26
2.4.1 Deformabilidade do solo 27
2.4.2 Capacidade de carga do solo/estacas – Método AOKI & VELLOSO (1975) 28
2.4.3 Coeficiente de reação vertical 31
2.4.4 Coeficiente de reação horizontal 32
2.5 ESTABILIDADE GLOBAL 32
2.5.1 Sistema de contraventamento 33
2.5.2 Coeficiente γz 34
2.5.3 Deslocamento horizontal δH 35
2.6 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA E INFRAESTRUTURA 35
2.6.1 Pré-dimensionamento de lajes 36
2.6.2 Pré-dimensionamento de vigas 37
2.6.3 Pré-dimensionamento de pilares 37
2.6.4 Pré-dimensionamento de estacas tipo hélice contínua. 40
2.7 AÇÃO DO VENTO 40
2.7.1 Velocidade básica 41
2.7.2 Velocidade característica e de projeto 42

2.7.3 Coeficiente Topográfico (S1)....43
2.7.4 Coeficiente de Rugosidade (S2)....43
2.7.5 Coeficiente Estatístico (S3)....43
2.7.6 Coeficientes Aerodinâmicos....43
2.8 ESCOLHA DE FUNDAÇÃO....44
2.8.1 Influência da topografia local....45
2.8.2 Influência das características do maciço de solos....45
2.8.3 Influência dos dados da estrutura....45
2.8.4 Influência das construções vizinhas....46
2.8.5 Influência dos aspectos econômicos....46
2.9 SOFTWARE CAD/TQS....46
2.10 TRABALHOS ANTERIORES RELACIONADOS AO TEMA....48
2.10.1 LIMA (2010)....48
2.10.2 RUAS (2015)....49
2.10.3 MENDES (2015)....49
3 METODOLOGIA....51
3.1 CARREGAMENTO....52
3.2 AÇÃO DO VENTO....52
3.3 MODELO ESTRUTURAL, PRÉ-DIMENSIONAMETO E MATERIAIS....53
3.4 DADOS GEOTÉCNICOS....54
3.5 FUNDAÇÃO TIPO ESTACA....55
3.6 SOFTWARE CAD/TQS....56
4 RESULTADOS E DISCURSSÃO DOS RESULTADOS....57
4.1 RESULTADOS DO MODELO A....57
4.2 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES....58
4.3 RESULTADOS DO MODELO B....60
4.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA PLANTA DE CARGA E DOS PARÂMETROS DE ESTABILIDADE....61
4.5 VERIFICAÇÃO DA REDISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS NORMAIS NOS PILARES AO LONGO DOS PAVIMENTOS....63
4.6 VERIFICAÇÃO DA REDISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NOS PILARES AO LONGO DOS PAVIMENTOS....68
4.7 VERIFICAÇÃO DA REDISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NAS VIGAS AO LONGO DOS PAVIMENTOS....71

4.8 VERIFICAÇÃO DA REDISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS CORTANTES NAS VIGAS AO LONGO DOS PAVIMENTOS 74
4.9 DESLOCAMENTO HORIZONTAL DA ESTRUTURA AO LONGO DOS PAVIMENTOS 78
4.10 VARIAÇÃO DE CONSUMO DE AÇO 81
5 CONCLUSÃO 86
REFERÊNCIAS 88

1 INTRODUÇÃO

Ao considerar apoios indeslocáveis, o engenheiro calculista utiliza de uma simplificação para que seja possível um fácil dimensionamento da estrutura estudada. Entretanto, o solo não possui tal comportamento, SOUZA e REIS (2008).

Realizando o dimensionamento avaliando a interação solo-estrutura (ISE), temos uma análise mais próxima ao real. Mas no processo de cálculo, o profissional se depara com equações complexas, as quais demandariam muito tempo para a conclusão da análise, (RUAS, 2015).

De acordo com MENDES (2015), O desenvolvimento tecnológico permitiu que os projetos de engenharia, fossem elaborados e analisados de forma mais ágil e próxima da realidade.

Dentro desta perspectiva, o software CAD/TQS nos permite realizar tal dimensionamento sem grandes dificuldades. Mas para realizar o lançamento da estrutura no programa, é necessário além do conhecimento, entender os parâmetros de entrada no sistema.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Qual a importância em considerar a interação solo-estrutura na análise estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Analisar a redistribuição dos esforços internos ao longo dos pavimentos de um edifício em concreto armado de 12 andares, submetido a dois tipos de apoios, o primeiro sobre apoios indeslocáveis e o segundo sobre apoio elástico (interação solo-estrutura).

1.2.2 Objetivos Específicos

- Obter os esforços solicitantes (momentos fletores, esforços normais e cortantes) da estrutura, considerando apoios indeslocáveis.
- Obter os esforços solicitantes (momentos fletores, esforços normais e cortantes) da estrutura, considerando a interação solo-estrutura.
- Comparar os resultados dos esforços solicitantes obtidos, considerando os dois tipos de apoios.

- Avaliar os deslocamentos da estrutura para os dois tipos de apoios estudados.
- Comparar o consumo aço entre os dois modelos.

1.3 JUSTIFICATIVA

A verticalização das edificações nos centros urbanos é recorrente principalmente pela limitação do espaço para construção. Desta forma há uma necessidade de estruturas cada vez mais esbeltas.

Arranjos estruturais esbeltos são sujeitos a sofrerem maiores deformações e maiores ações de segunda ordem. As simplificações consideradas no cálculo convencional, podem não atender ás necessidades da estrutura para permanecer estável.

Geralmente, projetos de grandes edifícios são dimensionados de forma separada, possuindo um engenheiro calculista para a superestrutura e outro para a infraestrutura. Mesmo com ferramentas computacionais avançadas, as quais possibilitaram um rápido dimensionamento. A falta de contato entre os dois projetistas e a maior complexidade nos cálculos, levam a uma análise que não consideram a ISE. O ideal é que sejam adotados apoios flexíveis no processo de cálculo, desta forma, teremos uma análise mais realista, possibilitando tomadas de decisão a fim de combater esforços que não seriam previstos no cálculo convencional, conforme IWAMOTO (2000).

Por esse motivo, justifica-se a importância deste estudo. Pois a partir dele será avaliada a importância em considerar a interação solo-estrutura para o dimensionamento da edificação.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 GENERALIDADES ESTRUTURAIS

Antes de partimos para a apresentação da ISE, é importante observar de uma forma geral de onde são provenientes os carregamentos que atuam na estrutura, e como eles são dissipados no solo.

Segundo MOTA (2009), as edificações possuem um sistema estrutural composto basicamente por três elementos, são eles a superestrutura, a infraestrutura e o maciço dos solos. A superestrutura composta por pilares, vigas e lajes, é responsável por suportar os carregamentos e as ações do vento, e transmiti-las para a fundação (infraestrutura), que por sua vez é responsável por transmiti-las ao solo. O mesmo autor define que a comunicação entre estes elementos, gera a chamada interação solo-estrutura. Sendo ela responsável por controlar a atuação de todo o sistema estrutural.

2.1.1 Superestrutura

Os elementos estruturais contidos na superestrutura são basicamente três. São eles: as lajes, os pilares e as vigas. As lajes são elementos planos responsáveis por suportar diretamente cargas verticais e transmiti-las para as vigas. As vigas por sua vez, tem a principal finalidade de servir de suporte para lajes, as paredes, outras vigas e até pilares e transmitir este carregamento para os pilares. Os pilares são elementos lineares de eixo reto, normalmente disposto na vertical onde as forças axiais são preponderantes, eles são responsáveis por receber os carregamentos das vigas e transmiti-las para os elementos de fundação (CUNHA, 2014).

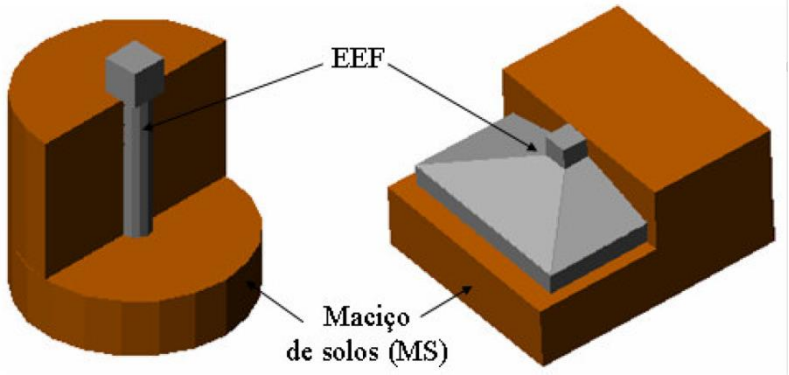
Segundo o mesmo autor, a combinação das vigas com os pilares, formam pórticos rígidos. Os pórticos são elementos importantes nas estruturas, pois garantem segurança contra a ação do vento, os chamados sistemas de contraventamento, assegurando a estabilidade global da estrutura.

2.1.2 Infraestrutura e o Maciço de Solos

De acordo com COLARES (2006), os Elementos Estruturais de Fundação-EEF ou infraestrutura são responsáveis por transmitir os esforços da estrutura para o Maciço de solos-MS (figura 1). Os quais devem atender aos critérios de segurança e economia. Para a transmissão destes esforços, são importantes a análise de dois requisitos principais, são eles: a segurança a ruptura dos solos e recalques

proporcionais à estrutura. O primeiro item refere-se à capacidade do solo em que a estrutura será apoiada, de suportar aos esforços sem entrar em colapso. Já o segundo estabelece que mesmo que o solo apresente resistência à ruptura, ele também deverá apresentar capacidade de permitir recalques compatíveis com a estrutura.

Figura 1. Elementos Isolados de fundação



Fonte: COLARES (2006).

COLARES (2006) ainda complementa que mesmo apresentando segurança a ruptura, não é possível afirmar que o solo terá um bom desempenho. Visto que é necessário analisar se os recalques, diferenciais e absolutos, atendem aos critérios de desempenho, funcionalidade e segurança.

Para elaborar um projeto de fundações serão necessários: os dados da topografia local, laudo de sondagem, artigos a respeito de experiências anteriores, conhecer o comportamento de construções vizinhas, além do tipo de fundação utilizados nelas, e por fim os dados do empreendimento que será construído, sua utilização, processo construtivo, cargas sobre as fundações dentre outros VELLOSO E LOPES (2011).

O mesmo autor esclarece que o conhecimento dos dados listados no paragrafo anterior, fornecem subsídios para que engenheiro de fundações busque o melhor tipo de fundação atinente ao solo e a superestrutura do projeto. Observando os requisitos de segurança, no que se refere às deformações aceitáveis, segurança ao colapso da superestrutura e infraestrutura, e a segurança ao colapso das camadas de solo.

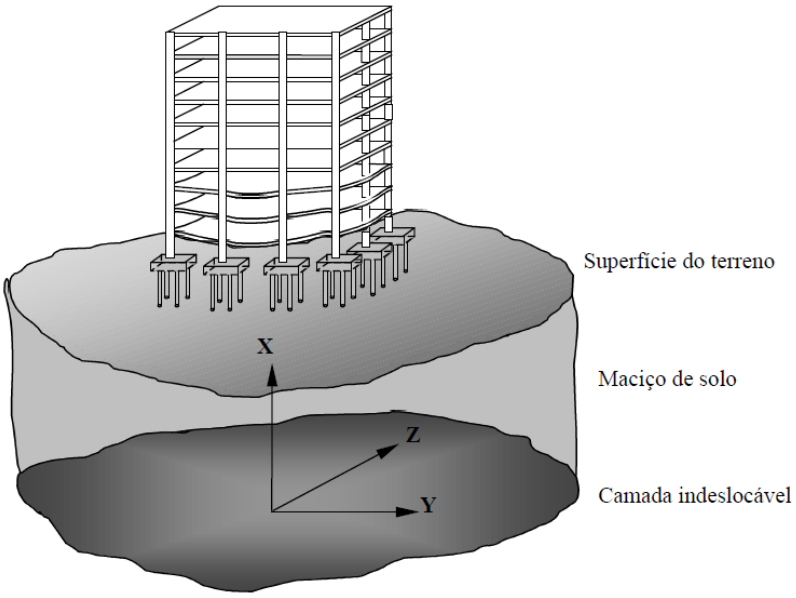
2.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Ao considerar apoios flexíveis, há a possibilidade em analisar os efeitos de redistribuição dos esforços que a estrutura será submetida. Ou seja, desta forma será possível comparar a variação dos valores dos esforços quando a estrutura apresenta apoios indeslocáveis, para quando há a consideração de apoios elásticos, conforme RUAS (2015).

AOKI, CINTRA (1996), esclarecem que para realizar tão analise é necessário possuir a capacidade de integrar diferentes tipos de materiais que compõem o sistema, ou seja, estrutura e solo.

IWAMOTO (2000) explica que o sistema de referência escolhido é divergente ente o engenheiro de estrutura e o engenheiro geotécnico. Isto porque no estrutural, o ponto de origem esta presente na base, analisando com sentido para cima, já no geotécnico considera o mesmo ponto, analisando com o sentido para baixo. Considerar este referencial não faz muito sentido uma vez que este ponto é deslocável, o que compromete a analise. A forma mais coerente é atribuir o sistema de referência no maciço dos solos a uma profundidade abaixo da camada considerada como indeslocável (figura 2).

Figura 2. Sistema de referência indeslocável.



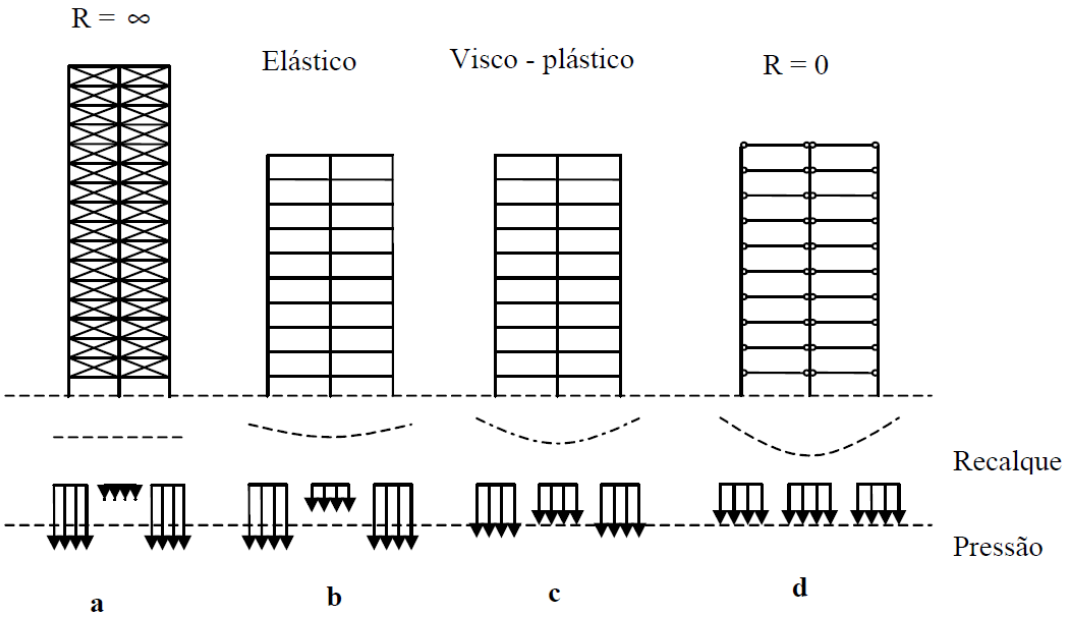
Fonte: IWAMOTO (2000).

O mesmo autor cita 3 principais fatores que influenciam nos efeitos da interação solo estrutura, são eles: influência do tempo, influência da rigidez da estrutura e a influência do processo construtivo.

2.2.1 Influência do tempo

Quanto à influência nos recalques com o passar do tempo, CHAMECKI (1969) nos apresenta quatro casos possíveis, que estão representados na figura 3.

Figura 3. Casos de interação solo-estrutura.



Fonte: CHAMECKI (1969).

O caso **a**, no qual é apresentado estruturas infinitamente rígidas, como podemos observar na figura 3, o recalque apresenta aspecto uniforme. Isso se deve ao fato de o solo tender a deformar mais no centro que na periferia. E como a estrutura tem aspecto infinitamente rígido, haverá uma redistribuição dos esforços, que resultará em um maior carregamento nos pilares externos, resultando em um recalque uniforme.

O caso **d** é o oposto ao caso **a**, a estrutura não possui rigidez a recalques diferenciais. Desta forma, a estrutura se adaptará às deformações do solo. Com isto, a distribuição dos carregamentos não se alterará conforme a progresso do recalque.

No caso **b**, é apresentado pelo autor uma estrutura perfeitamente elástica. Este tipo de estrutura possui rigidez que não depende da velocidade em que a

progressão de recalques acontece. Desta forma os recalques diferenciais, serão menores que o do caso **d**. Além disso, a redistribuição dos carregamentos será muito menor durante o processo de recalque. Um exemplo que de estrutura que se possui tal comportamento, são estruturas de aço.

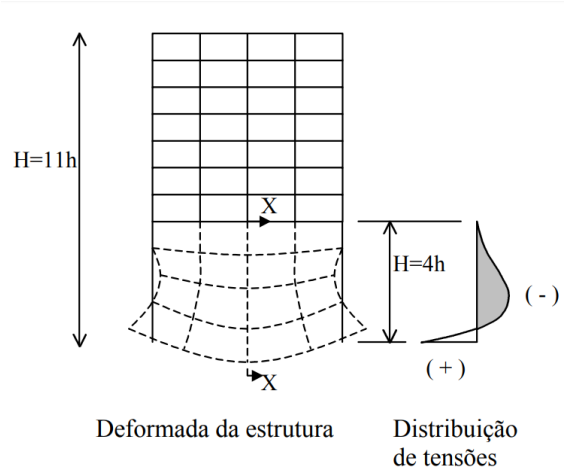
O caso **c**, são como as estruturas de concreto armado se comportam, a rigidez da estrutura depende da velocidade de progressão dos recalques diferenciais. Caso os recalques aconteçam em um curto espaço de tempo, a estrutura apresentará o mesmo comportamento do caso **b**. E caso o recalque aconteça de forma lenta, o comportamento se assemelhará ao caso **d**. Este fenômeno acontece graças à propriedade de fluência que o concreto possui, permitindo que haja uma redistribuição dos esforços para as peças com menores solicitações, aliviando consideravelmente as tensões locais.

2.2.2 Influência da rigidez da estrutura

O autor GUSMÃO (1994) explana que a quantidade de pavimentos de uma edificação é um dos fatores que influência diretamente na rigidez da estrutura, sendo diretamente proporcional a quantidade de pavimentos. Ou seja, quanto maior o número de pavimentos, maiores serão as redistribuições dos esforços nos elementos periféricos, evidenciando a importância de realizar a analise da ISE.

Para o pesquisador GOSCHY (1978), utilizando a analogia de vigas-paredes é conhecido que estes elementos influenciam na em sua rigidez, sendo que sua principal contribuição será nos primeiros pavimentos, esta contribuição não será contemplada de forma linear ao longo da altura, conforme podemos observar na figura 4.

Figura 4. Analogia de viga-parede.

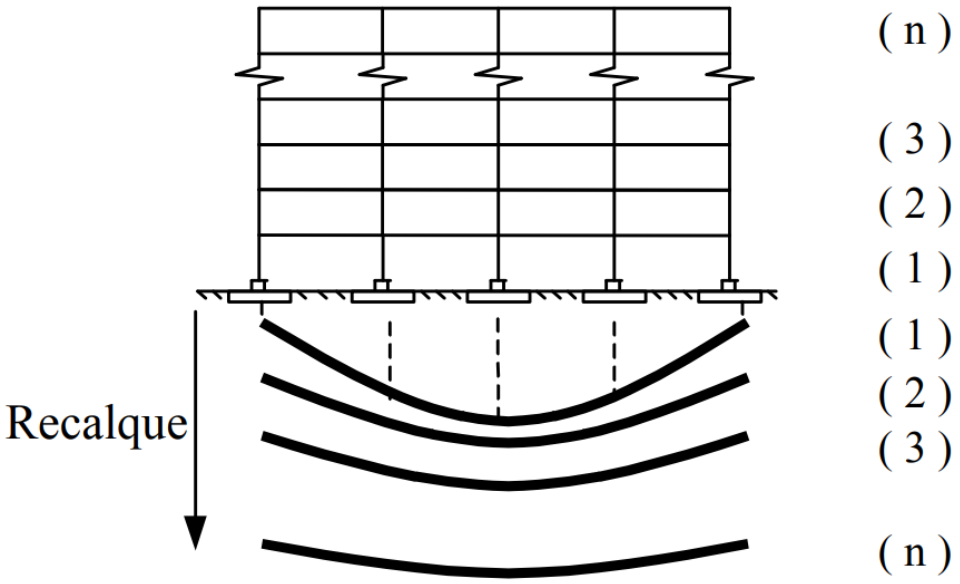


Fonte: GOSHY (1978).

2.2.3 Influência do processo construtivo

De acordo com GUSMÃO E GUSMÃO FILHO (1994), com avanço da construção, ou seja, com o aumento do número de pavimentos, há uma tendência de ocorrer uma uniformização dos recalques (figura 5), em decorrência do aumento de rigidez da estrutura, assim como exposto no caso **a** da figura 3.

Figura 5. Efeito do processo construtivo.



Fonte: GUSMÃO & GUSMÃO FILHO, 1994)

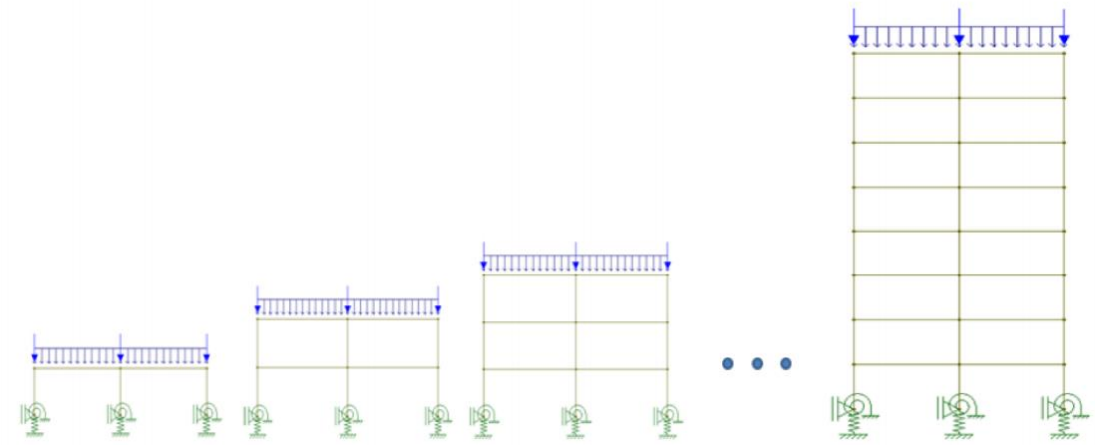
Para demonstrar o comportamento da estrutura durante o processo construtivo, HORLANDA JR. (1998) utilizou de uma metodologia sequencial direta

para analisar a estrutura à medida que são acrescidos novos pavimentos a edificação. No modelo utilizado, o autor atribuiu o carregamento distribuído no topo do último pavimento, isto a cada lance analisado. Conforme figura 6.

A partir deste modelo, o autor pode observar que os esforços são de natureza elástica linear. Com isso, foi possível visualizar que os recalques totais e os deslocamentos verticais referentes a todos os nós, os quais são obtidos através da superposição. Desta forma, concluiu-se conforme o aumento na quantidade de número de pavimentos, menor será o deslocamento diferencial entre os nós de um mesmo pavimento, sendo que o deslocamento máximo encontra-se na altura média da edificação.

Entretanto, vale lembrar que nas estruturas reais o comportamento do solo não é de forma elástica linear, para o processo construtivo é considerado apenas uma simplificação para a simulação. Sendo necessário avaliar também o comportamento das fundações diretas e indiretas, considerando um sistema não linear do solo.

Figura 6. Sequencial construtivo, comportamento elástico linear.



Fonte: (HORLANDA JR., 1998)

2.3 DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES

Há várias metodologias consagradas para a análise da interação solo-estrutura. Para ALEMIDA (2010) existem três tipos mais comuns de simular o comportamento do maciço dos solos.

Na primeira hipótese levamos em consideração o solo como um meio homogêneo, isótropo e contínuo. Assim podemos aplicar em cada camada do solo,

as condições de equivalência estática e cinemática como a lei de Hooke. Admitindo forças aplicadas nas direções ortogonais, e considerando as condições expostas anteriormente, encontra-se a equação diferencial parcial, impondo sobre a equação as condições de contorno pertinentes, chegaram à resolução da equação. Foi desta forma que Mindlin resolveu a equação em 1936.

Esta hipótese é muito utilizada para o cálculo de recalque, análise do solo e tensões em pontos no maciço dos solos. As expressões podem ser empregadas tanto de forma isolada, sendo de conhecimento o valor da tensão que a sapata aplica sobre o solo, ou a força que atua ao longo do fuste da estaca e que atua em sua ponta. Aplicando as relações de Mindlin para calcular os recalques e tensões em qualquer ponto do maciço.

Associando as expressões com as reações que a estrutura exercerá no solo, através dos elementos estruturais de fundação, se obtém os esforços da infraestrutura, superestrutura, as tensões e os recalques do solo.

Na segunda hipótese, são empregados métodos discretos de aproximação, como por exemplo o Método de Elementos Finitos (MEF). Este método é o mais empregado nos Softwares comerciais disponíveis. Seu grande emprego se dá pela facilidade de entendimento de sua formulação, e de fácil implemento computacional. Nesta hipótese o solo é tratado como um meio tridimensional, exige uma grande quantidade de manipulação de dados e um elevado custo de processamento. O que geralmente inviabiliza a análise em caráter prático, pois para considerar o efeito de segunda ordem devem analisar dezenas de combinações de cargas.

Nesta mesma hipótese, outra metodologia de destaque é o Método dos Elementos de Contorno. Neste há uma associação mais aproximada à equação diferencial, empregando como aproximações dos deslocamentos e tensões as expressões analíticas de Mindlin. O que nos remete a valores mais precisos. Este método não possui grande aplicabilidade em softwares comercias, por possuir características muito complexa de formulação.

A terceira hipótese atribui ao solo características elásticas, empregando molas translacionais nas três direções do plano cartesiano. Desta forma é estabelecida uma relação de proporcionalidade entre carga e deslocamento, o que pode ser chamado de coeficiente de rigidez. Ao invés de relacionar a força com o deslocamento, para fundações o deslocamento é relacionado com a pressão que da

fundação sobre o solo, assim nós temos o coeficiente de reação, análogo cientificamente com o coeficiente de mola.

Este é denominado modelo de Winkler. Possui a vantagem ser de fácil emprego em sistema computacional e por possuir um fácil entendimento físico. A problemática para utilizar o modelo é associar a complexidade do maciço dos solos, com as variações da camada do solo, com a variação de resistência do solo, com a variação do nível de água, dentre outra variáveis. Levar todas estas variáveis são uma problemática, de modo a transforma-las em um único valor.

Vários trabalhos são desenvolvidos por pesquisadores do Brasil e do mundo, buscando a melhor metodologia para encontrar este coeficiente. Foram desenvolvidas pesquisas com procedimentos semi-empiricos, ensaios de campo e associação destes coeficientes com a própria equação de Mindlin.

Para ALMEIDA (2010) a melhor metodologia, dentre as apresentadas é o modelo de Winkler. Por ser um modelo prático e adequado. O modelo nos remete resultados satisfatórios de tensões, recalques e esforços.

No software que será utilizado no desenvolvimento deste trabalho, o CAD/TQS, há um modulo com recurso para analise da integração solo-estrutura, denominado SISEs. Este módulo realiza a análise a partir da escolha do tipo de fundação, valor do SPT e tipo de solo existente. O programa permite a escolha de diversos métodos de analise, destinados à determinação dos coeficientes de mola. Para a determinação dos coeficientes de fundação tipo estaca o software utiliza da metodologia desenvolvida por IWAMOTO (2000), no qual o pesquisador foi co-orientado por AOKI, em conjunto com procedimentos clássicos de cálculo de capacidade de carga.

A vantagem do CAD/TQS é que ele realiza os cálculos de forma automática. Sendo necessária a inserção dos dados de sondagem nos campos destinados no programa.

2.4 PARÂMETROS CAD/TQS

Abaixo apresentamos os parâmetros e metodologias utilizadas no CAD/TQS e as quais serão as mesmas utilizadas neste trabalho.

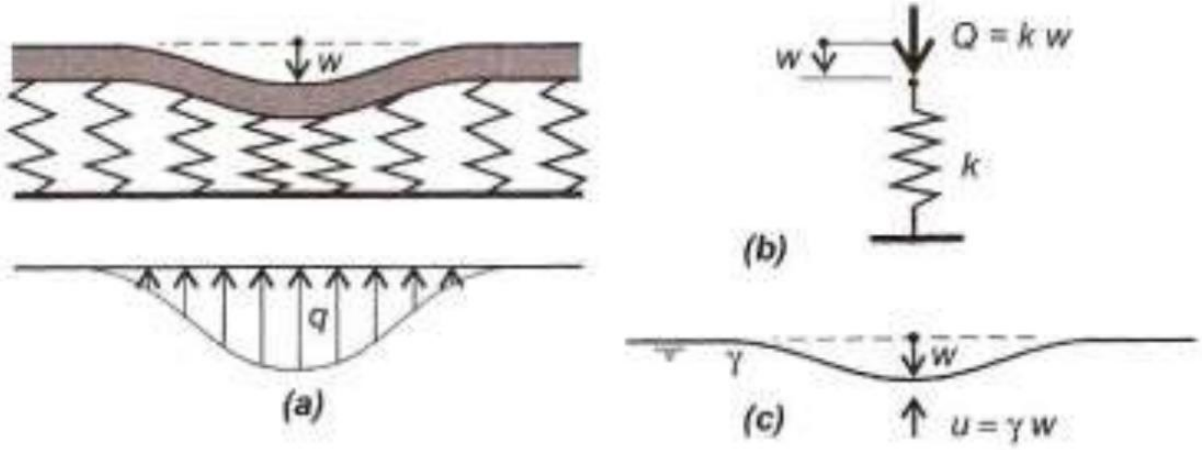
2.4.1 Deformabilidade do solo

O comportamento do solo depende de dois fatores externos, são eles as propriedades do solo e o carregamento que eles estará submetido.

Para SOUSA (2008) o método mais preciso de para simular a deformabilidade do solo é através da analise interativa tridimensional, no qual o maciço dos solo é considera até onde as tensões são desprezíveis. Este tipo de analise é muito sofisticado e exige um conhecimento profundo das características do solo e de métodos numéricos, apresentados na segunda hipótese, como por exemplo, o MEF.

O mesmo autor explica que uma maneira mais simplificada de analisar esta deformabilidade é através da consideração de molas implementadas com o auxílio do coeficiente elástico do solo. Esta análise pode ser determinada embasado na hipótese de Winkler. Representado graficamente na figura 7.

Figura 7. Modelos de Winkler.



Fonte: VELOSO E LOPES (2011)

Para os autores VELOSO E LOPES (2011), o modelo de Winkler é de grande importância, para a verificação do funcionamento da teoria de proporcionalidade entre pressões e recalques. Como podemos observar na equação 1.

$$q = kv\,.w \tag{1}$$

Onde:

q representa o carregamento

kv representa o coeficiente de reação vertical

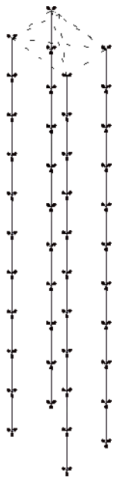
w representa o deslocamento vertical

Ainda de acordo com os autores, o coeficiente de reação vertical ou kv, também é denominada em outros trabalhos como módulo de reação, coeficiente de mola e até coeficiente de recalque. Este coeficiente pode ser obtido através de tabela de valores típicos, ensaio de placa ou pelo deslocamento real da estrutura.

A vantagem deste modelo é sua simplicidade do método, o que o torna mais acessível na aplicação de projetos. Transformando os apoios indeslocáveis, considerados pelo dimensionamento convencional, por molas translacionais.

No modulo SISEs do CAD/TQS, é empregado o modelo de Winkler, o qual emprega as molas translacionais nos Elementos Estruturais de Fundação. Assim como podemos observar na figura 8.

Figura 8. Representação de molas em fundação tipo estaca.



Fonte: Manual TQS (2007).

2.4.2 Capacidade de carga do solo/estacas – Método AOKI & VELLOSO (1975)

A capacidade de carga dos solos pode ser determinada através de métodos semi-empiricos, necessitando dos ensaios de SPT ou CPT (*cone penetration test*). Ou pode ser determinado por métodos racionais, através de esquemas clássicos, que necessitam de parâmetros como coesão e ângulo de atrito, LOBO (2005).

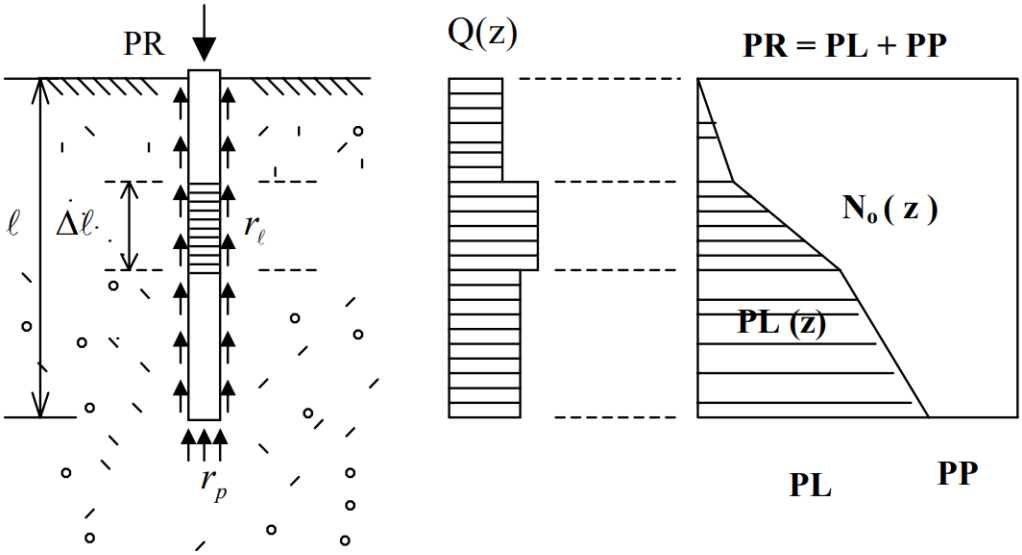
Conforme a NBR 6122/2010, responsável por reger os projetos e execuções de fundações, determina que a capacidade de carga para uma estaca, a qual suportará a carga aplicada e deverá atender aos coeficientes de segurança.

Para estacas individuais ou um grupo de estacas próximas que interagem entre se, a transferência de carga está relacionada com a forma como a estaca esta sendo carregada, por força lateral, axial, torção ou pelas combinações destes

esforços. O modulo SISEs realiza o dimensionamento apenas para estacas com carregamentos verticais de compressão. A transferência de carga ocorre ao longo do fuste e na base da estaca, assim como pode ser observado na figura 9.

O método utilizado no SISEs para cálculo da capacidade de carga em estacas é o proposta por AOKI & VELLOSO (1975).

Figura 9. Diagrama de ruptura estaca/solo.



Fonte: AOKI-VELLOSO (1975).

O método baseia-se nos ensaios de CPT, mas pode ser adaptado para o ensaio de SPT. Assim podemos encontrar o valor da capacidade de carga pela expressão 2 abaixo, IWAMOTO (2000).

$$Qu = Ap\ \frac{k\ .Nspt}{F1} + U \sum \frac{\alpha\ .k\ .\ Nspt}{F2}\ \Delta L \qquad (2)$$

Onde:

Q_u Capacidade de carga

A_p Área da seção transversal da estaca

ΔL Seguimento da estaca que está sendo calculado

U Perímetro da estaca

Os valores de F1 e F2 fatores de ajuste de resistência de ponte e lateral, assim como o coeficiente α variam de acordo com o tipo de solo em que a estaca será locada. Podemos observar os valores no quadro abaixo.

Quadro 1. Coeficientes K1 e α.

Tipo de Terreno	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo srenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto arenosa	0,33	3,0

Fonte: ALONSO (1983).

Quadro 2. Coeficientes F1 e F2.

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	1 + D/0,80	2 F1
Escavada	3,0	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2 F1

Fonte: adaptados de AOKI e VELLOSO (1975).

IWAMOTO (2000) esclarece que os métodos semi-empiricos utilizados no cálculo da capacidade de carga, só poderão ser aplicados às tipologias de estacas e solos previstos. E conforme o nível de carga P aplicada, o diagrama de atrito lateral local (Qz), a máxima resistência lateral pode não suportar a solicitação.

Para a segurança no dimensionamento é admitido um coeficiente de segurança, expresso na equação 3 abaixo.

$$Qadm = \frac{Qu}{2} \quad (3)$$

Onde:

Q_{adm} Carga máxima admissível

2.4.3 Coeficiente de reação vertical

Para o cálculo do coeficiente de reação vertical, inicialmente o módulo do SISEs disponibiliza as metodologias propostas por AOKI & LOPES (1975), MINDLIN (1936), STEINBRENNER (1934) ou VESIC (1975), sendo a escolha do método a critério do projetista. Para o cálculo do recalque é necessário fornecer os dados do solo, com as características de cada camada, pois é considerado o efeito em grupo das estacas sob o bloco através da distribuição da carga no fuste das estacas do bloco.

Com base no recalque de em cada ponto da estaca podemos determinar o coeficiente de reação vertical através da equação 4, proposta por AOKI & VELLOSO (1975) .

$$CRV\ estaca\ i = \frac{Pi}{\delta i} \quad (4)$$

Onde:

Pi Carga plicada no topo da estaca

δ i Recalque na base da estaca

Segundo o mesmo autor podemos determinado o CRV ao logo do fuste, através da equação 5.

$$CRV\ fuste\ j, i = \frac{CRV\ estaca\ i\ .\ F\ fuste\ j,1}{\sum_{j=1}^{m} F\ fuste\ j,i + F\ ponta\ i} \quad (5)$$

Também podemos determinar o CRV na ponta da estaca pela equação (6).

$$CRV\ ponta\ i = \frac{F\ ponta\ i}{\delta i} \quad (6)$$

Uma observação importante que é evidenciada pelo autor, caso todo o carregamento for dissipado ao longo do fuste o CRV ponta i, será igual a zero.

2.4.4 Coeficiente de reação horizontal

O coeficiente de reação horizontal (CRH) pode ser entendido como a rigidez de contato entre solo e estaca, análogo ao CRV, mas na direção horizontal. Empuxo e vento, são exemplos de ações que solicitam as estacas horizontalmente.

No SISEs, é utilizada a metodologia proposta por TIETZ (1976). Este método vincula o CRH com o valor do SPT. Os vínculos elásticos dependem da profundidade do ponto da estaca. A expressão que calcula o valor do coeficiente pode ser observada na equação 7.

$$K = \frac{p}{y} \tag{6}$$

Onde:

p Reação do solo na direção z

y Deslocamento horizontal

K Modulo de reação vertical

2.5 ESTABILIDADE GLOBAL

Geralmente, para o desenvolvimento de projetos estruturais de edifícios, os projetistas utilizam de uma analise elástica linear de primeira ordem na analise dos esforços de primeira ordem, os projetistas não consideram o deslocamento horizontal da edificação. Tais deslocamentos provocam um acréscimo de esforços que podem ser significativos para o dimensionamento da estrutura, LOPES (2005).

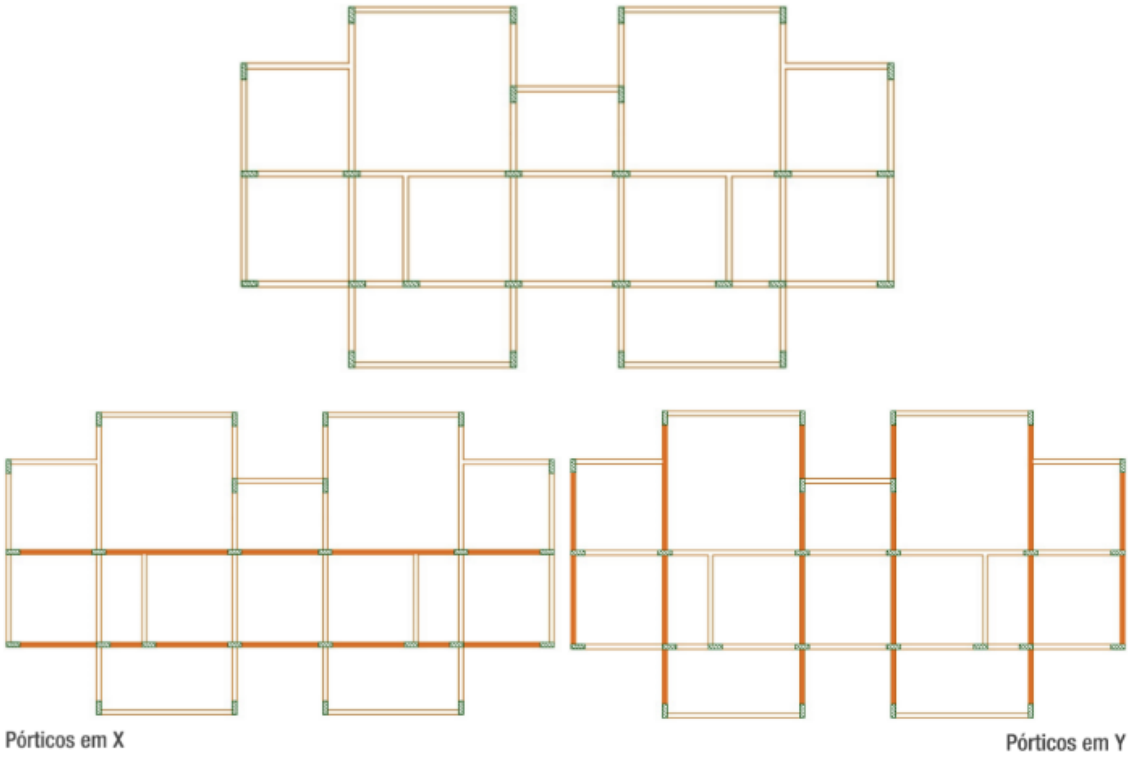
A NBR 6118/2014 determina que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, desde que o acréscimo de esforços não seja superior a 10% nas reações e nas solicitações de grande importância na estrutura.

2.5.1 Sistema de contraventamento

A fim de garantir a estabilidade global da estrutura, são gerados sistemas de contraventamento que garantem rigidez a estrutura. Como exemplos de sistemas temos formações de pórticos por pilares e vigas, pilares-parede, núcleos rígidos formados por associações de pilares-parede, enrigecedores inclinados que formam treliças ou a associação de elementos das fachadas. (COELHO, 2018).

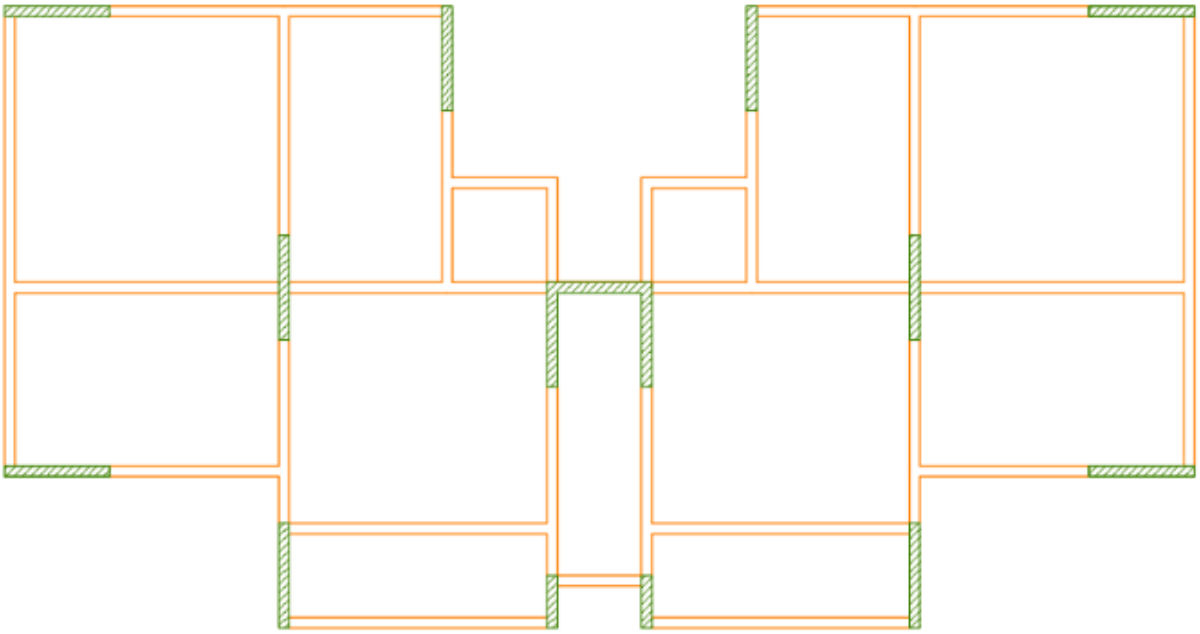
O mesmo autor informa que a associação de pilares e vigas para formação de pórticos (figura 10) e a utilização de pilares-parede (figura 11) são os sistemas de contraventamento mais utilizados em edifícios de até 30 pavimentos.

Figura 10. Representação de contraventamento por pórticos.



Fonte: COELHO (2018).

Figura 11. Representação de contraventamento por pilares-parede.



Fonte: COELHO (2018).

2.5.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z avalia de forma prática e simplificada a estabilidade global de uma estrutura. Apesar de ser uma análise simplória, possui grande eficiência. O coeficiente é capaz de estimar esforços de segunda ordem recorrentes na estrutura. É possível estimar os efeitos de segunda ordem através de uma simples majoração dos esforços de primeira ordem, MENDES (2015).

Utilizando da metodologia desenvolvida pelos pesquisadores VASCONCELOS & FRANCO (1991) para analisar a estabilidade global da estrutura, o software CAD/TQS calcula automaticamente o coeficiente γ_z para todas as combinações do estado limite último. Remete um relatório ao engenheiro possibilitando a análise da estabilidade.

De acordo com a NBR 6118:2014, o limite do valor máximo do coeficiente γ_z em 1,30. Valores maiores que este sujeitam a estrutura como não executável, pela grande instabilidade que ela apresente. Valores acima de 1,20 necessitam de métodos de análise mais sofisticados. E valores abaixo de 1,10, estas ações de segunda ordem podem ser desprezados.

A norma citada anteriormente, nos traz a formulação para determinar o coeficiente γ_z, sendo a mesma utilizada no software CAD/TQS. Abaixo podemos observar a equação.

$$\gamma_Z = \frac{1}{1-\frac{\Delta M\ tot,d}{M1,tot,d}} \quad (7)$$

Onde:

ΔM tot, d Soma dos produtos das forças verticais atuantes, na combinação considerada, com os respectivos deslocamentos horizontais.

M1, tot, d Soma dos momentos provenientes do produto das forças horizontais, da combinação considerada, com os valores de cálculo em relação a base da estrutura.

2.5.3 Deslocamento horizontal δ H

Para MENDES (2015), a observação do deslocamento horizontal é uma componente fundamental para a análise da estrutura, pois a partir dela será definido se haverá a necessidade de enrijecer a estrutura ou não.

Conforme a NBR 6118/2014, o limite para deslocamento horizontal da estrutura seguem as equações 8 e 9 abaixo.

$$\delta H = \frac{H}{1700} \quad (8)$$

Onde:

δ H Limite de deslocamento do edifício.

H Altura do edifício.

$$\delta Hi = \frac{Hi}{850} \quad (9)$$

Onde:

δ_{Hi} Limite de deslocamento entre pavimentos.

Hi Desnível entre pavimentos.

2.6 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA E INFRAESTRUTURA

O pré-dimensionamento é basicamente uma estimativa inicial das dimensões das seções transversais dos elementos estruturais. Consiste em uma fase que antecedente o projeto estrutural. Ou seja, para iniciarmos o dimensionamento de

qualquer estrutura, devemos atribuir valores às seções das lajes, pilares e vigas. (PELIZARO, 2017).

Há varias metodologias simplificadas que auxiliam nesta fase. Dentre elas podemos citar a formulação de CUNHA (2014), para o pré-dimensionamento dos elementos.

2.6.1 Pré-dimensionamento de lajes

De acordo com a NBR 6118/2014, para lajes maciças os limites inferiores de espessura são:

- 7 cm para lajes de cobertura sem balanço;
- 8 cm para lajes de piso que não estão em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço ;
- 10 cm para lajes que suportam veículos de pequeno porte (até 30 kN);
- 12 cm para lajes que suportam veículos com carga acima de 30 kN

Segundo o autor, as lajes podem ser estruturalmente armadas em duas ou apenas uma direção. A solução de classificação de armação pode ser observada nas expressões 10 e 11.

$0{,}5 \leq \frac{ly}{lx} \leq 2$ definem lajes armadas nas duas direções. (10)

$0{,}5 > \frac{ly}{lx} > 2$ definem lajes armada em apenas uma direção. (11)

Onde:

ly menor vão da laje

lx maior vão da laje

O “método do vão” proposto por CUNHA (2014) prevê as duas situações para o pré-dimensionamento da espessura de lajes maciças pelas formulações 12 e 13.

$\frac{L}{40} \leq h \leq \frac{L}{32}$ Para lajes armadas em duas direções. (12)

$\frac{L}{40} \leq h \leq \frac{L}{32}$ Para lajes armada em uma direção. (13)

Onde:

L Média dos vãos das lajes armadas em duas direções, e para lajes armadas em uma direção o valor será apenas o valor do menor vão.

h espessura da laje.

2.6.2 Pré-dimensionamento de vigas

Conforme a NBR 6118/2014 a seção transversal das vigas não pode ser inferior a 12 cm e 15 cm para vigas parede. Há uma ressalva na norma que permite em casos especiais poderá ser utilizado 10 cm de seção.

Segundo CUNHA (2014), podemos utilizar os seguintes valores de largura de viga (bw), de acordo com os vãos.

- bw = 12 cm (vão ≤ 4 m);
- bw = 20 cm (4 m < vão ≤ 8 m);
- bw = 25 a 30 cm (vão > 8 m);

O mesmo autor propõe o “Método do vão ponderado”, que relaciona o comprimento da viga com para que se encontre o valor de pré-dimensionamento da altura da viga (h). Podemos observar o modelo no quadro 3 abaixo:

Quadro 3. Formulas de pré-dimensionamento de h das vigas.

Caso	Posição da viga	Dá apoio a outra(s) viga(s)	Fórmula
1	Central	Sim	h = 14% L
2	Central	Não	h = 10% L
3	Periférica	Sim	h = 10% L
4	Periférica	Não	h = 9% L

Fonte: CUNHA (2014).

2.6.3 Pré-dimensionamento de pilares

Comparado aos pré-dimensionamentos das lajes e vigas, as teorias e formulações propostas para os pilares são mais complexas.

A estimativa da seção dos pilares pode ser realizada através da formulação 14, proposta por CUNHA (2014).

$$Ac = \frac{Nd}{\sigma id} \, . \gamma corr \tag{14}$$

Onde:

Ac Área da seção transversal do pilar (cm²);

Nd Carregamento de cálculo do pilar;

ɣcorr coeficiente de correção, relacionado com os esforços de flexão;

σid tensão ideal de cálculo do concreto;

O coeficiente ɣcorr pode ser determinado conforme o quadro 4 abaixo.

Quadro 4. Coeficiente de correção.

Posição do pilar	Coeficiente γ_{corr}
Intermediário	1,5
Extremidade	2
Canto	4

Fonte: CUNHA (2014).

O valor de σid pode ser adquirido através da formulação 15.

$$\sigma id = 0{,}85 \, . \, fcd + p \, (\, fsd - 0{,}85 \, . \, fcd) \tag{15}$$

Onde:

fcd resistência de cálculo do concreto;

p taxa de armadura;

fsd resistência de cálculo à deformação do aço.

O autor substituiu na equação para valores usuais, e elaborou o seguinte quadro 5.

Quadro 5. Tensão ideal de Cálculo.

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
σ_{id} (kgf/cm^2)	203	233	263	293	322	352	382

Fonte: CUNHA (2014).

Para a determinação do esforço axial (Nd), o autor propôs a formulação 16.

$$Nd = 1{,}4 \,.\, Ai \,.\, [qt \,.\, (np + 0{,}7) + qc] \qquad (16)$$

Onde:

Ai Área de influência do pavimento tipo;

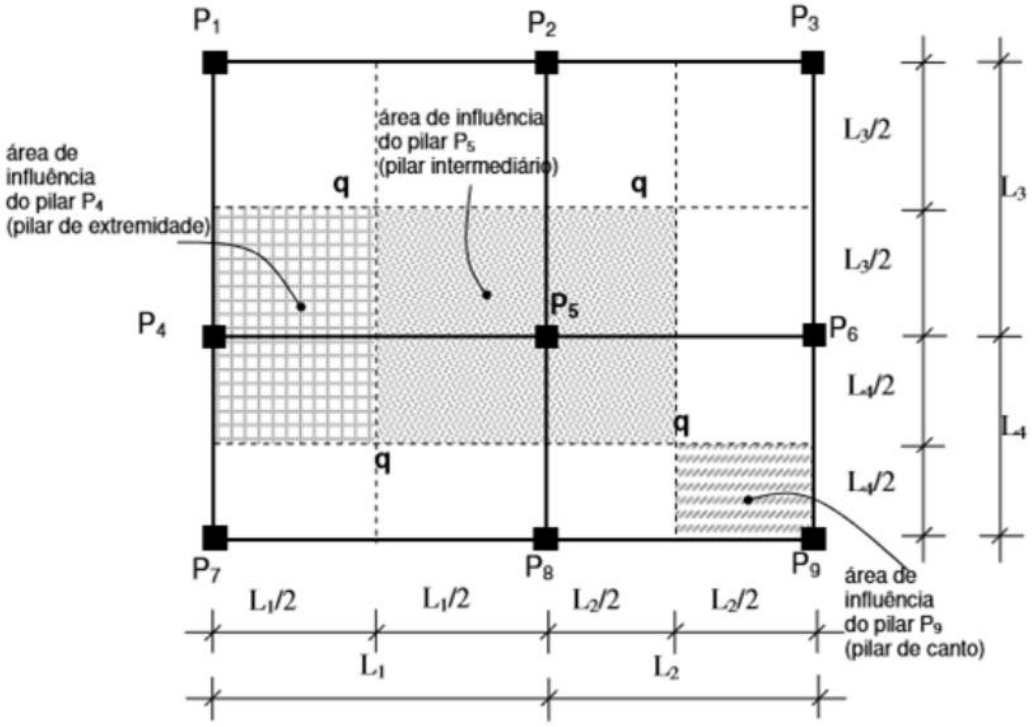
qt carregamento do pavimento por área;

np número de pavimentos tipo;

qc carregamento do telhado por área .

A área de influência varia de acordo com a posição do pilar. Podemos observar esta variação na figura 12.

Figura 12. Representação de áreas de influência.



Fonte: CUNHA (2014).

Abaixo apresentamos valores de carregamento usuais de lajes e telhado estabelecidos pelo autor, para utilização no processo de pré-dimensionamento.

- Laje maciça com alvenaria de tijolos de concreto: 1500 kgf/m²;
- Laje maciça com alvenaria de tijolos de cerâmica: 1200 kgf/m²;
- Laje nervurada com alvenaria leve: 1000 kgf/m²;
- Laje não maciça com alvenaria de gesso acartonado: 800 kgf/m²;
- Telhas de concreto, com armação de madeira: 150 kgf/m²;
- Telhas de cerâmica, com armação de madeira: 120 kgf/m²;
- Telhas de fibrocimento, com armação de madeira: 50 kgf/m²;
- Telhas de aço, com armação em aço: 50 kgf/m²;
- Telhas de alumínio, com armação em aço: 40 kgf/m²;
- Telhas de alumínio, com armação em alumínio: 30 kgf/m²;

2.6.4 Pré-dimensionamento de estacas tipo hélice contínua.

A estaca hélice contínua é um tipo de fundação profunda que é executado com um equipamento que possui um trado helicoidal contínuo. Este tipo de estaca possui a vantagem de uma boa produtividade. Além a concretagem é realizada pela própria máquina que realiza a escavação, sem a necessidade de retirar a broca. Desta forma o furo não é aterrado com material da escavação.

A metodologia utilizada para o pré-dimensionamento e posterior dimensionamento capacidade de carga da estaca será a o método proposto por AOKI-VELLOSO (1975) descrita no item 2.4.2 deste trabalho.

Abaixo no quadro 6, apresentamos valores usuais de capacidade de carga para das estacas de acordo com o seu diâmetro.

Quadro 6. Tensão ideal de Cálculo.

Diâmetro da Hélice (cm)	27,5	35	40	42,5	50	60	70	80	90	100
Capacidade de Carga (tf)	25 a 35	35 a 50	50 a 60	55 a 70	70 a 100	110 a 140	155 a 190	200 a 250	255 a 310	315 a 390

Fonte: SANTOS (2017)

2.7 AÇÃO DO VENTO

A ação do vento em edificações baixa e pesadas não é um problema. Mas para estruturas esbeltas, passa a ser considerada uma ação relevante para a efetivação do projeto estrutural (PASQUAL, 2011).

A norma que rege a ação do vento sobre edificações é a NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. Ela permite a consideração das ações dinâmicas do vento, como ações estáticas. Para isso, será necessário apenas determinar a frequência e o período fundamental da edificação.

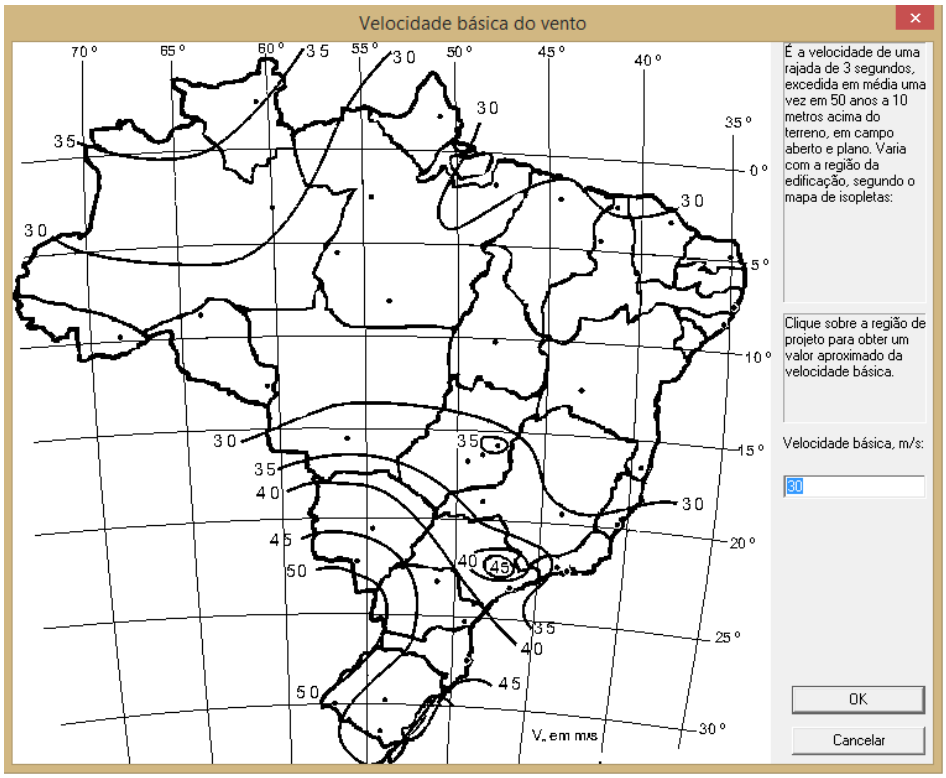
De acordo com PASQUAL (2011), análise estática prevista na NBR 6123:1988 é realizada através de especificação de coeficientes aerodinâmicos para geometrias variadas de formato simples. Já para análise estática de edifícios com formas geométricas mais elaboradas e a análise dinâmica de estruturas usuais é necessário submeter modelos reduzidos a ensaios de túneis de vento. Salientando que a resposta dinâmica da edificação à ação do vento não é dependente apenas da geometria externa, mas também dos materiais, do amortecimento e da rigidez da estrutura.

A NBR 6123:1988 nos remete as seguintes considerações para a realização da análise da ação dos ventos sobre as estruturas:

2.7.1 Velocidade básica

A partir de registros meteorológicos, ABNT elaborou um mapa (figura 13) com os valores de referência para serem utilizados na velocidade básica do vento (V_0). Conforme descrito no software CAD/TQS, o mapa descreve a velocidade de rajadas de 3 segundos. Recorrentes a cada 50 anos a uma altura de 10 metros, considerando um campo aberto e plano. Como regra geral é admitido que o vento poderá ocorrer em qualquer direção da edificação.

Figura 13. Mapa de velocidade básica do vento – NBR 6123:1988.



Fonte: CAD/TQS (2018).

2.7.2 Velocidade característica e de projeto

Conforme observado no item anterior, a velocidade básica é obtida através do mapa de isopletas disponibilizada pela NBR 6123:1988, juntamente com os coeficientes de ajuste. Relacionando os valores podemos adequar a velocidade básica às características locais da das edificações, as suas dimensões e ao grau de segurança solicitado.

A velocidade característica do vento V_k, utilizada na determinação da pressão dinâmica das estruturas, é obtida através da equação 17.

$$VK = V0 \,.\, S1 \,.\, S2 \,.\, S3 \qquad (17)$$

Já a velocidade de projeto V_p (equação 18), é definida como a velocidade média em 10 minutos, a 10 metros de altura. Para um terreno aberto e em nível, possuindo poucos obstáculos baixos.

$$Vp = 0{,}69 \,.\, V0 \,.\, S1 \,.\, S3 \qquad (18)$$

Sendo S1, S2 e S3 coeficientes de ajustes. As características para definir os valores serão descritos nos próximos itens.

2.7.3 Coeficiente Topográfico (S1)

O valor do coeficiente S1 pode ser determinado a partir de valores sugeridos pela NBR 6123:1988. Este valor leva em consideração a influência da topografia na variação da velocidade do vento. É importante observar que estes valores devem ser utilizados com precaução. Em caso de necessidade, devem ser realizado ensaio de túnel de vento para determinação do coeficiente.

2.7.4 Coeficiente de Rugosidade (S2)

Para a determinação do coeficiente, a mesma norma considera relevante a combinação da rugosidade do terreno, variação de velocidade do vento, a altura acima do terreno e das dimensões do projeto.

Conforme a norma a rugosidade do terreno é dividida em 5 categorias, já em referência as dimensões as edificações são divididas em 3 classes.

2.7.5 Coeficiente Estatístico (S3)

Este coeficiente é determinado através de conceitos estatísticos, considerando a vida útil e o grau de segurança das edificações. O grau de segurança está relacionado a finalidade da edificação, sendo classificados em 5 grupos .

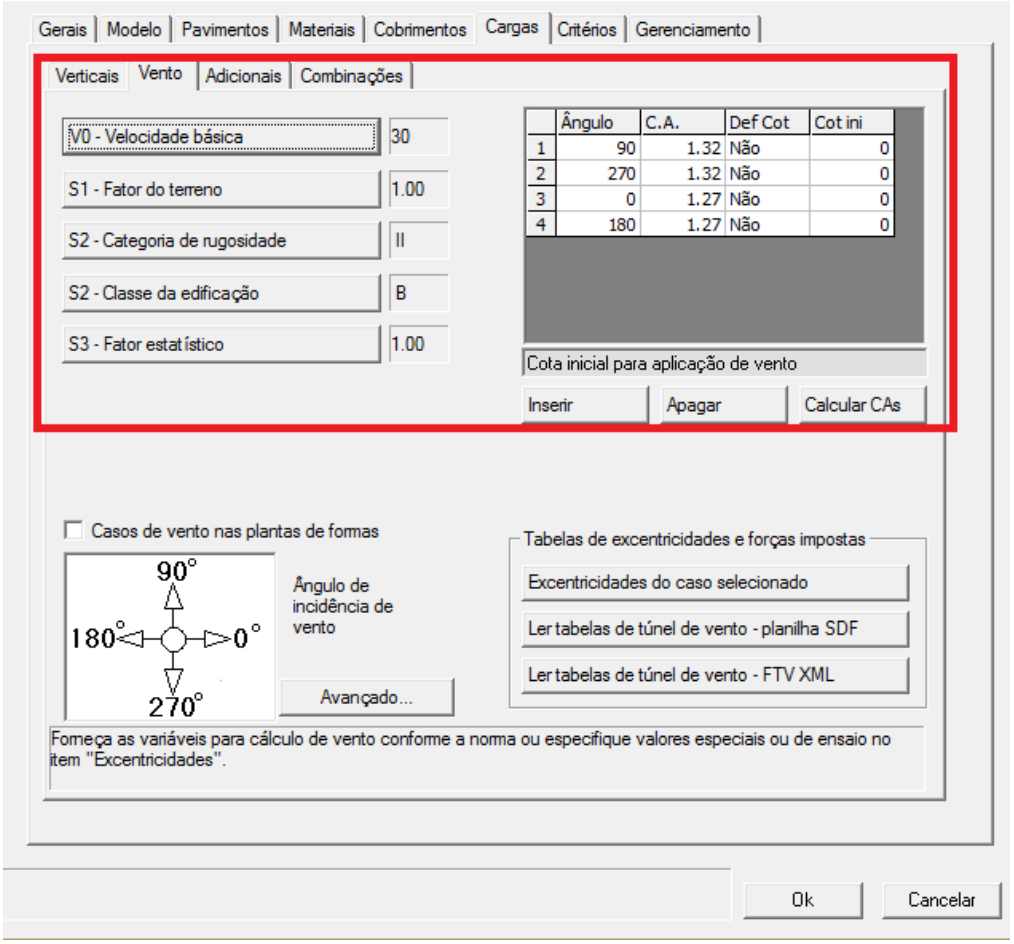
2.7.6 Coeficientes Aerodinâmicos

De acordo com a geometria, incluindo a permeabilidade da edificação, a NBR 6123:1988 permite a adoção de coeficientes aerodinâmicos.

O produto destes coeficientes com a pressão dinâmica do vento, se obtêm o valor do carregamento de vento na estrutura.

Todos estes coeficientes, a velocidade básica do vento e as direções de atuação são facilmente inseridos no software, conforme podemos observar na figura 14 abaixo.

Figura 14. Inclusão de dados de atuação do vento.



Fonte: CAD/TQS (2018).

2.8 ESCOLHA DE FUNDAÇÃO

Conforme a Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP (2010), as fundações têm por objetivo suportar as cargas do edifício. O processo convencionalmente é repassado para o engenheiro de fundações o carregamento de cada pilar, para então que se faça o dimensionamento da fundação. Com as informações do solo e a planta de carga, o projetista buscará o melhor tipo de elemento estrutural de fundação que melhora atenderá o projeto, atendendo aos requisitos de segurança dispostos na NBR 6122:1996 – Projeto e Execução de Fundações.

As fundações são divididas em 2 grupos. O primeiro são as fundações superficiais, que possuem a característica de estarem assentadas a uma profundidade de no máximo 2 vezes o menor lado do elemento estrutural, neste grupo o sistema de transmissão das cargas são realizadas sob a base da fundação, como exemplo podemos citar os blocos, sapatas, radier e sapata corrida. O segundo

são as fundações profundas, que são assentadas a uma profundidade maior que 2 vezes o menor lado do elemento de fundação, o sistema de transferência neste tipo é realizada tanto na ponta, como ao longo do fuste, por atrito lateral do elemento estrutural de fundação. Em exemplo podemos citar as estacas, que por sua vez subdividem em vários tipos como estacas pré-moldadas, estacas metálicas, estacas tipo Franki, Hélice Contínua, estaca-raiz entre outras.

A ABCP (2010) explica que existem diversas variáveis que influenciam no momento de escolha do tipo de fundação, que estão descritas abaixo.

2.8.1 Influência da topografia local

Para a determinação da fundação é de fundamental importância a observação de encostas e taludes do terreno, verificar a necessidade de efetuar cortes e aterros. aferir a ocorrência de erosões ou presença de solos moles na superfície, além de identificar a presença de obstáculos, matacões e aterros de lixo.

2.8.2 Influência das características do maciço de solos

Ainda segundo a ABCP (2010), o maciço dos solos é de fundamental importância para determinar o tipo de fundação. É necessário observar as diversas camadas e a profundidade de cada uma delas.

Além disso, é importante avaliar a resistência individual de cada camada, para isso é imprescindível que faça ensaios no maciço dos solos, como por exemplo realizar a sondagem pelo método SPT. Buscar as características de adensamento e compressibilidade, e conhecer o nível do lençol freático local.

2.8.3 Influência dos dados da estrutura

As características da arquitetura é outro item importante pata a determinação dos elementos de fundação, pois é necessário observar o tipo e o uso da edificação, e se há cargas atuantes e subsolo.

Alguns projetistas desenvolvem mais de um projeto de fundação para a mesma planta de cargas. Assim, estará disponível para o contratante opções de escolha, no qual será adotado a que melhor atenderá suas necessidades em tempo ou recursos.

2.8.4 Influência das construções vizinhas

A presença de edificações vizinhas também influencia na decisão do tipo de fundação. Pois será necessário aferir o tipo de fundação das estruturas vizinhas, se há subsolo. É importante verificar se há a ocorrência de patologia nas estruturas, como trincas nas alvenarias ou nos próprios elementos estruturais.

Outro aspecto importante de ênfase é a forma de execução da fundação, pois alguns tipos são causam um grande volume de escavação ou ainda vibrações intensas, que potencializam danos às edificações vizinhas.

2.8.5 Influência dos aspectos econômicos.

É de grande importância frisar que nem a fundação de menor custo será a mais adequada para a situação. Há casos que solução de menor tempo de execução será a de maior interesse da contratante. Desta forma, a escolha do tipo de fundação não está de inteira escolha do projetista e sim das necessidades do cliente.

2.9 SOFTWARE CAD/TQS

O software CAD/TQS é um sistema computacional gráfico destinado a auxiliar os projetistas na elaboração de projetos de engenharia. É desenvolvido e comercializado pela TQS Informática LTDA. Sua modelagem obedece as normas técnicas de concreto armado e protendido, NBR 6118:2014, assim como a metodologia e representações mais usuais do mercado brasileiro.

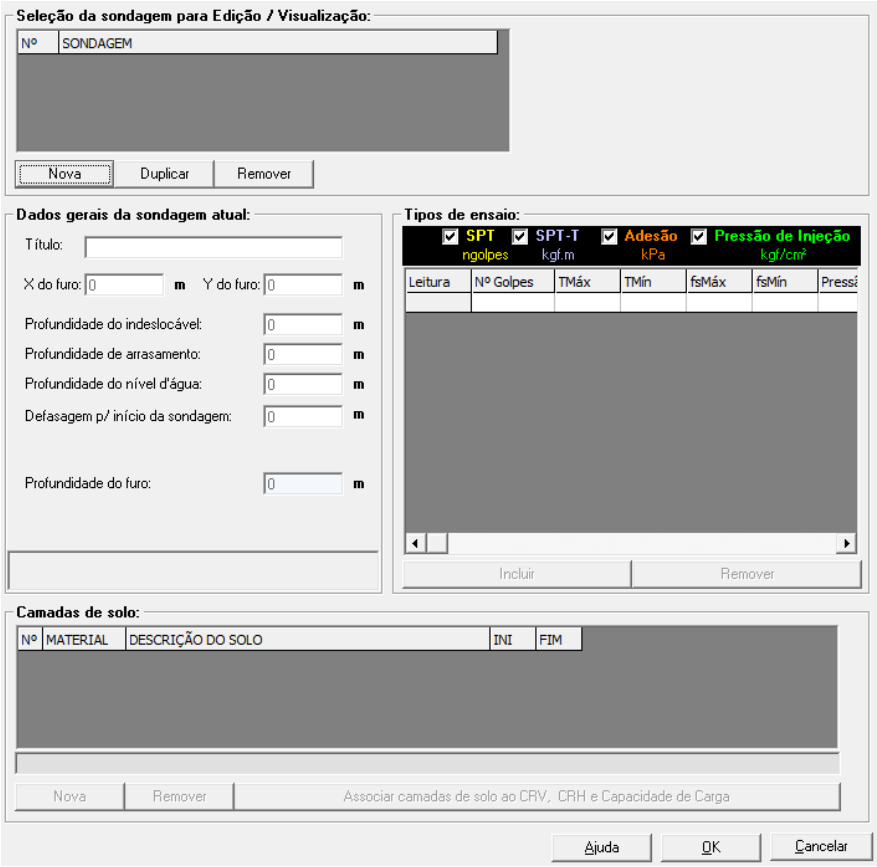
Neste trabalho será utilizado o CAD/TQS versão 20 Unipro. Com esta versão é possível dimensionar e detalhar uma edificação de até 20 pavimentos. A área máxima por pavimento está limitada a 1000m², e a área máxima de toda a edificação se limita a 10000m². O programa possui a limitação máxima de elementos de fundação e pilares em 200 unidades.

A versão possui ainda a disponibilização do modulo SISEs, com o qual é possível considerar a ISE no dimensionamento da estrutura. Para isso basta apenas que o projetista forneça ao software os dados de sondagem, conforme podemos observar na figura 15.

O software possibilita a verificação da estabilidade global da estrutura, através do coeficiente γ_Z e δH. O sistema emite relatórios com estes parâmetros ou ainda é

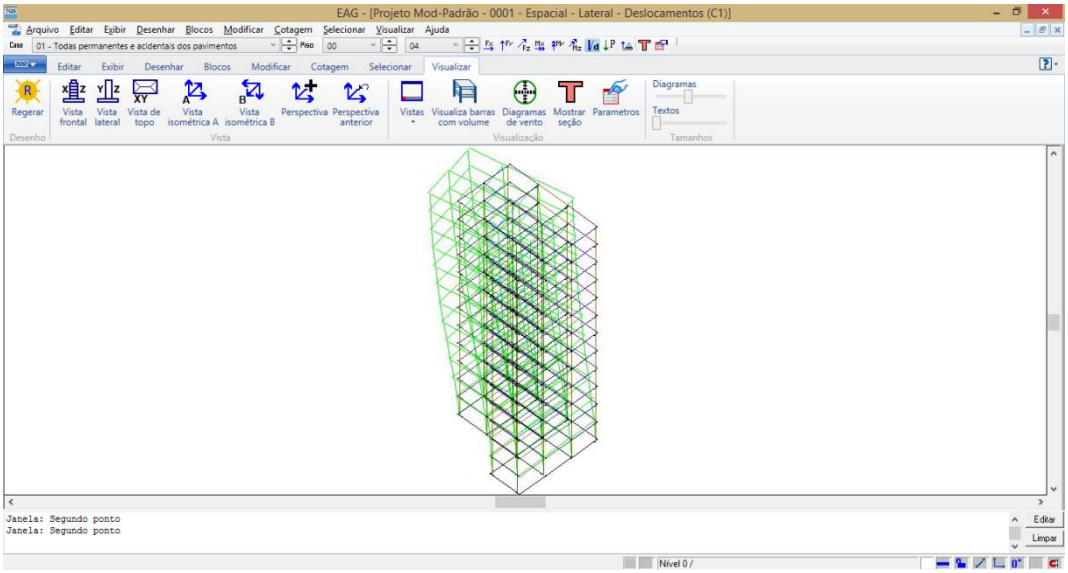
possível observar os deslocamentos de forma gráfica. Podemos observar da representação gráfica dos deslocamentos na figura 16.

Figura 15. Inclusão de dados do solo no CAD/TQS.



Fonte: CAD/TQS (2018).

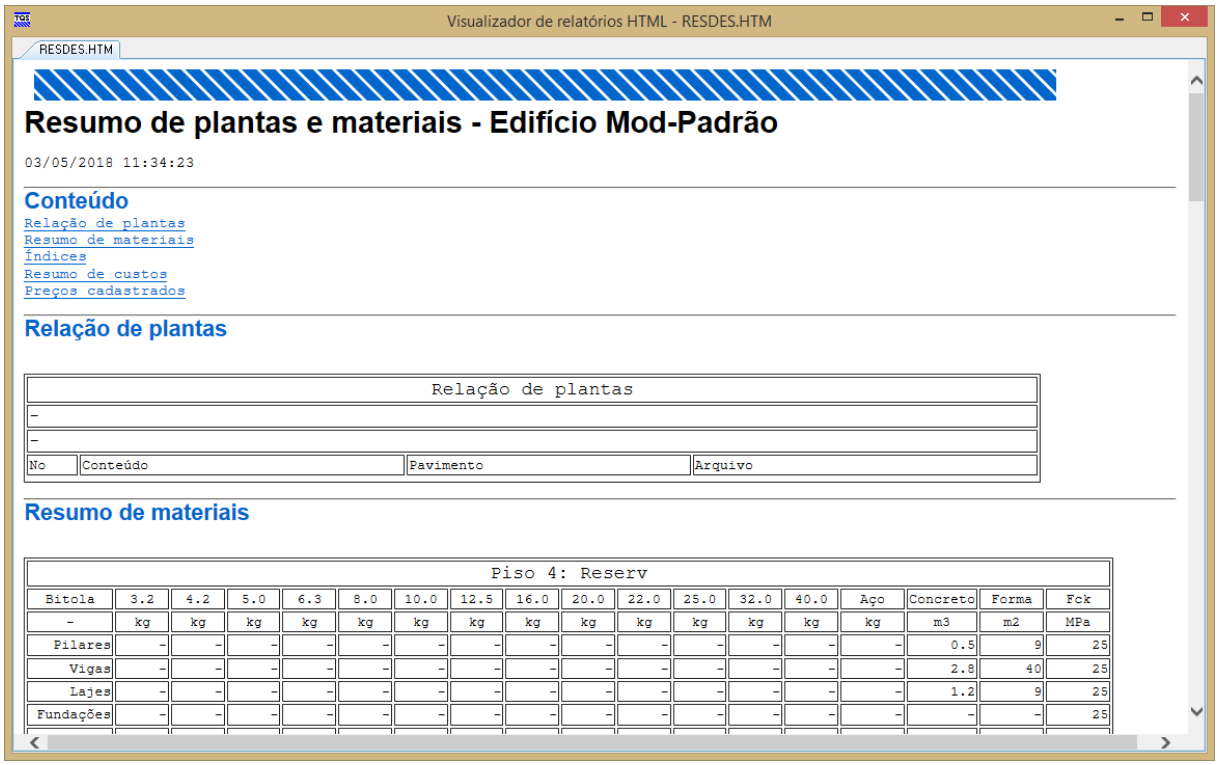
Figura 16. Representação gráfica de deslocamento horizontal no CAD/TQS.



Fonte: CAD/TQS (2018).

O programa possibilita também a emissão de relatórios de consumo materiais (formas, aço e concreto). Com isso é possível que o engenheiro projetista busque a melhor concepção, prezando pelo menor consumo de materiais, conforme figura 17.

Figura 17. Relatório de consumo de materiais do CAD/TQS.


Visualizador de relatórios HTML - RESDES.HTM

RESDES.HTM

Resumo de plantas e materiais - Edifício Mod-Padrão

03/05/2018 11:34:23

Conteúdo

Relação de plantas
Resumo de materiais
Índices
Resumo de custos
Preços cadastrados

Relação de plantas

Relação de plantas			
-			
-			
No	Conteúdo	Pavimento	Arquivo

Resumo de materiais

Piso 4: Reserv																	
Bitola	3.2	4.2	5.0	6.3	8.0	10.0	12.5	16.0	20.0	22.0	25.0	32.0	40.0	Aço	Concreto	Forma	Fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m3	m2	MPa
Pilares	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.5	9	25
Vigas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.8	40	25
Lajes	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.2	9	25
Fundações	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25

Fonte: CAD/TQS (2018).

2.10 TRABALHOS ANTERIORES RELACIONADOS AO TEMA

A seguir serão apresentados trabalhos desenvolvidos na mesma linha de pesquisa, no qual foram utilizados diferentes softwares.

2.10.1 LIMA (2010)

O trabalho de conclusão de curso - TCC desenvolvido por LIMA (2010) teve por objetivo aferir os efeitos que uma estrutura em concreto armado, um prédio de 5 pavimentos, sofre ao considerar a interação solo-estrutura.

O Software utilizado para a analise estrutural foi o AVwin98. De posse desta ferramenta, foi possível realizar o lançamento de 2 estruturas.

A primeira foi inserida no Software considerando a fundação rígida e engastada. Já no segundo lançamento, de posse do laudo de sondagem do tipo SPT, obteve-se o coeficiente de reação vertical do solo, através da metodologia de VELLOSO & LOPES (2002) para cada sapata da estrutura. Assim foi possível inserir

considerando o comportamento do solo próximo ao real, ou seja, admitindo apoios flexíveis.

Com os dados obtidos percebe-se que houve mudanças significativas na redistribuição dos esforços, ao considerar a interação solo estrutura. A principal alteração observada foram os deslocamentos dos nós individuais. Já os outros esforços sofreram poucas alterações, isso devido a alta resistência do solo onde a estrutura será construída.

2.10.2 RUAS (2015)

O autor teve por objetivo analisar e comparar a redistribuição de esforços nos elementos da superestrutura, os esforços solicitantes da fundação e os deslocamentos horizontais quando há a consideração ou não da ISE. Para o estudo, foi criado um edifício em concreto armado com 10 pavimentos sobre estacas do tipo hélice contínuos.

Inicialmente com o auxilio do software CAD/TQS, o autor determinou os coeficientes de reação vertical e horizontal. O software fragmentou a fundação de metro em metro para gerando modelos de molas. Com estes dados foi possível a inserção das características de molas translacionais no software SAP2000v12, que utiliza o método dos elementos finitos no dimensionamento. Assim o autor realizou o lançamento de duas estruturas, a primeira considerando apoios indeslocáveis e a segunda considerando a interação solo estrutura.

RUAS (2015) notou variação de esforços de até 12%. E concluiu que admitir a ISE, pois a ocorrência da redistribuição dos esforços é significativa e pode gerar sub e sobre dimensionamento dos elementos estruturais, afetando diretamente o custo da estrutura.

2.10.3 MENDES (2015)

O trabalho de MENDES (2015) teve por objetivo aferir a redistribuição dos esforços verticais nos pilares da estrutura, além de observar a variação dos parâmetros de estabilidade global γ_z e δ H de um edifício de 10 pavimentos.

O software utilizado nesse trabalho foi o Software CAD/TQS 18 versão plena. O autor realizou o lançamento de dois casos, o primeiro desconsiderando o solo e analisando com apoios indeslocáveis. E o segundo lançamento, utilizou da mesma estrutura, mas desta vez foram incluídos apoios elásticos.

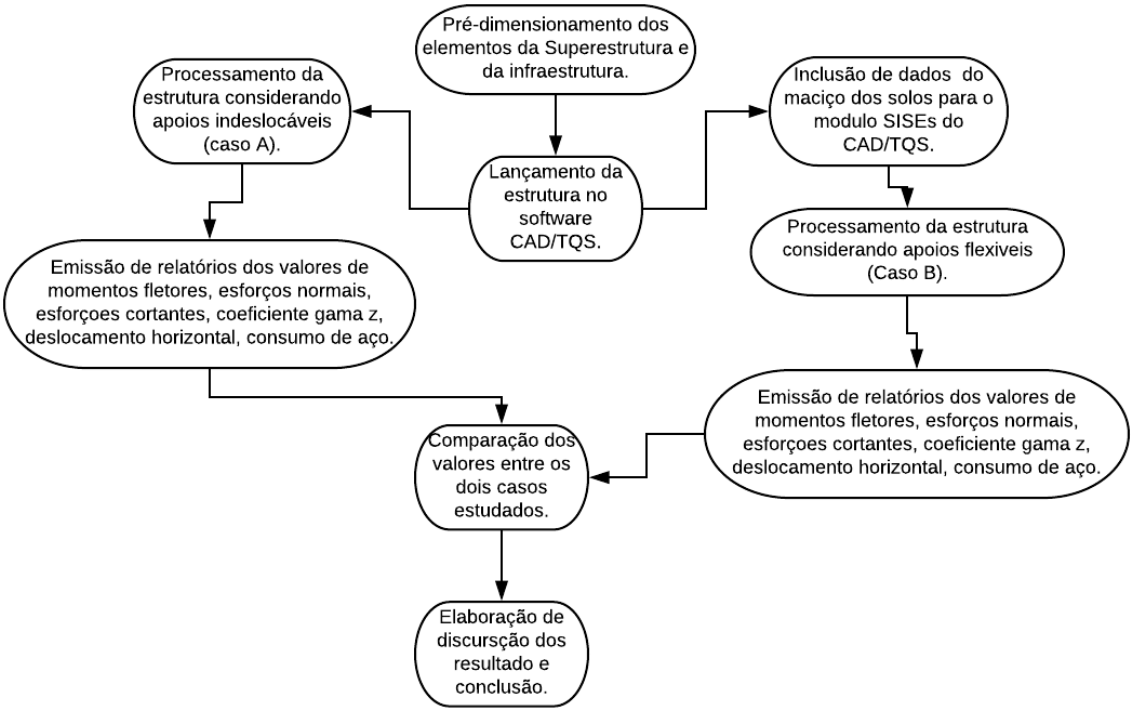
O autor pode perceber que ocorreram redistribuições de esforços, principalmente dos pilares internos para os pilares periféricos. Foi possível perceber que a estrutura que incluía a ISE sofreu maiores deslocamento. Com isso concluiu que a inclusão da interação solo-estrutura no dimensionamento estrutural do edifício é de grande importância, pois a não consideração pode comprometer a durabilidade da edificação, além de gerar maiores custos pelo superdimensionamento.

3 METODOLOGIA

Nesta pesquisa foi utilizado um modelo de um edifício em concreto armado com 12 pavimentos tipo, com pé-direito de 3,00 m. Para o concreto foi empregado a resistência a compressão de 30 MPa, aço CA50, classe de agressividade ambiental I, conforme a NBR 6118/2014. O local de implementação da edificação foi na cidade de Palmas no Tocantins.

Na figura 18 abaixo está representado o fluxograma geral utilizado para a elaboração do trabalho.

Figura 18. Fluxograma de elaboração de trabalho.



Fonte: Autor (2018).

A lista abaixo apresenta o detalhado do fluxograma da figura 18.

- Escolha do edifício e arranjo estrutural.
- Pré-dimensionamento dos elementos estruturais de superestrutura e infraestrutura, através dos respectivos métodos de CUNHA (2014) e AOKI-VELLOSO (1975).
- Lançamento e processamento da estrutura no software CAD/TQS, considerando apoios indeslocáveis (caso A).

- Emissão dos relatórios do CAD/TQS com os resultados das reações (momentos fletores, esforços normais e cortantes) da estrutura; do coeficiente γ_Z e do deslocamento horizontal δ_H; e relatório de consumo de aço, para o caso A.
- Fornecimento ao módulo SISEs do software CAD/TQS os dados de sondagem do solo (figura 20). E novamente processamento da estrutura considerando apoios flexíveis (caso B)
- Emissão dos relatórios do CAD/TQS com os resultados das reações (momentos fletores, esforços normais e cortantes) da estrutura; do coeficiente γ_Z e do deslocamento horizontal δ_H; e relatório de consumo de aço, para o caso B.
- Comparação dos valores das reações (momentos fletores, esforços normais e cortantes) dos dois casos.
- Comparação dos resultados do coeficiente γ_Z e do deslocamento horizontal δ_H, entre o caso A e caso B
- Comparação do consumo de aço para os dois casos.
- Conclusões importantes para o dimensionamento de estruturas considerando a interação solo-estrutura.

3.1 CARREGAMENTO

Foram utilizados os seguintes materiais para o cálculo das cargas verticais:

- ✓ Peso próprio do concreto armado (para lajes, vigas e pilares): 2.500 kgf/m³.
- ✓ Alvenaria acabada em tijolos furados: 1.300kgf/m³
- ✓ Revestimento do piso em Granito: 150kgf/m²
- ✓ Sobre carga: 200 kgf/m²

3.2 AÇÃO DO VENTO

Utilizando do mapa de isopletas, foi determinado a seguinte velocidade básica do vento atuando nas 4 fachadas do edifício, para a cidade de Palmas no Tocantins:

- ✓ Ação do vento nas quatro direções: 30 m/s
- ✓ S1 - Para terrenos planos, igual a 1,0
- ✓ S2 – A categoria de rugosidade considerada foi a II, para terrenos abertos com poucos obstáculos e a Classe determinada foi a B,

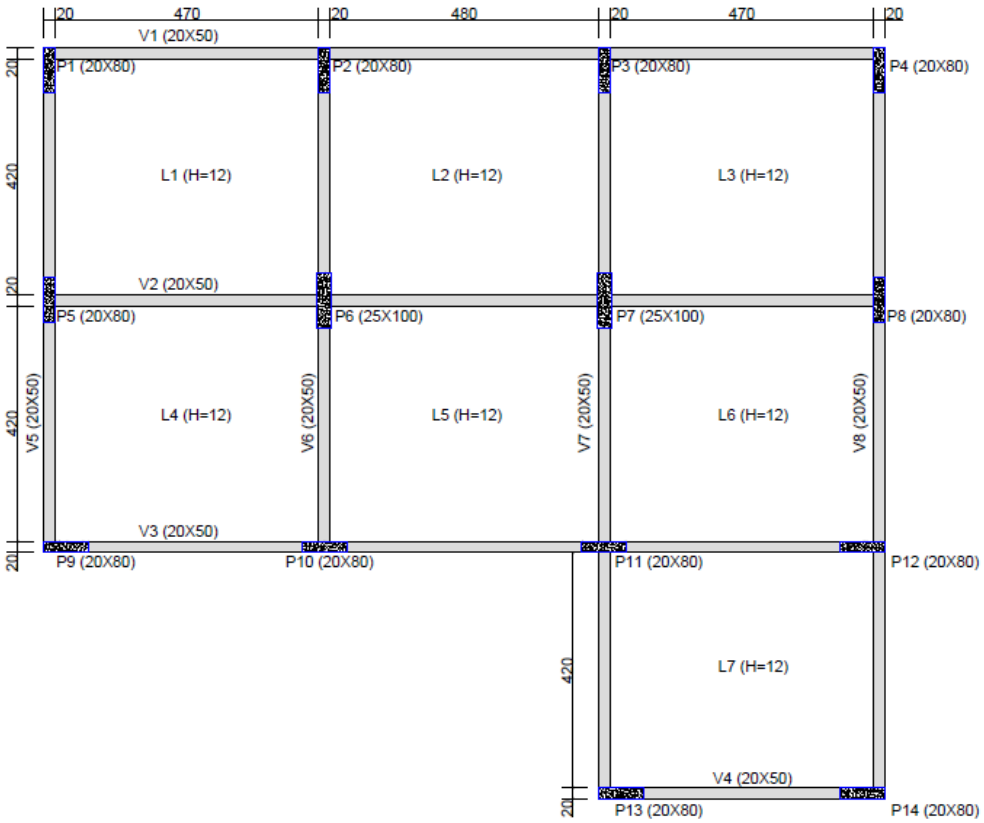
pois a maior dimensão do edifício (vertical de 39m), está entre 20 e 50m.

- ✓ S3 – Para o fator estatístico, por ser uma edificação de uso comercial, ficou definido este coeficiente como 1,0.

3.3 MODELO ESTRUTURAL, PRÉ-DIMENSIONAMETO E MATERIAIS

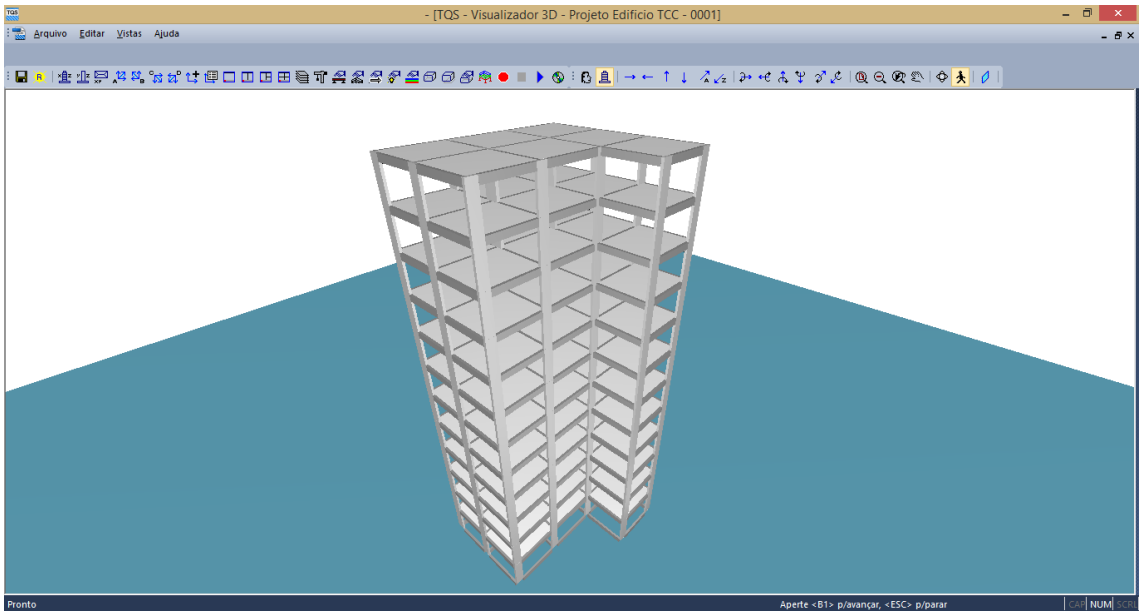
Utilizando da metodologia proposta por CUNHA (2014), foram pré-dimensionados os elementos da superestrutura. As lajes maciças ficaram com espessura de 12 cm. As vigas possuem dimensões de 20x50cm, o espaçamento entre as viga em planta baixa é 4,70m nas vigas em sentido horizontal e de 4,20m nas vigas na direção vertical. Os pilares variam as dimensões de acordo com a localização, pilares de canto e extremidade possuem dimensões de 20x80cm e pilares de centro com 25x100cm. A vista superior da edificação é em formato de L. Assim como podemos observar nas figura 19 e 20.

Figura 19. Planta baixa.



Fonte: Autor (2018).

Figura 20. Representação em 3D do modelo estrutural.

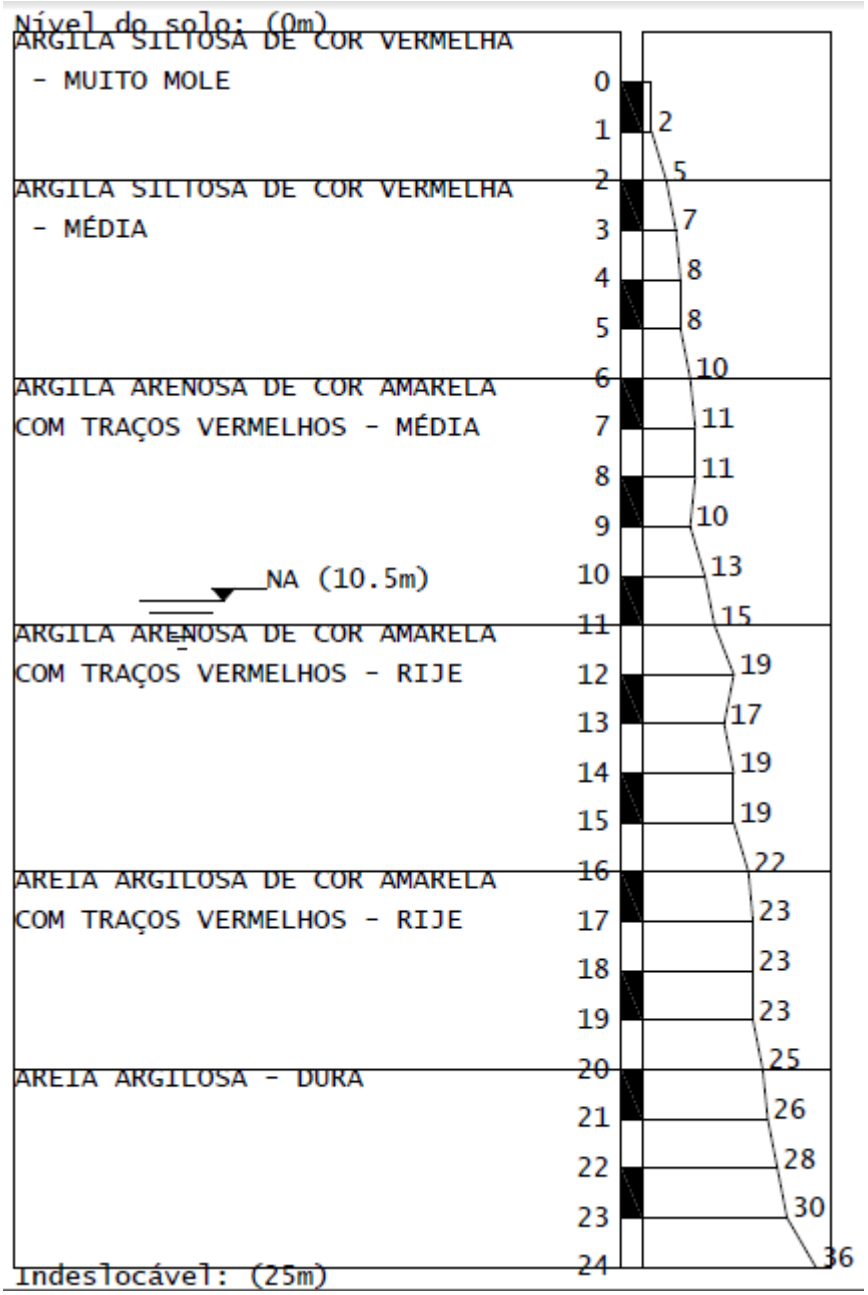


Fonte: Autor (2018).

3.4 DADOS GEOTÉCNICOS

O solo apresenta variação do valor do NSPT, possibilitando a verificação da influência da interação solo-estrutura. As características do solo justificam a utilização de uma fundação profunda. Os dados que serão fornecidos para análise da ISE estão contidos no laudo de sondagem na figura 21.

Figura 21. Laudo de sondagem



Fonte: ESAF (2012).

3.5 FUNDAÇÃO TIPO ESTACA

Inicialmente foi realizado um pré-dimensionamento das estacas do tipo Hélice contínua através do método de cálculo de capacidade de carga estaca-solo proposto por AOKI & VELLOSO (1975) descrito no item 2.4.2 deste trabalho. Assim como no dimensionamento da superestrutura, no decorrer do trabalho, com o auxílio do software CAD/TQS, serão definidos os elementos estruturais de fundação.

3.6 SOFTWARE CAD/TQS

O software CAD/TQS versão 20 – Unipro foi disponibilizado por sua desenvolvedora TQS Informática LTDA para o auxílio na elaboração deste trabalho. Esta versão possui o módulo de análise de interação solo-estrutura o SISEs. Para análise, o programa calcula automaticamente os valores da capacidade de carga do solo, os coeficientes de reação horizontal e vertical, necessitando apenas o fornecimento dos dados do laudo de sondagem. Além disso, é possível emitir relatórios com os valores dos esforços, coeficiente γz, deslocamento horizontal δH, e de consumo de materiais (aço, concreto e formas).

De forma resumida, neste trabalho foi lançada a estrutura no CAD/TQS, fornecido os dados de sondagem e processados dois casos. O primeiro considerando apoios indeslocáveis e o segundo considerando apoios flexíveis. Após o processamento foram emitidos os relatórios de esforços, de momentos fletores, normais e cortantes, através do visualizador de pórtico TQS, na opção do Estado Limite Último (ELU) além dos relatórios do coeficiente γ_Z e δ_H e o relatório de consumo de materiais.

4 RESULTADOS E DISCURSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 RESULTADOS DO MODELO A

Após o lançamento da estrutura pré-dimensionada, e processamento no software CAD/TQS, foi possível verificar a seguinte situação de planta de carga, dispostas na tabela 1, para o modelo A, de acordo com ELU.

Tabela 1. Verificações do ELU máximos e mínimos para o modela A.

Pilar	ELU Máximo - Verificações de Pilares e Fundações					ELU Mínimo - Verificações de Pilares e Fundações				
	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)
P1	0,4	4,1	118,6	14,1	1,9	-0,9	-3,9	53,0	-12,1	-1,8
P2	0,6	4,5	207,5	13,5	1,9	-0,6	-4,0	126,8	-13,2	-2,0
P3	0,5	4,5	206,0	13,3	1,9	-0,6	-3,9	127,7	-13,2	-1,9
P4	0,9	4,1	120,5	13,4	1,8	-0,3	-3,7	57,6	-12,3	-1,9
P5	0,1	4,6	179,7	14,9	2,3	-0,8	-4,6	140,0	-12,6	-0,8
P6	1,2	9,3	377,9	33,1	3,9	-0,9	-8,9	318,6	-29,5	-3,5
P7	0,9	8,8	356,6	32,5	3,5	-1,2	-9,1	303,2	-29,6	-3,9
P8	0,8	4,3	169,5	14,1	0,8	-0,1	-4,6	132,4	-12,8	-2,3
P9	5,1	0,2	128,0	1,1	18,3	-6,0	-0,6	52,6	-1,0	-17,6
P10	6,7	0,1	163,6	1,1	19,4	-6,8	-0,6	125,3	-0,9	-19,1
P11	6,4	0,2	244,9	1,2	18,7	-7,4	-0,3	204,8	-0,8	-20,1
P12	6,7	0,4	215,8	1,0	18,9	-4,8	-0,3	144,5	-0,9	-17,5
P13	3,9	0,1	114,7	0,8	14,1	-4,7	-0,5	60,9	-0,9	-13,5
P14	4,8	0,0	125,3	0,9	13,8	-3,8	-0,5	62,2	-0,9	-13,7
Soma	39,0	45,2	2728,6	155,0	121,2	-38,9	-45,5	1909,6	-140,7	-119,6

Fonte: Autor (2018)

Além dos máximos e mínimos extraídos do ELU, foi possível verificar no Estado Limite de Serviço - ELS, as deformações sofridas pela estrutura. Na Tabela 2, são apresentados os valores de estabilidade global γ_z, e os deslocamentos horizontais δ_H para as 4 direções, ou seja, nos ângulos de aplicação 0°, 90°,180º e 270°.

Tabela 2. Verificações de estabilidade, γ_z e δ_H nas 4 direções para o modela A.

PARÂMETRO	RESULTADO	VALORES DE REFERÊNCIA
γz ÂNGULO 0°	1,14	1,10
γz ÂNGULO 90°	1,08	1,10
γz ÂNGULO 180°	1,14	1,10
γz ÂNGULO 270°	1,10	1,10
δH ÂNGULO 0°	1,24	2,29
δH ÂNGULO 90°	0,75	2,29
δH ÂNGULO 180°	1,24	2,29
δH ÂNGULO 270°	0,75	2,29

Fonte: Autor (2018)

4.2 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

Através da planta de carga do modelo A, disposta da tabela 1, baseado no perfil de sondagem apresentado na figura 21. Considerando o tipo de estaca utilizada no projeto como hélice contínua. Conforme a NBR 6122/2010, para estacas sob tensão média de compressão de 6 Mpa, é dispensável armadura. Devido à limitação do programa, as estacas terão diâmetro de 35 cm. Na tabela 3 é apresentado o pré-dimensionamento das estacas.

Tabela 3. Pré-dimensionamento das Estacas.

Pilar	Fz (tf)	ϕ Estaca (cm)	Área da Estaca (m²)	σmáx (tf/m²)	Fmáx da Estaca (tf)	Número de Estacas Fz/Fmáx	N° de Estacas Adotado	σ máx por Estaca (tf/m²)
P1	118,60	35,00	0,10	600,00	57,73	2,05	3,00	410,91
P2	207,50	35,00	0,10	600,00	57,73	3,59	4,00	539,19
P3	206,00	35,00	0,10	600,00	57,73	3,57	4,00	535,30
P4	120,50	35,00	0,10	600,00	57,73	2,09	3,00	417,50
P5	179,70	35,00	0,10	600,00	57,73	3,11	4,00	466,95
P6	377,90	35,00	0,10	600,00	57,73	6,55	7,00	561,13
P7	356,60	35,00	0,10	600,00	57,73	6,18	7,00	529,51
P8	169,50	35,00	0,10	600,00	57,73	2,94	3,00	587,27
P9	128,00	35,00	0,10	600,00	57,73	2,22	3,00	443,48
P10	163,60	35,00	0,10	600,00	57,73	2,83	3,00	566,82
P11	244,90	35,00	0,10	600,00	57,73	4,24	5,00	509,10
P12	215,80	35,00	0,10	600,00	57,73	3,74	4,00	560,76
P13	114,70	35,00	0,10	600,00	57,73	1,99	2,00	596,10
P14	125,30	35,00	0,10	600,00	57,73	2,17	3,00	434,13

Fonte: Autor (2018)

De posse do laudo de sondagem, considerando a estacas tipo hélice contínua de 35 cm de diâmetro, é determinada a capacidade de carga admissível Q_{adm} do solo, e o comprimento necessário para o assentamento das estacas, por meio da metodologia proposta por AOKI E VELLOSO (1975), conforme dados relacionados na tabela 4.

Tabela 4. Pré-dimensionamento das Estacas.

Cota de Sondagem (m)	NSPT	Tipo de Solo	Q_u, Ponta (tf)	$\sum Q_u$, lateral (tf)	Q_u (tf)	Q_{adm} (tf)
-1	0	Argila Siltosa	0,00	0,00	0,00	0,00
-2	2	Argila Siltosa	2,12	0,48	2,60	1,30
-3	5	Argila Siltosa	5,29	1,69	6,98	3,49
-4	7	Argila Siltosa	7,41	3,39	10,79	5,40
-5	8	Argila Siltosa	8,47	5,32	13,79	6,89
-6	8	Argila Siltosa	8,47	7,26	15,72	7,86
-7	10	Argila Siltosa	10,58	9,68	20,26	10,13
-8	11	Argila Arenosa	18,52	12,22	30,74	15,37
-9	11	Argila Arenosa	18,52	14,76	33,28	16,64
-10	10	Argila Arenosa	16,84	17,07	33,90	16,95
-11	13	Argila Arenosa	21,89	20,07	41,95	20,98
-12	15	Argila Arenosa	25,26	23,53	48,79	24,39
-13	19	Argila Arenosa	31,99	27,92	59,91	29,95
-14	17	Argila Arenosa	28,62	31,84	60,47	30,23
-15	19	Argila Arenosa	31,99	36,23	68,22	34,11
-16	19	Argila Arenosa	31,99	40,62	72,61	36,30
-17	22	Argila Arenosa	37,04	45,70	82,74	41,37
-18	**23**	**Areia Argilosa**	**66,39**	**57,08**	**123,46**	**61,73**
-19	23	Areia Argilosa	66,39	68,46	134,84	67,42
-20	23	Areia Argilosa	66,39	79,84	146,22	73,11
-21	25	Areia Argilosa	72,16	92,21	164,37	82,18
-22	26	Areia Argilosa	75,04	105,07	180,12	90,06
-23	28	Areia Argilosa	80,82	118,93	199,75	99,87
-24	28	Areia Argilosa	80,82	132,78	213,60	106,80
-25	33	Areia Argilosa	95,25	149,11	244,36	122,18

Fonte: Autor (2018)

Observado na tabela 4, sendo os fatores de segurança para a tipologia de estaca, F1 igual a 2,0 e F2 igual a 4,0. E o fator de segurança para a capacidade de carga do solo F_{seg} foi igual a 2. O maior carregamento previsto para a estaca é de 57,73 tf, conforme tabela 3, e a estaca mais carregada possui 53,99 tf, e a menos carregada com 38,23 tf. Desta forma, analisando as capacidades de carga

admissível do solo, a cota de assentamento das estacas ficou definido em 18m, pois nesta profundidade o solo resiste ao carregamento de todas as estacas.

4.3 RESULTADOS DO MODELO B

Após o pré-dimensionamento das estacas e dos blocos, foram lançados os elementos de fundação em uma cópia do modelo A. Inseridos os dados de sondagem dispostos na figura 21, no módulo SISES do software, definido todos os parâmetros do solo, conforme metodologia de AOKI E VELLOSO (1975). E novamente a estrutura foi processada, agora considerando a interação solo estrutura. Na tabela 5, é possível verificar o carregamento da planta de carga, para o modelo B, de acordo com ELU.

Tabela 5. Verificações do ELU máximos e mínimos para o modela B.

Pilar	ELU Máximo - Verificações de Pilares e Fundações					ELU Máximo - Verificações de Pilares e Fundações				
	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)
P1	1,3	2,3	117,9	3,4	-1,1	-1,3	-2,5	52,0	-6,0	-8,4
P2	2,3	3,7	215,7	7,7	-1,1	-2,3	-4,0	134,3	-7,9	-9,5
P3	2,3	3,4	211,6	9,7	-0,7	-2,3	-3,7	132,5	-5,9	-9,1
P4	1,3	1,7	122,1	5,7	3,5	-1,3	-1,9	58,4	-4,2	-3,8
P5	2,8	4,2	173,6	5,7	0,3	-2,7	-4,1	133,6	-10,3	-5,6
P6	3,5	5,0	331,7	18,0	4,5	-3,5	-4,8	284,2	-19,1	-11,4
P7	3,5	4,5	334,2	25,4	2,3	-3,5	-4,4	286,9	-14,2	-13,9
P8	2,8	3,2	175,8	12,6	1,6	-2,7	-3,1	136,9	-4,2	-4,4
P9	2,5	2,5	130,8	1,3	0,7	-2,3	-2,4	56,9	-1,1	-8,2
P10	4,1	4,1	178,5	1,2	3,4	-4,2	-4,0	135,8	-1,3	-10,5
P11	3,9	3,3	226,2	4,1	12,2	-3,8	-3,3	186,3	2,2	-18,9
P12	3,9	3,3	207,2	5,2	6,7	-4,2	-3,2	138,6	2,4	-6,9
P13	2,5	2,1	112,0	5,1	4,9	-2,3	-2,1	66,7	2,6	-3,4
P14	2,3	1,9	123,6	5,1	7,0	-2,5	-1,9	65,5	2,3	-1,5
Soma	39,0	45,2	2660,9	110,2	44,2	-38,9	-45,4	1868,6	-64,7	-115,5

Fonte: Autor (2018)

Além dos máximos e mínimos extraídos do ELU, foi possível verificar no Estado Limite de Serviço - ELS, as deformações sofridas pela estrutura. Na Tabela 6, são apresentados os valores de estabilidade global γ_z, e os deslocamentos horizontais δ_H para as 4 direções, ou seja, nos ângulos de aplicação 0°, 90°,180º e 270°, referente ao modelo B.

Tabela 6. Verificações de estabilidade, γ_z e δ_H nas 4 direções para o modela B.

PARÂMETRO	RESULTADO	VALORES DE REFERÊNCIA
γz ÂNGULO 0°	1,22	1,10
γz ÂNGULO 90°	1,12	1,10
γz ÂNGULO 180°	1,2	1,10
γz ÂNGULO 270°	1,18	1,10
δH ÂNGULO 0°	1,69	2,29
δH ÂNGULO 90°	1,24	2,29
δH ÂNGULO 180°	1,69	2,29
δH ÂNGULO 270°	1,24	2,29

Fonte: Autor (2018)

4.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA PLANTA DE CARGA E DOS PARÂMETROS DE ESTABILIDADE

A tabela 7 confronta diretamente os valores de esforço normal Fz máximos dos modelos A e B, oriundos das tabelas 1 e 5.

Tabela 7. Comparação de Fz máximo dos modelos A e B.

PILAR	CARREGAMENTO DAS PLANTAS DE CARGA Fz (tf)		
	MODELO A	MODELO B	VARIAÇÃO
P1	118,6	117,9	-0,59%
P2	207,5	215,7	3,95%
P3	206,0	211,6	2,72%
P4	120,5	122,1	1,33%
P5	179,7	173,6	-3,39%
P6	377,9	331,7	-12,23%
P7	356,6	334,2	-6,28%
P8	169,5	175,8	3,72%
P9	128,0	130,8	2,19%
P10	163,6	178,5	9,11%
P11	244,9	226,2	-7,64%
P12	215,8	207,2	-3,99%
P13	114,7	112,0	-2,35%
P14	125,3	123,6	-1,36%

Fonte: Autor (2018)

As variações da planta de carga dispostas na tabela 7 apresentam as maiores alteração nos pilares P6, o qual ocorreu uma redução de 12,23%, e no P10 que ocorreu um acréscimo de 9,11% em seu carregamento. Assim o dimensionamento das fundações ou dos próprios pilares pode ser comprometido, pois os dados

obtidos no modelo A, podem não representar o carregamento real, levando alguns elementos a consumir mais aço e outros menos do que o necessário. Esta variação ainda pode causar uma previsão incorreta da quantidade de estacas necessárias em determinado pilar, além da possibilidade de recalques maiores que o previsto.

A tabela 8 comprara os parâmetros de estabilidade, ɣz e δH, dos dois modelos estudados.

Tabela 8. Comparação estabilidade global dos modelos A e B.

PARÂMETRO	MODELO A	MODELO B	B/A
ɣz ÂNGULO 0°	1,14	1,22	1,07
ɣz ÂNGULO 90°	1,08	1,12	1,04
ɣz ÂNGULO 180°	1,14	1,2	1,05
ɣz ÂNGULO 270°	1,10	1,18	1,07
δH ÂNGULO 0°	1,24	1,69	1,36
δH ÂNGULO 90°	0,75	1,24	1,65
δH ÂNGULO 180°	1,24	1,69	1,36
δH ÂNGULO 270°	0,75	1,24	1,65

Fonte: Autor (2018)

É possível verificar que quando considerado a interação solo estrutura, ou seja, do modelo B, ɣz e δH apresentam valores superiores ao modelo A.

Assim como esclarecido no referencial teórico, a NBR 6118/2014, determina que seja considerado os efeitos de 2ª ordem no dimensionamento do edifício, quando o coeficiente ɣz superar 1,1.

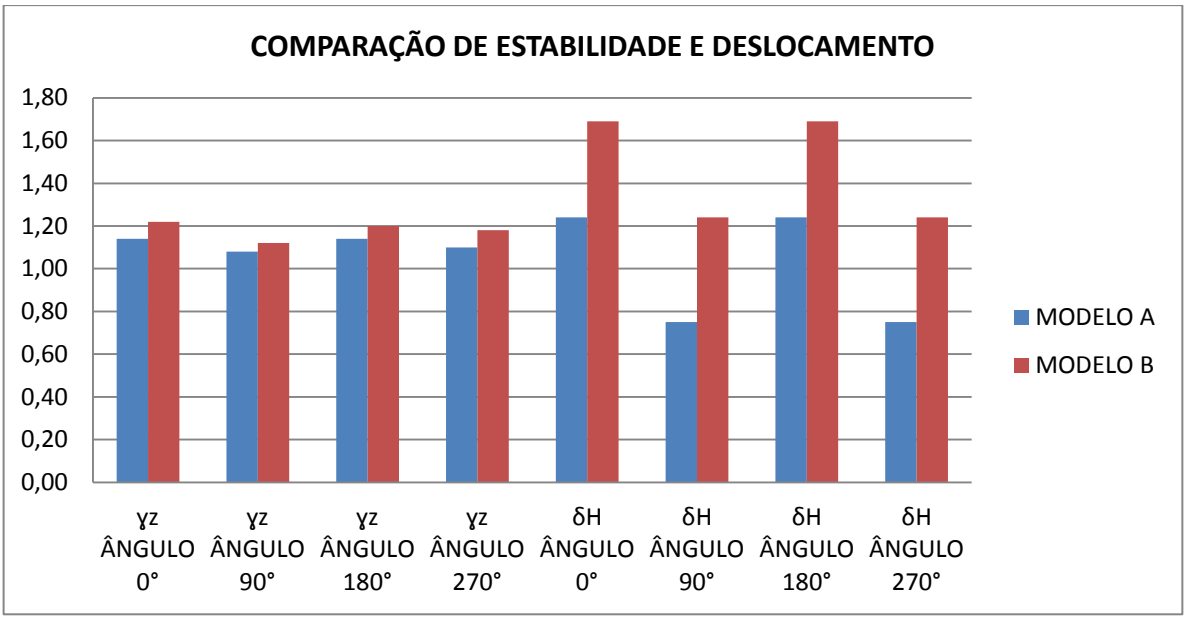
O modelo A apresentou valores acima desta referência na maioria das direções, desta forma foi necessário considerar os efeitos de 2ª ordem. Já o modelo B apresentou valores maiores para o parâmetro.

Em relação ao deslocamento horizontal δH, o modelo B também apresentou valores superiores em relação ao modelo A.

Deste modo é verificado que quando se considera a interação solo estrutura (modelo B), os parâmetros de estabilidade global ɣz e deslocamento horizontal δH, tendem a sofrer um aumento, em referência ao modelo A, que considera apoios indeslocáveis. Assim é demonstrado que a ISE interfere diretamente nos parâmetros de estabilidade e deslocamento da estrutura.

No gráfico 1 abaixo observamos com maior clareza as variações mencionadas.

Gráfico 1 . Variação de Esfoço Normal em todos os pilares



Fonte: Autor (2018)

4.5 VERIFICAÇÃO DA REDISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS NORMAIS NOS PILARES AO LONGO DOS PAVIMENTOS

Através dos pórticos espaciais gerados pelo software, para o modelo A e B, podemos observar a variação dos esforços normais nos pilares ao longo dos pavimentos, conforme tabelas 9 e 10.

Tabela 9. Fz máximo dos modelos A e B, do pilar P1 ao P7.

ANDAR	MODELO	CARREGAMENTO DO PILAR POR ANDAR (tf)						
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
COBERTURA	A	3,35	7,05	6,99	3,46	6,88	16,65	15,70
	B	3,63	7,85	7,58	3,68	6,84	14,51	15,01
12° ANDAR	A	10,71	20,73	20,54	10,95	19,94	45,07	42,54
	B	11,27	22,39	21,81	11,44	19,86	40,38	40,98
11° ANDAR	A	18,30	34,79	34,42	18,64	32,98	73,30	69,17
	B	18,84	36,92	35,97	19,20	32,75	66,07	66,74
10° ANDAR	A	26,32	49,19	48,69	26,69	46,33	101,30	95,57
	B	26,77	52,07	50,58	26,89	45,58	91,53	92,26
9° ANDAR	A	34,83	63,96	63,32	35,31	59,86	129,97	122,71
	B	35,24	67,61	65,72	35,24	58,92	116,75	117,54
8° ANDAR	A	43,78	79,09	78,33	44,38	73,56	159,09	150,21
	B	44,27	83,53	81,24	44,29	72,44	142,02	142,85
7° ANDAR	A	53,15	95,09	94,14	53,88	87,45	188,49	177,99

	B	53,72	99,85	97,15	53,78	86,15	167,98	169,17
6° ANDAR	A	62,94	111,96	110,88	63,82	101,54	218,19	206,04
	B	63,59	117,14	113,99	63,69	100,06	194,61	195,90
5° ANDAR	A	73,12	129,43	128,24	74,16	115,84	248,20	234,36
	B	73,85	135,97	131,79	74,00	114,18	221,52	222,90
4° ANDAR	A	83,64	147,45	146,16	84,87	130,33	278,50	262,95
	B	84,47	154,20	150,20	84,68	128,50	248,70	250,16
3° ANDAR	A	94,38	165,86	164,50	95,82	144,99	309,04	291,73
	B	95,37	173,55	169,12	95,66	143,00	276,11	277,64
2° ANDAR	A	105,02	184,27	182,84	106,70	159,69	339,62	320,52
	B	106,37	193,21	188,35	106,72	157,57	303,61	305,19
1° ANDAR	A	114,77	201,58	200,12	116,67	174,07	369,83	348,86
	B	116,97	212,47	207,18	117,50	172,17	330,91	332,48
TÉRREO	A	118,60	207,50	206,00	120,50	179,70	377,90	356,60
	B	117,90	215,70	211,60	122,10	173,60	331,70	334,20

Fonte: Autor (2018)

Tabela 10. Fz máximo dos modelos A e B, do pilar P8 ao P14.

ANDAR	MODELO	CARREGAMENTO DO PILAR POR ANDAR (tf)						
		P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
COBERTURA	A	6,46	3,87	6,42	10,09	8,03	3,45	3,66
	B	7,15	4,30	7,47	9,31	7,81	3,98	4,10
12° ANDAR	A	18,74	11,76	18,61	28,43	22,84	10,71	11,39
	B	20,19	12,75	20,75	26,67	22,34	11,80	12,25
11° ANDAR	A	30,95	19,76	30,87	46,83	37,69	17,88	19,22
	B	33,10	21,31	34,02	43,96	36,91	19,29	20,30
10° ANDAR	A	43,49	28,08	43,29	65,39	52,67	25,15	27,46
	B	45,84	30,01	47,48	61,45	51,54	26,61	28,51
9° ANDAR	A	56,20	37,17	55,81	84,08	68,28	32,88	35,98
	B	59,07	38,84	61,13	79,11	66,24	34,17	36,82
8° ANDAR	A	69,09	46,75	68,43	102,90	84,25	40,97	45,23
	B	72,55	48,35	74,89	96,89	81,63	41,82	45,81
7° ANDAR	A	82,15	56,83	81,12	121,84	100,57	49,89	55,06
	B	86,22	58,72	88,78	114,80	97,50	49,59	55,26
6° ANDAR	A	95,39	67,41	93,89	140,93	117,29	59,32	65,39
	B	100,09	69,59	102,78	132,84	113,73	58,26	65,61
5° ANDAR	A	108,83	78,47	106,72	160,14	135,31	69,22	76,22
	B	114,15	80,95	116,89	151,02	130,64	67,83	76,46
4° ANDAR	A	122,44	89,97	119,72	179,48	153,90	79,56	87,51
	B	128,40	92,76	131,36	169,32	148,73	78,00	87,79
3° ANDAR	A	136,19	101,79	132,90	198,90	172,94	90,25	99,15
	B	142,81	104,91	146,01	187,72	167,29	88,56	99,52
2° ANDAR	A	150,43	113,55	145,92	218,34	192,05	100,99	110,81
	B	157,33	117,23	160,66	206,16	186,14	99,31	111,42
1° ANDAR	A	164,18	124,19	158,31	237,63	210,16	110,92	121,50

	B	171,91	128,30	174,99	224,52	204,04	109,54	122,59
TÉRREO	A	169,50	128,00	163,60	244,90	215,80	114,70	125,30
	B	175,80	130,80	178,50	226,20	207,20	112,00	123,60

Fonte: Autor (2018)

Na tabela 11 observa-se a variação entre os modelos A e B do esforço normal, através da diferença de carregamento em cada um dos pilares no decorrer dos pavimentos.

Tabela 11. Variação de Fz máximo dos modelos A e B.

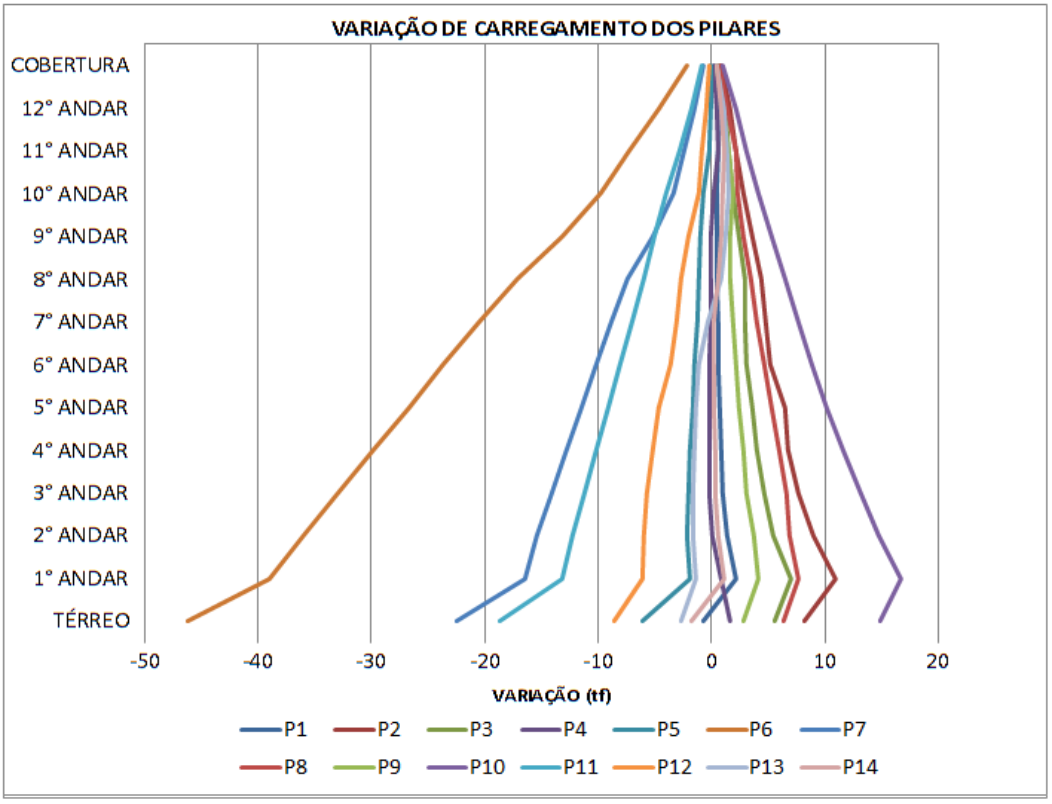
ANDAR	VARIAÇÃO DE CARREGAMENTO DO PILAR POR ANDAR (tf)													
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
COBERTURA	0,28	0,80	0,59	0,22	-0,04	-2,14	-0,69	0,69	0,43	1,05	-0,78	-0,22	0,53	0,44
12° ANDAR	0,56	1,66	1,27	0,49	-0,08	-4,69	-1,56	1,45	0,99	2,14	-1,76	-0,50	1,09	0,86
11° ANDAR	0,54	2,13	1,55	0,56	-0,23	-7,23	-2,43	2,15	1,55	3,15	-2,87	-0,78	1,41	1,08
10° ANDAR	0,45	2,88	1,89	0,20	-0,75	-9,77	-3,31	2,35	1,93	4,19	-3,94	-1,13	1,46	1,05
9° ANDAR	0,41	3,65	2,40	-0,07	-0,94	-13,22	-5,17	2,87	1,67	5,32	-4,97	-2,04	1,29	0,84
8° ANDAR	0,49	4,44	2,91	-0,09	-1,12	-17,07	-7,36	3,46	1,60	6,46	-6,01	-2,62	0,85	0,58
7° ANDAR	0,57	4,76	3,01	-0,10	-1,30	-20,51	-8,82	4,07	1,89	7,66	-7,04	-3,07	-0,30	0,20
6° ANDAR	0,65	5,18	3,11	-0,13	-1,48	-23,58	-10,14	4,70	2,18	8,89	-8,09	-3,56	-1,06	0,22
5° ANDAR	0,73	6,54	3,55	-0,16	-1,66	-26,68	-11,46	5,32	2,48	10,17	-9,12	-4,67	-1,39	0,24
4° ANDAR	0,83	6,75	4,04	-0,19	-1,83	-29,80	-12,79	5,96	2,79	11,64	-10,16	-5,17	-1,56	0,28
3° ANDAR	0,99	7,69	4,62	-0,16	-1,99	-32,93	-14,09	6,62	3,12	13,11	-11,18	-5,65	-1,69	0,37
2° ANDAR	1,35	8,94	5,51	0,02	-2,12	-36,01	-15,33	6,90	3,68	14,74	-12,18	-5,91	-1,68	0,61
1° ANDAR	2,20	10,89	7,06	0,83	-1,90	-38,92	-16,38	7,73	4,11	16,68	-13,11	-6,12	-1,38	1,09
TÉRREO	-0,70	8,20	5,60	1,60	-6,10	-46,20	-22,40	6,30	2,80	14,90	-18,70	-8,60	-2,70	-1,70

Fonte: Autor (2018)

Através dos valores resultantes da tabela 11, foram gerados os gráficos 2, 3, 4 e 5, estes demostram a distribuição dos esforços normais nos pilares ao longo dos pavimentos.

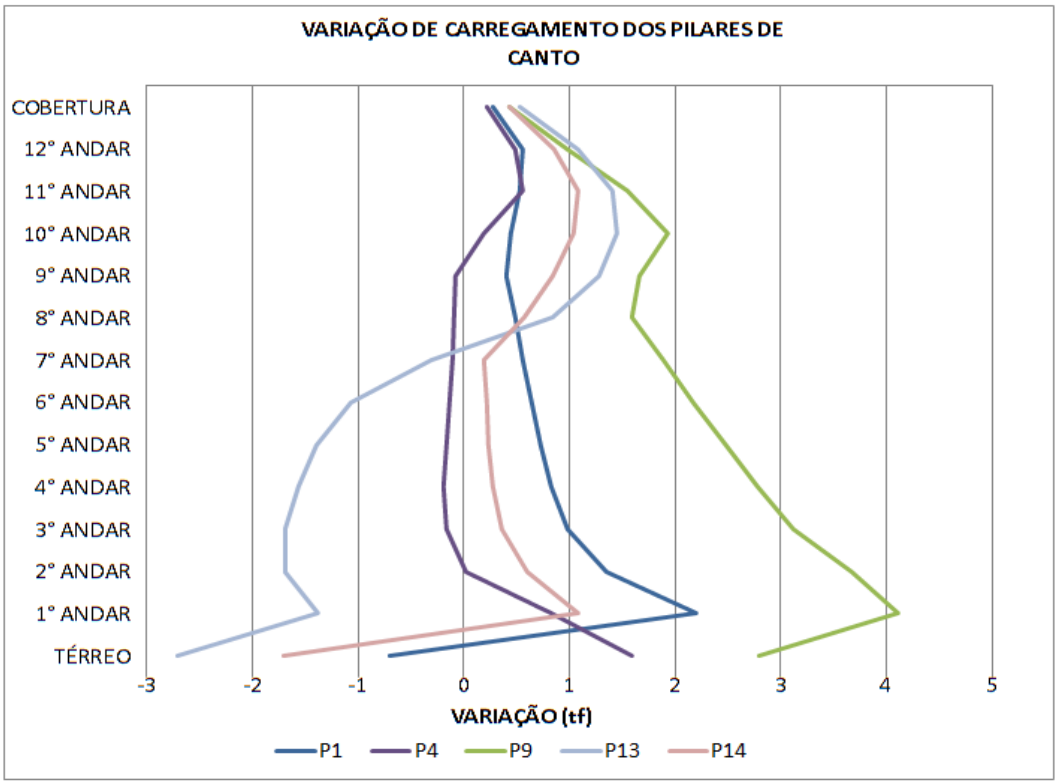
Analisando os resultados das tabelas 7 e 11, ocorreram variações positivas e negativas. Conforme previsto pelas biografias, e outros estudos do mesmo gênero, foi evidenciado que a redistribuição dos esforços causou uma redução do carregamento dos pilares centrais e aumento nos pilares periféricos. Ainda é possível observar, por se tratar de um edifício que não possui total simetria, ou seja, em formato L, conforme proposto e apresentada na planta baixa, figura 19, os pilares P5, P12 de extremidade, e P13 de canto, apresentaram variação negativa.

Gráfico 2 . Variação de Esfoço Normal em todos os pilares



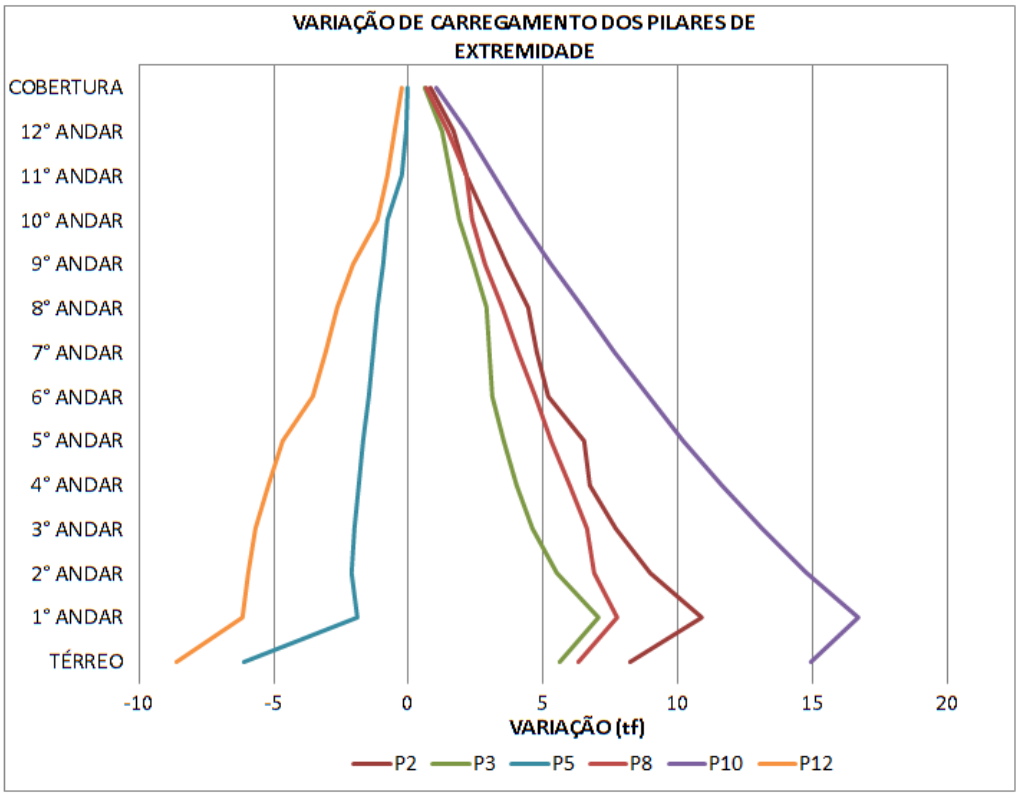
Fonte: Autor (2018)

Gráfico 3 . Variação de Esfoço Normal em pilares de canto



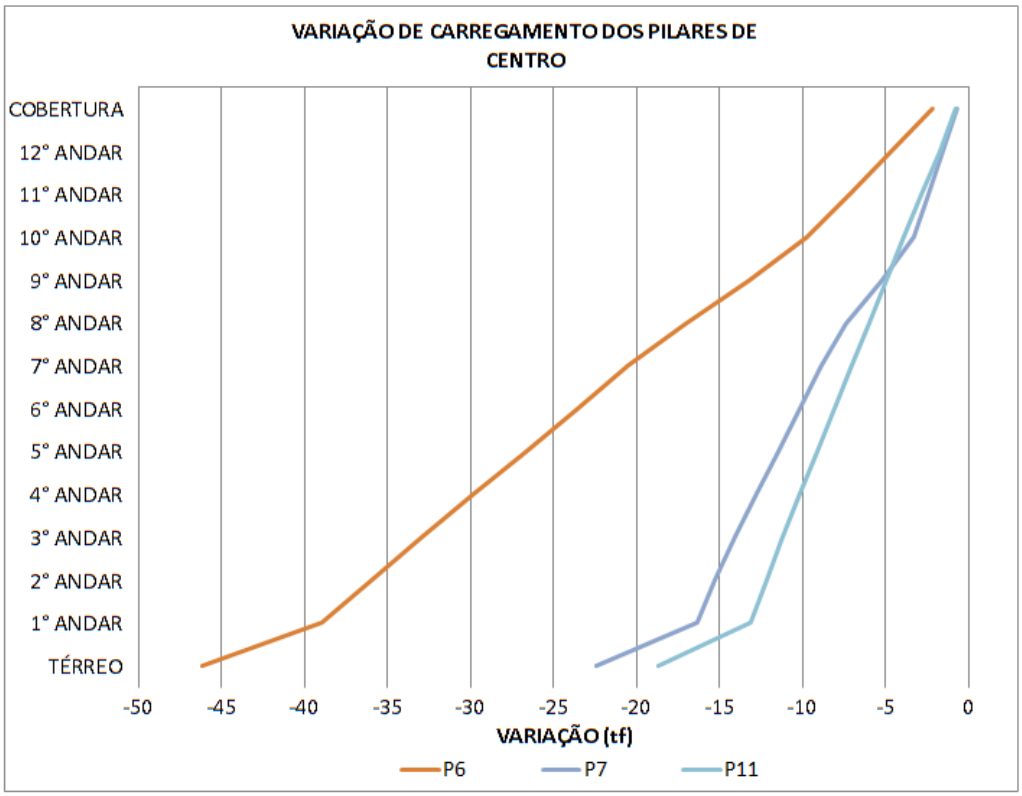
Fonte: Autor (2018)

Gráfico 4 . Variação de Esfoço Normal em pilares de extremidade



Fonte: Autor (2018)

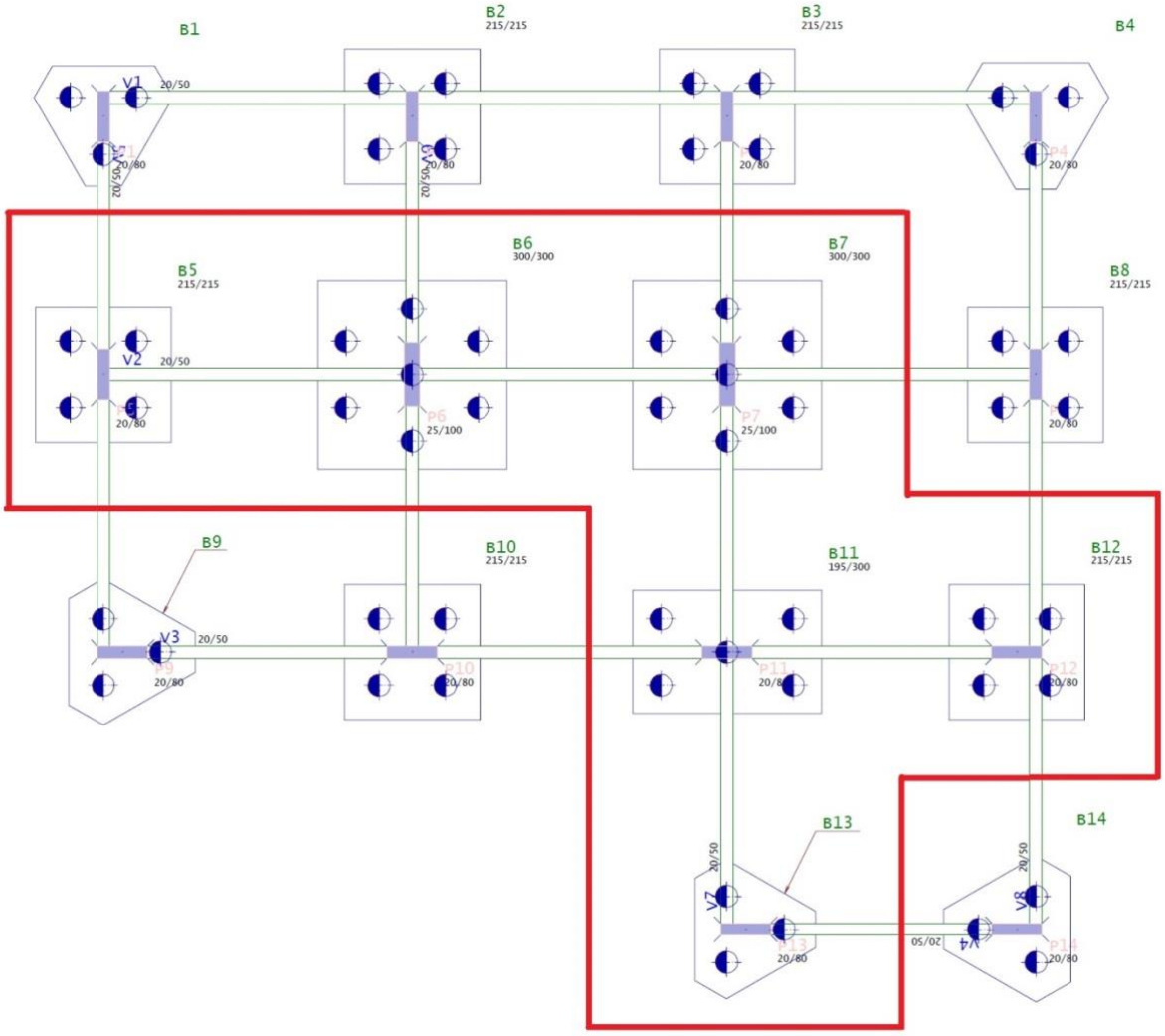
Gráfico 5 . Variação de Esfoço Normal em pilares de centro



Fonte: Autor (2018)

Após análise da figura 22, é possível verificar que a redistribuição também está relacionada com a geométrica da edificação. Pois devido a assimetria da planta, em formato L, além dos pilares centrais sofrerem variações, três pilares periféricos também sofreram redução de carregamento.

Figura 22. Representação de faixa de variações em planta



Fonte: Autor.

4.6 VERIFICAÇÃO DA REDISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NOS PILARES AO LONGO DOS PAVIMENTOS

Os dados referentes aos momentos fletores nos pilares foram obtidos através dos pórticos espaciais, no ELU da verificação dos pilares e fundação. Na tabela 12 são apresentados os dados de momento fletor do um pilar intermediário, P6. Os

dados referentes aos outros pilares não serão apresentados, pois possuem comportamento similar.

Tabela 12. Variação de momentos fletores dos modelos A e B para o pilar P6.

PAVIMENTO	LOCAL	MOMENTO AO LONGO DO PILAR P6			
		MOMENTO NEGATIVO (tf.m)		MOMENTO POSITIVO (tf.m)	
		MODELO A	MODELO B	MODELO A	MODELO B
COBERTURA	TOPO	-1,85	-2,61	1,68	1,12
	BASE	-1,27	-0,57	0,56	0,98
12° ANDAR	TOPO	-3,16	-3,44	3,79	3,63
	BASE	-0,87	-0,44	0,21	0,51
11° ANDAR	TOPO	-4,54	-5,04	5,16	4,89
	BASE	-0,88	-0,53	0,31	0,70
10° ANDAR	TOPO	-5,58	-6,08	6,29	6,07
	BASE	-1,85	-1,52	1,29	1,67
9° ANDAR	TOPO	-6,56	-7,10	7,33	7,11
	BASE	-2,91	-2,59	2,36	2,74
8° ANDAR	TOPO	-7,47	-8,04	8,30	8,11
	BASE	-4,02	-3,71	3,46	3,84
7° ANDAR	TOPO	-8,32	-8,92	9,22	9,06
	BASE	-5,17	-4,87	4,60	4,97
6° ANDAR	TOPO	-9,07	-9,73	10,05	9,95
	BASE	-6,39	-6,07	5,81	6,16
5° ANDAR	TOPO	-9,64	-10,40	10,73	10,73
	BASE	-7,77	-7,37	7,18	7,45
4° ANDAR	TOPO	-9,81	-10,78	11,03	11,28
	BASE	-9,50	-8,90	8,96	9,05
3° ANDAR	TOPO	-8,98	-10,44	10,47	11,28
	BASE	-12,21	-10,80	11,86	11,26
2° ANDAR	TOPO	-5,51	-8,46	7,61	10,18
	BASE	-17,40	-15,14	17,54	16,13
1° ANDAR	TOPO	-1,34	-0,88	4,88	4,35
	BASE	-30,06	-21,33	32,54	25,93
TÉRREO	TOPO	-29,50	-19,10	33,10	18,00

Fonte: Autor (2018)

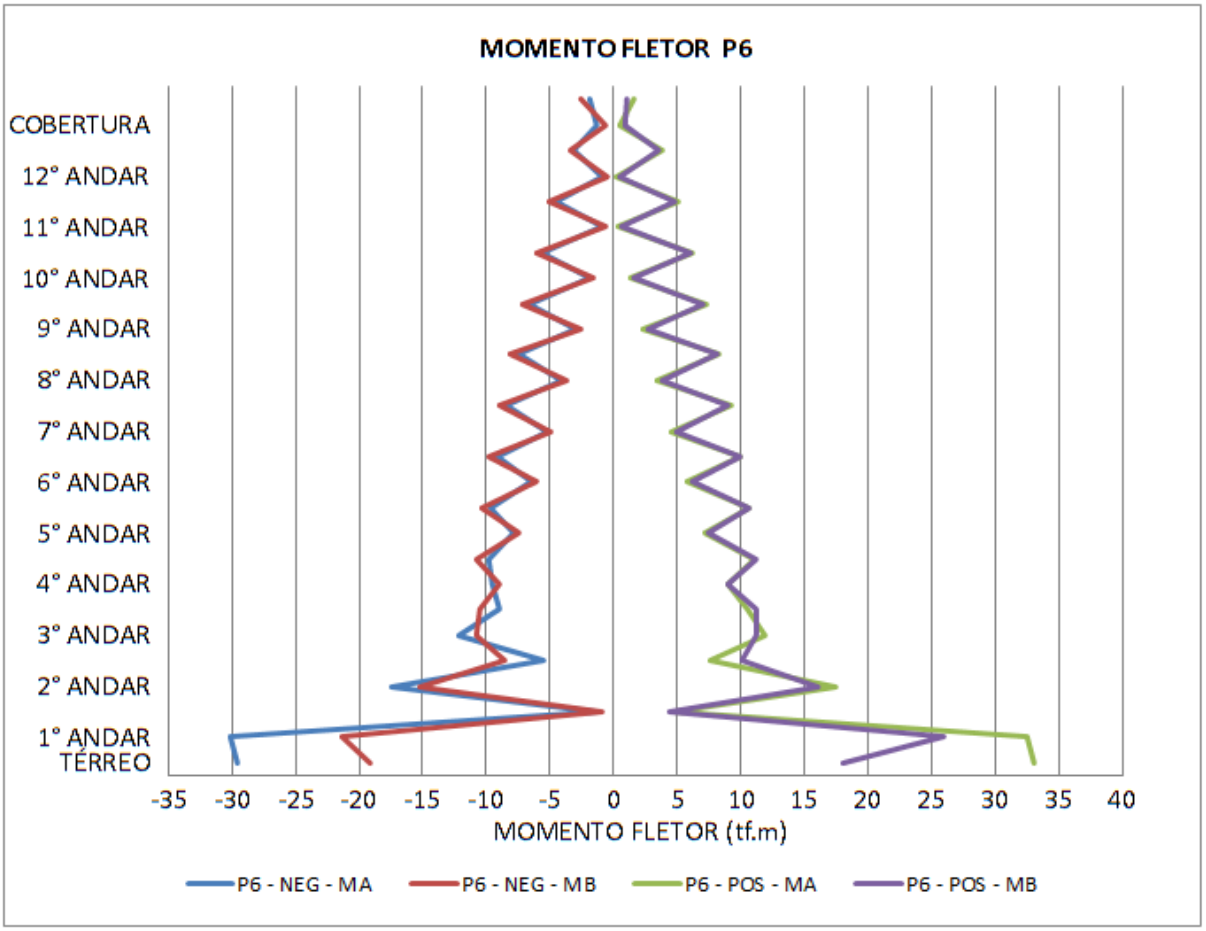
Analisando os dados apresentados na tabela 12, a variação do momento fletor ocorre de forma acentuada principalmente nos pavimentos inferiores da edificação. No pilar P6, no pavimento térreo, o momento positivo do modelo A apresentou o valor 33,10 tf.m, enquanto que o modelo B apresentou o valor de 18,0 tf.m, ou seja, observou-se uma redução de 45,61%.

A redução dos momentos está relacionada ao tipo de apoio dos pilares. Como no modelo A, foram atribuídos vínculos indeslocáveis, os momentos tendem a um valor maior que o modelo B, o qual possui vínculos elásticos no apoio.

Desta forma demostra-se que a não consideração da interação solo-estrutura pode levar a um superdimensionamento destes elementos estruturais, com um consumo de aço maior. Pois no modelo B, com apoios elásticos, ocorrem momentos menores nos primeiros pavimentos, o que consequentemente será necessário menos aço para combater estes momentos, comparados ao modelo A, que possui apoios indeslocáveis e com momentos maiores.

No gráfico 6 é demostrado de forma mais clara a redistribuição dos momentos apresentados na tabela 12.

Gráfico 6 . Variação de momento fletor ao longo do pilar P6 dos modelos A e B



Fonte: Autor (2018)

4.7 VERIFICAÇÃO DA REDISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NAS VIGAS AO LONGO DOS PAVIMENTOS

Os valores de momento fletor atuantes nas vigas foram adquiridos através do pórtico espacial para o ELU, verificação de vigas e lajes dos dois modelos estudados. Para esta análise, apenas os máximos momentos negativos, na região da ligação do pilar com a viga foram observados, pois os momentos positivos apresentaram valores pequenos ou inexistentes.

Nas tabelas 13, 14 e 15 são exibidos respectivamente, os dados de momento fletor do modelo A, dados de momento fletor do modelo B, e a variação entre os dois modelos para a viga V3. As informações referentes às outras vigas não são apresentadas, pois possuem comportamento similar.

Tabela 13. Momento fletor da viga V3 modelo A, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.

MOMENTO FLETOR VIGA 3 - MODELO A (tf.m)						
PAVIMENTO	PILAR -LADO					
	P9-DIR.	P10-ESQ.	P10-DIR.	P11-ESQ.	P11-DIR.	P12-ESQ.
COBERTURA	-1,92	-1,40	-3,10	-2,72	-2,71	-3,74
12° ANDAR	-3,53	-2,90	-4,89	-4,25	-4,98	-6,27
11° ANDAR	-4,31	-3,65	-5,47	-4,88	-5,84	-7,14
10° ANDAR	-5,18	-4,52	-6,17	-5,59	-6,86	-8,17
9° ANDAR	-6,10	-5,43	-6,89	-6,34	-7,93	-9,24
8° ANDAR	-7,03	-6,37	-7,61	-7,10	-9,04	-10,33
7° ANDAR	-7,97	-7,32	-8,31	-7,86	-10,17	-11,43
6° ANDAR	-8,91	-8,28	-8,99	-8,60	-11,32	-12,52
5° ANDAR	-9,82	-9,22	-9,61	-9,29	-12,45	-13,59
4° ANDAR	-10,65	-10,10	-10,13	-9,90	-13,52	-14,58
3° ANDAR	-11,25	-10,77	-10,42	-10,30	-14,36	-15,29
2° ANDAR	-11,20	-10,81	-10,14	-10,14	-14,47	-15,25
1° ANDAR	-9,30	-9,12	-8,34	-8,52	-12,53	-12,98
TÉRREO	-0,78	-0,87	-1,01	-0,93	-0,76	-0,76

Fonte: Autor (2018)

Tabela 14. Momento fletor da viga V3 modelo B, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.

MOMENTO FLETOR VIGA 3 - MODELO B (tf.m)						
PAVIMENTO	PILAR - LADO					
	P9-DIR.	P10-ESQ.	P10-DIR.	P11-ESQ.	P11-DIR.	P12-ESQ.
COBERTURA	-2,11	-1,08	-4,06	-2,20	-1,76	-4,27
12° ANDAR	-3,83	-2,43	-6,00	-3,70	-3,90	-6,88
11° ANDAR	-4,59	-3,20	-6,59	-4,35	-4,77	-7,67
10° ANDAR	-5,46	-4,07	-7,31	-5,06	-5,79	-8,71
9° ANDAR	-6,38	-4,99	-8,07	-5,83	-6,87	-9,79

8° ANDAR	-7,32	-5,93	-8,84	-6,61	-7,98	-10,90
7° ANDAR	-8,26	-6,89	-9,60	-7,40	-9,11	-12,01
6° ANDAR	-9,19	-7,86	-10,34	-8,17	-10,26	-13,13
5° ANDAR	-10,11	-8,83	-11,05	-8,92	-11,41	-14,23
4° ANDAR	-10,97	-9,75	-11,68	-9,59	-12,51	-15,27
3° ANDAR	-11,62	-10,48	-12,12	-10,09	-13,42	-16,07
2° ANDAR	-12,02	-10,95	-12,27	-10,24	-13,95	-16,52
1° ANDAR	-10,03	-9,27	-10,81	-9,07	-12,42	-14,45
TÉRREO	-3,68	-3,21	-4,39	-2,28	-2,08	-3,29

Fonte: Autor (2018)

Tabela 15. Variação de momento fletor da viga V3 entre os modelos A e B, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.

VARIAÇÃO DE MOMENTO FLETOR VIGA 3						
PAVIMENTO	PILAR -LADO					
	P9-DIR.	P10-ESQ.	P10-DIR.	P11-ESQ.	P11-DIR.	P12-ESQ.
COBERTURA	9,90%	-22,86%	30,97%	-19,12%	-35,06%	14,17%
12° ANDAR	8,50%	-16,21%	22,70%	-12,94%	-21,69%	9,73%
11° ANDAR	6,50%	-12,33%	20,48%	-10,86%	-18,32%	7,42%
10° ANDAR	5,41%	-9,96%	18,48%	-9,48%	-15,60%	6,61%
9° ANDAR	4,59%	-8,10%	17,13%	-8,04%	-13,37%	5,95%
8° ANDAR	4,13%	-6,91%	16,16%	-6,90%	-11,73%	5,52%
7° ANDAR	3,64%	-5,87%	15,52%	-5,85%	-10,42%	5,07%
6° ANDAR	3,14%	-5,07%	15,02%	-5,00%	-9,36%	4,87%
5° ANDAR	2,95%	-4,23%	14,98%	-3,98%	-8,35%	4,71%
4° ANDAR	3,00%	-3,47%	15,30%	-3,13%	-7,47%	4,73%
3° ANDAR	3,29%	-2,69%	16,31%	-2,04%	-6,55%	5,10%
2° ANDAR	7,32%	1,30%	21,01%	0,99%	-3,59%	8,33%
1° ANDAR	7,85%	1,64%	29,62%	6,46%	-0,88%	11,33%
TÉRREO	371,79%	268,97%	334,65%	145,16%	173,68%	332,89%

Fonte: Autor (2018)

De posse dos dados da tabela 15, foi gerado o gráfico 7, desta forma é possível uma melhor visualização dos resultados obtidos.

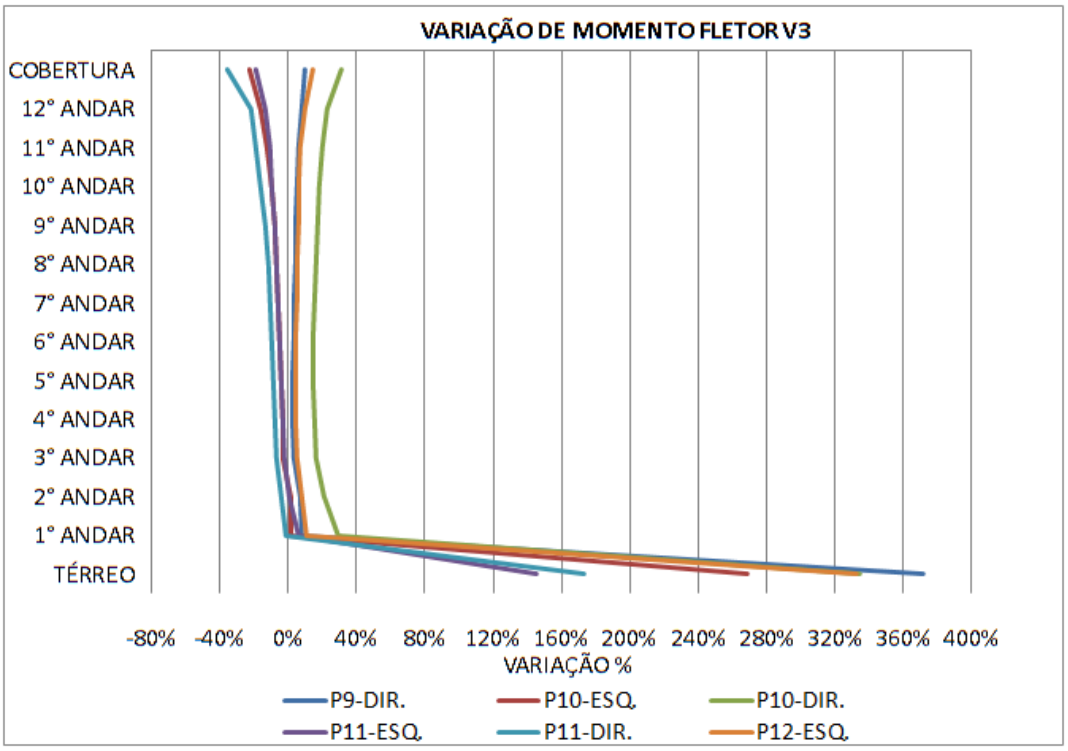
Avaliando os resultados, nota-se que há um aumento do momento fletor nas vigas, ocorrendo de forma acentuada nos pavimentos inferiores da edificação. Este evento é explanado pela tipologia de vinculo dos pilares. Como explicado no item 4.6, o modelo A apresenta vínculos rígidos na fundação (apoios indeslocáveis), fazendo com que na base dos pilares haja uma absorção maior das solicitações de momento em relação ao modelo B, o qual possui apoios flexíveis. Desta forma, como há um alívio do momento fletor dos pilares no modelo B, ocorre consequentemente uma redistribuição dos esforços para as vigas.

A partir das informações gráficas, nota-se que as redistribuições ocorrem principalmente nos primeiros pavimentos, próximo a 20% da altura total do edifício. Também é possível verificar que ocorrem médias redistribuições dos esforços nos últimos pavimentos, a partir de 80% da altura total do edifício.

Na Viga V3, Pilar P9, a nível térreo, o momento fletor variou de -0,78 tf.m para -3,68 tf.m, respectivamente para os modelos A e B, o que representa um aumento de 371,79%. Na mesma viga, desta vez em nível de cobertura, houve variação de -1,92 tf.m para -2,11 tf.m, respectivamente para os modelos A e B, o que representa um aumento de 9,90%.

A ocorrência destes resultados demostra que quando é considerado a interação solo estrutura, ocorre um aumento dos momentos fletores nas vigas, em relação ao modelo A. A não consideração desta variação pode levar a um subdimensionamento das vigas, com área de aço menor que o necessário para o combate aos momentos fletores atuantes. Além disso, podem ocorrer flechas e fissuras excessivas nestes elementos estruturais.

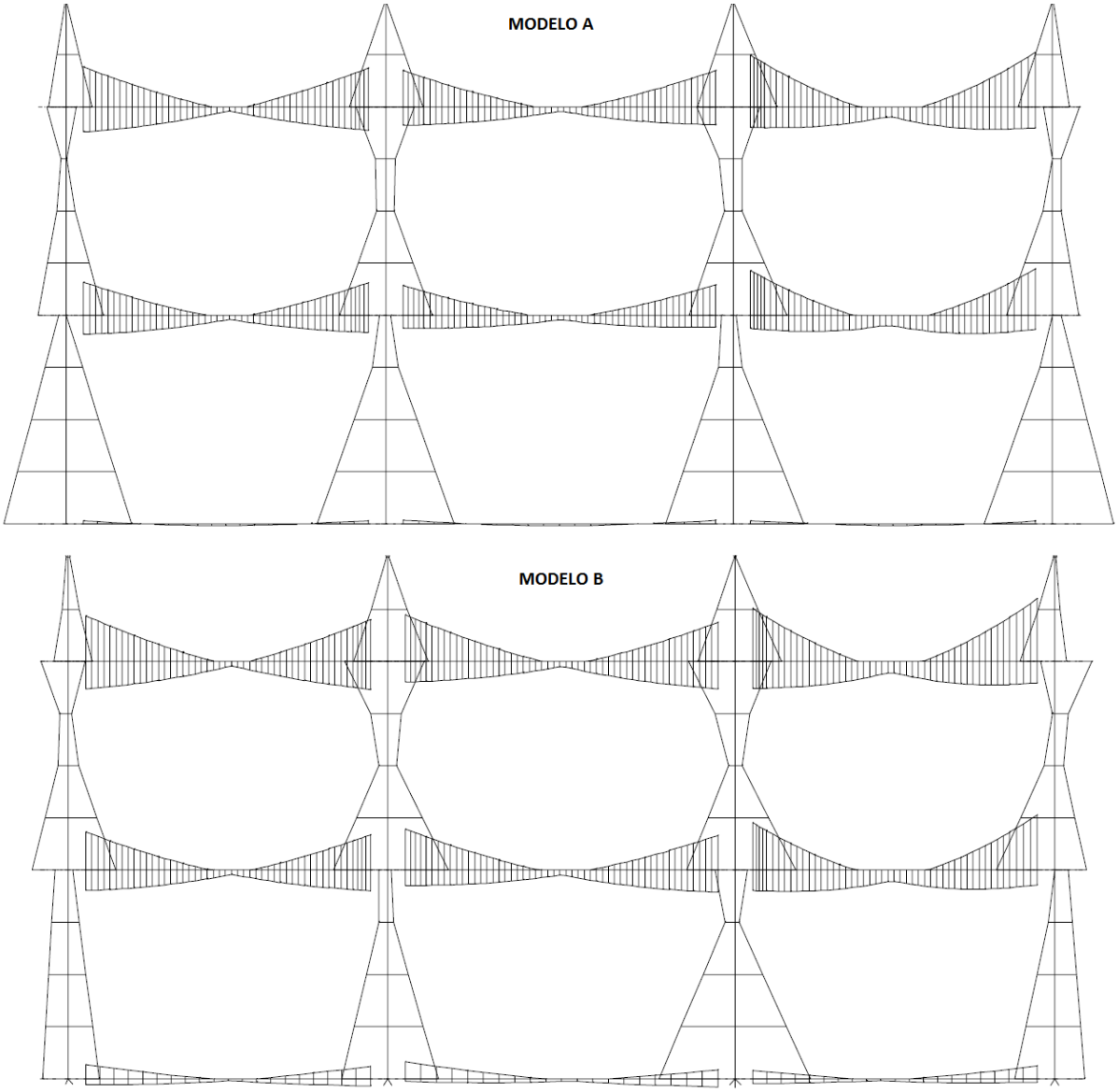
Gráfico 7 . Variação de Momento fletor entre viga V2 e pilares P5, P6, P7 e P8.



Fonte: Autor (2018)

Na figura 23 são comparados os diagramas de momento fletor do pórtico plano oriundo da viga V3 e dos pilares P9, P10, P11 e P12. No diagrama é perceptível o alívio que ocorre nos pilares e o aumento nas vigas.

Figura 23. Diagrama de momento fletor de pórtico plano, modelo A e B, viga V3 e pilares P9, P10, P11 e P12.



Fonte: Autor (2018)

4.8 VERIFICAÇÃO DA REDISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS CORTANTES NAS VIGAS AO LONGO DOS PAVIMENTOS

Os valores de esforço cortante atuante nas vigas foram adquiridos através do pórtico espacial para o ELU, verificação de vigas e lajes para os dois modelos

estudados. Apenas os máximos cortantes na região da ligação entre vigas e pilares, foram observados.

Nesta verificação de esforço cortante, apenas a viga V3 esta detalhada. Assim como na verificação de momento fletor realizada no item 4.7, os esforços cortantes atuarão de forma similar em todas as vigas.

Nas tabelas 16, 17 e 18 são apresentados respectivamente, os dados de esforço cortante do modelo A, dados de esforço cortante do modelo B, e a variação entre os dois modelos para a viga V3.

Avaliando os resultados, notamos que há um aumento do esforço cortante nas vigas, ocorrendo de forma acentuada nos pavimentos inferiores da edificação.

E novamente, este evento é explanado pela tipologia de vínculo dos pilares. Como explicado no item 4.6 e 4.7, o modelo A apresenta vínculo rígido na fundação (apoios indeslocáveis), fazendo com que os pilares absorvam maiores reações em relação ao modelo B, o qual possui apoios flexíveis. Desta forma, como há um alívio dos pilares no modelo B, ocorre consequentemente uma redistribuição dos esforços para as vigas, causando o aumento do esforço cortante, conforme observado.

Tabela 16. Esforço cortante da viga V3 modelo A, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.

ESFORÇO CORTANTE VIGA 3 - MODELO A (tf)						
PAVIMENTO	PILAR					
	P9-DIR.	P10-ESQ.	P10-DIR.	P11-ESQ.	P11-DIR.	P12-ESQ.
COBERTURA	2,01	-1,65	2,42	-2,17	3,88	-4,75
12° ANDAR	3,58	-3,11	4,06	-3,68	6,42	-7,44
11° ANDAR	3,95	-3,51	4,32	-3,96	6,73	-7,71
10° ANDAR	4,38	-3,95	4,64	-4,29	7,29	-8,18
9° ANDAR	4,84	-4,42	4,97	-4,63	7,88	-8,73
8° ANDAR	5,29	-4,90	5,30	-4,98	8,49	-9,29
7° ANDAR	5,76	-5,39	5,63	-5,35	9,11	-9,85
6° ANDAR	6,22	-5,89	5,94	-5,67	9,74	-10,41
5° ANDAR	6,67	-6,37	6,22	-5,99	10,36	-10,96
4° ANDAR	7,08	-6,82	6,46	-6,27	10,94	-11,47
3° ANDAR	7,37	-7,17	6,59	-6,45	11,40	-11,84
2° ANDAR	7,35	-7,19	6,46	-6,37	11,46	-11,81
1° ANDAR	6,42	-6,32	5,62	-5,63	10,40	-10,66
TÉRREO	1,01	-1,08	1,18	-1,04	0,92	-1,01

Fonte: Autor (2018)

Tabela 17. Esforço cortante da viga V3 modelo B, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.

ESFORÇO CORTANTE VIGA 3 - MODELO B (TF)						
PAVIMENTO	PILAR					
	P9-DIR.	P10-ESQ.	P10-DIR.	P11-ESQ.	P11-DIR.	P12-ESQ.
COBERTURA	2,11	-1,50	2,91	-1,98	3,39	-5,04
12° ANDAR	3,71	-2,89	4,59	-3,45	5,87	-7,78
11° ANDAR	4,08	-3,28	4,86	-3,74	6,18	-8,03
10° ANDAR	4,51	-3,73	5,20	-4,07	6,74	-8,46
9° ANDAR	4,96	-4,20	5,54	-4,42	7,33	-9,01
8° ANDAR	5,42	-4,69	5,90	-4,78	7,95	-9,58
7° ANDAR	5,88	-5,19	6,25	-5,14	8,57	-10,15
6° ANDAR	6,34	-5,69	6,59	-5,50	9,20	-10,72
5° ANDAR	6,79	-6,18	6,91	-5,84	9,83	-11,29
4° ANDAR	7,22	-6,65	7,20	-6,15	10,44	-11,82
3° ANDAR	7,54	-7,03	7,40	-6,37	10,93	-12,24
2° ANDAR	7,73	-7,27	7,47	-6,45	11,23	-12,46
1° ANDAR	6,78	-6,40	6,81	-5,88	10,35	-11,46
TÉRREO	2,40	-2,25	2,62	-1,72	1,67	-2,14

Fonte: Autor (2018)

Tabela 18. Variação de esforço cortante da viga V3 entre os modelos A e B, na ligação com os pilares P9, P10, P11 e P12.

VARIAÇÃO DE ESFORÇO CORTANTE VIGA 3						
PAVIMENTO	PILAR					
	P9-DIR.	P10-ESQ.	P10-DIR.	P11-ESQ.	P11-DIR.	P12-ESQ.
COBERTURA	4,98%	-9,09%	20,25%	-8,76%	-12,63%	6,11%
12° ANDAR	3,63%	-7,07%	13,05%	-6,25%	-8,57%	4,57%
11° ANDAR	3,29%	-6,55%	12,50%	-5,56%	-8,17%	4,15%
10° ANDAR	2,97%	-5,57%	12,07%	-5,13%	-7,54%	3,42%
9° ANDAR	2,48%	-4,98%	11,47%	-4,54%	-6,98%	3,21%
8° ANDAR	2,46%	-4,29%	11,32%	-4,02%	-6,36%	3,12%
7° ANDAR	2,08%	-3,71%	11,01%	-3,93%	-5,93%	3,05%
6° ANDAR	1,93%	-3,40%	10,94%	-3,00%	-5,54%	2,98%
5° ANDAR	1,80%	-2,98%	11,09%	-2,50%	-5,12%	3,01%
4° ANDAR	1,98%	-2,49%	11,46%	-1,91%	-4,57%	3,05%
3° ANDAR	2,31%	-1,95%	12,29%	-1,24%	-4,12%	3,38%
2° ANDAR	5,17%	1,11%	15,63%	1,26%	-2,01%	5,50%
1° ANDAR	5,61%	1,27%	21,17%	4,44%	-0,48%	7,50%
TÉRREO	137,62%	108,33%	122,03%	65,38%	81,52%	111,88%

Fonte: Autor (2018)

Na Viga V3, pilar P9, a nível térreo, o esforço cortante variou de 1,01 tf para 2,40 tf, respectivamente para os modelos A e B, o que representa um aumento de 137,62%, a mesma viga, desta vez no nível de cobertura, houve variação de 2,01 tf

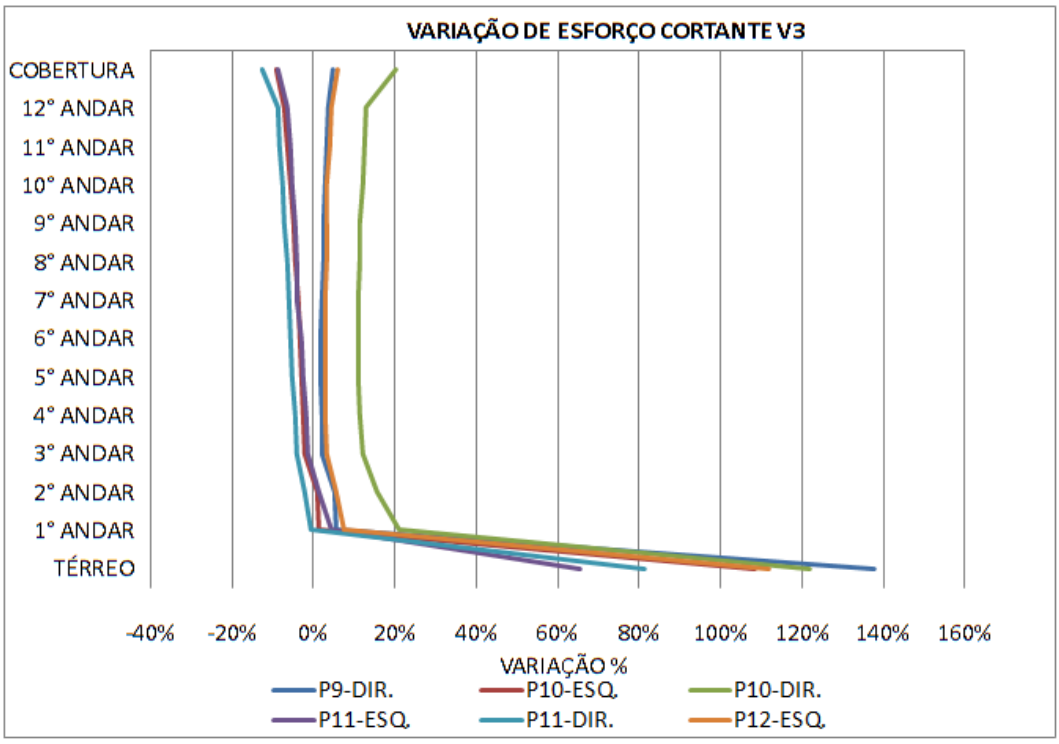
para 2,11 tf, respectivamente para os modelos A e B, o que representa um aumento de 4,98%.

De posse dos dados da tabela 18, foi gerado gráfico 8, desta forma é possível uma melhor visualização dos resultados obtidos.

Assim como na verificação do momento fletor nas vigas, podemos observar também a partir das informações gráficas, que as redistribuições ocorrem principalmente nos primeiros pavimentos, próximo a 20% da altura total do edifício. Novamente é possível verificar que ocorrem redistribuições significativas dos esforços cortantes nos últimos pavimentos, acontecendo a partir de 80% da altura total do edifício.

Os resultados demostram que a interação solo estrutura, interferem diretamente nos valores de esforço cortante, elevando esta resultante de forma significativa em relação ao modelo A. Portanto, a não consideração do ISE no dimensionamento da estrutura, pode levar a uma armadura inferior a necessária para o combate a estes esforços. Assim os elementos estruturais sofrem com valores não previstos e podem apresentar problemas estruturais, tais como fissuras excessivas.

Gráfico 8 . Variação de esforço cortante entre viga V2 e pilares P5, P6, P7 e P8.



Fonte: Autor (2018)

4.9 DESLOCAMENTO HORIZONTAL DA ESTRUTURA AO LONGO DOS PAVIMENTOS

Através do pórtico espacial do Estado Limite de Serviço – ELS, foram adquiridos os dados referentes ao deslocamento horizontal da estrutura, ao longo dos pavimentos. As informações foram coletadas nos pilares que ocorreram os maiores deslocamentos horizontais, em cada uma das direções.

Abaixo nas tabelas 19 e 20, são apresentados estes deslocamentos para os modelos A e B.

Tabela 19. Deslocamento horizontal modelo A.

PAVIMENTO	DESLOCAMENTO LATERAL - MODELO A (cm)			
	0°	90°	180°	270°
COBERTURA	1,61	1,58	2,09	1,79
11° ANDAR	1,55	1,52	2,00	1,71
10° ANDAR	1,48	1,46	1,89	1,61
9° ANDAR	1,40	1,38	1,77	1,50
8° ANDAR	1,30	1,28	1,64	1,38
7° ANDAR	1,19	1,17	1,48	1,25
6° ANDAR	1,06	1,04	1,32	1,11
5° ANDAR	0,92	0,90	1,14	0,95
4° ANDAR	0,77	0,75	0,95	0,79
3° ANDAR	0,60	0,59	0,74	0,62
2° ANDAR	0,43	0,42	0,53	0,45
1° ANDAR	0,25	0,25	0,32	0,27
TÉRREO	0,09	0,09	0,13	0,11
FUNDAÇÃO	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor (2018)

Tabela 20. Deslocamento horizontal modelo B.

PAVIMENTO	DESLOCAMENTO LATERAL - MODELO B (cm)			
	0°	90°	180°	270°
COBERTURA	2,39	2,42	3,22	3,09
11° ANDAR	2,29	2,33	3,10	2,97
10° ANDAR	2,18	2,22	2,97	2,85
9° ANDAR	2,06	2,10	2,83	2,71
8° ANDAR	1,93	1,97	2,67	2,56
7° ANDAR	1,78	1,82	2,49	2,41
6° ANDAR	1,62	1,66	2,31	2,24
5° ANDAR	1,44	1,48	2,11	2,06
4° ANDAR	1,25	1,29	1,91	1,88
3° ANDAR	1,06	1,09	1,69	1,69

2° ANDAR	0,85	0,89	1,48	1,51
1° ANDAR	0,65	0,69	1,27	1,32
TÉRREO	0,46	0,50	1,08	1,15
FUNDAÇÃO	0,27	0,32	0,92	1,01

Fonte: Autor (2018)

Para uma melhor verificação da influência da interação solo estrutura, sobre os deslocamentos da superestrutura, isolamos os valores da direção que apresentou maiores deslocamentos, ou seja, na direção 180°.

Na tabela 21 são apresentados os dados referentes à direção 180º, dos dois modelos. Foi acrescentada ainda uma resultante denominada de Modelo B', trata-se do deslocamento puro da estrutura do modelo B, ou seja, nesta coluna não foi considerado o deslocamento horizontal da fundação.

Tabela 21. Comparação de deslocamento horizontal do modelo A e B, na direção 180°.

PAVIMENTO	DESLOCAMENTO LATERAL 180° (cm)		
	MODELO A	MODELO B	MODELO B'
COBERTURA	2,09	3,22	2,30
11° ANDAR	2,00	3,10	2,18
10° ANDAR	1,89	2,97	2,05
9° ANDAR	1,77	2,83	1,91
8° ANDAR	1,64	2,67	1,75
7° ANDAR	1,48	2,49	1,57
6° ANDAR	1,32	2,31	1,39
5° ANDAR	1,14	2,11	1,19
4° ANDAR	0,95	1,91	0,99
3° ANDAR	0,74	1,69	0,77
2° ANDAR	0,53	1,48	0,56
1° ANDAR	0,32	1,27	0,35
TÉRREO	0,13	1,08	0,16
FUNDAÇÃO	0,00	0,92	0,00

Fonte: Autor (2018)

Para uma melhor visualização dos resultados de deslocamento da estrutura entre os dois modelos estudados, o gráfico 9 foi gerado a partir das informações da tabela 21.

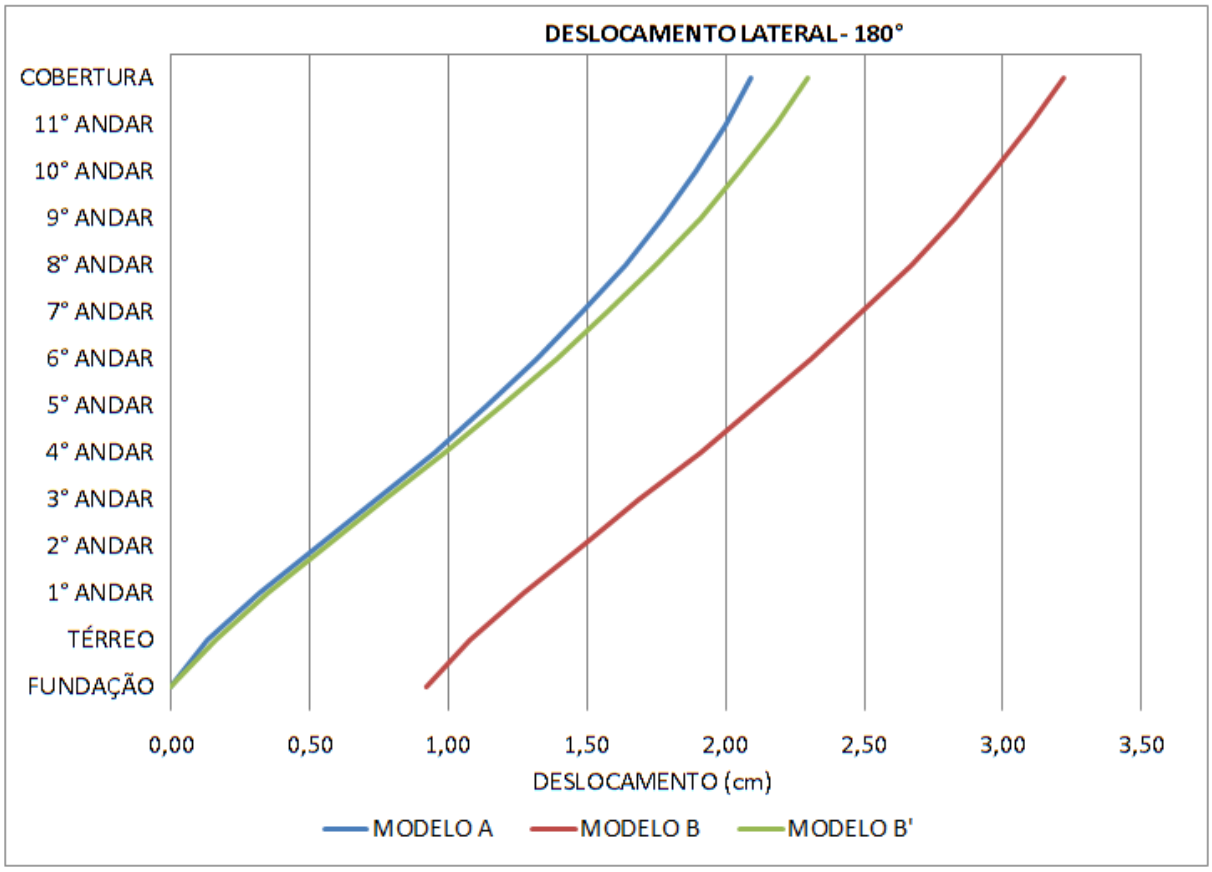
Comparando a linha de tendência do gráfico para os modelos A e B', observamos o acréscimo de deslocamento puro da estrutura. Para o modelo A no topo da estrutura, ou seja, no nível do pavimento cobertura, o deslocamento horizontal apresentado foi 2,09 cm, e para o modelo B 3,22 cm, representando um acréscimo de deslocamento de 54,07%. Desconsiderando o deslocamento da

fundação, ou seja, avaliando a base do pilar como ponto de referência, que neste trabalho foi denominado de modelo B', o deslocamento foi de 2,30 cm, o que representa um acréscimo de 10,05% em relação ao modelo A.

Portanto foi verificado que a estrutura do modelo B, apresenta maiores deslocamentos horizontal que o modelo A. A não consideração do ISE no processo de dimensionamento pode acarretar em maiores deslocamentos horizontais que o previsto.

Os maiores deslocamentos podem ocasionar ainda, maiores efeitos de 2ª ordem, estes devem ser considerados no processamento da estrutura, caso apresentem o coeficiente ɣz maior que 1,1. Além disso, podem ocasionar também desconforto aos usuários, caso os valores sejam superiores aos limites impostos pela NBR 6118/2014.

Gráfico 9 . Comparação de deslocamento horizontal entre modelo A e B.



Fonte: Autor (2018)

4.10 VARIAÇÃO DE CONSUMO DE AÇO

Após o processamento dos dois modelos, o software permite a verificação do consumo de materiais através do relatório Resumo Estrutural, o qual disponibiliza os quantitativos de aço, concreto e forma. Neste trabalho, a estrutura não será redimensionada, portanto no relatório apenas o quantitativo de aço sofreu variação.

Nas tabelas 22 e 23 são apresentados, respectivamente, para o modelo A e B, os valores de consumo de aço, extraídos do relatório de resumo estrutural, para cada pavimento da estrutura.

Tabela 22. Consumo de aço do modelo A.

CONSUMO DE AÇO MODELO A (kg)				
PAVIMENTO	PILARES	VIGAS	LAJES	FUNDAÇÕES
COBERTURA	386,80	434,10	882,20	0,00
12° ANDAR	421,70	472,10	1064,20	0,00
11° ANDAR	421,70	502,70	1064,50	0,00
10° ANDAR	421,70	531,90	1065,20	0,00
9° ANDAR	421,70	588,30	1065,80	0,00
8° ANDAR	421,70	640,90	1069,00	0,00
7° ANDAR	421,70	686,40	1069,60	0,00
6° ANDAR	449,50	800,80	1071,40	0,00
5° ANDAR	578,60	828,00	1074,50	0,00
4° ANDAR	833,60	881,40	1074,70	0,00
3° ANDAR	1245,40	932,50	1076,70	0,00
2° ANDAR	1526,70	935,00	1076,90	0,00
1° ANDAR	2427,60	801,40	1071,80	0,00
TÉRREO	0,00	316,20	0,00	5404,50
TOTAL	9978,40	9351,70	13726,50	5404,50

Fonte: Autor (2018)

Tabela 23. Consumo de aço do modelo B.

CONSUMO DE AÇO MODELO B (kg)				
PAVIMENTO	PILARES	VIGAS	LAJES	FUNDAÇÕES
COBERTURA	386,80	432,10	882,20	0,00
12° ANDAR	421,70	475,00	1073,80	0,00
11° ANDAR	421,70	513,60	1074,90	0,00
10° ANDAR	421,70	546,70	1075,60	0,00
9° ANDAR	421,70	577,10	1075,60	0,00
8° ANDAR	421,70	624,50	1082,30	0,00
7° ANDAR	421,70	682,60	1082,90	0,00
6° ANDAR	432,20	786,10	1084,20	0,00
5° ANDAR	530,90	810,40	1093,20	0,00
4° ANDAR	772,70	906,20	1093,30	0,00

3° ANDAR	1168,50	957,30	1094,50	0,00
2° ANDAR	1430,20	968,50	1094,50	0,00
1° ANDAR	2216,10	950,30	1094,70	0,00
TÉRREO	0,00	398,50	0,00	5329,70
TOTAL	9467,60	9628,90	13901,70	5329,70

Fonte: Autor (2018)

A tabela 24 apresenta a diferença de consumo de aço entre os modelos A e B, para pilares, vigas, lajes e fundação.

Tabela 24. Diferença de consumo de aço estre os modelos A e B.

DIFERENÇA DE CONSUMO DE AÇO MODELO A E B (kg)				
PAVIMENTO	PILARES	VIGAS	LAJES	FUNDAÇÕES
COBERTURA	0,0	-2,0	0,0	-
12° ANDAR	0,0	2,9	9,6	-
11° ANDAR	0,0	10,9	10,4	-
10° ANDAR	0,0	14,8	10,4	-
9° ANDAR	0,0	-11,2	9,8	-
8° ANDAR	0,0	-16,4	13,3	-
7° ANDAR	0,0	-3,8	13,3	-
6° ANDAR	-17,3	-14,7	12,8	-
5° ANDAR	-47,7	-17,6	18,7	-
4° ANDAR	-60,9	24,8	18,6	-
3° ANDAR	-76,9	24,8	17,8	-
2° ANDAR	-96,5	33,5	17,6	-
1° ANDAR	-211,5	148,9	22,9	-
TÉRREO	-	82,3	0,0	-74,8
TOTAL	-510,8	277,2	175,2	-74,8

Fonte: Autor (2018)

Foi gerado o gráfico 10 através dos dados da tabela 24. Com o auxílio dele podemos observar e compreender com maior clareza, a variação do consumo de aço ao longo dos pavimentos. Ocorrendo uma variação negativa nos pilares, variações positivas e negativas nas vigas, e variação positiva nas lajes.

Quanto à redução do consumo de aço dos pilares nos primeiros pavimentos, este fenômeno é explicado com a redução dos momentos fletores atuantes nestes elementos. Como o alívio destes esforços ocorreu de forma acentuada nos pavimentos inferiores da estrutura, a quantidade de aço necessária para o combate a estes esforços também é menor.

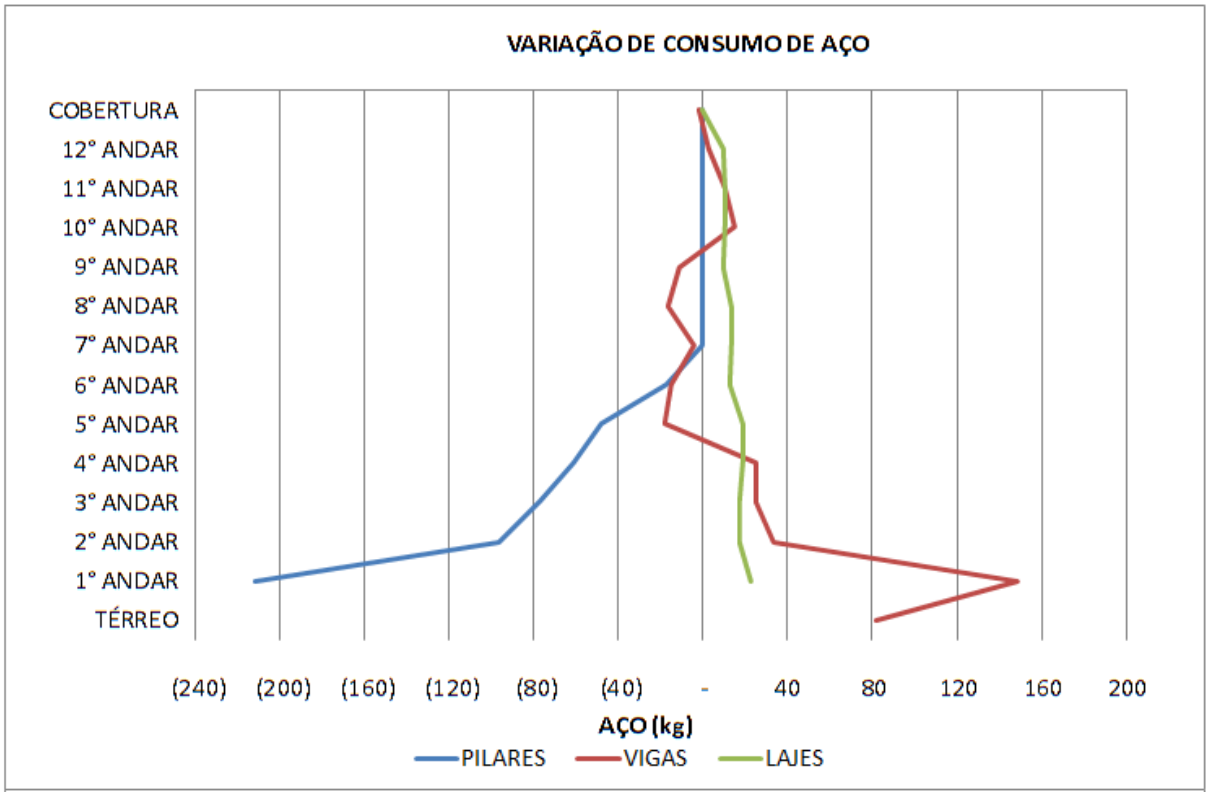
Uma observação importante de se verificar ainda quanto aos pilares, esta contida no nível do 1º andar. Para o modelo A, a quantidade de aço necessário foi de 2427,60 kg, para o modelo B 2216,10 kg, ou seja, houve uma redução de 8,71% de consumo de aço.

Em relação ao aumento do consumo de aço nas vigas dos primeiros pavimentos, este fenômeno é explicado pelo aumento do momento fletor e esforço cortante destes elementos. Podemos observar que no térreo, o consumo de aço para o modelo A foi 316,20 kg, já para o modelo B foi de 398,50 kg, ocorrendo um aumento de 26,03%.

Como no dimensionamento foi utilizando o modelo VI do software, o qual as lajes resistem a parte dos esforços horizontais gerados. O aumento no quantitativo de aço das lajes é explicado pelo aumento do deslocamento horizontal da estrutura, que consequentemente gera um aumento dos esforços nos elementos estruturais.

A redução do consumo de aço nas fundações ocorre pelo alívio dos esforços na base dos pilares, portanto exigem menos das fundações, então a quantidade de aço necessária para o combate dos esforços é menor.

Gráfico 10 . Diferença de consumo de aço entre os modelos A e B.

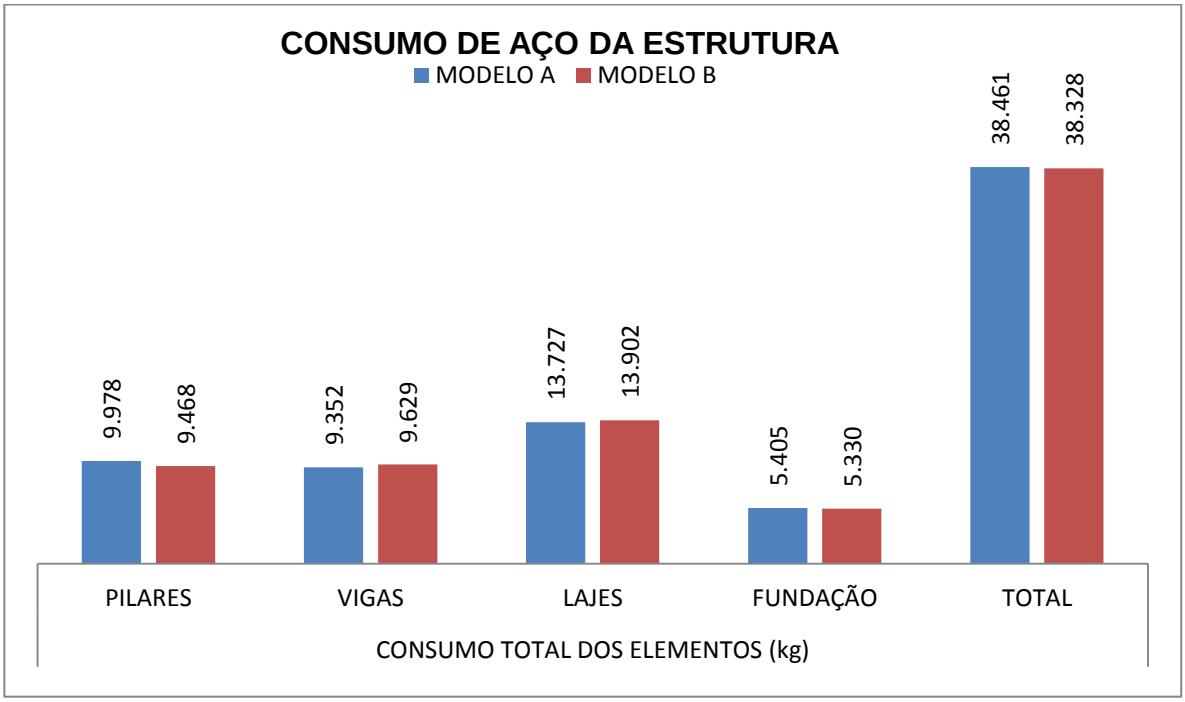


Fonte: Autor (2018)

No gráfico 11, é comparado o consumo total de aços nos elementos estruturais.

O consumo de aço total da estrutura não sofreu grande variação, isso porque o aumento do consumo nas vigas e lajes foi compensado com a redução do consumo nos pilares. Assim é ressaltada a importância desta análise, pela migração do consumo de aço entre os elementos estruturais.

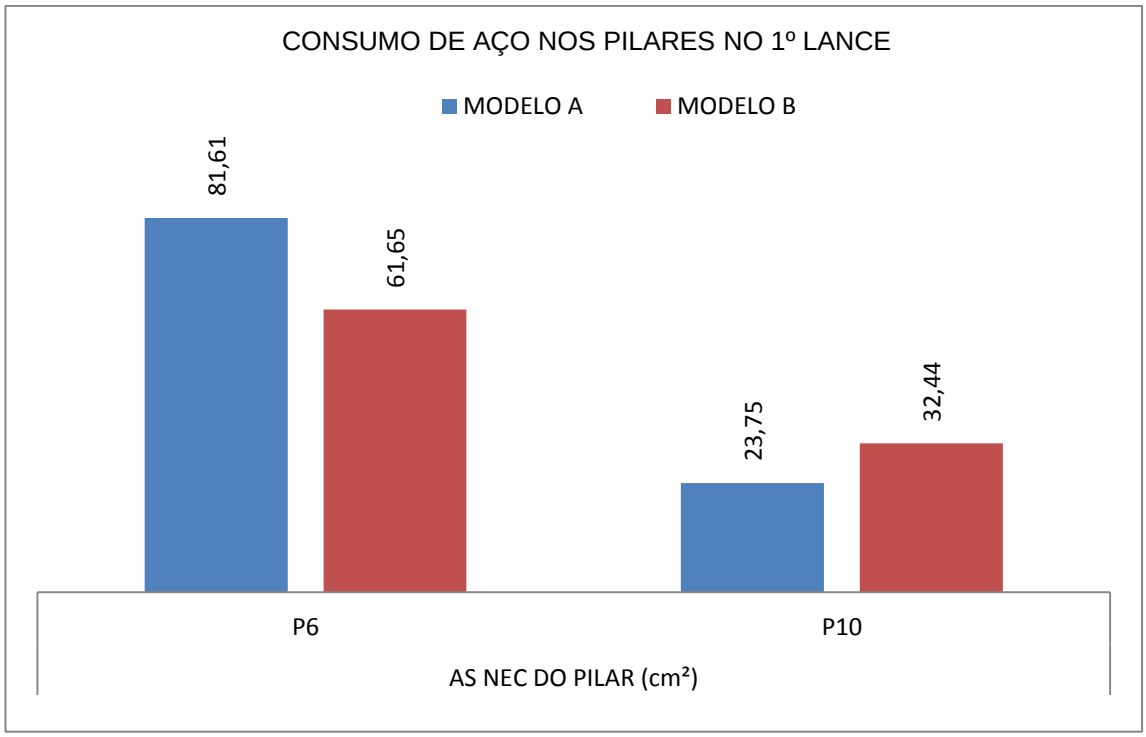
Gráfico 11 . Comparação de consumo de aço dos elementos estruturais entre os modelos A e B.



Fonte: Autor (2018)

Outras avaliações pontuais que devem ser enfatizadas, em relação ao consumo de aço, são nos elementos estruturais que ocorreram maiores variações de esforços. No pilar P6, por exemplo, em que ocorreu a maior redução de esforço normal, no nível do térreo, o ASnec do modelo A é de 81,61 cm², já para o modelo B o valor é de 61,65 cm², o que representa 24,46% de redução. Já no pilar P10, em que ocorreu o maior aumento de esforço normal, no nível térreo, o ASnec do modelo A é de 23,75 cm², e para o modelo B é de 32,44 cm², o que representou um aumento de 36,59%. No gráfico 11, está evidenciado de forma mais clara esta variação.

Gráfico 12 . Comparação de consumo de aço dos elementos estruturais entre os modelos A e B.



Fonte: Autor (2018)

5 CONCLUSÃO

Após análise dos resultados ficou evidenciado que ao considerar a Interação Solo Estrutura, com a adoção de apoios flexíveis, no lugar de apoios fixos, ocorreram redistribuições significativas de esforços normais, cortantes e momentos fletores nos elementos estruturais. No Pilar P6, de centro, por exemplo, foi observada uma redução de 12,23% de esforço normal, em quanto o pilar P9, de extremidade, sofreu um aumento de 9,11%. O que confirma com as biografias existentes.

Também foi evidenciado reduções significativas dos momentos atuantes nos pilares, como por exemplo no apoio do pilar P1, que sofreu uma redução de 50%. Já nas vigas de modo geral ocorreu aumento nos momentos fletores e esforços cortantes.

Estas variações demostram que quando considerado a interação solo estrutura, modelo B, o alívio que os pilares sofrem de momento fletor é redistribuído para as vigas, causando o aumento dos esforços solicitantes nestes elementos, principalmente nos primeiros pavimentos. Causando consequentemente uma redução do consumo de aço nos pilares e aumento nas vigas, ocorrendo um certo equilíbrio entre eles. Portanto a não consideração destes acréscimos podem levar a estrutura a apresentar flechas e fissuras excessivas nestes elementos estruturais.

Foi evidenciado que o modelo B, apresentou parâmetros de estabilidade global γz e deslocamento horizontal δH, superiores ao modelo A, ou seja, a estrutura se tornou mais instável. Portanto é demonstrado que a ISE interfere diretamente nestas resultantes, sendo elas de grande importância na avaliação dos efeitos de 2ª ordem e conforto dos usuários.

Por fim, como não houve impacto significativo no consumo de aço final entre os modelos, a consideração da ISE no processo de dimensionamento da estrutura não causaria uma elevação do custo da obra, mas calcularia os elementos estruturais mais próximos à realidade. Portanto este estudo demonstrou a importância da interação solo-estrutura na análise de edifícios em concreto armado, pois a grande maioria das edificações não é dimensionada com está análise, o que pode comprometer sua utilização e durabilidade.

Sugere-se para um futuro trabalho Aplicar a mesma análise, em uma edificação real, e comparar o consumo de aço entre os dois modelos;

Sugere-se ainda a análise da redistribuição dos esforços do mesmo edifício deste trabalho, sobre fundações do tipo sapata;

E por fim sugere-se avaliar o consumo de matérias, após o redimensionamento dos elementos estruturais de um edifício em concreto armado de múltiplos pavimentos, considerando o resultado da interação solo-estrutura.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Valério S**. Interação solo-estrutura – Modelos e referências bibliográficas.** Disponível em: <http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/82-sises-interacao-solo-estrutura/249-interacao-solo-estrutura-modelos-e-referencias-bibliograficas> Acessado em: 20 de abril de 2018.

AOKI, Nelson; LOPES, F. R. ***Estimating stresses and sttlements due to deep foundations by the theory of elasticity.*** *IN : V TH PAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, Buenos aires, Tomo I, p.377-386, 1975.

AOKI, Nelson; VELLOSO, D. A. ***An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*, *Proceedings, 5th Pan American* CSMFE.** V. 1**,** p. 367-376, Buenos Aires, 1975.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações.** São Paulo: Edgar Blücher. 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Fundação: Orientações sobre escolha da fundação.** Manual de Estruturas, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118:2014** – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122:2010** Projeto e Execução de Fundações.. Rio de Janeiro, 2010.

AOKI, Nelson; CINTRA, José Carlos A.. **Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento de estacas**. In: SEFE III – 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, 1996. Anais, São Paulo, p.173-183.

CHAMECKI, S. ***Calcul des tassements progressifs des foundations em tenant compte de l'interaction des structures et du sol. Annales de 1'ITBTP.*** Nº 261. 1969.

COELHO, Jano d'Araujo. **Como contraventar uma estrutura?** Estabilidade global, Artigo – Autoqi – Qisuporte – Eberick, 2018.

COLARES, George Moura. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios.**2006. 83 f. Dissertação (Mestrado) – Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

CUNHA, J. **Estruturas de concreto armado.** Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, 198 p. Apostila, 2014.

ESAF, Escola de Administração Fazendária. Prova de auditoria e fiscalização – Infraestrutura. CGU 2012. Disponível em: < http://www.mapadaprova.com.br/provas/esaf/2012/cgu/auditoria-e-fiscalizacao-infraestrutura#> Acessado em: 23 de abril de 2018.

FRANCO, M; VASCONCELOS, A. C. (1991). ***Pratical assessment of second order effects in tall buildings.*** *In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90,* Rio de Janeiro. Proceedings... p. 307-324.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda.**2000. 157 f. Dissertação (Mestrado) – Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

GOSCHY, B. ***Soil-foundation-structure interection.*** *Journ. Strusctural Division* ASCE, v. 104, ST-5, 1978. p. 759-761.

GUSMÃO, A. D. **Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações.** 1994. Solos e Rochas. São Paulo, 1994. P 47-55.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO; J. A. (1994). **Avaliação da influência da interação solo-estrutura.** In. X COBRAMSEF. Foz do Iguaçu, PR, ABMS, Anais, V.q, p.68-74.

HOLANDA JR., Osvaldo Gomes. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas.** 1998. 180f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

LIMA, Leonardo Nepomuceno. **Análise dos efeitos da interação solo-estrutura em edifício de múltiplos pavimentos em Palmas-TO.** 2010. 89f. TCC (Graduação). Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas-TO, 2010.

LOPES, A. P. **Análise dinâmica de problemas de interação solo-estrutura utilizando elementos finitos e infinitos.** In anais de XXIV CILAMCE, Guarapari, 2005.

LOBO, Bianca O. **Método de previsão de capacidade de suporte de estacas: aplicados dos conceitos de energia do ensaio SPT.** Dissertação (Mestrado) UFRGS/RS, Porto Alegre, 2005, 121p.

MENDES, Robson dos Santos. **Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de edifícios em concreto armado.** 2015. 26 f. Artigo - MBA Projeto, Execução e Controle de Estruturas e Fundações, Instituto de Pós-Graduação - IPOG, Florianópolis, 2015.

MINDLIN, R. D: **Force at a point in the interior of a semi-infinite solid**. Physics. 7. Ed. 1936.

MOTA, Magnólia Maria Campêlo. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados em campo.**2009. 222 f. Tese de doutorado. Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2009.

PASQUAL, Thiago Celso Strano. **Um estudo sobre a ação do vento nas estruturas de membrana.** 2011. 194 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

PELIZARO, Thaís Victória Garcia. **Estudo do pré-dimensionamento de lajes, vigas e pilares de concreto.** 2017. 26 f. Artigo, Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2017.

RUAS, Matheus Dias. **Análise da interação solo-estrutura em edifícios de concreto armado com fundações profundas.** 2015. 108f. TCC (Graduação). Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2015.

SANTOS, EDIVADO ALVES. Projeto de Fundações. Centro Universitário Luterano de Palmas, CEULP/ULBRA, 14 p. Apostila, 2017.

SAUTHIER, Manoela da Silva. **Segurança estrutural na interação solo-estrutura em edifícios de concreto armado sobre estacas.** 2016. 117f. TCC (Graduação). Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2016.

SOUZA, Rafael Alves de; REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas**. 2008. 11 f. Artigo - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2008.

TIEZ, Waldemar. **Fundações profundas sobre tubulões.** Estrutura – Revista técnica das construções engenharia e arquitetura. Rio de Janeiro, n° 76, 1976.

TQS. **Sistema de interação solo-estrutura.** Manual Teórico. 2011.

TQS INFORMÁTICA LTDA: SISEs – **Sistema de Interação Solo-Estrutura** – Manual de Exemplos. TQS. São Paulo. 2007.

TQS INFORMÁTICA LTDA. : Software CAD/TQS, versão 20, Unipro, 2018.

VELLOSO, Dirceu A.; LOPES, Francisco R**. Fundações, volume 1: critérios de Projeto: investigação de subsolo: fundações superficiais**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2011, 225p.