

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM CONSTRUÇÃO CIVIL*

**Análise dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios
estruturados em aço**

Renan Moura Guimarães

São Carlos
2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM CONSTRUÇÃO CIVIL*

**Análise dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios
estruturados em aço**

Renan Moura Guimarães

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos

Orientador: Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza

São Carlos
2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Renan Moura Guimarães, realizada em 18/05/2018:

Alex S. C. Souza

Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza
UFSCar

Fernando Henrique Martins Portelinha

Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha
UFSCar

p/ Alex S. C. Souza

Prof. Dr. Valério da Silva Almeida
USP

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por estar sempre presente em minha vida e me mostrar os caminhos corretos.

Aos meus pais pelo apoio incondicional em todas as etapas da minha vida.

À minha companheira Vanessa Tanaka pela amizade, amor, carinho e compreensão dedicados a mim.

Ao Prof. Alex Sander C. Souza pela orientação, atenção e ensinamentos transmitidos ao longo deste período e ao Prof. Valério S. Almeida pela colaboração em determinados momentos deste trabalho.

À Universidade Federal de São Carlos e ao Departamento de Engenharia Civil.

Por fim, à todos os meus amigos e àqueles que contribuíram para este trabalho de forma direta ou indireta.

RESUMO

GUIMARÃES, R. M. **Análise dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios estruturados em aço.** 2018. 182f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

Este trabalho apresenta um estudo comparativo entre diferentes edifícios estruturados em aço sobre fundação superficial em sapatas e fundação profunda em estacas com a finalidade de identificar os efeitos que a consideração da interação solo-estrutura (ISE) provoca na análise estrutural. A consideração da ISE é um refinamento da análise estrutural, viabilizada atualmente através da evolução da informática e onde é levado em consideração a deformabilidade do solo no modelo estrutural. Na literatura são encontrados diversos estudos sobre os efeitos da ISE na análise estrutural relativa à estruturas de concreto armado, porém para estruturas metálicas há a necessidade de aprofundamento dos estudos. Neste trabalho foram projetados 5 edifícios de múltiplos pavimentos estruturados em aço em suas respectivas fundações rasas e profundas, onde foram variados o número de pavimentos (4, 8, 12, 16 e 20 pavimentos) e conseqüentemente os tipos de contraventamentos. Inicialmente as estruturas foram analisadas considerando o apoio indeslocável, em seguida foram analisadas considerando a deformabilidade do solo e os resultados obtidos foram comparados entre si. Para a consideração da ISE foi utilizada a Hipótese de Winkler com a finalidade de modelagem simplificada do solo, através dos coeficientes de reações verticais e horizontais. Foi desenvolvida uma ferramenta computacional com a finalidade de agilizar o processo de obtenção dos coeficientes de reação. Foram analisados os resultados de compressão axial e momentos fletores na base dos pilares, coeficientes de estabilidade global B_2 , deslocamentos laterais e recalques. Os resultados mostraram que os esforços de compressão axial, recalques e momentos fletores sofreram variações pouco significativas, possivelmente devido à leveza das estruturas metálicas, já os deslocamentos laterais sofreram grandes alterações, possivelmente devido à retirada da restrição à rotação do apoio e consideração da rigidez de rotação real da ligação pilar-sapata. Os coeficientes de estabilidade global também sofreram variações significativas onde, inclusive, houve alterações da classificação da estrutura metálica de pequena para média deslocabilidade, o que implicaria em diferentes considerações na análise estrutural.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura, estruturas metálicas, fundações.

ABSTRACT

GUIMARÃES, R. M. **Analysys of the effects of soil-structure interaction on steel buildings.** 2018. 182f. Dissertation (Master Degree) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

The present work presents a comparative study between different steel structures on shallow foundations (single footing) and deep foundation (piles) with the purpose of identify the effects of the consideration of the soil-structure interaction (SSI) on the structural analysis. The SSI consideration is a refinement of the structural analysis, currently allowed through the evolution of the computer science and where the deformability of the soil in the structural model is taken into account. In the literature are found several studies on the effects of SSI in the structural analysis regarding the structures of reinforced concrete, however for steel structures there is a need to deepen the studies. In this work 5 steel structures and their respective shallow and deep foundations were designed, where the number of floors was varied (4, 8, 12, 16 and 20 floors), and consequently the types of bracing. Initially the structures were analyzed considering the rigid support, then they were analyzed considering the deformability of the soil and the obtained results were compared to each other. For the SSI consideration, the Winkler Hypothesis was used, through the coefficients of reactions (vertical and horizontals). An application was developed in order to streamline the process of obtaining coefficients. Were analyzed the results of support reactions and bending moments at the base of the columns, global stability coefficients B2, lateral displacements and soil displacement. The results show that the axial compression forces, bending moments and soil displacements were not significant, possibly due to the lightness of the steel structures, since the lateral displacements show major changes due to the withdrawal of the rotation restriction of the support and consideration of the real rotation stiffness of the column-footing connection, the coefficients of global stability also suffered significant variations, where there were changes in the classification of the steel structure from small to medium displacement, which would imply different considerations in the structural analysis. The work carried out intends to initiate the studies of the SSI consideration in the analysis of the steel structures, thus improving the degree of refinement of the structural analysis.

Key-words: soil-structure interaction, steel structures, foundations

1. INTRODUÇÃO.....	5
1.1 Objetivo	7
1.2 Justificativa	7
1.3 Metodologia.....	7
1.4 Descrição dos capítulos	8
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	10
3. PROJETO DA ESTRUTURA MODELO.....	20
3.1 Premissas de projeto.....	22
3.2 Projeto Estrutural	22
3.2.1 Ações e combinações de aços.....	22
3.2.2 Análise Estrutural	24
3.2.3 Dimensionamento	27
4. PROJETO GEOTÉCNICO DA ESTRUTURA MODELO	30
4.1 Projeto de fundações	30
4.2 Projeto da fundação superficial.....	31
4.2.1 Conceitos fundamentais para o projeto de fundações superficiais	31
4.2.2 Recalques em fundação superficial	32
4.2.3 Dimensionamento da fundação superficial da estrutura modelo.....	37
4.3 Projeto da fundação profunda	39
4.3.1 Conceitos fundamentais para o projeto de fundações profundas	39
4.3.2 Recalques em fundação profunda.....	39
4.3.3 Dimensionamento da fundação profunda da estrutura modelo	45
5. ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA	49
5.1 Modelagem da interação solo-estrutura: Hipótese de Winkler.....	49
5.2 Ferramenta computacional para obtenção dos CRV e CRH	50
5.3 Método de análise da ISE.....	54
5.4 Estruturas a serem analisadas.....	61
5.4.1 Edifícios de 4 e 8 pavimentos.....	61
5.4.2 Edifícios de 12 e 16 pavimentos.....	68
5.4.3 Edifício de 20 pavimentos	74
6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	78
6.1 Resultados para fundação profunda.....	78
6.1.1 Comparações para a estrutura de 4 pavimentos.....	78
6.1.2 Comparações para a estrutura de 8 pavimentos.....	84
6.1.3 Comparações para a estrutura de 12 pavimentos.....	89
6.1.4 Comparações para a estrutura de 16 pavimentos.....	96
6.1.5 Comparações para a estrutura de 20 pavimentos.....	102

6.2	Resultados para fundação rasa	108
6.2.1	Comparações para a estrutura de 4 pavimentos.....	108
6.2.2	Comparações para a estrutura de 8 pavimentos.....	114
6.2.3	Comparações para a estrutura de 12 pavimentos.....	120
6.2.4	Comparações para a estrutura de 16 pavimentos.....	126
6.2.5	Comparações para a estrutura de 20 pavimentos.....	132
6.3	Discussão dos resultados	138
7.	CONCLUSÕES.....	149
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	151
ANEXO A.....		156
ANEXO B.....		166
B1 -	Ações do vento	166
B.2 -	Análise Estrutural	172
B.3 -	Dimensionamento dos elementos estruturais	172
B.4 -	Estabilidade global	180
ANEXO C.....		184

1. INTRODUÇÃO

Atualmente na prática dos projetos de estruturas em escritórios de engenharia no Brasil, a superestrutura é dimensionada por um engenheiro estrutural e suas reações de apoio são repassadas a outro engenheiro independente e especializado em fundações para que esta seja dimensionada. Durante a etapa de projeto da superestrutura, o solo é considerado como um elemento indeformável, ou seja, infinitamente rígido, permanecendo assim após a aplicação dos carregamentos. O engenheiro responsável pela fundação, de posse das reações de apoio da superestrutura e dos ensaios de solo apropriados, determina o tipo de fundação, suas dimensões e cotas de assentamento (definidos em função do tipo de solo e dos recalques admissíveis). A fundação é dimensionada de modo que os deslocamentos e esforços estejam dentro dos níveis admissíveis, porém, a redistribuição de esforços na superestrutura devido aos recalques da fundação não é levada em consideração durante a etapa de projeto podendo, assim, gerar patologias e comportamento estrutural não previstos.

O conhecimento da interação solo-estrutura (ISE) leva à uma modelagem mais realista, podendo-se prever melhor o comportamento físico da estrutura. Um dos principais efeitos provocados pela interação solo-estrutura é a redistribuição de esforços na estrutura, principalmente nos pilares, onde há a possibilidade de incremento dos efeitos globais de segunda ordem, de deslocamentos laterais e de esforços de compressão. O estudo da interação solo-estrutura exige do engenheiro um conhecimento mais abrangente dos diversos tipos de materiais que compõem o sistema, assim como conhecimentos nas áreas de fundações, solos e estruturas.

Não é rara a ocorrência de grandes deformações em estruturas devido à não consideração da deformabilidade do solo, por exemplo nas edificações em Santos – SP, aonde houve ruptura por esmagamento dos pilares periféricos devido à redistribuição de esforços e aonde não foi levado em conta os efeitos do adensamento do solo argiloso na superestrutura, conforme mostra Gusmão (1990). Neste aspecto, Colares (2006) também aponta outras patologias originadas da falta de consideração da interação solo-estrutura, como por exemplo a Torre de Pisa na Itália cuja estrutura tem um peso de 14.500 t, altura de 58 m e conta com fundações rasas cujos recalques diferenciais são de 1,8 m e desaprumo da ordem de 10% da altura (atualmente foram tomadas providências para a estabilização da estrutura). Outros exemplos apontados por Colares (2006) são o Edifício Copam em São Paulo que necessitou de obras de reforço devido aos recalques excessivos, a Companhia

Paulista de Seguros que, após a sua construção, teve o solo da parte lateral removido pelo vizinho e necessitou de congelamento do solo restante para o trabalho de reaprumo do edifício com macacos hidráulicos, além das cidades de Santos e Cidade do México, cujos terrenos apresentam grandes dificuldades para a execução das fundações devido à formação geológica destes locais, que apresentam solos moles deformáveis.

Nos modelos atuais, a estrutura transmite os seus esforços para o solo e o solo se deforma gerando deslocamentos (recalques). Estes deslocamentos impactam na estrutura gerando novos esforços sendo, portanto, um processo iterativo, onde o processo é repetido até a convergência e estabilização dos esforços e deslocamentos. A consideração da deformabilidade do solo na análise da estrutura é denominada de interação solo-estrutura.

Atualmente o estudo da interação solo-estrutura tem avançado consideravelmente. A sua consideração na análise estrutural tornou-se viável com o surgimento de computadores mais potentes permitindo, assim, análises mais avançadas. O surgimento de potentes computadores tornou possível a adoção de ferramentas matemáticas que antes não eram possíveis de serem implementadas, como por exemplo, a utilização de métodos numéricos como o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos de Contorno. Uma das consequências destes avanços é o incremento na complexidade arquitetônica das edificações e refinamento nas modelagens matemáticas adotadas por softwares comerciais. Dentre os avanços percebidos nos modelos matemáticos está a consideração dos efeitos da Interação Solo-Estrutura, notadamente em estruturas de concreto armado.

Em relação às estruturas metálicas, os efeitos da interação solo-estrutura ainda não são completamente elucidados. Pode-se, de início, afirmar que as estruturas metálicas são mais sensíveis ao aumento da intensidade do esforço de compressão do que as estruturas de concreto armado, devido à possibilidade de flambagem das chapas metálicas. As estruturas metálicas, diferentemente das estruturas de concreto armado, possuem peso próprio menor (são, portanto, estruturas mais esbeltas), conseqüentemente exigindo fundações menos robustas. Além disso as estruturas metálicas possuem sistema de contraventamento diferente das estruturas de concreto armado, sendo estes contraventamentos geralmente compostos por tirantes em perfis de seção circular ou cantoneiras. Outra diferente é em relação à rigidez das ligações, onde nas estruturas metálicas a tipologia de ligação (articulação ou engastamento) é mais bem do que nas estruturas de concreto armado.

1.1 OBJETIVO

Este trabalho tem como objetivo avaliar os efeitos da interação solo-estrutura em edifícios estruturados em aço considerando fundações rasas e profundas para dois tipos diferentes de solo (um tipo de solo para cada fundação) e 5 tipos de edificações.

Tem como objetivo secundário o desenvolvimento de uma ferramenta computacional que facilite a determinação dos coeficientes de reação vertical e horizontal do solo para fundações rasas e profundas.

1.2 JUSTIFICATIVA

A interação solo-estrutura pode ser considerada como um refinamento no processo de análise das estruturas, levando a esforços e deslocamentos mais próximos da realidade, podendo assim, sob determinadas condições, serem viabilizadas fundações e estruturas mais econômicas nas quais não seriam possíveis em uma análise convencional. Atualmente o avanço da informática já permite a análise das estruturas considerando o efeito da interação solo-estrutura, portanto torna-se evidente a necessidade do estudo do tema, pois a consideração dos efeitos da ISE leva à um rearranjo de esforços nas estruturas. Para as estruturas em concreto armado pode-se encontrar na literatura diversos estudos realizados sobre o assunto, como os estudos feitos por Antoniazzi (2011), Mendonça (2012), Vitoreti (2003), Iwamoto (2000), entre outros, inclusive pode-se encontrar softwares comerciais que levam em conta este aspecto, porém para as estruturas metálicas os estudos do tema são escassos, justificando este trabalho. As estruturas metálicas diferem das de concreto armado nas questões de peso da estrutura, tipologia de contraventamento, flambagem dos perfis metálicos e tipos de ligação entre perfis.

1.3 METODOLOGIA

Inicialmente será feita uma revisão bibliográfica onde serão levantados os principais conceitos e estudos sobre a interação solo-estrutura com a finalidade de obtenção do estado da arte do assunto, com relação a estruturas de concreto armado e estruturas metálicas. Após a revisão bibliográfica serão modelados 5 tipos diferentes de estruturas metálicas, todas com as mesmas plantas, mas com sistemas de contraventamento e número de pavimentos diferentes. Estas estruturas terão 4, 8, 12, 16 e 20 pavimentos e, para cada uma, serão variados os tipos de apoio da estrutura (rígido, flexível com fundação profunda e flexível com fundação rasa). As estruturas serão modeladas no software SAP2000. Os apoios flexíveis (fundações profundas e rasas) serão modelados utilizando a Hipótese de Winkler, que

consiste na utilização de Coeficientes de Reação Verticais (CRV) e Coeficientes de Reação Horizontais (CRH) que simulam a flexibilidade do solo através da aplicação de “molas”. Para agilizar o processo de obtenção dos coeficientes foi desenvolvido neste trabalho uma ferramenta computacional que determinará o recalque total de estacas e sapatas e terá como saída os CRV e CRH. Os coeficientes obtidos através da aplicação serão utilizados no software SAP2000, nos apoios das estruturas, para simulação da flexibilidade do solo.

As estruturas serão analisadas inicialmente considerando apoios rígidos (solo indeformável) e em seguida considerando apoios flexibilizados, de forma a levar em conta os efeitos da interação solo-estrutura. Os efeitos da interação solo-estrutura serão analisados através da comparação entre os resultados das reações no apoio, momentos fletores na base dos pilares, coeficientes de estabilidade global (B_2) e deslocamentos laterais obtidos.

1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

O trabalho desenvolvido está organizado em capítulos. O trabalho é dividido em cinco capítulos.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica sobre a interação solo-estrutura, onde foram analisados os principais estudos sobre o tema da ISE no Brasil e internacionalmente, tanto para estruturas de aço quanto de concreto. O capítulo apresenta também os principais fatores que influenciam na ISE e os métodos mais comuns de consideração dos seus efeitos.

O capítulo 3 apresenta o projeto estrutural da estrutura modelo a ser utilizada como exemplo dos procedimentos de dimensionamento adotados para as estruturas analisadas. Os mesmos procedimentos apresentados neste capítulo foram utilizadas para as demais estruturas analisadas.

O capítulo 4 apresenta o projeto geotécnico da estrutura modelo. Os mesmos procedimentos apresentados neste capítulo foram utilizadas para as demais estruturas analisadas.

O capítulo 5 apresenta os procedimentos e o método utilizado para a análise da interação solo-estrutura. Apresenta também o aplicativo desenvolvido neste trabalho que teve a finalidade de agilizar o processo de obtenção dos coeficientes de reação.

O capítulo 6 apresenta a análise e discussão dos resultados, onde foram feitas comparações entre as estruturas apoiadas em base rígida e as estruturas apoiadas em base flexível com fundações rasas e profundas.

O capítulo 7 apresenta as conclusões.

O capítulo 8 apresenta a bibliografia consultada durante a elaboração deste trabalho.

O Anexo A apresenta as planilhas de dimensionamento de estruturas metálicas elaboradas em Smath Studio.

O Anexo B apresenta os procedimentos detalhados de dimensionamento da estrutura modelo.

O Anexo C apresenta os procedimentos detalhados de dimensionamento geométrico das fundações.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O estudo do tema “interação solo-estrutura” é amplo e abrange outros quatro temas: fundações, solos, superestruturas e métodos específicos de análise da ISE. Foi feita uma ampla revisão bibliográfica de modo a entender o estado da arte dos estudos relacionados à ISE dentro das diversas áreas à ela relacionadas.

Em relação ao estudo da interação solo-estrutura em estruturas de concreto armado, Iwamoto (2000) estudou numericamente o efeito da interação solo-estrutura na estabilidade global de edifícios utilizando edificação de múltiplos andares com fundações profundas em estacas. Para o desenvolvimento o autor utilizou o método matricial proposto por Poulos (1975) e considerou no modelo tridimensional as contribuições da rigidez a flexão das lajes, excentricidades das vigas em relação aos pilares e hipóteses de diafragmas rígidos das lajes. Como resultados o autor confirmou que a interação solo-estrutura provoca redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, nas reações e no comportamento dos recalques devido à deslocabilidade dos apoios e, ainda, confirmou também que a rigidez da estrutura contribui para diminuição dos recalques diferenciais e distorções angulares. Nesta mesma linha, Antoniazzi (2011) apresenta os efeitos da interação solo-estrutura em projetos estruturais de edifícios de concreto armado sobre fundações superficiais do tipo sapatas, onde foi utilizado um software denominado ESPACIAL_ISE no qual foi desenvolvido em linguagem Fortran por Alva (2010) especificamente para a consideração da ISE em estruturas espaciais de concreto armado. Como método numérico a autora utilizou as equações de Mindlin (1936), que por sua vez são baseadas na Teoria da Elasticidade, para o cálculo dos recalques em conjunto com o procedimento de Steinbrenner (1934) para a consideração da composição do solo. Assim como Iwamoto (2000), a autora conclui, após realizar diversas modelagens como exemplos, que a ISE provoca redistribuição dos esforços ao longo da estrutura, sendo os primeiros pavimentos os mais afetados e que modelos mais simplificados como os baseados na Hipótese de Winkler conduzem a resultados satisfatórios.

Buragohain e outros (1977) fez a análise da ISE considerando uma edificação em concreto armado de 3 pavimentos e chegou aos mesmos resultados de redistribuição de esforços e uniformização dos recalques de outros autores. Holanda Jr (1998) apresenta um estudo sobre a interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas do tipo sapata com a finalidade de avaliar a importância do efeito neste tipo de estrutura, utilizando para isso duas edificações reais, sendo uma com 21 pavimentos e outra com 13 pavimentos. O autor

aponta a importância da utilização de uma camada indeslocável no interior do maciço do solo para que a análise seja correta e chega às mesmas conclusões que os outros autores já mencionados sobre a redistribuição de esforços e recalques, além de casos de inversão de esforços. Chamecki (1956) também utiliza em seu trabalho um processo iterativo, onde apresenta uma melhoria dos estudos realizados por Meyerhof (1953). Já Meyerhof (1953), por sua vez, apresenta uma analogia através da utilização de viga de rigidez a flexão equivalente para a consideração das ações da superestrutura no solo. O processo iterativo apresentado por Chamecki (1956) desconsidera as simplificações feitas por Meyerhof (1953), ou seja, foi considerado o solo como apoio rígido e foram determinados os recalques e os coeficientes de reações verticais para a simulação da deformabilidade do solo, fazendo-se então iterações até a convergência dos resultados. De maneira semelhante a Chamecik (1956), Aoki (1987) em seu estudo propõe a consideração da ISE através de um processo iterativo, porém levando-se em conta a interação do grupo de estacas com o maciço do solo, bloco de coroamento e superestrutura, até que seja atingida a convergência dos resultados.

Diversos autores fizeram uso de Métodos Numéricos para analisar os efeitos da ISE. Filho (1999) utilizou o Método dos Elementos Finitos (MEF) em seu trabalho, no qual fez um estudo da análise da interação solo-estaca via combinação do MEF utilizado para o dimensionamento das estacas com o Método dos Elementos de Contorno (MEC) utilizado para a modelagem do solo, sendo feito um acoplamento final entre os dois métodos. Almeida (2003) fez um estudo da Análise da ISE em solo não homogêneo via acoplamento do MEF com o MEC, onde a superestrutura e as fundações foram modeladas e acopladas. O autor utilizou o MEF para a modelagem da estrutura e o MEC para a modelagem do solo, sendo o objetivo do trabalho a análise do complexo sistema que envolve o acoplamento entre o maciço de solos/subestrutura/infraestrutura/superestrutura. Como conclusões, Almeida (2003) afirma que a análise deste problema de engenharia deve ser feita através de Métodos Numéricos, sendo o MEC o método ideal para a modelagem do maciço de solo e o MEF o método ideal para a modelagem da infra e superestrutura. Também fazendo uso do MEF, Vitoreti (2003) estudou a análise da interação solo-estrutura em fundações de concreto armado, onde o autor desenvolve uma ferramenta computacional própria para o desenvolvimento da pesquisa, baseado na linguagem de programação MATLAB. Esta ferramenta tem a capacidade de modelagem o conjunto composto por solo, fundação e estrutura. Foram obtidos diversos diagramas de tensão de interface em função da rigidez relativa do elemento estrutural de concreto armado. O autor demonstra a importância da consideração da rigidez relativa solo/estrutura através da ferramenta computacional desenvolvida, além de resultados que confrontam certas recomendações da NBR 6122 (ABNT, 1996) para diagramas de tensão de interface sapata-solo.

Em relação à interação solo-estrutura para estruturas metálicas, Ferro (2013) estudou um galpão metálico treliçado em arco circular considerando o efeito da interação solo-estrutura com fundação rasa do tipo sapata, variando as dimensões das sapatas. Para isto utilizou o Método dos Elementos Finitos e o software SAP 2000 para a modelagem conjunta da estrutura, fundação e solo. Com o estudo, o autor confirmou as hipóteses iniciais que eram a de que, mesmo sapatas com pequenas dimensões suportando grandes excentricidades devido aos esforços da estrutura, ainda assim trabalhavam apenas com tensões de compressão na interface sapata-solo. Em relação à interação solo-estrutura, o autor conclui que a consideração desta provoca um aumento dos deslocamentos laterais do galpão e também um aumento nos esforços nas barras das treliças metálicas, sendo estas uma das poucas contribuições encontradas na literatura para o problema da ISE em estruturas metálicas no Brasil.

Dentre os métodos de consideração da ISE existem desde métodos mais simplificados, embora menos precisos, como a discretização do solo através coeficientes de reações, baseados na Hipótese de Winkler, até métodos mais avançados como MEF e MEC. Para a Hipótese de Winkler, os coeficientes de reação podem ser divididos em coeficientes de reação verticais (CRV), coeficientes de reação horizontais (CRH) e coeficientes reação de rotação (CRR). Os CRV podem ser obtidos através de ensaios de placa em campo, por meio de correlações com o módulo de elasticidade do solo ou por tabelas padronizadas em função do tipo de solo e de ensaios de solo do tipo SPT, sendo este último o método mais utilizado. O método de discretização de molas apresenta como vantagem a simplicidade e rapidez de aplicação, porém tem como desvantagem a não consideração da continuidade do solo e para solos pouco rígidos os erros tendem a crescer. Holanda (1998) afirma que a Hipótese de Winkler conduz a esforços irreais devido à não consideração da continuidade do maciço do solo. Souza e Reis (2008) utilizaram este método para estudar a influência que a consideração da interação solo-estrutura tem em estruturas de concreto armado com fundações rasas, no qual foi estudada uma edificação em concreto armado com quatro pavimentos. Foram consideradas três análises diferentes da estrutura, sendo a primeira com edificação apoiada sobre base rígida e o segundo e terceiro casos onde procuraram variar a rigidez do solo sob a base das sapatas, sendo estas rigidezes média e baixa em função do módulo de elasticidade do solo e coeficiente de Poisson. Como conclusão, chegaram a diferenças significativas em relação aos esforços atuantes nos pilares, sempre com valores médios superiores a 20% em relação ao caso clássico de estrutura apoiada sobre apoios rígidos. Ainda com base na Hipótese de Winkler, Mendonça (2012) analisou o efeito da interação solo-estrutura em uma edificação de quatro pavimentos composta por estrutura mista aço/concreto utilizando o software Ansys, baseado no Método dos Elementos Finitos, no qual substituiu os tradicionais apoios indeslocáveis por molas discretas com rigidez equivalente ao solo. Para a validação

do coeficiente de mola foi utilizado o software Plaxis, para isso foram feitas comparações com os coeficientes de mola obtidos por outros métodos existentes na literatura. O autor comparou os esforços normais, momentos fletores e deslocamentos laterais da estrutura apoiada sobre solo rígido com a estrutura apoiada sobre molas e fez a análise para os solos argilosos, arenosos e siltosos. Como resultado o autor obteve a redistribuição de esforços com predominância nos pilares periféricos, onde estes apresentaram acréscimos nos esforços solicitantes e conseqüentemente alívio nos pilares centrais da edificação em comparação com os esforços advindos da hipótese de base rígida.

Crespo (2004) fez um estudo da sensibilidade das edificações em relação ao solo no qual o autor busca estabelecer um procedimento para a consideração sistemática do problema de recalque através da análise da sensibilidade da estrutura em relação a um assentamento. O autor afirma que, dentre os métodos que representam a interação solo-estrutura e que melhor se adaptam a cada parte desta, o Método do Elementos Finitos é o mais apropriado para a representação da superestrutura e das fundações, já o Método dos Elementos de Contorno é o mais apropriado para caracterizar o solo, sobretudo quando considerado homogêneo, elástico e linear.

A interação solo-estrutura é influenciada por diversos fatores, as principais influências são:

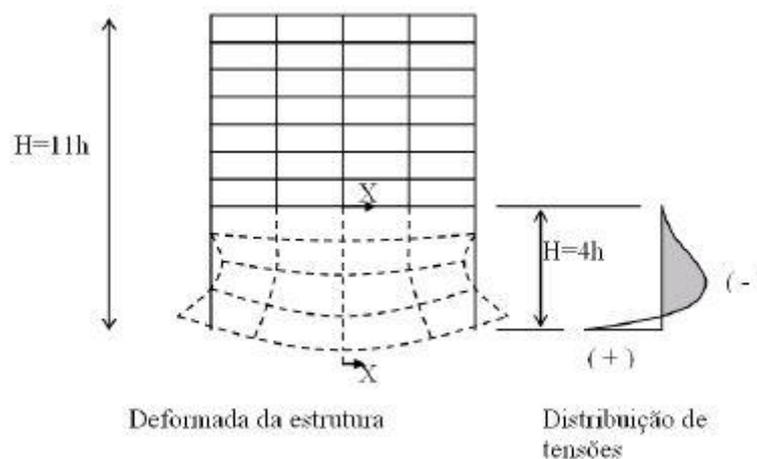
- Rigidez relativa entre a estrutura e o solo

Ramalho e Corrêa (1991) realizaram um estudo no qual foram comparados dois edifícios com fundações rasas do tipo sapatas, sendo um edifício com sistema convencional, ou seja, constituídos por lajes, vigas e pilares e outro edifício com sistema de laje cogumelo, onde estes foram dimensionados em solo rígido e elástico. Como resultado o autor observou uma grande influência da consideração da flexibilidade da fundação nos esforços da superestrutura, e mesmo para solos com grande rigidez a diferença mostrou-se significativa. Foi observado também a mesma redistribuição dos esforços nos pilares, assim como nos outros efeitos, ou seja, houve a tendência de alívio dos pilares centrais e acréscimo de esforços nos pilares periféricos. O autor conclui também que o edifício constituído de laje cogumelo é o mais sensível aos efeitos da interação solo-estrutura justamente por apresentar pilares maiores. Em outro estudo sobre o efeito, Meyerhof (1953) citado por Mendonça (2012) mostra que a rigidez relativa entre a estrutura e o solo é determinante para o desempenho da construção em relação aos recalques totais e diferenciais. O autor mostra que conforme a rigidez relativa entre a estrutura e o solo aumentava, os recalques medidos diminuía e tornavam-se mais uniformes. Como conclusão destaca que os recalques diferenciais são os mais afetados.

- Número de pavimentos da edificação

Segundo Gusmão (1990), o número de pavimentos de uma estrutura é um dos principais fatores que influenciam a interação solo-estrutura por que influenciam diretamente a rigidez da estrutura, pois, quanto maior o número de pavimentos maior é a sua rigidez. Este efeito também foi constatado por Goshy (1978), que observou que a consideração da interação solo-estrutura, em estruturas de concreto armado, tem maior influência nos primeiros pavimentos, conforme apresenta a Figura 1. Este efeito pode ser explicado, segundo o autor, pelo fato dos primeiros andares apresentarem uma rigidez maior.

Figura 1 – Influência maior da ISE nos primeiros pavimentos



Fonte: Goshy (1978)

- Vigas de travamento de fundação

Gusmão (1990) observou que o uso de vigas de travamento na fundação aumenta a rigidez da estrutura, pois aumenta o efeito de conjunto da estrutura, promovendo uma melhor solidarização entre os elementos que a constituem. O aumento da rigidez da estrutura por sua vez tende a uniformizar os recalques.

- Efeito da forma da edificação em planta

Segundo Antoniazzi (2011), o efeito da forma em planta da edificação é evidenciado através de trabalhos de monitoramento de recalques em diferentes tipos de edificações. De acordo com Barata (1986), quanto mais próxima de um quadrado for a planta da edificação, maior será a tendência à uniformização dos recalques.

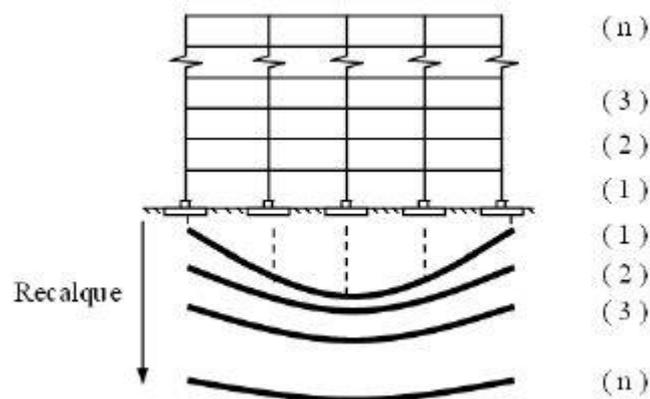
- Sequência construtiva

Segundo Holanda Jr (1998), a consideração da sequência construtiva é um fator relevante na análise estrutural de edifícios, pois a aplicação do carregamento instantâneo no

pórtico já construído pode levar a conclusões equivocadas em relação aos esforços nos elementos e recalques. Fonte e outros (1994) fizeram uma comparação dos efeitos da interação solo-estrutura em recalques medidos em fundação constituídas de sapatas rasas de um edifício em concreto armado de 14 pavimentos e, como resultado, obtiveram que o modelo que não considera a interação solo-estrutura superestima a previsão dos recalques diferenciais justamente por não considerar a rigidez da estrutura, já o modelo que considera a interação solo-estrutura com carregamento aplicado de forma instantânea subestima a previsão dos recalques, por não considerar o efeito construtivo. Os autores concluem, portanto, que o modelo que mais se aproxima da realidade é o que considera o efeito da interação solo-estrutura e com o carregamento aplicado de forma gradual de forma a considerar o efeito construtivo da estrutura.

Holanda Jr (1998) utiliza o que denomina de processo sequencial direto, no qual a estrutura é analisada para cada acréscimo de pavimento. Esta influência também foi estudada por Gusmão e Gusmão Filho (1994), onde os autores observaram que ocorre uma tendência à uniformização dos recalques devido ao aumento da rigidez da estrutura conforme a execução dos pavimentos superiores, onde a rigidez cresce de maneira não linear com o acréscimo dos pavimentos. A Figura 2 apresenta o efeito do processo sequencial direto.

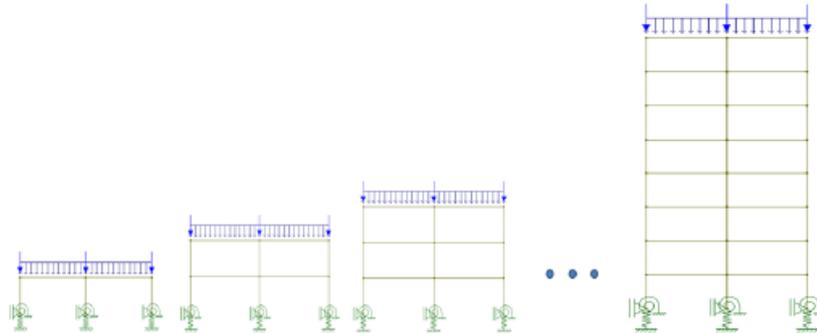
Figura 2 – Influência da sequência construtiva



Fonte: Gusmão e Gusmão Filho (1994)

Antoniazzi (2011) apresenta um meio de levar em conta o efeito construtivo das estruturas no qual consiste em aplicar carregamentos de maneira gradativa na estrutura, conforme apresentado na Figura 3.

Figura 3 – Influência da seqüência construtiva

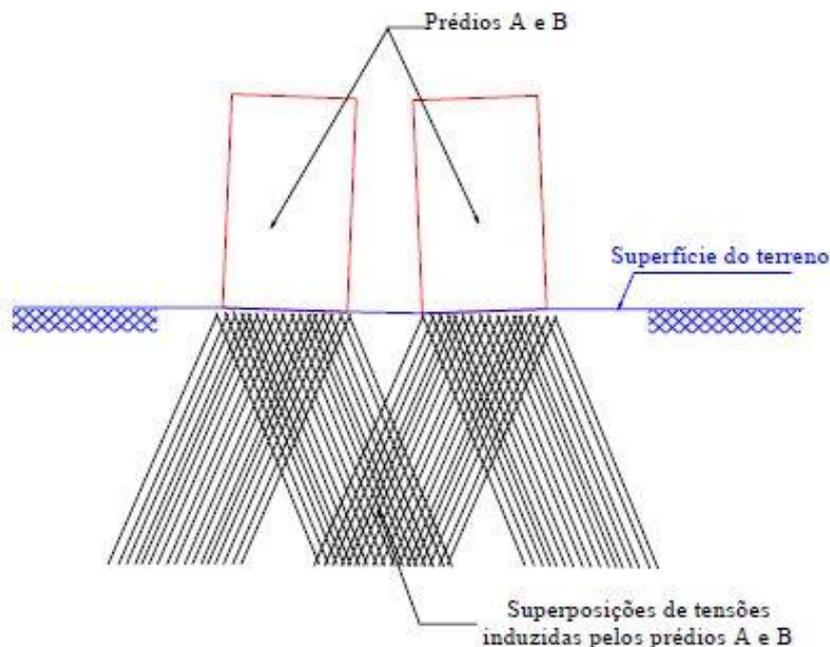


Fonte: Antoniazzi (2011)

- Edificações vizinhas

Reis (2000) mostra que um dos efeitos que influenciam na interação solo-estrutura é o da proximidade de edificações vizinhas. Neste caso ocorre a sobreposição do bulbo de tensões no solo, ocasionando o aumento dos recalques de fundação devido aos acréscimos de tensões no solo, conforme apresentado na Figura 4.

Figura 4 – Influência das edificações vizinhas



Fonte: Reis (2000)

Poulos (1975), citado por Gusmão (1990), desenvolveu um método que tem como incógnita as cargas de fundação considerando a flexibilidade do solo. Para a resolução do problema, o autor desenvolveu dois conjuntos de equações: equações referentes ao comportamento da superestrutura e fundação, Equação 1, e equações que descrevem o

comportamento conjunto do solo e das fundações, Equação 2. As equações são definidas em função das cargas externas e das reações na fundação. A resolução destes dois conjuntos de equações é na forma matricial. $\{V_0\}$ pode ser obtido através de análises tradicionais, ou seja, considerando a estrutura apoiada em base rígida. A matriz $[SM]$ é obtida através da consideração de deslocamentos unitários nos apoios.

$$\{V\} = \{V_0\} + [SM]^* \{\delta\} \quad (1)$$

Sendo,

$\{V\}$ é o vetor das reações de apoio considerando a ISE

$\{V_0\}$ é o vetor das reações de apoio considerando apoios indeslocáveis

$\{\delta\}$ é o vetor dos deslocamentos dos apoios considerando a ISE

$[SM]$ é a matriz de rigidez da estrutura

$$\{\delta\} = [FM]^* \{V\} \quad (2)$$

Sendo,

$\{\delta\}$ é o vetor dos deslocamentos dos pontos nodais do contato solo-estrutura

$\{V\}$ é o vetor das reações de apoio considerando a ISE

$[FM]$ é a matriz de flexibilidade das reações de fundações.

A solução final das equações surge da combinação entre as Equações 1 e 2 (as matrizes $[SM]$ e $[FM]$ são da mesma ordem de grandeza).

Outros dois métodos bastante encontrados na literatura são Método dos elementos de Contorno (MEC) e o Método do Elementos Finitos (MEF), que são utilizados na solução numérica de equações diferenciais parciais que regem problemas de engenharia. A escolha da utilização de um método em detrimento ao outro depende do problema a ser analisado, em geral o MEC apresenta maior eficácia em problemas no qual o domínio de estudo for infinito ou semi-infinito, que é o caso de simulação de solos. Já o MEF é mais utilizado para análises de superestruturas, por isso o acoplamento entre os métodos é muito utilizado no estudo da interação solo-estrutura.

A utilização dos métodos exige necessariamente a utilização de meios computacionais devido ao alto número de equações a serem resolvidas. Paiva (1993) utilizou o Método dos Elementos de Contorno para a análise da consideração da interação solo-estrutura em fundações do tipo radier. A partir desta metodologia, Mendonça (1997) e Mendonça e Paiva (2000) incrementaram o método estendendo a modelagem pelo Método dos Elementos de Contorno para todos os elementos em análise, no qual inicialmente trabalharam com estacas flexíveis e fundações rasas modelados pelo método em discussão, para então admitir tanto

os elementos da estrutura quanto o maciço de solo flexíveis. Posteriormente o método foi melhor desenvolvido e incrementado por outros autores, nos quais adicionaram ao método outras análises baseadas no Método dos Elementos Finitos para a análise mais adequada da estrutura. Autores como Almeida (2003), Ribeiro (2005) e Mendonça (2012) utilizaram o Método dos Elementos de Contorno acoplado com o Método dos Elementos Finitos para a consideração da interação solo-estrutura, no qual o maciço de solo e fundações foram modelados utilizando o Método dos Elementos de Contorno e a estrutura foi dimensionada utilizando o Método dos Elementos Finitos. Segundo Scarlat (1993), este é o procedimento mais preciso para se considerar a deformabilidade do solo, por ser uma análise tridimensional interativa no qual solo, fundação e estrutura são analisados como um único elemento, tratando-se de um método bastante sofisticado, com necessidade de introdução de vários parâmetros e conhecimento profundo do método.

Existem métodos mais simplificados para a consideração da ISE. Quem primeiro representou o solo como um sistema de molas de resposta linear foi Winkler (1867) e este tipo de representação é conhecido como Hipótese de Winkler. A Hipótese de Winkler é um método simplificado para consideração da deformação do solo, onde a reação em qualquer ponto do solo é proporcional à deformação neste ponto, de acordo com a Equação 23. A continuidade do solo não é considerada, sendo este fator uma das principais críticas sofridas pelo método. Nesse sentido, Vesic (1961) afirma que as pesquisas têm mostrado que a distribuição de pressão no contato de vigas ou lajes e as camadas de assentamento pode ser bem diferente da distribuição obtida por métodos convencionais, nem mesmo para camadas de assentamento compostas por concreto, rochas ou solos rígidos. Portanto, de acordo com o autor, a adoção dos coeficientes vindos da Hipótese de Winkler podem ser deficientes do ponto de vista teórico, dependendo da situação. A Hipótese de Winkler tem como grande vantagem a facilidade e rapidez de aplicação e serve como ponto inicial para uma estimativa rápida dos efeitos da deformação do solo nas estruturas. Outra grande vantagem é a dispensa de utilização de grandes recursos computacionais ou necessidade de conhecimento de muitos parâmetros do solo, como é o caso do Método dos Elementos Finitos.

Na literatura nacional é possível encontrar diversos trabalhos que estudam os efeitos da consideração da interação solo-estrutura em estruturas de concreto armado. Estes trabalhos utilizam diversos métodos e abrangem pontos de vistas variados sobre o tema. É possível encontrar desde trabalhos nos quais usam ferramentas computacionais simples e que contêm várias simplificações até trabalhos mais complexos nos quais utilizam Métodos Numéricos e muitos recursos computacionais.

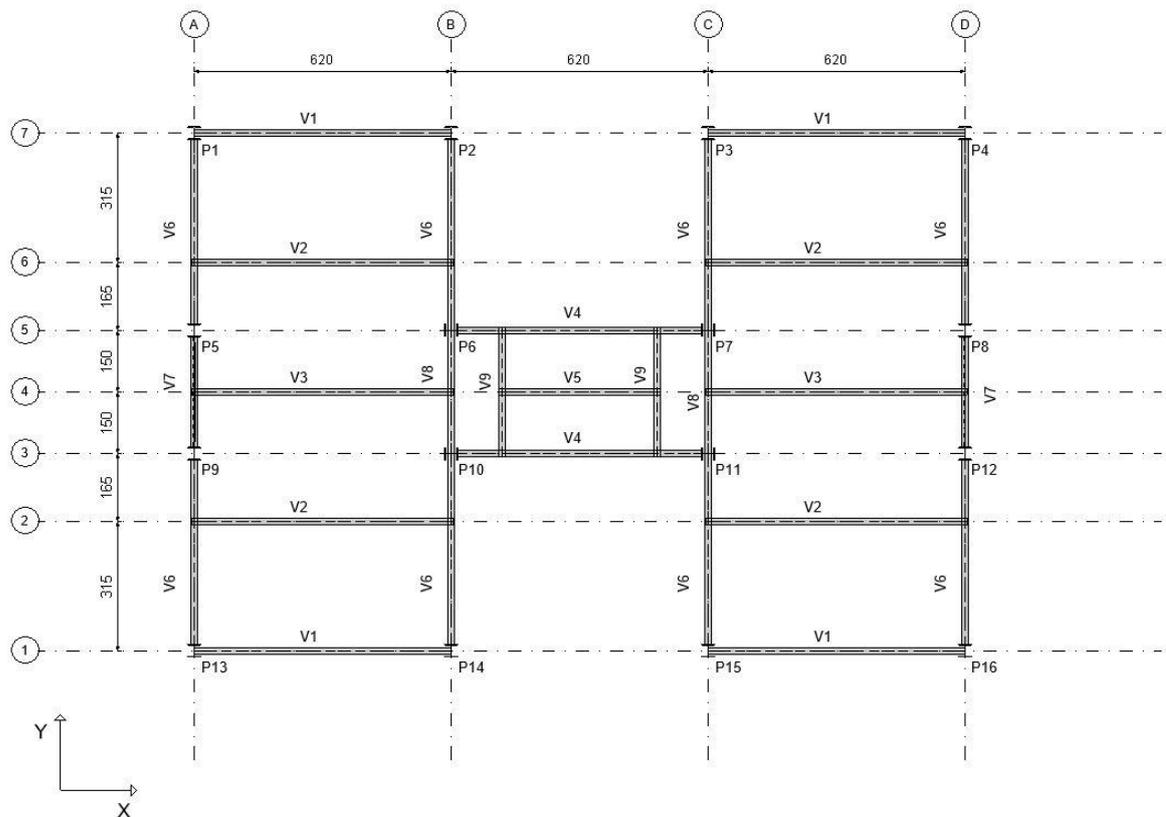
Nota-se uma escassez de trabalhos relacionados à análise dos efeitos da interação solo-estrutura em estruturas metálicas no âmbito nacional. Na literatura internacional, onde as estruturas metálicas são mais comumente encontradas, este tipo de estudo é mais comum,

porém, em sua maioria são acompanhados de análises sísmicas, o que não ocorre com frequência no Brasil.

3. PROJETO DA ESTRUTURA MODELO

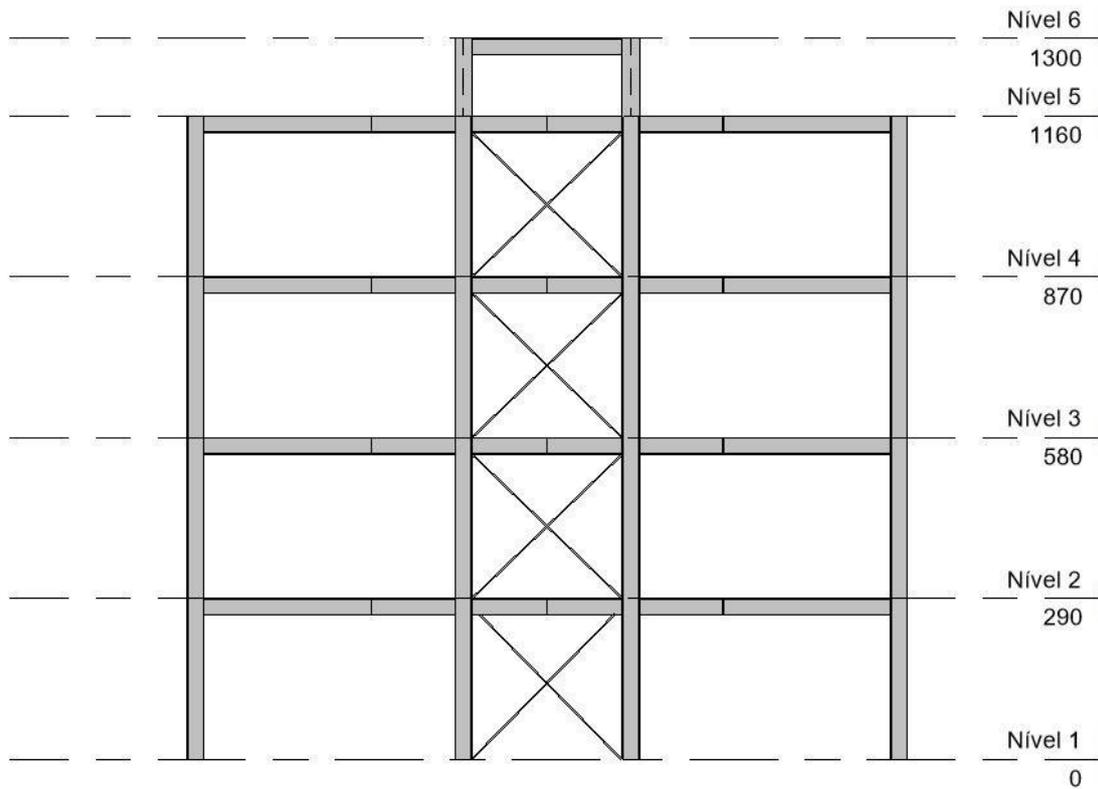
Neste capítulo serão apresentados os projetos estrutural e de fundações da estrutura metálica de 4 pavimentos que terá a função de apresentar os processos de projeto realizados para as demais estruturas. Esta estrutura será denominada a partir daqui de Estrutura Modelo. Inicialmente serão apresentadas as premissas de projeto utilizadas na Estrutura Modelo, seguido dos projetos de fundação superficial e profunda e, por fim, o método utilizado para a análise da ISE. Os mesmos procedimentos demonstrados neste capítulo para a Estrutura Modelo foram efetuados para as demais estruturas. As Figuras de 5 a 7 apresentam a geometria da estrutura modelo.

Figura 5 – Planta do pavimento tipo



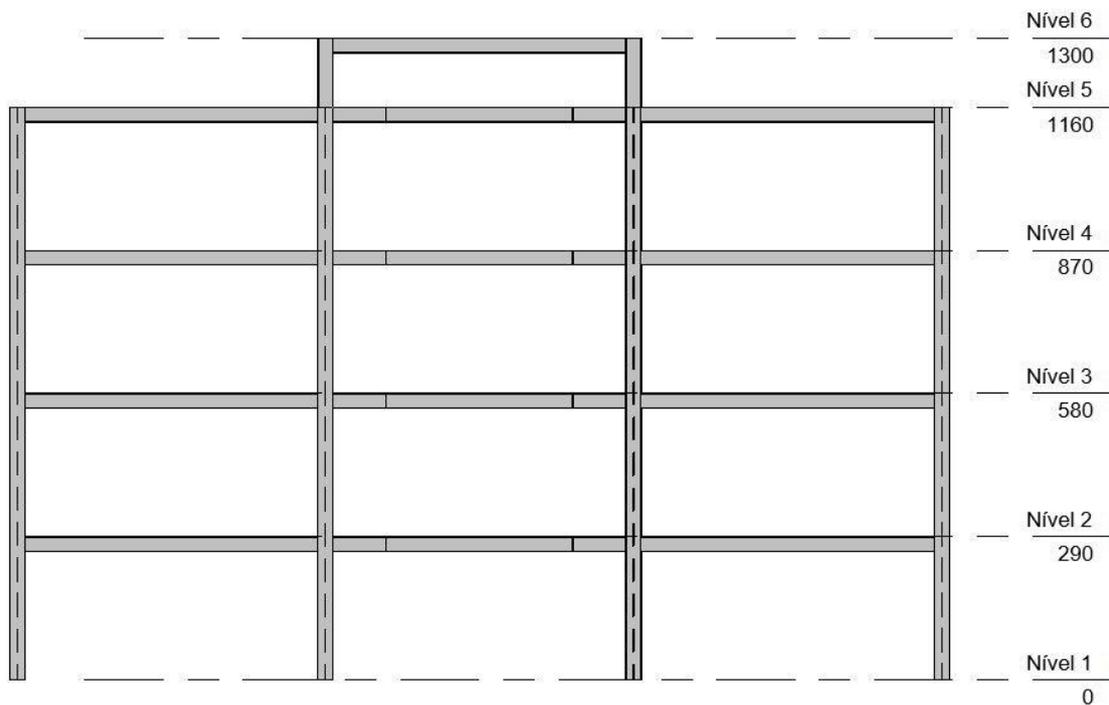
Fonte: Autor (2018)

Figura 6 – Elevação Eixo A da Estrutura Modelo (cotas em cm)



Fonte: Autor (2018)

Figura 7 – Elevação Eixo 3 da Estrutura Modelo (cotas em cm)



Fonte: Autor (2018)

3.1 PREMISSAS DO PROJETO

Para a realização da análise estrutural das estruturas metálicas presentes nesta pesquisa foi utilizado o software SAP 2000 na versão 15. Este software tem como base de modelagem o Método dos Elementos Finitos e foi escolhido pela sua facilidade de uso e ampla utilização em projetos estruturais metálicos em todo o mundo. A determinação das ações e combinações, a análise estrutural e o dimensionamento dos elementos estruturais em aço foram desenvolvidos de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008). Para o projeto das fundações foram utilizadas as recomendações da NBR 6122 (ABNT, 2010) e da NBR 6118 (2014). Além dessas, outras referências normativas foram utilizadas para projeto tais como a NBR 6123 (1988) referente às forças de vento em edificações, NBR 8681 (ABNT, 2003) referente às ações e segurança nas estruturas e NBR 6122 (ABNT, 2010) referente ao projeto de fundações.

Para determinação da ação do vento foi considerada a estrutura em um terreno plano localizada na cidade de São Carlos – SP.

Foi adotado para os materiais estruturais aço ASTM A572-gr50, com tensão de escoamento de 345 MPa. O concreto para as lajes e elementos de fundações é C20 ($f_{ck} = 20$ MPa).

3.2 PROJETO ESTRUTURAL

Apresenta-se nos itens seguintes as principais etapas para o projeto da estrutura modelo destacando o levantamento das ações, a análise estrutural e o dimensionamento dos elementos.

3.2.1 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇOS

A Tabela 1 apresenta as ações permanentes e variáveis consideradas no projeto da estrutura modelo.

Tabela 1 – Carregamento de vento direção 01

Ações permanentes	Peso próprio da estrutura gerado automaticamente
	5,8 kN/m - Carga aplicada nas vigas, referente à carga de alvenaria
	1,0 kN/m - Carga aplicada nas vigas de cobertura, referente à carga de alvenaria da cobertura (platibanda).
	1,0 kN/m ² - Carga aplicada nas lajes, referente ao revestimento da laje

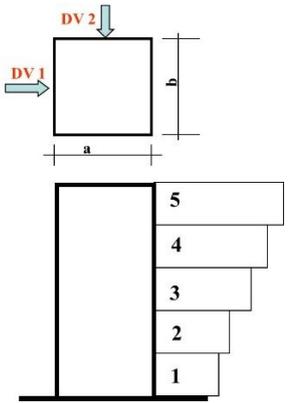
Ações Variáveis	1,5 kN/m ² - Carga aplicada nas lajes - sobrecarga de utilização
	2,0 kN/m ² - Carga aplicada nas lajes das escadas - sobrecarga de utilização
	0,5 kN/m ² - Carga aplicada nas lajes de cobertura - sobrecarga de utilização
	Ações do vento conforme NBR 6123:1988

Fonte: Autor (2018)

A ação do vento na estrutura foi determinada de acordo com a NBR 6123:1988 considerando a edificação localizada em terreno plano na cidade de São Carlos com velocidade básica de 40m/s. As Tabelas 2 e 3 resumem a determinação da ação do vento na estrutura.

Tabela 2 – Carregamento de vento - Direção 01 - “X”

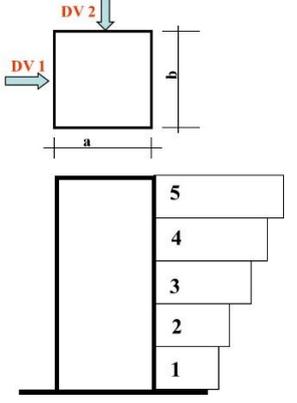
Trecho	Pressão obstrução (kN/m ²)	b (m)	Coefficiente de arrasto	Carregamento de vento (kN/m) (2 pórticos)
1	0,522	12,75	1,00	3,32
2	0,612	12,75	1,00	3,90
3	0,675	12,75	1,00	4,30
4	0,725	12,75	1,00	4,62
5	0,759	12,75	1,00	4,83



Fonte: Autor (2018)

Tabela 3 – Carregamento de vento - Direção 02 - “Y”

Trecho	Pressão obstrução (kN/m ²)	a (m)	Coefficiente de arrasto	Carregamento de vento (kN/m) (2 pórticos)
1	0,522	18,75	1,15	5,63
2	0,612	18,75	1,15	6,60
3	0,675	18,75	1,15	7,27
4	0,725	18,75	1,15	7,81
5	0,759	18,75	1,15	8,18



Fonte: Autor (2018)

As combinações de ações utilizadas na Estrutura Modelo estão de acordo com a NBR 8681: 2003 e NBR 8800:2008 e são listadas a seguir:

Estado Limite Último:

$$\text{Comb1: } 1,25*PP + 1,35*CP + 1,5*CV$$

$$\text{Comb2: } 1,25*PP + 1,35*CP + 1,5*CV + 1,4*0,6*\text{Vento}$$

$$\text{Comb3: } 1,25*PP + 1,35*CP + 1,5*0,5*CV + 1,4*\text{Vento}$$

Estado Limite de Serviço:

$$\text{Comb4: } PP + CP + 0,3*CV$$

$$\text{Comb5: } PP + CP + \text{Vento} + 0,4*CV$$

$$\text{Comb6: } PP + CP + CV + \text{Vento}$$

Sendo,

PP = Peso Próprio

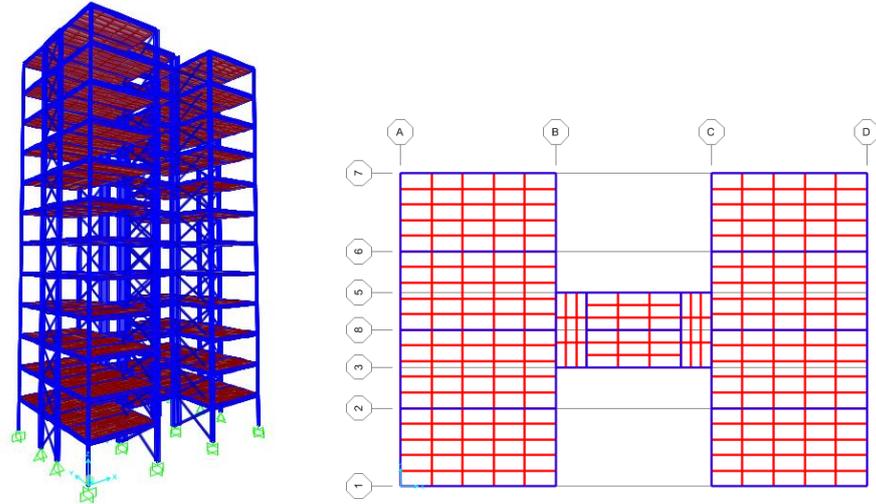
CP = Carregamento Permanente

CV = Carga Variável.

3.2.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural foi desenvolvida utilizando o software SAP 2000 e de acordo com as recomendações da NBR 8800 (ABNT, 2008). As vigas e pilares da estrutura foram modeladas tridimensionalmente através de elementos de barra. Foi incluída a laje de concreto e esta foi modelada através de elementos de placa. Foi considerado o efeito de diafragma rígido da laje nos modelos estruturais. Os elementos espaciais de fundação (blocos e sapatas) foram modelados utilizando elementos do tipo “sólido”. A Figura 8 apresenta uma perspectiva esquemática da geometria da Estrutura Modelo e a discretização de um pavimento.

Figura 8: Perspectiva esquemática da Estrutura Modelo



Fonte: Autor (2018)

Na primeira análise elástica linear foi feita a classificação da estrutura quanto à deslocabilidade de acordo com o Anexo D da NBR 8800 (ABNT,2008), calculando-se o coeficiente B_2 apresentado nas Tabela 4 e 5, para a ação do vento nas direções “X” e “Y” respectivamente.

Tabela 4 - Coeficiente B_2 , Vento na direção 01 - “X”

Pav.	H (cm)	Δ (cm)	Δ_{rel} (cm)	F_h (kN)	F_v (kN)	$\sum F_h$ (kN)	$\sum F_v$ (kN)	Rm	B_2
1	290	0,65	0,65	58,58	1644	6576	240,12	0,85	1,08
2	290	1,19	0,54	58,58	1644	4932	181,54	0,85	1,06
3	290	1,58	0,39	58,58	1644	3288	122,96	0,85	1,04
4	290	1,77	0,19	64,38	1644	1644	64,38	0,85	1,02

Fonte: Autor (2018)

Tabela 5 - Coeficiente B_2 , Vento na direção 02 - “Y”

Pav.	H (cm)	Δ (cm)	Δ_{rel} (cm)	F_h (kN)	F_v (kN)	$\sum F_h$ (kN)	$\sum F_v$ (kN)	Rm	B_2
1	290	0,35	0,35	24,94	1644	6576	104,75	0,85	1,10
2	290	0,81	0,46	24,94	1644	4932	79,81	0,85	1,13
3	290	1,13	0,32	24,94	1644	3288	54,87	0,85	1,08
4	290	1,28	0,15	29,93	1644	1644	29,93	0,85	1,03

Fonte: Autor (2018)

Em todos os pavimentos o coeficiente B_2 resultou em $1,1 < B_2 \leq 1,4$ e, portanto, a estrutura é classificada como estrutura de média deslocabilidade. Para estas estruturas a análise deve ser feita em 2ª ordem e devem ser consideradas as imperfeições geométricas e dos materiais na análise. Portanto a análise final da estrutura foi feita em 2ª ordem considerando as imperfeições de material e de geometria e reduzindo-se o módulo de elasticidade do aço para 80% do seu valor original, de acordo com as prescrições da NBR 8800 (ABNT,2008).

Após a conclusão da análise estrutural passou-se à verificação dos deslocamentos máximos da estrutura. Os deslocamentos máximos foram verificados considerando as combinações de Estado Limite de Serviço. O deslocamento máximo relativo entre pavimentos da estrutura é dado pela Equação 3 e o deslocamento máximo do topo da estrutura em relação à sua base é dada pela Equação 4. A estrutura modelo de 4 pavimentos tem os deslocamentos dentro dos limites aceitáveis.

$$D_{max,pav} = \frac{h}{500} = \frac{290}{500} = 0,58 \quad (3)$$

$$D_{max,topo} = \frac{H}{400} = \frac{1160}{400} = 2,9 \quad (4)$$

Da análise estrutural tem-se os esforços de cálculo finais para dimensionamento dos elementos estruturais, relativos ao Estado Limite Último, apresentados nas Tabelas 6 e 7, onde são apresentados os esforços nas vigas e pilares respectivamente.

Tabela 6 - Esforços nas vigas

VIGA	Combinação Vento Direção "X"		Combinação Vento Direção "Y"	
	Momento Fletor (kN.m)	Cortante (kN)	Momento Fletor (kN.m)	Cortante (kN)
V1	67,60	40,92	67,60	40,92
V2	92,33	54,03	92,33	54,03
V3	92,33	54,04	92,33	54,04
V4	80,00	65,02	59,11	58,93
V5	12,86	11,93	12,86	11,93
V6	131,79	90,52	133,27	91,42
V7	93,15	71,53	93,49	71,76
V8	95,97	74,70	96,18	74,83
V9	22,14	18,13	22,61	18,45

Fonte: Autor (2018)

Tabela 7 - Esforços nos pilares

PILAR	Combinação Vento Direção "X"		Combinação Vento Direção "Y"	
	Momento Fletor (kN.m)	Axial (kN)	Momento Fletor (kN.m)	Axial (kN)
P1	0	394	0	386
P2	0	385	0	384
P3	0	385	0	380
P4	0	394	0	390
P5	0	623	0	536
P6	68	869	0	819
P7	82	869	0	873
P8	0	623	0	537
P9	0	496	0	536
P10	68	823	0	819
P11	82	823	0	873
P12	0	497	0	537
P13	0	383	0	385
P14	0	378	0	383
P15	0	378	0	380
P16	0	383	0	389

Fonte: Autor (2018)

3.2.3 DIMENSIONAMENTO

Após realizado o levantamento dos esforços na estrutura através do software SAP 2000, os elementos estruturais metálicos (vigas e pilares) foram dimensionados de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008). Para o dimensionamento dos elementos metálicos, foram desenvolvidas planilhas eletrônicas utilizando um software livre de cálculos matemáticos denominado Smath Studio. As planilhas encontram-se no Anexo A. Os perfis das vigas dimensionados para a Estrutura Modelo são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Dimensionamento das vigas metálicas da Estrutura Modelo

VIGA	Perfil
V1	W310x32,7
V2	W310x52,0
V3	W310x52,0
V4	W310x32,7
V5	W250x22,3
V6	W250x22,3
V7	W310x52,0
V8	W310x52,0
V9	W200x15,0

Fonte: Autor (2018)

A Tabela 9 apresenta o resumo do dimensionamento dos perfis dos pilares metálicos.

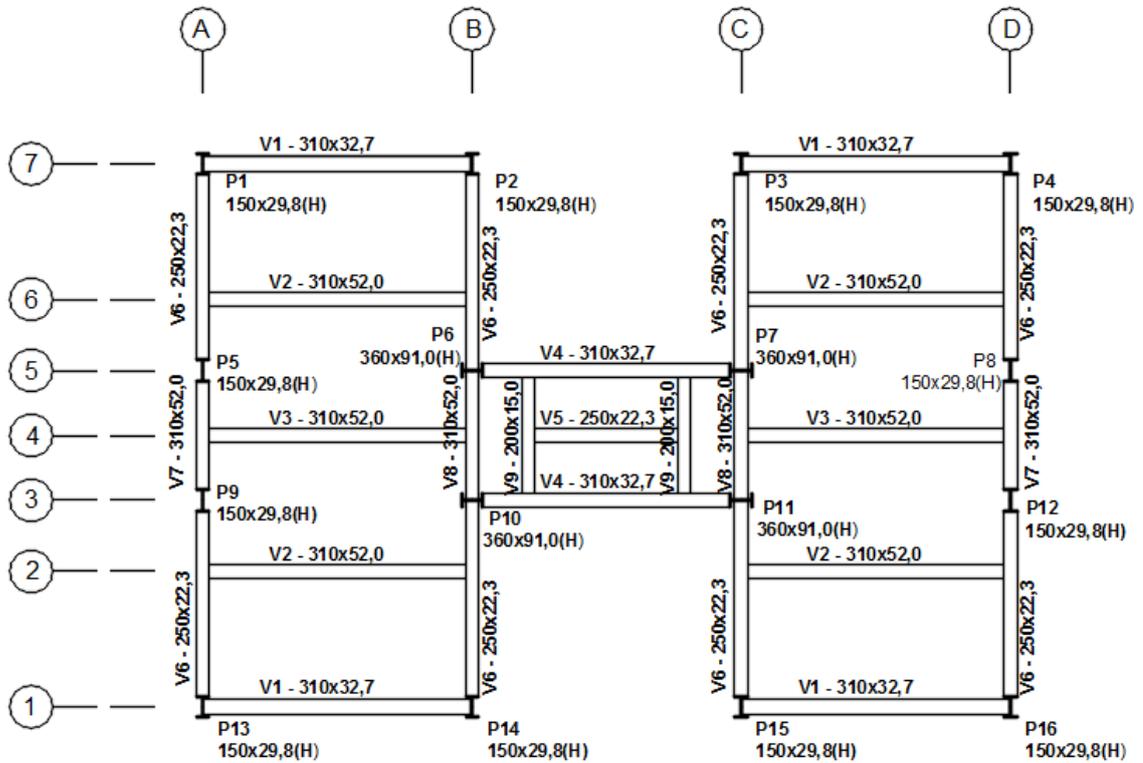
Tabela 9 - Dimensionamento dos perfis dos pilares metálicos

PILAR	Perfil
P1	W150x22,5(H)
P2	W150x22,5(H)
P3	W150x22,5(H)
P4	W150x22,5(H)
P5	W150x29,8(H)
P6	W360x91,0(H)
P7	W360x91,0(H)
P8	W150x29,8(H)
P9	W150x29,8(H)
P10	W360x91,0(H)
P11	W360x91,0(H)
P12	W150x29,8(H)
P13	W150x22,5(H)
P14	W150x22,5(H)
P15	W150x22,5(H)
P16	W150x22,5(H)

Fonte: Autor (2018)

A Figura 9 apresenta o esquema estrutural com a indicação das seções dimensionadas para os elementos estruturais.

Figura 9 - Perfis das vigas e pilares - Estrutura Modelo



Fonte: Autor (2018)

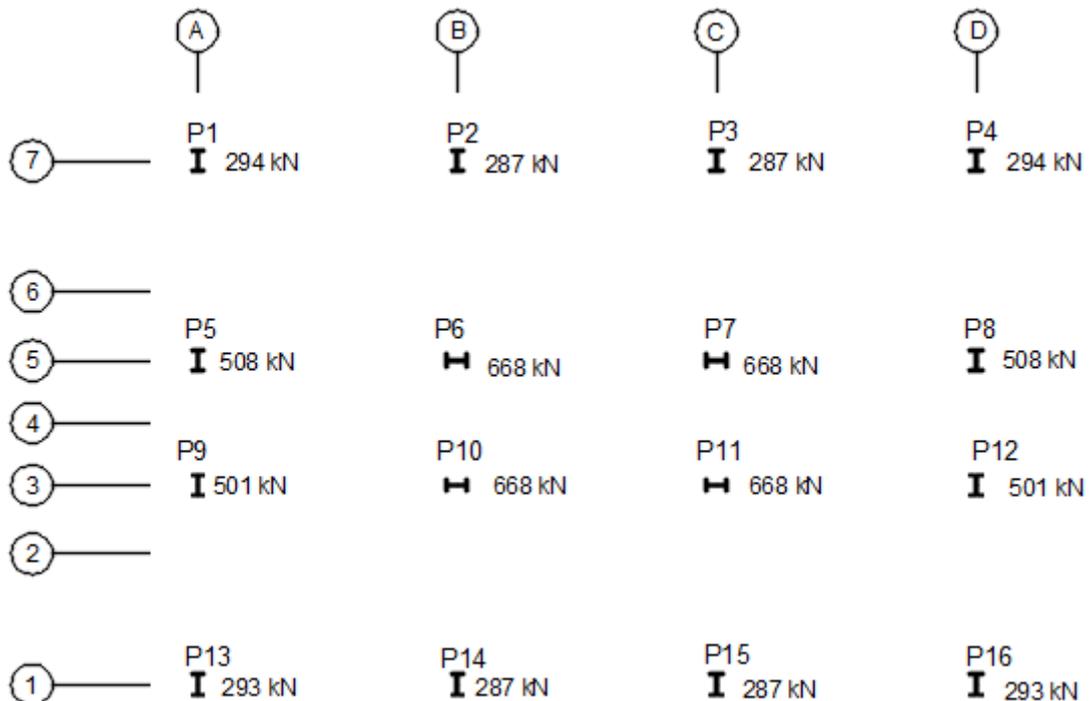
4. PROJETO GEOTÉCNICO DA ESTRUTURA MODELO

4.1 PROJETO DE FUNDAÇÕES

Neste capítulo serão apresentados o dimensionamento das fundações rasa e profunda da Estrutura Modelo e os parâmetros do solo que serão considerados na análise.

O dimensionamento geométrico das fundações deve ser feito utilizando-se a combinação na qual leva em consideração o valor máximo da somatória das cargas características, decorrentes das ações verticais e horizontais. A Figura 10 apresenta os valores dos esforços característicos de compressão axial para a Estrutura Modelo de 4 pavimentos. As verificações das bielas e tirantes das sapatas ou blocos devem ser feitas para as combinações do Estado Limite Último.

Figura 10 – Esforços característicos de reação na base dos pilares



Fonte: Autor (2018)

4.2 PROJETO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

4.2.1 CONCEITOS FUNDAMENTAIS PARA O PROJETO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

A seguir serão apresentados alguns conceitos fundamentais para o entendimento do projeto de fundação superficial.

Teixeira e Godoy (1996) apresentam um método para a determinação do módulo de elasticidade do solo baseado no tipo de solo e nos valores obtidos em sondagem de solo do tipo SPT. Este método é baseado no índice de resistência à penetração (N), cujo valor é obtido da sondagem de solo do tipo SPT e parâmetros K e α , que são coeficientes empíricos e são função do tipo de solo encontrado na sondagem. Os valores do coeficiente K são apresentados na Tabela 10. O coeficiente α é apresentado na Tabela 11. A Equação 5 apresenta o cálculo do módulo de elasticidade segundo Teixeira e Godoy (1996).

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N \quad (5)$$

Tabela 10 – Coeficiente K

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia Siltosa	0,70
Areia Argilosa	0,55
Silte Arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila Arenosa	0,30
Silte Argiloso	0,25
Argila Siltosa	0,20

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

Tabela 11 – Coeficiente α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

A tensão admissível do solo, de acordo com item 7.3 da NBR 6122 (ABNT, 2010), pode ser determinada por meio de métodos teóricos, métodos semi-empíricos ou provas de carga. Neste trabalho, para a determinação da tensão admissível do solo, foi utilizado um método semi-empírico proposto por Décourt (1992) citado por Mendonça (2012). A Equação 6 é válida para solo do tipo arenoso e a Equação 7 é válida para solo argiloso. Ambas as expressões são funções apenas do valor do N_{spt} obtido em boletins de sondagem e o valor final é dado em kN/m².

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{0,03} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (6)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{0,04} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (7)$$

4.2.2 RECALQUES EM FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

Velloso e Lopes (2011) classificam os recalques em fundações rasas em três categorias: Métodos Racionais, Métodos Semiempíricos e Métodos Empíricos.

Os Métodos Racionais utilizam, para a previsão dos recalques, parâmetros de deformabilidade de solo obtidos através de ensaios de laboratório.

Os Métodos Semiempíricos são os mais utilizados no Brasil e seus parâmetros de deformabilidade do solo são obtidos através de relação com ensaios de sondagem, geralmente ensaios do tipo SPT.

Os Métodos Empíricos utilizam equações oriundas da experiência prática e seus parâmetros são obtidos através de tabelas de valores típicos. Já Souza e Reis (2008) adotam uma classificação diferente. Para os autores, os recalques em fundações superficiais podem ser classificados em recalque imediato (ou elástico), recalque por adensamento primário e recalque por adensamento secundário. Embora as classificações possam ser diferentes entre

si, em todas as bibliografias consultadas os autores apontaram o recalque imediato como sendo o recalque predominante nos casos gerais. Os casos de adensamento primário e secundário são apenas significativos em solos de alta compressibilidade (argila saturada). Em relação ao recalque imediato (ou elástico), Carvalho entre outros (1998) afirmam que na estimativa dos recalques imediatos devem ser levados em consideração os seguintes fatores: rigidez, forma, profundidade de apoio das sapatas e a espessura da camada deformável. Os autores afirmam também que a consideração de semi-espaço infinito deformável, que não ocorre na prática, leva a estimativas exageradas do recalque.

A Equação 8 apresenta o cálculo do recalque imediato, em fundações rasas do tipo sapatas, proposto por Perloff (1975).

$$D = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_w \quad (8)$$

Sendo,

B é a menor dimensão da base da sapata

ν é o coeficiente de Poisson

I_w é o fator de influência, igual a 0,85

E_s é o módulo de elasticidade do solo

σ é a tensão aplicada ao solo pela sapata

A Equação 8 é baseada na Teoria da Elasticidade, portanto para que seja válida deve-se adotar o módulo de elasticidade do solo constante ao longo da profundidade. Esta é uma simplificação que será adotada neste trabalho, tendo em vista que, de acordo com Pinto (2001), as areias têm o módulo de elasticidade crescente ao longo da profundidade devido ao efeito do aumento de tensão em função do confinamento do solo.

Segundo Carvalho entre outros (1998), no caso de existência de argilas moles profundas em relação à cota de apoio da fundação, ou no caso de aterros lançados sobre solos compressíveis, há predominância dos recalques por adensamento.

Em relação aos recalques totais, Burland entre outros (1977) citado por Carvalho entre outros (1998) sugerem valores de recalques diferenciais e de recalques totais limites, aplicáveis aos casos de estruturas usuais, separando os casos de fundações apoiadas em areias e em argilas. Os valores são apresentados na Tabela 13, sendo estes valores válidos para estruturas convencionais de aço ou concreto, portanto não se aplicam aos casos de edifícios em alvenaria autoportante, para os quais os critérios são mais rigorosos. Os valores apresentados na Tabela 12 são apenas sugestões dos autores. A norma de fundações NBR 6122 (ABNT, 2010) deixa a definição dos valores limites de recalque por conta do projetista.

A referida norma afirma que “o valor-limite de serviço para uma determinada deformação é o valor correspondente ao comportamento que cause problemas como, por exemplo, trincas inaceitáveis, vibrações ou comprometimentos à funcionalidade plena da obra” e para a definição do valor limite de projeto para os deslocamentos, deve-se considerar fatores como tipo de fundação, natureza do solo, finalidade da obra, influência nas edificações vizinhas, tipo de estrutura e materiais de construção, etc.

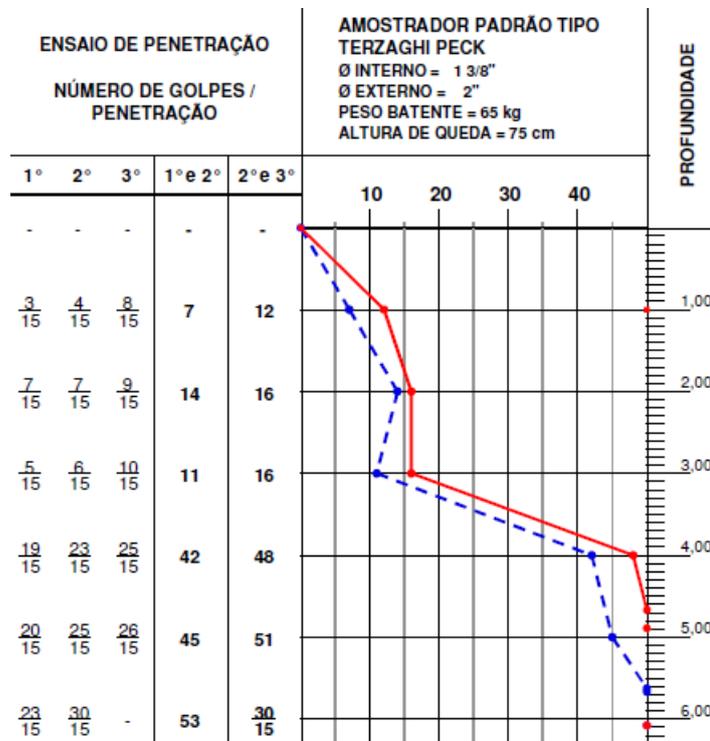
Tabela 12 – Limites máximos de recalques totais para fundações rasas

Tipo de solo	Tipo de fundação	Limite (mm)
Areia	Sapata isoladas	40
Areia	Radier	65
Argila	Sapata isoladas	65
Argila	Radier	65 a 100

Fonte: Burland entre outros (1977) citado por Carvalho entre outros (1998)

Para o projeto de fundação em sapatas foi utilizada a sondagem do tipo SPT apresentada na Figura 11.

Figura 11 - Sondagem de SPT utilizada para fundações rasas



Fonte: Autor (2018)

As sapatas da estrutura modelo foram assentadas na cota de 1m (SPT igual a 12), pois logo nesta primeira camada o solo já apresentou um valor adequado para o

assentamento das sapatas (SPT maior do que 8). O solo é do tipo arenoso em toda a sua profundidade.

Para a Estrutura Modelo de 4 pavimentos foram dimensionados três tipos diferentes de sapatas, em função do esforço de compressão, sendo um tipo de sapata para pilares com até 294 kN de compressão, outro tipo para pilares com até 508 kN de compressão e, por fim, um outro tipo para pilares com até 668 kN de compressão. O cálculo da área da base da sapata é dado pela Equação 9:

$$A_{sap} = \frac{N_k * 1,10}{\sigma_{solo}} \quad (9)$$

Sendo,

A_{sap} é a área da sapata

N_k é a força normal característica do pilar

σ_{solo} é a tensão admissível do solo dada pela Equação 6

A tensão admissível do solo é função do ensaio de sondagem do tipo SPT e foi inicialmente determinada de acordo com a Equação 6. Inicialmente a profundidade do bulbo de tensões no solo não é conhecida, portanto é utilizado o valor do SPT da camada de assentamento da sapata como valor inicial de NSPT.

4.2.2.1 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA SAPATA

Todas as sapatas das estruturas foram dimensionadas com os seus lados iguais (sapatas quadradas) e a determinação do lado da sapata é dada pela Equação 10.

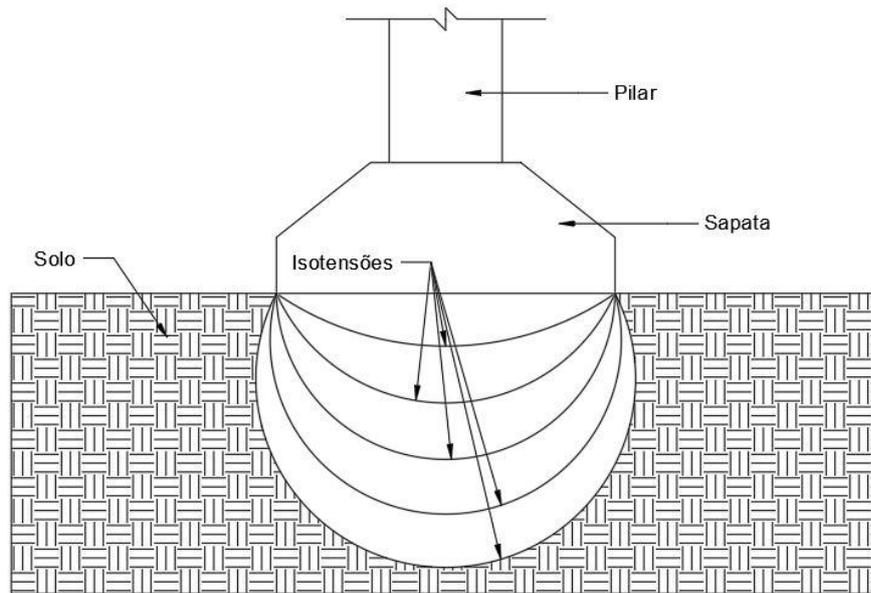
$$L_{sap} = \sqrt{A_{sap}} \quad (10)$$

Sendo,

L_{sap} é o lado da sapata.

Com as dimensões geométricas das sapatas obtidas é feita a determinação do bulbo de tensões da sapata. O bulbo de tensões são valores de isopressões abaixo da sapata, conforme apresentado na Figura 12.

Figura 12 - Bulbo de tensões



Fonte: Autor (2018)

A determinação da profundidade do bulbo de tensões para sapatas quadradas é dada pela Equação 11.

$$H_{bulbo} = L_{sap} * 1,5 \quad (11)$$

De acordo com o CEB-70 citado por Bastos (2017), para que a sapata seja considerada rígida o ângulo β deve estar compreendido entre $26,6^\circ$ e $56,3^\circ$. O ângulo β é apresentado na Figura 19.

Após a determinação da profundidade do bulbo de tensões é feita a obtenção do valor médio do SPT, chamado de NSPT, que leva em consideração o bulbo de tensões da sapata. O NSPT é dado pela média simples de todos os valores de SPT presentes dentro do bulbo de tensões.

O valor do NSPT obtido para a sapata é, então, utilizado na Equação 6 e dá-se início à um processo iterativo, onde, com o novo valor da tensão admissível do solo, são obtidas as dimensões da sapata e com isso o novo bulbo de tensões e, a partir do novo bulbo de tensões, a nova tensão admissível do solo. A tensão admissível do solo final é obtida após a convergência do processo.

A altura das sapatas é dada em função do ângulo β que, de acordo com Bastos (2017), para sapatas rígidas, o ângulo β deve estar compreendido entre $26,6^\circ$ e $56,3^\circ$. O ângulo β é apresentado na Figura 13. De acordo com o Item 22.6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), para que uma sapata seja considerada rígida, deve-se satisfazer a Equação 12.

$$h \geq \frac{a-ap}{3} \quad (12)$$

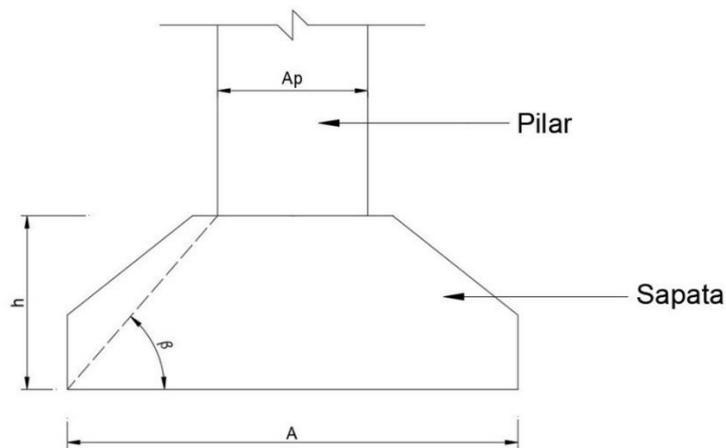
Sendo,

h é a altura da sapata

a é a dimensão da sapata em determinada direção

ap é a dimensão do pilar na mesma direção da sapata

Figura 13: Determinação da altura da sapata



Fonte: Autor (2018)

4.2.3 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL DA ESTRUTURA MODELO

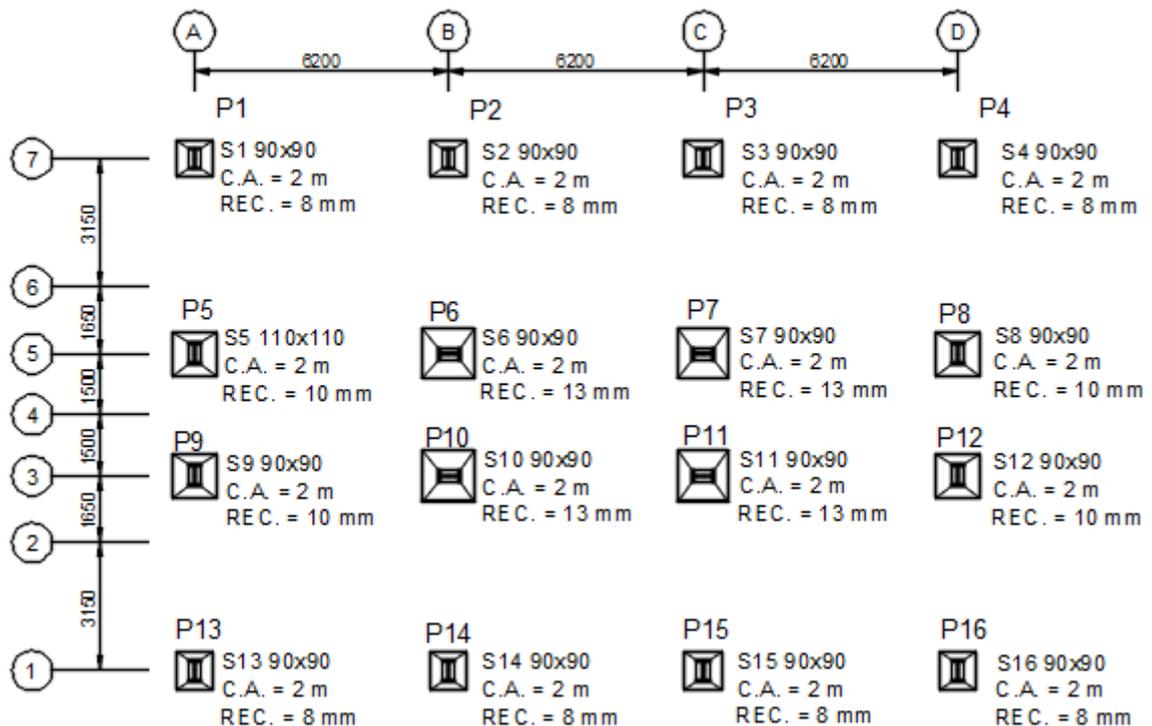
Para as sapatas da Estrutura Modelo, considerando o ângulo β de $26,6^\circ$ e os pilares de 150 mm de lado, para as sapatas de lado 90 cm, a altura da sapata resulta em 30 cm. Para as sapatas de 110 cm de lado e pilares de 150 mm, a altura resulta em 35 cm. Para as sapatas de 125 cm de lado e pilares de 360 mm, a altura resulta em 35 cm. Os resultados estão resumidos na Tabela 13.

Tabela 13: Geometria das sapatas para Estrutura Modelo

Pilares	Lado (cm)	Altura (cm)	Reação Apoio (kN)	SPT	ângulo β (°)
P1	90	30	294	12	26,6
P2	90	30	287	12	26,6
P3	90	30	287	12	26,6
P4	90	30	294	12	26,6
P5	110	35	508	12	26,6
P6	125	35	668	12	26,6
P7	125	35	668	12	26,6
P8	110	35	508	12	26,6
P9	110	35	501	12	26,6
P10	125	35	668	12	26,6
P11	125	35	668	12	26,6
P12	110	35	501	12	26,6
P13	90	30	293	12	26,6
P14	90	30	287	12	26,6
P15	90	30	287	12	26,6
P16	90	30	293	12	26,6

Fonte: Autor (2018)

A Figura 14 apresenta a planta de locação, as cotas de assentamento (C.A.) e os recalques de cada sapata (REC.).

Figura 14: Planta de locação das sapatas

Fonte: Autor (2018)

Com a finalidade de exemplificar o procedimento da obtenção dos recalques,

4.3 PROJETO DA FUNDAÇÃO PROFUNDA

4.3.1 CONCEITOS FUNDAMENTAIS PARA O PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As fundações profundas foram consideradas do tipo bloco com estacas pré-moldadas de concreto. A resistência nominal da estaca é de 750 kN para um diâmetro de 33 cm. A profundidade da estaca e o número de estacas por bloco são as únicas variáveis consideradas neste trabalho.

Para os blocos de 2 ou mais estacas, de acordo com Rebello (2008), deve-se ter como espaçamento entre as estacas a distância de 3 diâmetros (de centro a centro de estaca) e entre a estaca e a face do bloco de 1 diâmetro (de centro da estaca à face do bloco). Para a altura dos blocos, de acordo com Bastos (2017), recomenda-se que, para que não haja risco de ruptura das bielas comprimidas do concreto por punção, o ângulo das bielas estejam entre 45° e 55°. Para a Estrutura Modelo, adotando-se o ângulo de 45°, a altura do bloco é de 60 cm, considerando 10 cm de embutimento da estaca no bloco.

4.3.2 RECALQUES EM FUNDAÇÃO PROFUNDA

Os procedimentos para a estimativa dos recalques em fundações profundas podem ser obtidos através de diversos métodos encontrados na literatura. Nesta pesquisa foi utilizado o Método de Aoki-Lopes (1975) citado por Jordao (2003), no qual é um método derivado da Teoria da Elasticidade e utiliza a equação de Mindlin (1936) para o cálculo do recalque e o procedimento de Steinbrenner (1934) para a consideração da estratigrafia do maciço de solo. Trata-se de um procedimento que discretiza o solo em várias camadas e considera a deformação de cada camada de solo separadamente. A deformação final é a soma das deformações de cada camada individual.

Para a estimativa do recalque final, o método de Aoki-Lopes (1975) leva em consideração o encurtamento elástico da estaca e as deformações verticais de compressão dos estratos de solo subjacentes à base da estaca até o indeslocável. O encurtamento elástico é dado pela Equação 13:

$$\rho_e = \frac{1}{A.E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad (13)$$

Sendo,

ρ_e é o encurtamento da estaca.

A é a área da seção transversal do fuste.

E_c é o módulo de elasticidade do concreto.

P é a carga vertical na estaca na camada considerada.

L é o comprimento da estaca na camada considerada.

A parcela do recalque referente ao solo deve-se à transferência de cargas da estaca para o solo, através do fuste e da ponta da estaca, para camadas situadas até o indeslocável, a partir da base da estaca. A equação para a parcela do recalque devido à ponta da estaca é dada pela Equação 14.

$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi(D+h+\frac{H}{2})^2} \quad (14)$$

Sendo:

P_p é a força na ponta da estaca, na camada considerada.

$\Delta\sigma_p$ é a parcela do acréscimo de tensões numa camada subjacente qualquer devido à força P_p .

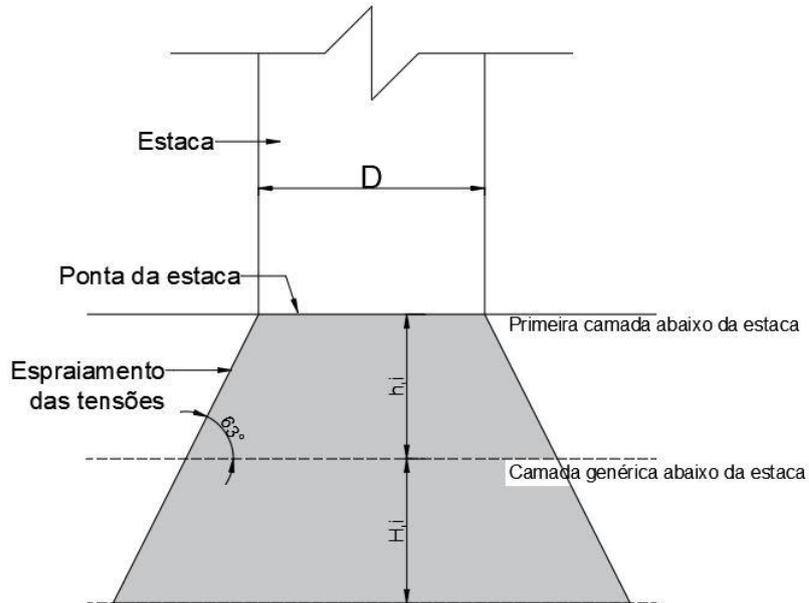
H é a espessura da camada considerada.

h é a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo da camada considerada.

D é o diâmetro da base da estaca.

A Figura 15 ilustra os parâmetros da Equação 14.

Figura 15 – Propagação de tensões devido à reação da ponta



Fonte: Autor (2018), adaptado de Aoki e Cintra (2010)

A parcela referente ao recalque do solo devido ao fuste da estaca é análoga à equação anterior. Esta parcela do recalque é dada pela Equação 15.

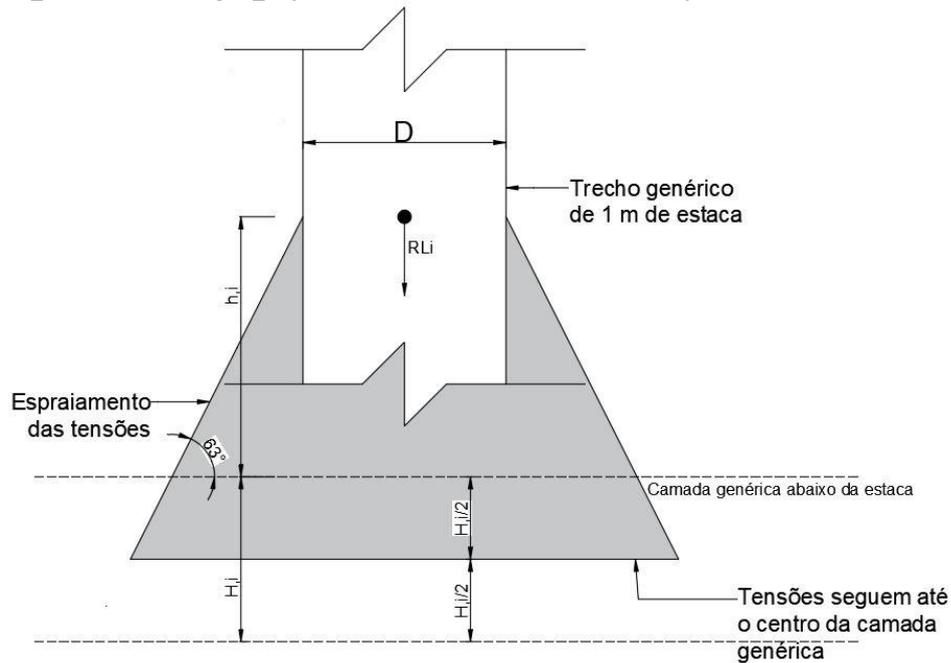
$$\Delta\sigma_i = \frac{4R_{Li}}{\pi(D+h+\frac{H}{2})^2} \quad (15)$$

Sendo

R_{Li} a força aplicada ao solo devido à resistência lateral da estaca.

A Figura 16 ilustra os parâmetros da Equação 15.

Figura 16 – Propagação de tensões devido à reação lateral da estaca



Fonte: Autor (2018), adaptado de Aoki e Cintra (2010)

Portanto, a soma da equação do recalque devido à ponta da estaca com a soma de todas as parcelas do recalque devido à lateral da estaca, fornece o acréscimo total de tensões na camada considerada, dada pela Equação 16, na qual consiste na somatória total das Equações 14 e 15.

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (16)$$

O recalque final do solo pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade Linear, através da Equação 16. Conforme apresentado em Timoshenko e Goodier (1951), a Equação 16 surge do estudo da deformação dos sólidos e pode ser aplicada para a determinação do problema de deformação (recalque) dos solos. Este recalque é obtido através do cálculo do acréscimo total de tensões para todas as camadas abaixo da base da estaca até o indeslocável.

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad (16)$$

Sendo,

E_s é o módulo de deformabilidade do solo.

O parâmetro E_s de acordo com Janbu (1963) citado por Aoki-Velloso (2010) é dado pela Equação 17.

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (17)$$

Sendo,

E_0 o módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca.

σ_0 é a tensão geostática no centro da camada.

n é um expoente que depende da natureza do solo, sendo de 0,5 para solos granulares e 0 para argilosos.

Finalmente, o módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca, proposto por Teixeira e Godoy (1996), E_0 , é dado pela Equação 18, válida para estacas escavadas.

$$E_0 = 6 \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (18)$$

Sendo,

K o coeficiente empírico do método de Aoki-Velloso (1975).

Para o dimensionamento do elemento de fundação, formado por estacas mais solo, foi utilizado o Método de Aoki-Velloso (1975). De acordo com o método, para uma estaca no qual o fuste atravessa diversas camadas distintas de solo, a resistência total do elemento de fundação formado pela estaca e solo é a soma da resistência de ponta da estaca (r_p) com a resistência lateral (r_L). A resistência da ponta da estaca é dada pela Equação 19 e a resistência lateral da estaca pela Equação 20:

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \quad (19)$$

$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \quad (20)$$

Sendo,

N_p e N_L , respectivamente, os índices de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L , sendo estes valores obtidos através de ensaio de sondagem do solo.

K e α são parâmetros que dependem do tipo de solo, conforme Tabela 14.

F_1 e F_2 são fatores de correção que dependem do tipo de estaca adotada, conforme Tabela 15.

Tabela 14 – Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975)

Tabela 15 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1,75	3,5

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975)

Portanto a capacidade de carga de uma estaca isolada (R) é dada pela Equação 21.

$$R = \frac{K \cdot N_p \cdot A_p}{F_1} + \frac{U}{F_2} \sum (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (21)$$

Sendo,

A_p é área da ponta da estaca.

U é o perímetro da estaca.

Δ_L é a espessura da camada de solo.

4.3.3 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO PROFUNDA DA ESTRUTURA MODELO

O dimensionamento da fundação profunda é um dimensionamento simplificado. Para o projeto da fundação profunda foi considerada a sondagem do tipo SPT da Figura 17. Nesta sondagem o solo é predominantemente argiloso com valores de SPT por camadas adequados para a fundação profunda em estacas. As camadas de solo obtidas na sondagem apresentam consistência, em geral, entre mole a muito mole até a camada de 10 m de profundidade e consistência dura após os 10 m.

Figura 17: Sondagem de SPT utilizada para fundações profundas

PENETRAÇÃO (golpes / 30 cm.) S. P. T.					NÚMERO DE GOLPES S. P. T.	TORQUE (kgf.m)		CONSISTÊNCIA OU COMPACTIDADE	INTER. GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE (m)	SONDAGEM A PERCUSSÃO - NBR 6484/01 SP.01		
10	20	30	40	50		MAX.	RES.					COTA 110,907	DATA DE INÍCIO 08/12/15	TÉRMINO 09/12/15
1					3			MUITO MOLE*	AT		0,05		PRISO DE CONCRETO	
2					8			MOLE*			2,00		ARGILA SILTOSA POUCA ARENOSA, VERMELHA	
3					7									
4					9			MEDIA*	AT				ARGILA ARENOSA, VERMELHA	
5					9						5,80			
6	2	2	2											
7	15	18	17					MOLE*	STBSP				ARGILA SILTOSA POUCA ARENOSA, AMARELA ESCURA	
8	1	1	1					MUITO MOLE*			8,00			
9					14									
10					12			RUA*	STBSP				ARGILA SILTOSA POUCA ARENOSA, VERMELHA	
11					28			DURA*			10,00			10,00
12					13			RUA*						
13					24			DURA*	STBSP				ARGILA ARENOSA, VERMELHA AMARELADA	
14					19									
15					15			RUA*			14,00			
16					18									
17					20			DURA*	STBSP				ARGILA SILTOSA POUCA ARENOSA, AMARELA ESCURA	
18					18			RUA*			18,00			
19					22									
20					24			DURA*	STBSP				ARGILA PLÁSTICA SILTOSA POUCA ARENOSA, VERMELHA AMARELADA	
21					25									

Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo-10 min.	OBS. :
1	15:50 min.	10,33	T. Cavadeira	0,00	1,00	Profun. de início (m) : ---	AT - ATERRO STBSP - SEDIMENTOS TERCIÁRIO DA BACIA DE SÃO PAULO
2	---	---	T. Espiral	1,45	22,45	Estagio 1 (cm) : ---	
3	16:05 min.	10,00	Lavagem	7,45	22,45	Estagio 2 (cm) : --- Estagio 3 (cm) : ---	

PERFIL GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO INDIVIDUAL DE RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO

Fonte: Autor (2018)

Para o dimensionamento da fundação profunda da Estrutura Modelo foram consideradas estacas pré-moldadas de 0,33 m de diâmetro e com carga de catálogo de 750 kN. O comprimento de todas as estacas é de 8 m.

A resistência dos elementos de fundação (R.E.F.) foi determinado de acordo com o Método de Aoki-Velloso (1975). O procedimento de cálculo detalhado para a obtenção da R.E.F. pode ser encontrado no Anexo C.

O número de estacas por pilar foi obtido através do quociente entre a força axial característica no pilar e a resistência do elemento de fundação, conforme apresentado na Tabela 16.

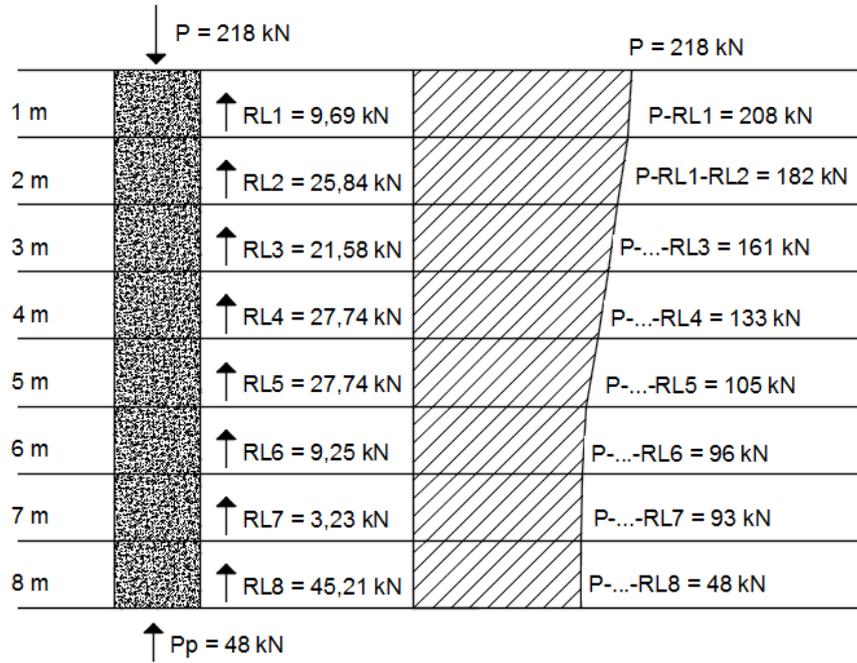
Tabela 16 - Número de estacas por pilar - Estrutura Modelo

Pilar	Carga característica no pilar (kN)	R.E.F. (kN)	Nº Estacas
P1	294	178,39	2
P2	287	178,39	2
P3	287	178,39	2
P4	294	178,39	2
P5	508	178,39	3
P6	668	178,39	4
P7	668	178,39	4
P8	508	178,39	3
P9	501	178,39	3
P10	668	178,39	4
P11	668	178,39	4
P12	501	178,39	3
P13	293	178,39	2
P14	287	178,39	2
P15	287	178,39	2
P16	293	178,39	2

Fonte: Autor (2018)

A Figura 18 apresenta o diagrama de esforço normal na estaca para a estaca do pilar P6 da estrutura modelo, com a finalidade de exemplificar a variação típica deste esforço ao longo da estaca.

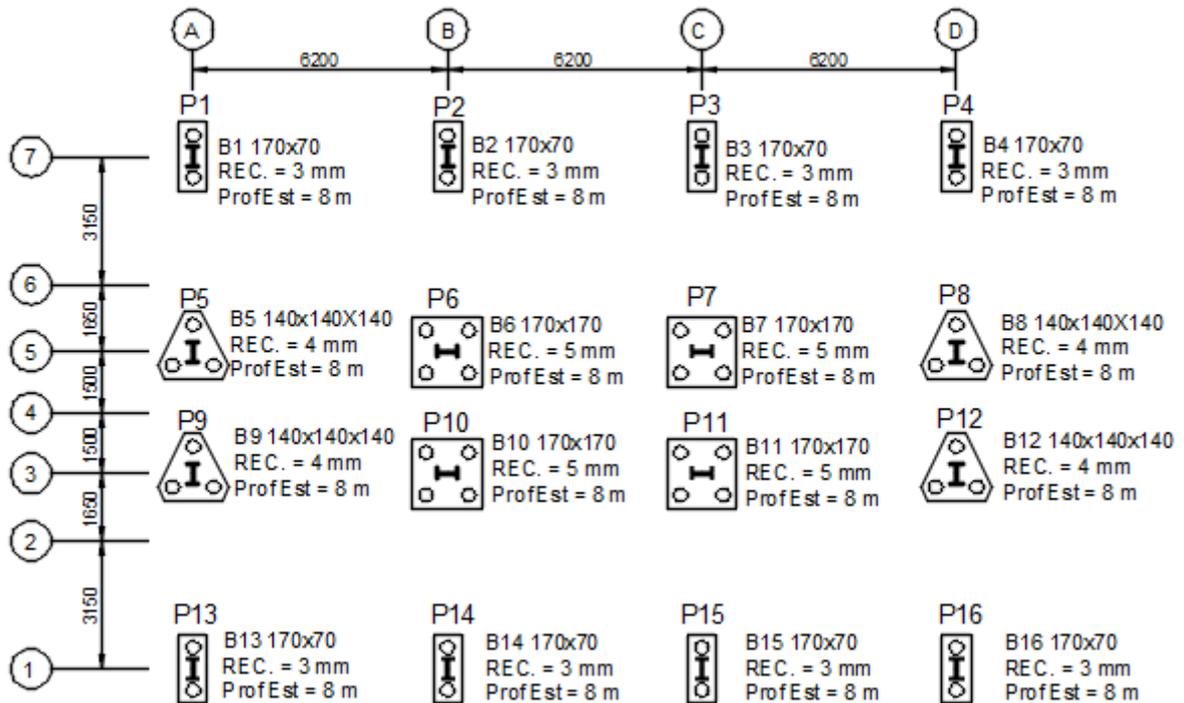
Figura 18 - Diagrama de esforço normal na estaca do pilar P6 - Estrutura Modelo



Fonte: Autor (2018)

A Figura 19 apresenta a planta de fundação profunda para a Estrutura Modelo.

Figura 19 – Planta de Fundação Profunda

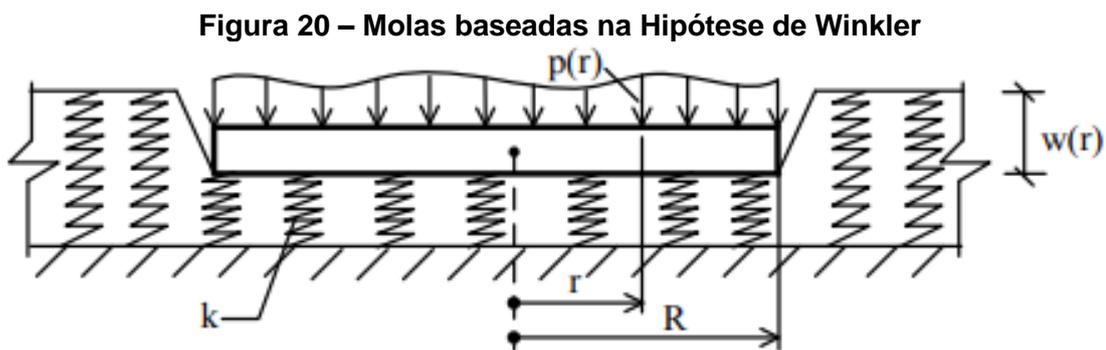


Fonte: Autor (2018)

5. ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

5.1 MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA: HIPÓTESE DE WINKLER

A Hipótese de Winkler estabelece que as pressões aplicadas no solo são proporcionais, em relação linear, ao recalque mobilizado, não havendo influência entre o ponto de aplicação desta pressão com sua vizinha, conforme Figura 20. A equação 22 apresenta a Hipótese.



Fonte: Sandru e outros (2016)

$$p(r) = k * w(r) \quad (22)$$

Sendo,

$P(r)$ é a pressão

k é o coeficiente de reação vertical (mola)

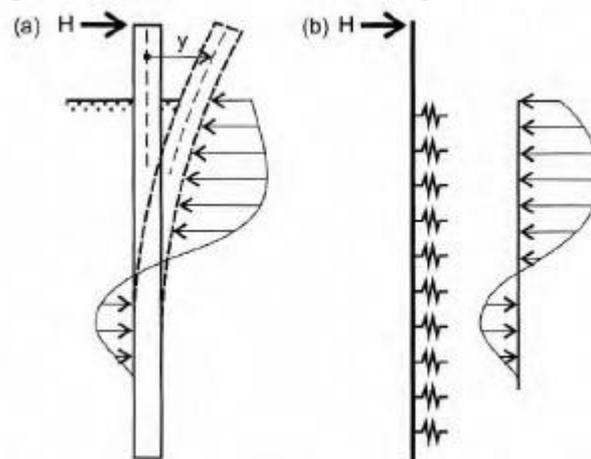
$w(r)$ é o deslocamento nodal

Os Coeficientes Reação Verticais, K_v , são diretamente proporcionais ao módulo de reação e inversamente proporcionais à área carregada. Além dos Coeficientes de Reação Verticais, podem ser definidos coeficientes de reação horizontais e de rotação, seguindo o mesmo raciocínio. A Hipótese de Winkler não leva em consideração a interação entre as molas adjacentes, ou seja, as molas são independentes entre si. A literatura apresenta diversas maneiras de determinação do coeficiente K_v : por ensaios de placa, por tabelas de

valores típicos, por meio de correlações com o módulo de elasticidade e através do quociente entre força axial de compressão na base do pilar e o seu respectivo recalque.

De acordo com a Hipótese de Winkler, o cálculo dos Coeficientes de Reação Horizontais (C.R.H.), devido à ação dos esforços horizontais (vento), é definido como a tensão horizontal no fuste da estaca pelo deslocamento horizontal da estaca. Terzaghi (1956) citado por Mendes (2016), mostra que os C.R.H. podem ser obtidos em função dos C.R.V., por meio da Equação 23. A Figura 21 ilustra os coeficientes de reação horizontais aplicados em estaca. O mesmo procedimento foi utilizado neste trabalho.

Figura 21 – Coeficientes de reação horizontais



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

$$K_h = K_v * u \quad (23)$$

Sendo,

K_h é o coeficiente de reação horizontal

K_v é o coeficiente de reação vertical

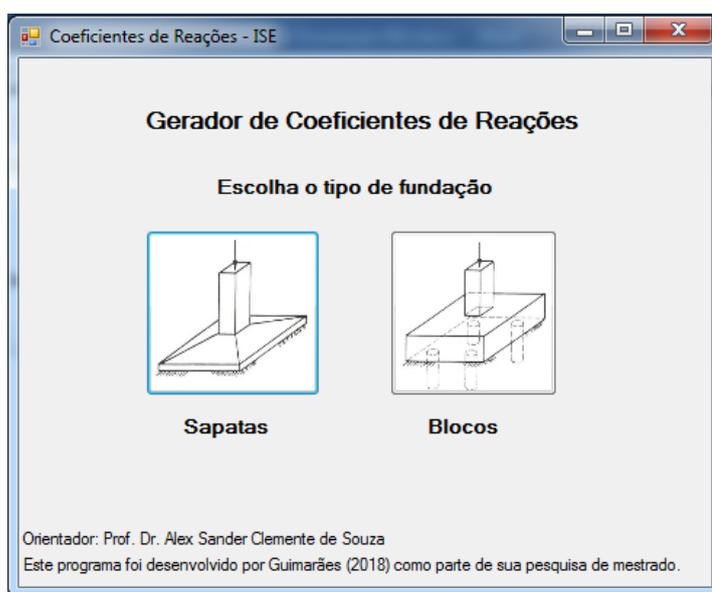
u é igual a 0,29 para solos arenosos e 0,40 para solos argilosos

5.2 FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA OBTENÇÃO DOS CRV E CRH

Foi desenvolvida uma aplicação, em linguagem de programação C#, com a finalidade de auxiliar a obtenção dos Coeficientes de Reação Vertical (C.R.V.) e Coeficientes de Reação Horizontal (C.R.H.). A aplicação foi desenvolvida para a obtenção dos C.R.V. e C.R.H. em fundações profundas, do tipo estacas, e fundações superficiais, do tipo sapatas. O desenvolvimento deste aplicativo tornou a obtenção dos Coeficientes de Reação Horizontais e Verticais mais rápidos e simples. Os resultados emitidos pela aplicação foram validados

através do uso de planilhas eletrônicas. O aplicativo utiliza os mesmos procedimentos descritos anteriormente para a obtenção dos Coeficientes de Reação para fundações profundas e rasas. A Figura 22 apresenta a tela inicial onde é possível escolher o tipo de fundação.

Figura 22 – Tela inicial da aplicação desenvolvida



Fonte: Autor (2018)

A funcionalidade do programa é semelhante para os dois tipos de fundação.

Para a fundação profunda inicialmente devem ser preenchidos os dados de módulo de elasticidade do concreto, diâmetro e comprimento da estaca (o programa considera as mesmas características para todas as estacas dos blocos de fundação).

Após definido o tipo de fundação, deve-se entrar com os dados da sondagem de solo (SPT), onde são fornecidos os dados de SPT da camada atual (as mesmas contidas no ensaio de sondagem) e os valores de módulo de elasticidade do solo, K , α , e tipo de solo, referentes ao Método de Aoki-Velloso (1975), que é método utilizado no aplicativo, como os coeficientes K , α e coeficiente característico do tipo de solo (0.5 para solos argilosos e 0 para arenosos). Estes parâmetros devem ser inseridos, através do botão "Adicionar camada". Para cada camada de solo devem ser preenchidos os dados solicitados por camada. Ao adicionar uma nova camada de solo os dados solicitados por camada já são preenchidos com valores típicos, exceto o SPT, e estes podem ser alterados.

Após, devem ser inseridos os valores dos esforços de compressão axial por pilar (valores máximos de cálculo) considerando a estrutura inicialmente apoiada em base rígida e o número de estacas em cada pilar, através do botão "Adicionar Pilar". Estes valores de esforços de compressão axial devem ser obtidos externamente ao aplicativo (neste trabalho

foi utilizado o software SAP2000). O número de estacas por pilar também deve ser obtido externamente ao programa. Caso haja algum erro de entrada de dados pode-se utilizar o botão “Limpar” para corrigir o erro nos campos de entrada de dados (SPT e Pilar). O comprimento e diâmetro da estaca também devem ser inseridos no aplicativo.

Os resultados dos C.R.V. e C.R.H. são apresentados no campo “resultados” e devem ser aplicados no software de análise estrutural utilizado para a análise da estrutura, a fim de simular a flexibilidade do solo. Para cada pilar adicionado o aplicativo irá mostrar os seus respectivos resultados. O aplicativo tem a capacidade de prever os recalques para cada um dos pilares que foram inseridos.

No software de análise estrutural, após a estrutura ser analisada com os coeficientes de reação aplicados, serão obtidos novos valores de esforços de compressão axial por pilar. Estes esforços devem ser novamente inseridos no aplicativo deste trabalho até a convergência do processo. A cada nova iteração deve-se entrar no aplicativo com os novos esforços de compressão axial nos pilares.

A aplicação é válida apenas para estacas do tipo pré-moldadas de concreto, que foi o tipo de estaca utilizado neste trabalho e leva em consideração apenas as cargas de reação axiais na fundação e despreza, por simplicidade, o efeito dos momentos fletores nas fundações, portanto considera-se que todas as estacas estejam igualmente comprimidas.

A Figura 23 apresenta a tela de cálculo de CRV e CRH para estacas da aplicação.

Figura 23 – Tela da aplicação para o cálculo dos coeficientes de reação para estacas

The screenshot shows the 'Estacas' application interface with the following data:

Estacas

Módulo de elasticidade do concreto (MPa): 28000

Diâmetro da estaca (m): 0,33

Comprimento da estaca (m): 8

Coefficiente de segurança do solo (?): 2

Sondagem SPT

Profundidade (m)	N ₆₀	K (KPa)	Alpha (decim)	Densidade Solo (kN/m ³)	Tipo de Solo
1	3	600	0,03	16	0,5
2	8	600	0,03	16	0,5
3	7	600	0,03	16	0,5
4	9	600	0,03	16	0,5
5	9	600	0,03	16	0,5
6	2	600	0,03	16	0,5
7	1	600	0,03	16	0,5
8	14	600	0,03	16	0,5
9	12	600	0,03	16	0,5
10	28	600	0,03	16	0,5
11	13	600	0,03	16	0,5
12	24	600	0,03	16	0,5

Pilares

Pilar	Carga (kN)	N° de estacas
P1	389	2
P2	382	2
P3	382	2
P4	389	2
P5	625	4
P6	874	4
P7	874	4
P8	625	4
P9	499	4
P10	822	4
P11	822	4
P12	499	4
P13	378	2

Resultados

Pilar	Carga (kN)	Recalque (mm)	CRV (kN/m)	CRH (kN/m)
P1	389	3	64.833	25.678
P2	382	3	63.667	26.684
P3	382	3	63.667	26.684
P4	389	3	64.833	25.678
P5	625	4	52.083	12.148
P6	874	5	43.750	11.693
P7	874	5	43.750	11.683
P8	625	4	52.083	12.148
P9	499	4	52.083	13.454
P10	822	5	43.750	11.693
P11	822	5	43.750	11.693
P12	499	4	52.083	13.454
P13	378	4	64.667	27.334
P14	374	4	63.500	28.048
P15	374	4	63.667	28.048

Fonte: Autor (2018)

A entrada de dados para fundação em sapatas é apresentada na Figura 24, onde é apresentada a tela de cálculo dos coeficientes de reação para as sapatas. Para este tipo de

fundação é necessário informar inicialmente a cota de assentamento da sapata (o aplicativo considera que todas as sapatas da estrutura estão na mesma cota de assentamento).

Os dados de sondagem do solo (SPT) devem ser informados no campo “Sondagem SPT”. Para adicionar uma camada de solo é utilizado o botão “Adicionar Camada”, este procedimento deve ser feito para cada nova camada da sondagem de solo.

Os pilares e seus respectivos esforços de compressão axial (esforços máximos de compressão axial) devem ser inseridos no campo “Pilares” (devem ser inseridos todos os pilares da estrutura).

Os dados geométricos referentes às sapatas devem ser inseridos no campo “Sapatas”, onde são informados a área da sapata, o menor lado da sapata inserida, sua altura e coeficiente lw (ver Figura 9), que para sapatas rígidas quadradas vale 0,85. Estes dados devem ser obtidos externamente ao aplicativo. Neste trabalho estes dados foram obtidos através de planilhas feitas no software Smath Studio (uma planilha é apresentada no Anexo C como exemplo).

Os resultados para sapatas são apresentados no campo “Resultados”. O aplicativo tem a capacidade de calcular os recalques para cada uma das sapatas, considerando o bulbo de tensões. Os coeficientes de reação obtidos através do aplicativo devem ser aplicados no software de análise estrutural e os esforços de compressão axial devem ser inseridos novamente no aplicativo a fim de serem obtidos novos coeficientes de reação. Este processo iterativo é feito até a sua convergência.

Figura 24 – Tela da aplicação para o cálculo dos coeficientes de reação para sapatas

The screenshot shows the 'Sapatas' application interface with the following data:

Assentamento da Sapata: Camada 2

Sondagem SPT:

Profundidade (m)	SPT
1	12
2	16
3	16
4	48
5	52

Pilares:

Pilar	Carga (kN)
P1	389
P2	382
P3	382
P4	389
P5	625
P6	874
P7	874
P8	625
P9	499
P10	822
P11	822
P12	499
P13	378
P14	389
P15	389

Sapatas:

Pilar	Área	Lado (m)	Altura (m)	lw
P1	1.07	0.90	0.30	0.85
P2	1.05	0.90	0.30	0.85
P3	1.05	0.90	0.30	0.85
P4	1.07	0.90	0.30	0.85
P5	1.72	1.10	0.35	0.85
P6	2.40	1.25	0.35	0.85
P7	2.40	1.25	0.35	0.85
P8	1.72	1.10	0.35	0.85
P9	1.37	1.10	0.35	0.85
P10	2.26	1.25	0.35	0.85
P11	2.26	1.25	0.35	0.85
P12	1.37	1.10	0.35	0.85
P13	1.04	0.90	0.30	0.85
P14	1.03	0.90	0.30	0.85
P15	1.03	0.90	0.30	0.85

Resultados:

Pilar	Carga (kN)	Recalque (mm)	CRV (kN/m)	CRH (kN/m)
P1	389	8	49390	19756
P2	382	8	49390	19756
P3	382	8	49390	19756
P4	389	8	49390	19756
P5	625	10	60365	24146
P6	874	13	68597	27438
P7	874	13	68597	27438
P8	625	10	60365	24146
P9	499	10	60365	24146
P10	822	13	68597	27438
P11	822	13	68597	27438
P12	499	10	60365	24146
P13	378	8	49390	19756
P14	389	8	49390	19756
P15	389	8	49390	19756

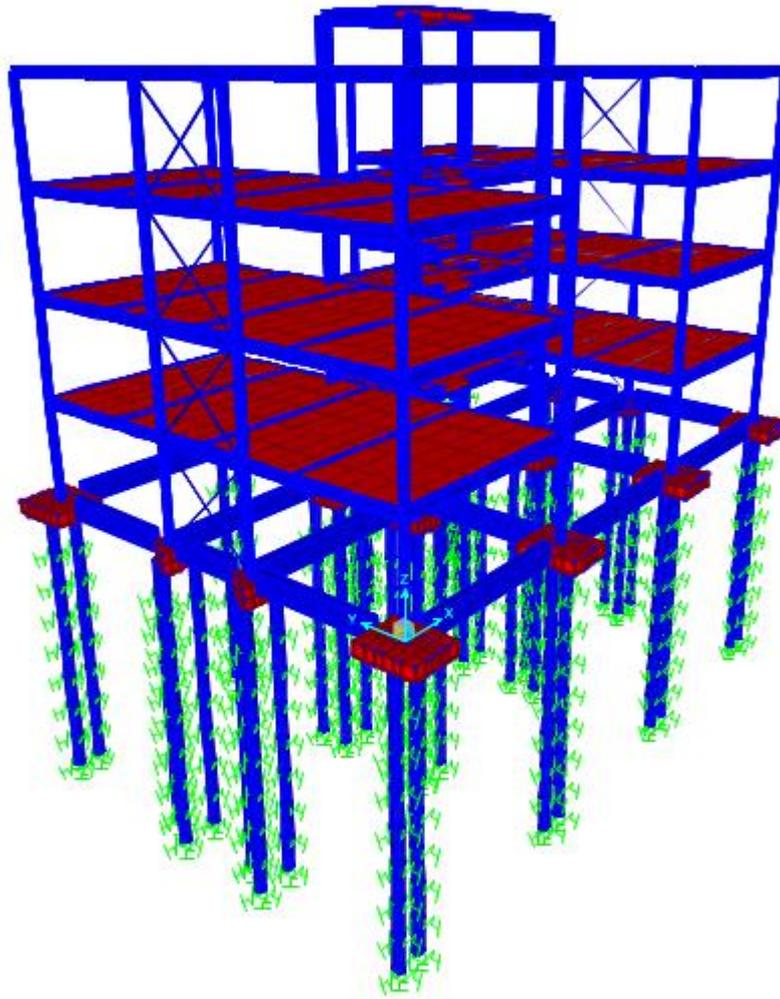
Fonte: Autor (2018)

Futuras implementações no aplicativo podem ser feitas como a disponibilidade de memorial de cálculo e botões de salvamento.

5.3 MÉTODO DE ANÁLISE DA ISE

Para este trabalho foi proposto um método utilizando o software SAP2000 que consiste na aplicação direta dos C.R.V. e C.R.H. nos elementos de sólidos e barras modelos no software. Alternativamente os C.R.V. e C.R.H. poderiam ser aplicados diretamente na base dos pilares conforme apresentado por alguns autores como Mendonça (2012), Antoniazzi (2011) e Rosas entre outros (2017). O método de aplicação direta dos C.R.V. e C.R.H. na base dos pilares foi utilizado para a validação do método proposto neste trabalho.

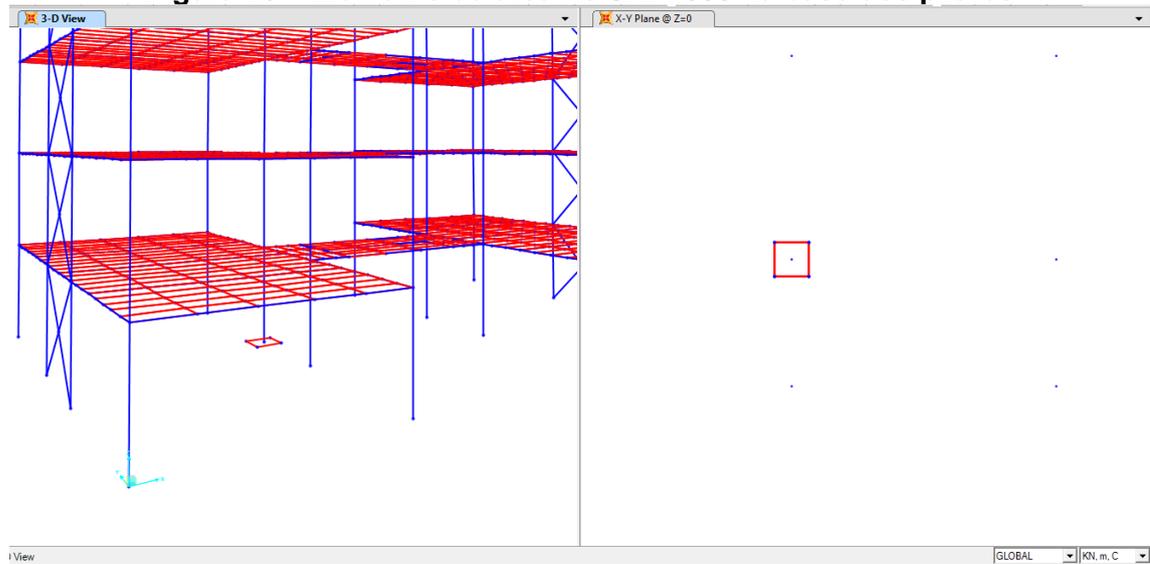
O método proposto neste trabalho apresenta a vantagem da consideração da rigidez real dos elementos analisados dentro do software, onde o caminho das forças (bielas) nos blocos e sapatas podem ser analisados, assim como as tensões dentro destes elementos. Os elementos de fundação (compostos por blocos, estacas e vigas baldramas) foram modelados dentro do software SAP2000 a partir de elementos finitos de barras, de área e de volume e o solo foi modelado através de “molas” aplicados diretamente nestes elementos. A Figura 25 apresenta a Estrutura Modelo com fundação profunda e os coeficientes de reação aplicados no modelo através do uso de “molas”.

Figura 25 – Modelagem da fundação profunda e do solo no software SAP2000

Fonte: Autor (2018)

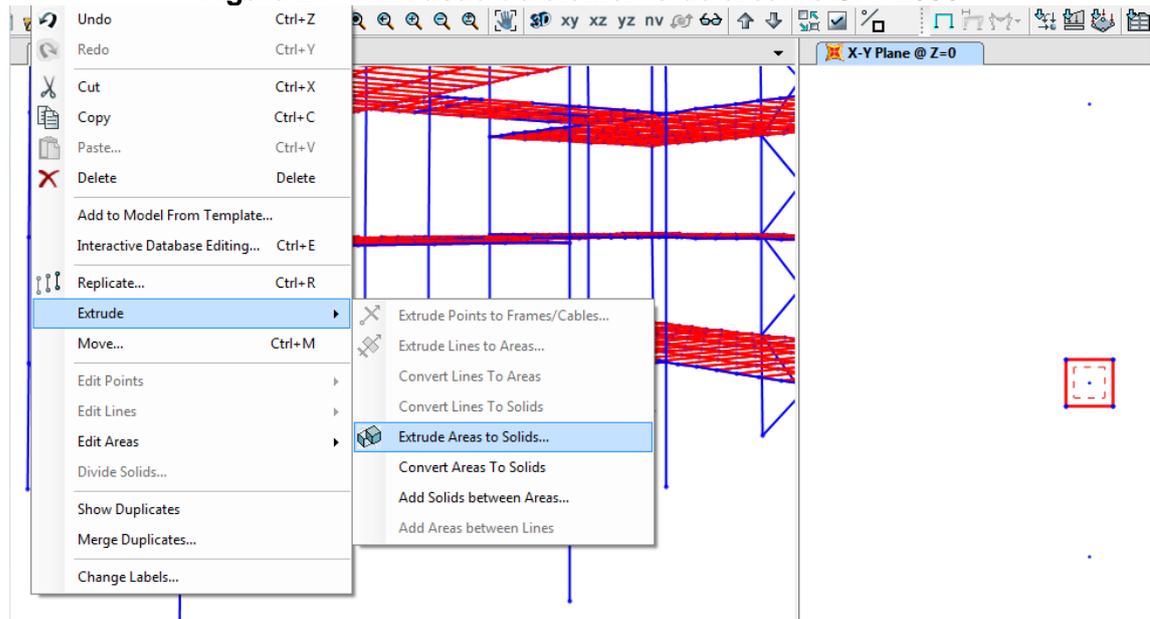
Os elementos de sólidos do SAP2000 foram utilizados para a modelagem dos blocos e sapatas de fundação. Para a modelagem no software, inicialmente foi introduzido um elemento de área de seção qualquer com as mesmas dimensões em planta do bloco ou da sapata na base de cada pilar (com o pilar no centro dessa área), Figura 26. Os elementos de área foram então extrudados com a utilização do comando “Extrude área to solids”, Figura 27. Após a extrusão, os elementos de área foram apagados (estes elementos tiveram apenas a função de servir de molde para a extrusão). Os elementos sólidos foram então subdivididos em elementos menores para o refinamento da análise em elementos finitos no software, de forma que um dos nós do sólido fosse coincidente com o nó do elemento frame (que tem a função de modelagem do pilar da estrutura), Figura 28.

Figura 26 – Elemento de área no SAP2000 na base dos pilares



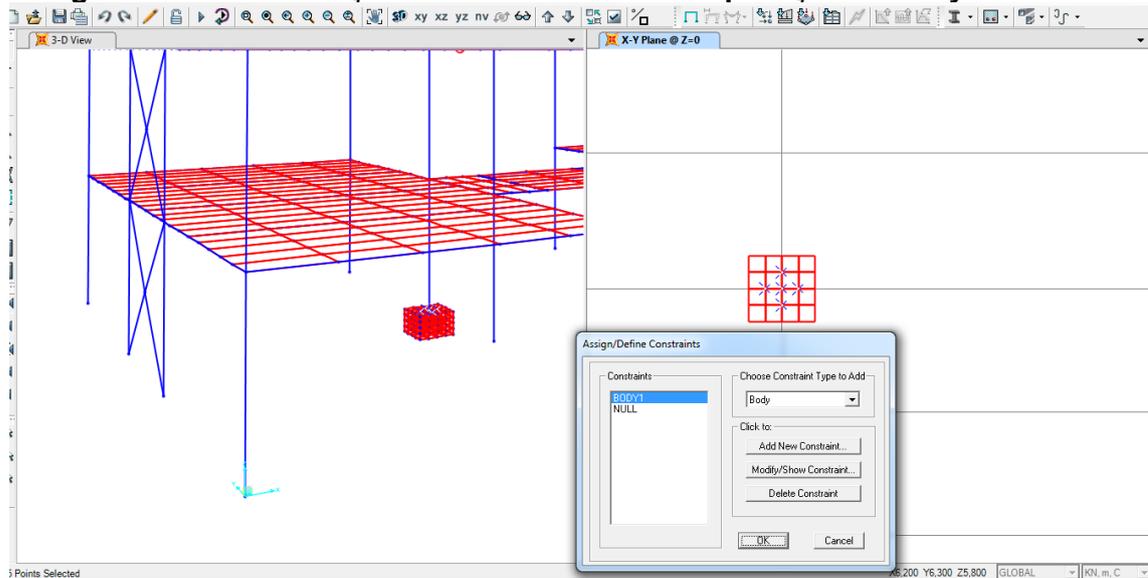
Fonte: Autor (2018)

Figura 27 – Extrusão do elemento de área no SAP2000



Fonte: Autor (2018)

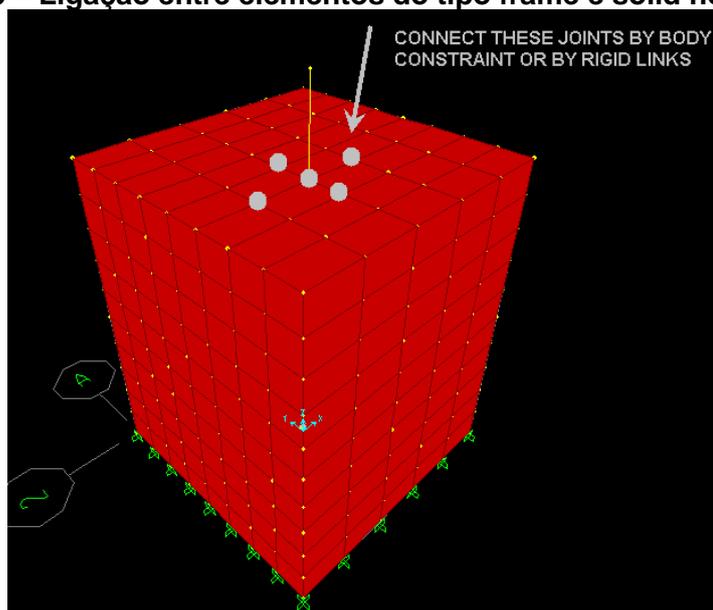
Figura 28 – Discretização do elemento sólido e aplicação do body constraint



Fonte: Autor (2018)

Dentro do SAP2000, os sólidos são elementos de volume que têm 8 nós por sólido e podem assumir qualquer forma, ou seja, não necessitam ser um cubo. Cada um dos nós dos sólidos tem apenas 3 graus de liberdade, que são as translações na direção dos eixos X, Y e Z. Já os elementos de barra do tipo frame, contam com 6 graus de liberdade em cada nó de suas extremidades, sendo eles 3 graus de translação e 3 de rotação (CSI Analysis Reference Manual, 2012). Quando um elemento de barra do tipo frame é conectado a um elemento do tipo sólido dentro do SAP2000, as rotações no nó do elemento tipo frame são desimpedidas, ou seja, não há mais restrições à rotação devido aos 3 graus de liberdade dos elementos tipo sólidos. Para contornar esta situação foi utilizado a ferramenta “constraint”. Esta ferramenta relaciona os deslocamentos nos nós desejados, ou seja, faz a compatibilização dos deslocamentos e rotações dos nós selecionados. Foi utilizado o constraint do tipo “body constraint”, que faz com que os nós selecionados funcionem como uma “região rígida”, fazendo com que os nós selecionados passem a simular em conjunto uma ligação rígida, impedindo assim a rotação e translação dos elementos. Esta solução foi aplicada na base dos pilares que constituem os pórticos rígidos. A Figura 29 ilustra o procedimento.

Figura 29 – Ligação entre elementos do tipo frame e solid no SAP2000



Fonte: CSI Analysis Reference Manual (2012)

Os body constraints se mostraram eficazes para o propósito, pois foram capazes de simular a rigidez das ligações onde foram inseridos.

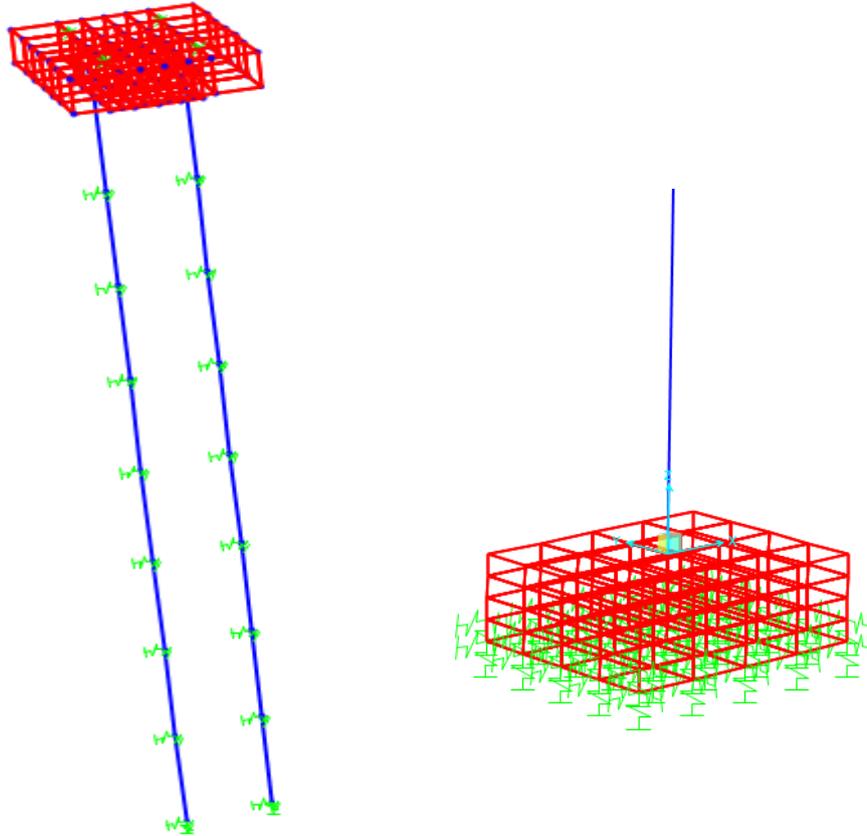
Após obtidos os coeficientes de reações horizontais e verticais com o aplicativo desenvolvido para este trabalho (previamente obtidos através de uma análise convencional pelo SAP2000), os coeficientes foram inseridos no software SAP2000 na parte de fundação das estruturas. Os coeficientes foram inseridos através do comando “Springs”, no qual insere molas lineares nas estruturas.

Na fundação profunda, as molas horizontais foram inseridas a cada 1 metro de estaca e a mola vertical foi inserida na ponta da estaca. As estacas foram modeladas através de elementos do tipo “frame” e não foram utilizados body constraints na ligação entre as estacas e os blocos, pois esta ligação é flexível. A modelagem dos blocos com estacas e sapatas é apresentada na Figura 30.

Na fundação rasa as molas verticais e horizontais foram inseridas na base do elemento sólido. Os elementos sólidos que modelam as sapatas contam sempre com 25 nós na face da base, portanto foram inseridas 25 molas (uma mola em cada nó). A rigidez das molas inseridas já leva em conta a discretização do elemento sólido, ou seja, cada mola é obtida através da divisão do C.R.V. (obtido pelo aplicativo descrito acima) dividido por 25. A modelagem da estrutura com fundação rasa é apresentada na Figura 31.

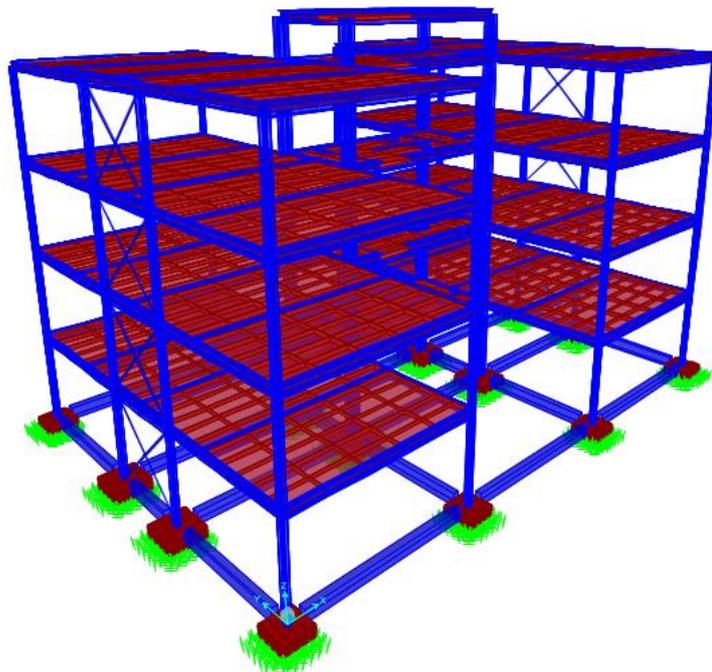
As vigas baldrame foram utilizadas para ambas as fundações e foram modeladas através de elementos de barras do tipo “frame” e não foram utilizados body constraints pois a ligação destes com os blocos ou sapatas foi considerada flexível.

Figura 30 – Bloco e sapata de fundação modelado no software SAP2000



Fonte: Autor (2018)

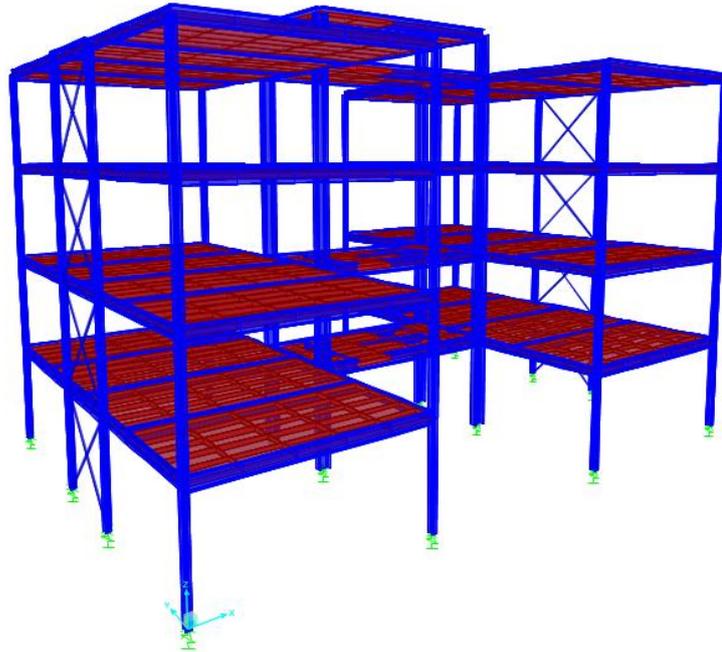
Figura 31 – Estrutura sobre fundação rasa modelada no software SAP2000



Fonte: Autor (2018)

Conforme já mencionado anteriormente, o método que consiste na aplicação direta dos C.R.V. na base dos pilares foi utilizado para a validação dos resultados do método proposto neste trabalho. A Figura 32 apresenta o método de aplicação direta dos C.R.V. na base dos pilares, dentro do software SAP2000.

Figura 32 – Estrutura com C.R.V.s aplicados diretamente na base dos pilares



Fonte: Autor (2018)

A Tabela 18 apresenta a comparação dos esforços de compressão axial na base dos pilares para a Estrutura Modelo de 4 pavimentos sobre sapatas. São comparados os esforços considerando a análise convencional (sem consideração da ISE), esforços considerando o método proposto neste trabalho e o método dos C.R.V.s aplicados diretamente no pilar. A análise da Tabela 17 mostra que as diferenças entre os métodos utilizados são muito pequenas, o que valida o método utilizado neste trabalho. A validação foi feita para todas as estruturas analisadas neste trabalho.

Tabela 17 - Validação do método proposto

Pilar	Compressão Axial (kN)			
	Análise Convencional	Método deste trabalho	CRVs diretos	Diferença entre métodos (%)
P1	394	399	399	0,00
P2	385	398	396	-0,50
P3	385	398	396	-0,50
P4	394	399	399	0,00
P5	623	605	600	-0,83
P6	869	854	864	1,17
P7	869	854	864	1,17
P8	623	605	600	-0,83
P9	496	509	513	0,79
P10	823	817	812	-0,61
P11	823	817	812	-0,61
P12	497	509	513	0,79
P13	383	382	381	-0,26
P14	378	386	386	0,00
P15	378	386	386	0,00
P16	383	382	381	-0,26

Fonte: Autor (2018)

5.4 ESTRUTURAS A SEREM ANALISADAS

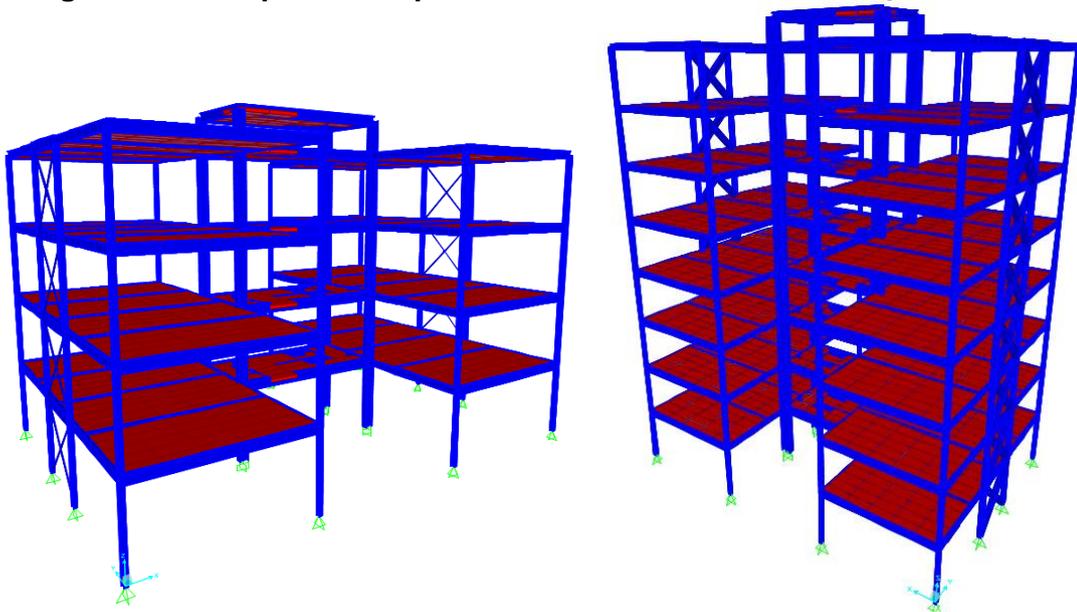
Foram analisados um total de 5 edifícios diferentes entre si. Estes edifícios contam com a mesma planta e foi variado o número de pavimentos e o tipo de fundação. Foram analisados edifícios com 4, 8, 12, 16 e 20 pavimentos com fundação rasa e fundação profunda, portanto um total de 10 edifícios.

Os procedimentos e as etapas de análise e dimensionamento da estrutura e das fundações foram apresentados detalhadamente para o edifício com 4 pavimentos nos capítulos 3 e 4. Os mesmos procedimentos de projeto e etapas de dimensionamento estrutural que foram utilizados na Estrutura Modelo foram utilizados nas estruturas apresentadas a seguir.

5.4.1 EDIFÍCIOS DE 4 E 8 PAVIMENTOS

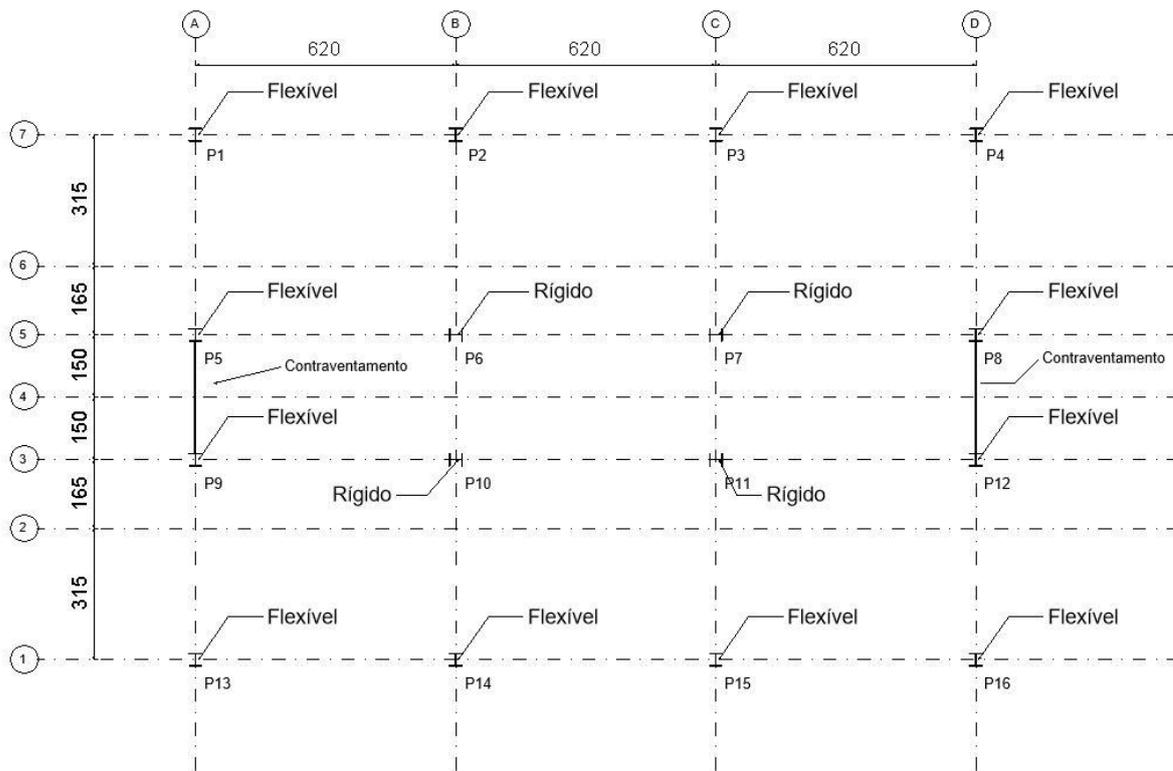
As estruturas metálicas dos edifícios de 4 e 8 pavimentos apresentam contraventamentos compostos por tirantes dispostos em "X" em uma das direções e pórtico rígido em outra direção. As perspectivas esquemáticas das estruturas de 4 e 8 pavimentos são apresentadas na Figura 33. A vinculação dos pilares de aço com a base de concreto foi considerada conforme Figura 34.

Figura 33 – Perspectiva esquemática das estruturas de 4 e 8 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

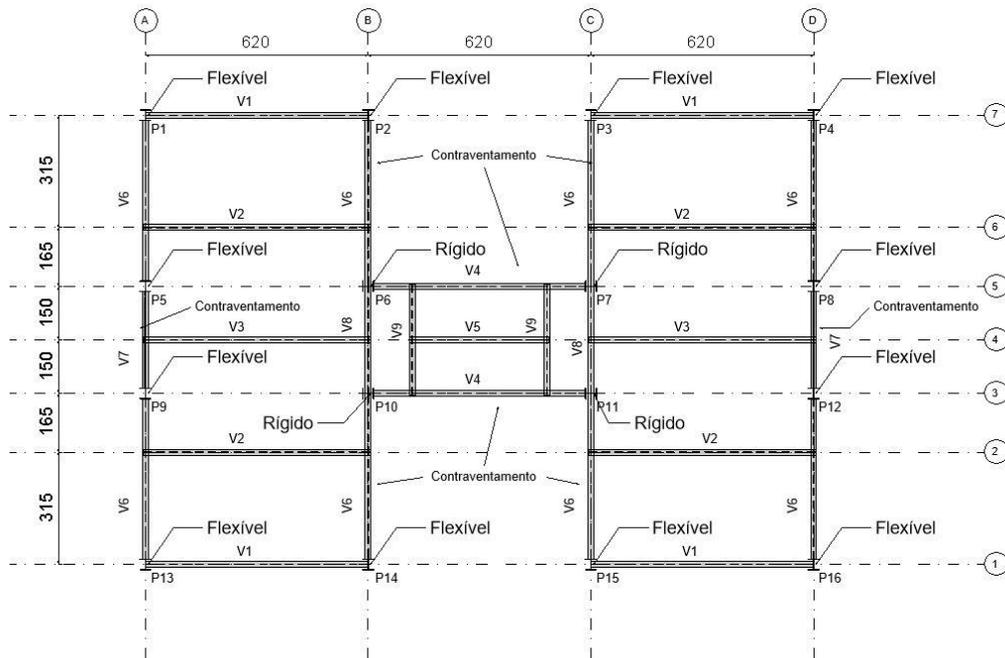
Figura 34 – Ligações externas da estrutura de 4 e 8 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

Todas as ligações viga-pilar são do tipo flexível exceto na região onde foi constituído o pórtico, conforme apresentado na planta baixa da Figura 35, comum para os edifícios de 4 e 8 pavimentos.

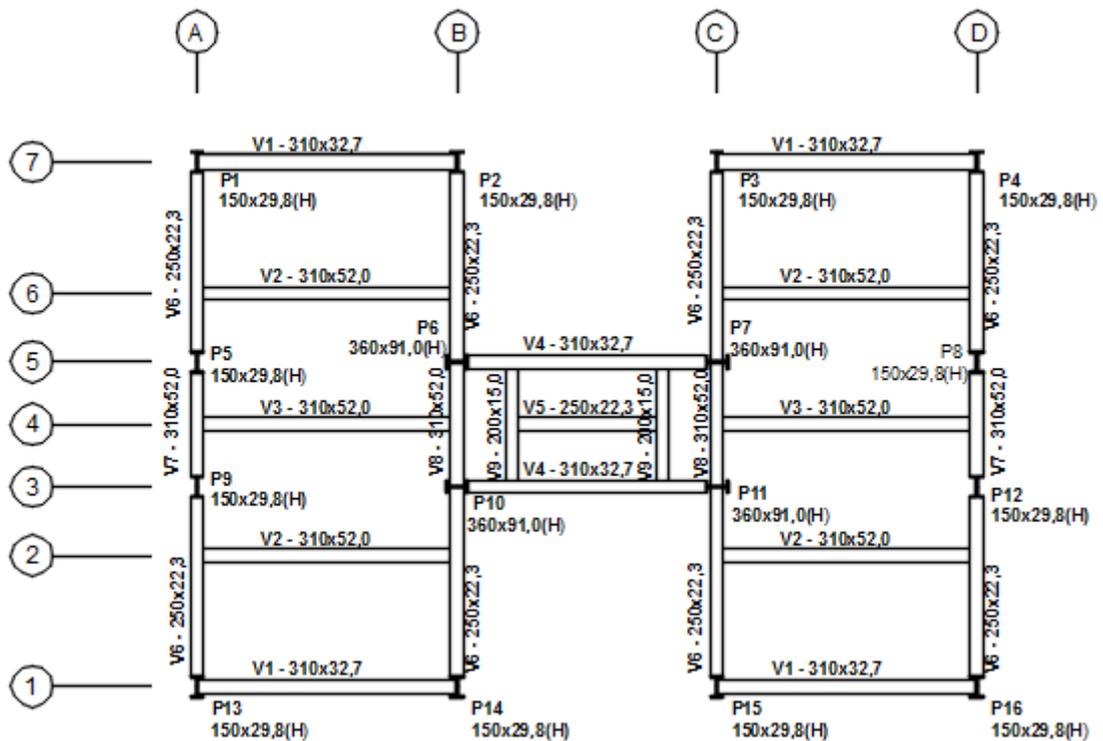
Figura 35 – Ligações internas da estrutura de 4 e 8 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

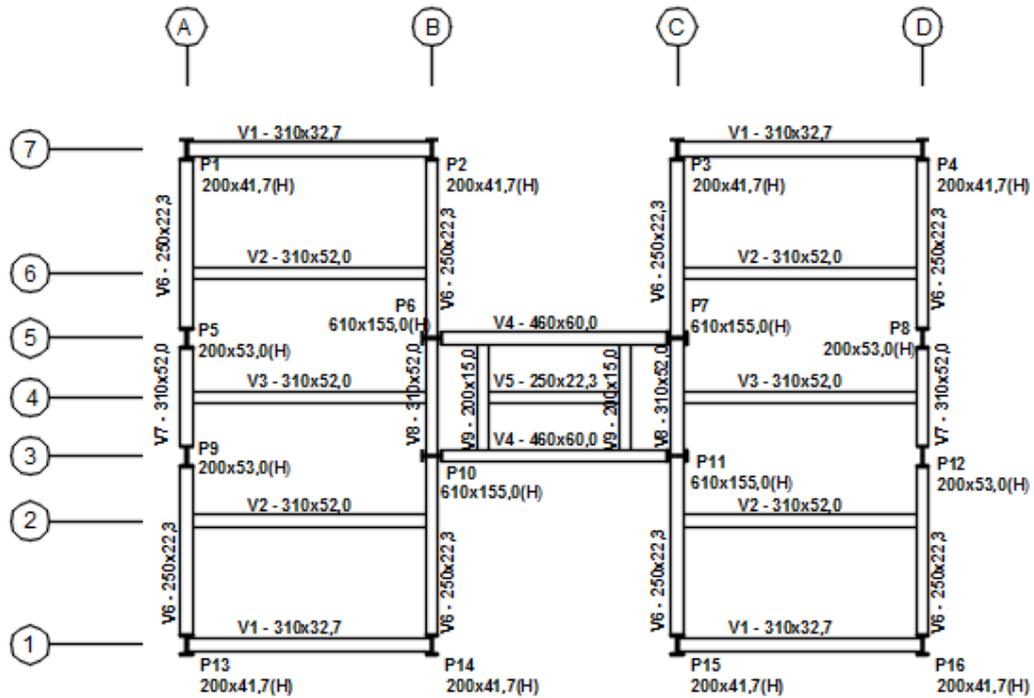
As Figuras 36 e 37 apresentam as seções transversais dimensionadas para vigas e pilares, para estrutura de 4 e 8 pavimentos respectivamente.

Figura 36 - Perfis das vigas e pilares - Estrutura de 4 Pavimentos



Fonte: Autor (2018)

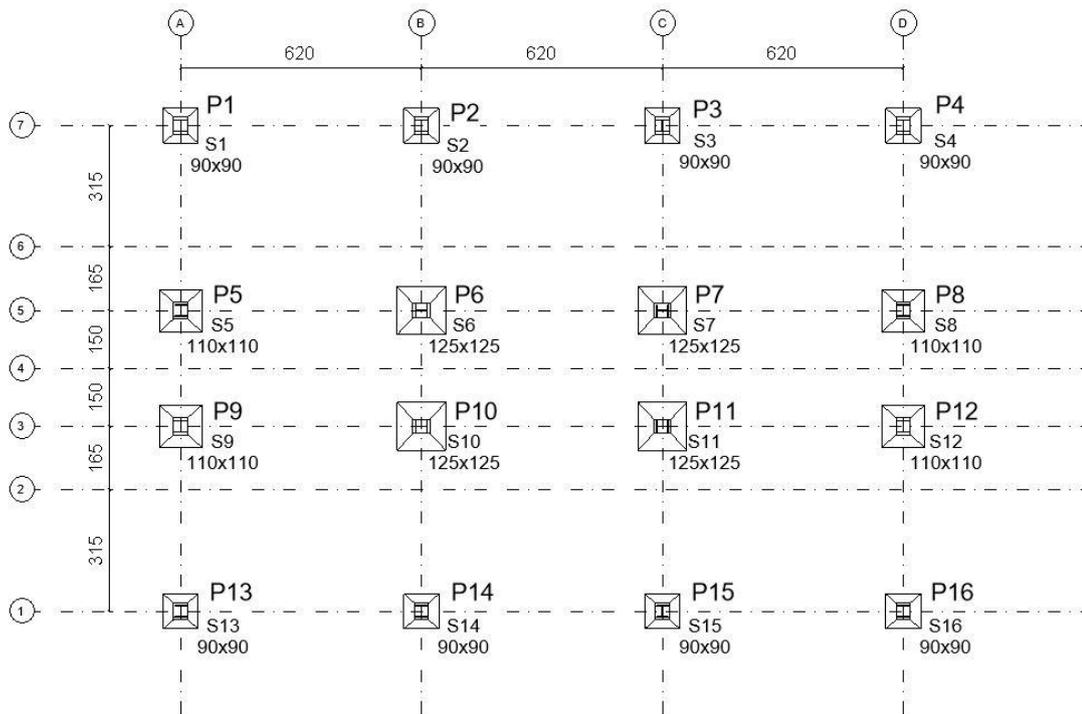
Figura 37 - Perfis das vigas e pilares - Estrutura de 8 Pavimentos



Fonte: Autor (2018)

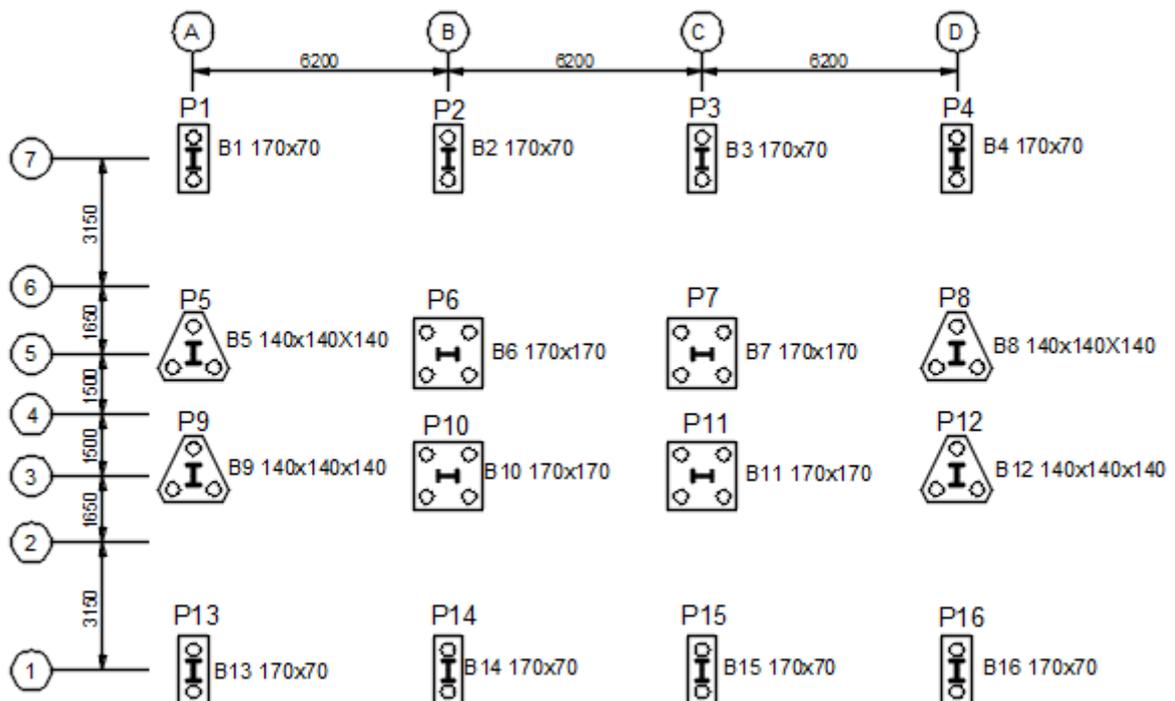
Como já mencionado anteriormente foram consideradas duas soluções de fundação para os edifícios em análise, ou seja, fundação em estacas e fundação em sapatas. As Figuras 38 e 39 apresentam os detalhes das fundações rasa e profunda para a estrutura de 4 pavimentos. As Figuras 40 e 41 apresentam os detalhes das fundações rasa e profunda para a estrutura de 8 pavimentos. As Tabelas 18 e 19 apresentam as dimensões das sapatas e número de estacas para cada pilar.

Figura 38 – Detalhes da fundação rasa - Estrutura de 4 Pavimentos



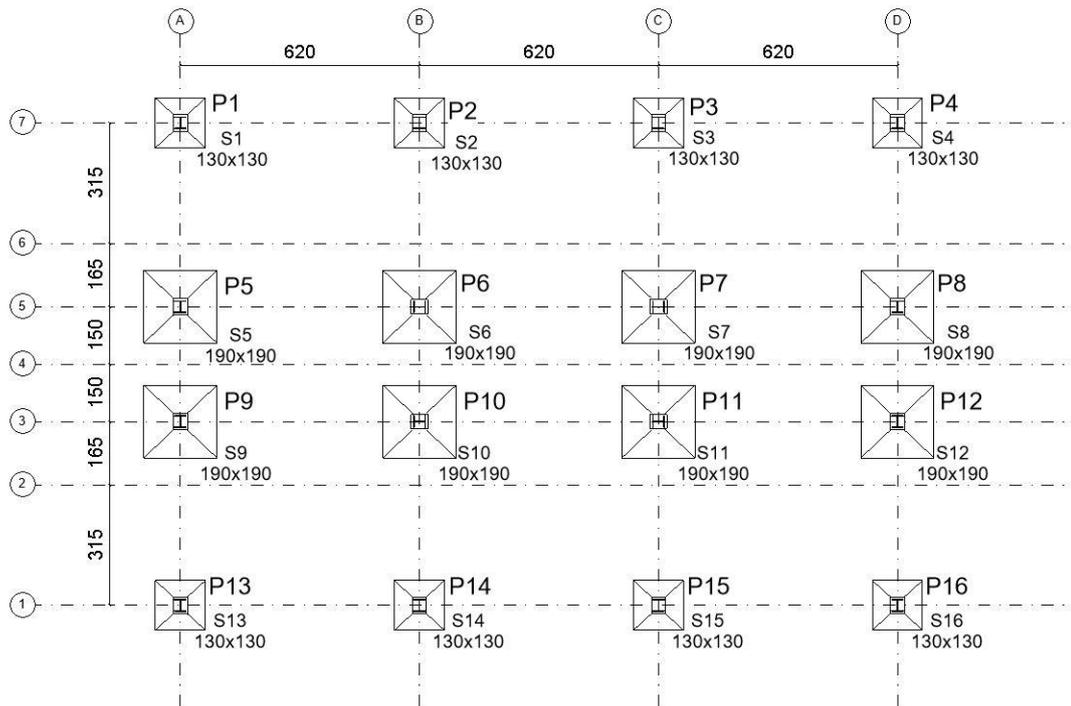
Fonte: Autor (2018)

Figura 39 – Detalhes da fundação profunda - Estrutura 4 Pavimentos



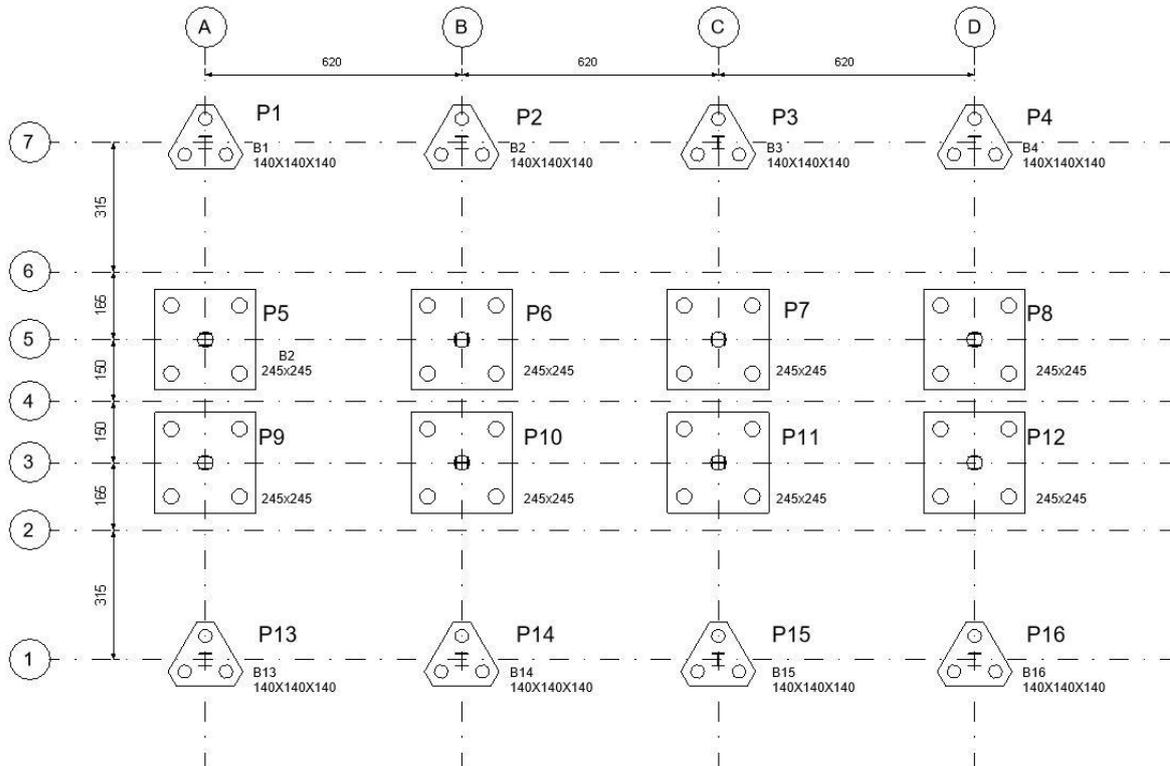
Fonte: Autor (2018)

Figura 40 – Detalhes da fundação rasa - Estrutura de 8 Pavimentos



Fonte: Autor (2018)

Figura 41 – Detalhes da fundação profunda - Estrutura 8 Pavimentos



Fonte: Autor (2018)

Tabela 18 - Dimensionamento da fundação profunda - Estruturas de 4 e 8 pavimentos

PILAR	Estrutura 4 Pav	Estrutura 8 Pav
	Prof. Estaca: 8 m Diâmetro Estaca: 33 cm	Prof. Estaca: 10 m Diâmetro Estaca: 38 cm
P1	Bloco 2 estacas	Bloco 3 estacas
P2	Bloco 2 estacas	Bloco 3 estacas
P3	Bloco 2 estacas	Bloco 3 estacas
P4	Bloco 2 estacas	Bloco 3 estacas
P5	Bloco 3 estacas	Bloco 5 estacas
P6	Bloco 4 estacas	Bloco 5 estacas
P7	Bloco 4 estacas	Bloco 5 estacas
P8	Bloco 3 estacas	Bloco 5 estacas
P9	Bloco 3 estacas	Bloco 5 estacas
P10	Bloco 4 estacas	Bloco 5 estacas
P11	Bloco 4 estacas	Bloco 5 estacas
P12	Bloco 3 estacas	Bloco 5 estacas
P13	Bloco 2 estacas	Bloco 3 estacas
P14	Bloco 2 estacas	Bloco 3 estacas
P15	Bloco 2 estacas	Bloco 3 estacas
P16	Bloco 2 estacas	Bloco 3 estacas

Fonte: Autor (2018)

Tabela 19 - Dimensionamento da fundação rasa - Estruturas de 4 e 8 pavimentos

PILAR	Estrutura de 4 Pav	Estrutura de 8 Pav
	(Lado*Lado*Altura) - cm	(Lado*Lado*Altura) - cm
P1	90x90x30	130x130x35
P2	90x90x30	130x130x35
P3	90x90x30	130x130x35
P4	90x90x30	130x130x35
P5	110x110x35	190x190x50
P6	125x125x35	190x190x50
P7	125x125x35	190x190x50
P8	110x110x35	190x190x50
P9	110x110x35	190x190x50
P10	125x125x35	190x190x50

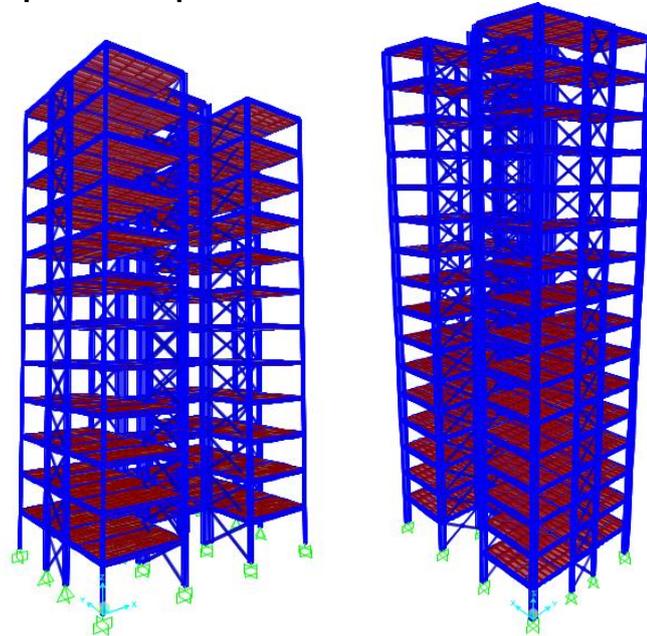
P11	125x125x35	190x190x50
P12	110x110x35	190x190x50
P13	90x90x30	130x130x35
P14	90x90x30	130x130x35
P15	90x90x30	130x130x35
P16	90x90x30	130x130x35

Fonte: Autor (2018)

5.4.2 EDIFÍCIOS DE 12 E 16 PAVIMENTOS

Para os edifícios com 12 e 16 pavimentos, devido às suas alturas, foi modificado o sistema de contraventamento e conseqüentemente alterada a vinculação entre vigas e pilares para enrijecer a estrutura. Foi acrescentado contraventamento composto de tirantes dispostos em “X” na direção Y da estrutura e introduzidos 6 pórticos na direção X da estrutura. A perspectiva esquemática das estruturas de 12 e 16 pavimentos é apresentada na Figura 42 onde é possível perceber a nova configuração do sistema de contraventamento.

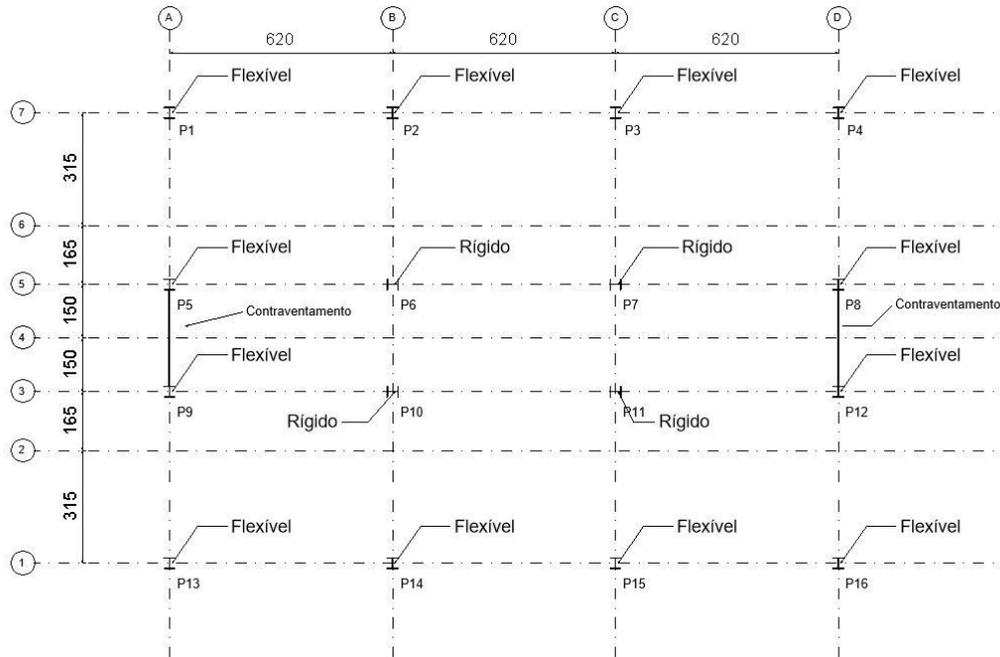
Figura 42 - Perspectiva esquemática das estruturas de 12 e 16 Pavimentos



Fonte: Autor (2018)

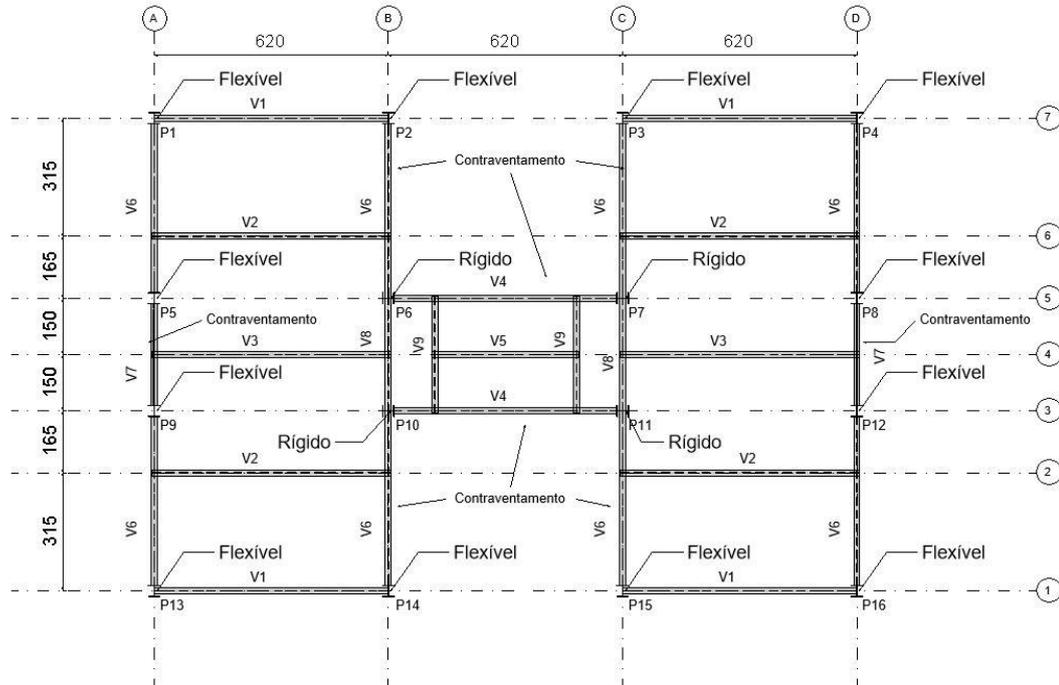
Com as modificações no sistema de contraventamento foram necessárias alterações nas condições de vinculação entre pilares e fundação e entre vigas e pilares, que passaram a serem adotadas conforme o esquema das Figuras 43 e 44

Figura 43 – Ligações externas da estrutura de 12 e 16 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

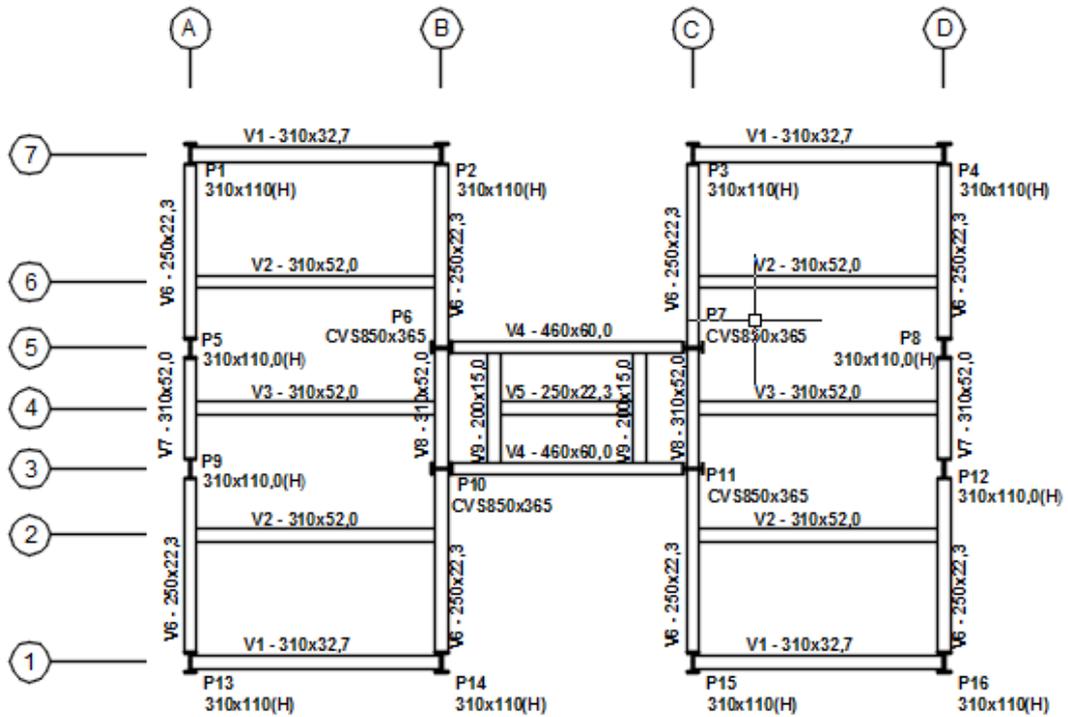
Figura 44 – Ligações internas da estrutura de 12 e 16 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

A figura 45 apresenta os perfis das vigas e pilares para a estrutura de 12 pavimentos.

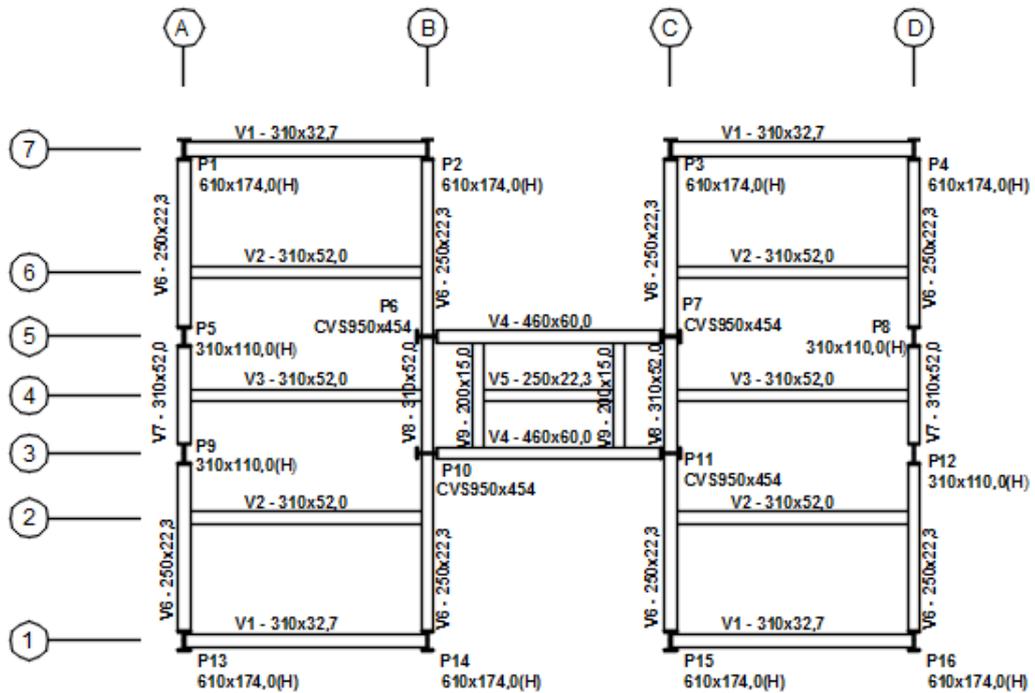
Figura 45 – Perfis de vigas e pilares - Estrutura de 12 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

A figura 46 apresenta os perfis das vigas e pilares para a estrutura de 16 pavimentos.

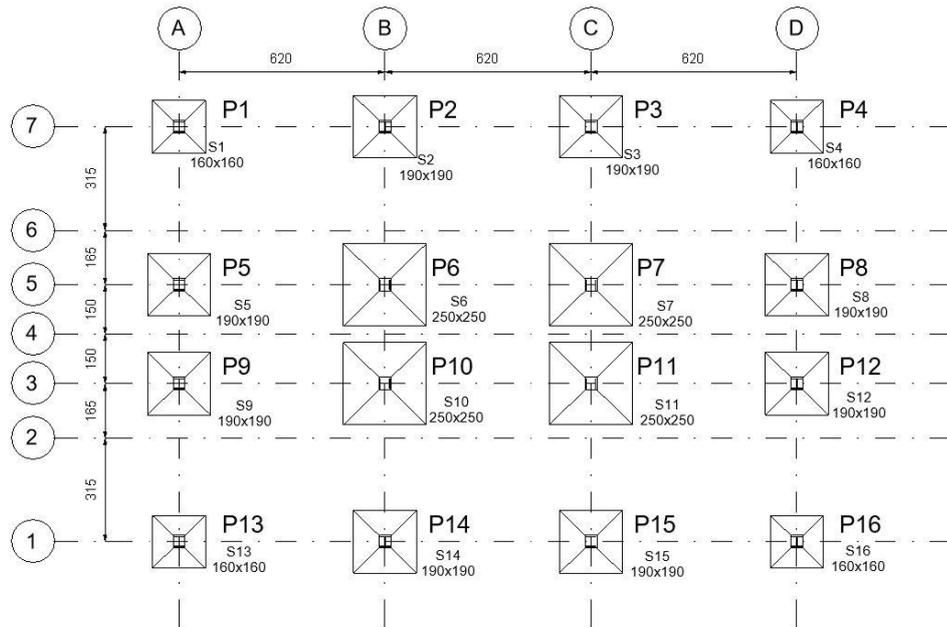
Figura 46 – Perfis de vigas e pilares - Estrutura 16 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

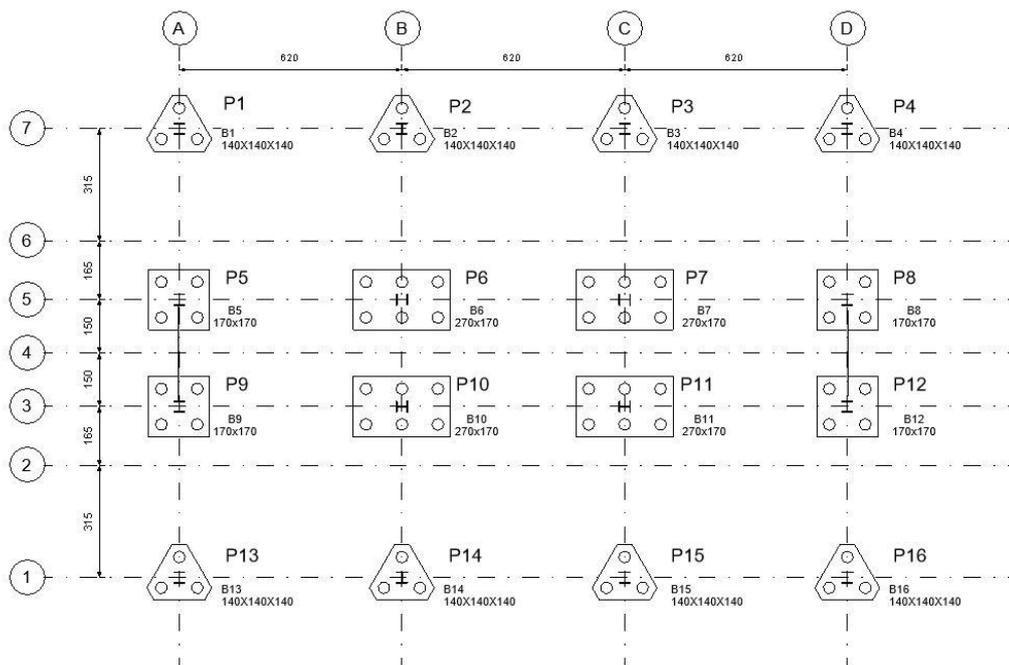
As Figuras 47 e 48 apresentam esquematicamente detalhes das fundações rasa e profunda respectivamente, para a estrutura de 12 pavimentos. As Figuras 49 e 50 apresentam esquematicamente detalhes das fundações rasa e profunda respectivamente, para a estrutura de 16 pavimentos.

Figura 47 – Detalhes da fundação rasa - Estrutura 12 pavimentos



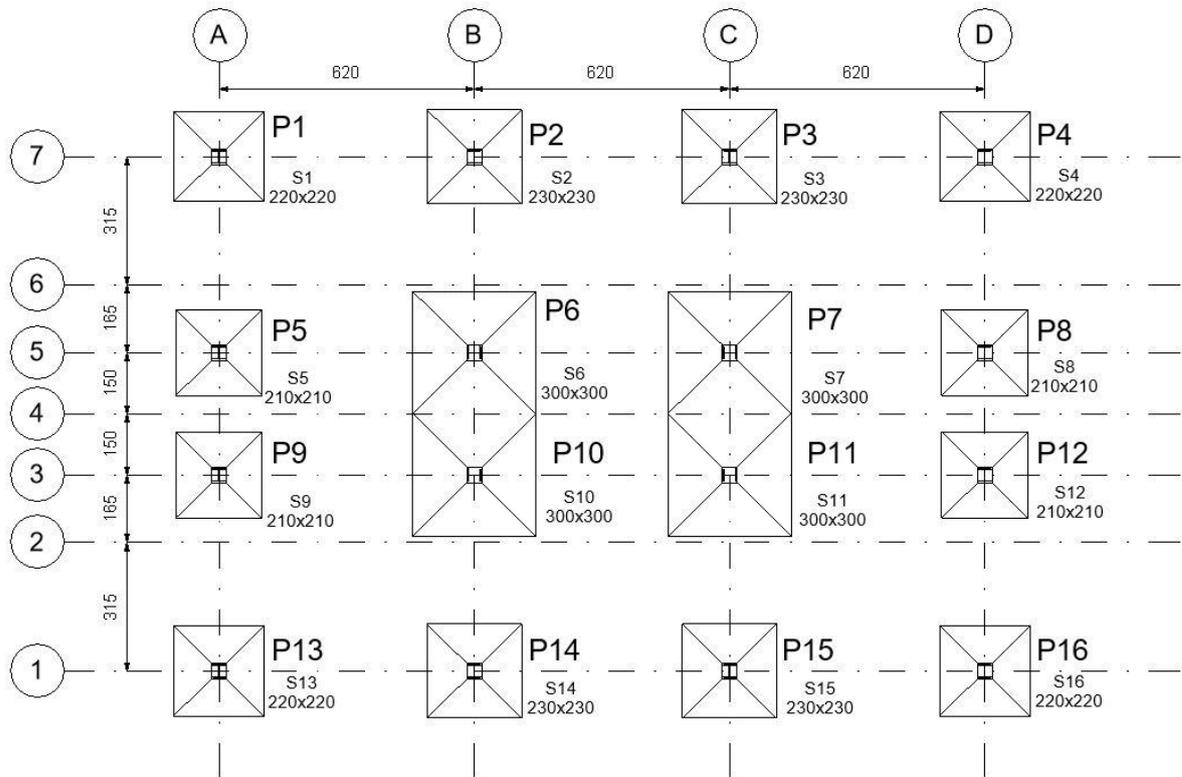
Fonte: Autor (2018)

Figura 48 – Detalhes da fundação profunda - Estrutura 12 pavimentos



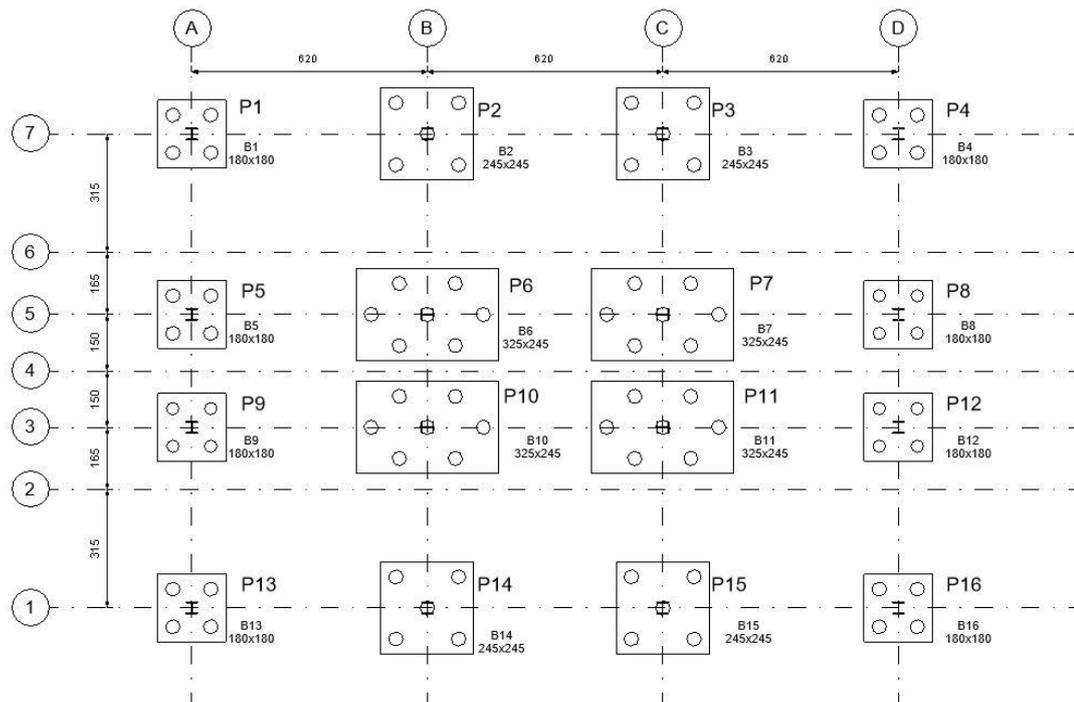
Fonte: Autor (2018)

Figura 49 – Detalhes da fundação rasa - Estrutura 16 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

Figura 50 – Detalhes da fundação profunda - Estrutura 16 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

As Tabelas 20 e 21 apresentam o dimensionamento relativo às fundações profunda e rasa respectivamente.

Tabela 20 - Dimensionamento da fundação profunda - 12 e 16 pavimentos

PILAR	Estrutura de 12 Pav	Estrutura de 16 Pav
	Prof. Estaca: 12 m Diâmetro Estaca: 33 cm	Prof. Estaca: 12 m Diâmetro Estaca: 38 cm
P1	Bloco 3 estacas	Bloco 4 estacas
P2	Bloco 3 estacas	Bloco 5 estacas
P3	Bloco 3 estacas	Bloco 5 estacas
P4	Bloco 3 estacas	Bloco 4 estacas
P5	Bloco 4 estacas	Bloco 4 estacas
P6	Bloco 6 estacas	Bloco 7 estacas
P7	Bloco 6 estacas	Bloco 7 estacas
P8	Bloco 4 estacas	Bloco 4 estacas
P9	Bloco 4 estacas	Bloco 4 estacas
P10	Bloco 6 estacas	Bloco 7 estacas
P11	Bloco 6 estacas	Bloco 7 estacas
P12	Bloco 4 estacas	Bloco 4 estacas
P13	Bloco 3 estacas	Bloco 4 estacas
P14	Bloco 3 estacas	Bloco 5 estacas
P15	Bloco 3 estacas	Bloco 5 estacas
P16	Bloco 3 estacas	Bloco 4 estacas

Fonte: Autor (2018)

Tabela 21 - Dimensionamento da fundação rasa - 12 e 16 pavimentos

PILAR	Estrutura de 12 Pav	Estrutura de 16 Pav
	(Lado*Lado*Altura) - cm	(Lado*Lado*Altura) - cm
P1	160x160x45	220x220x55
P2	190x190x55	230x230x60
P3	190x190x55	230x230x60
P4	160x160x45	220x220x55
P5	190x190x55	210x210x60
P6	250x250x55	300x300x70
P7	250x250x55	300x300x70
P8	190x190x55	210x210x60

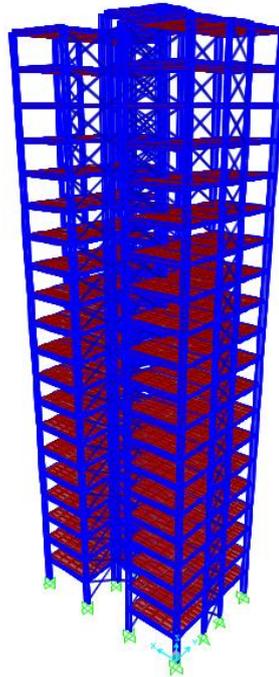
P9	190x190x55	210x210x60
P10	250x250x55	300x300x70
P11	250x250x55	300x300x70
P12	190x190x55	210x210x60
P13	160x160x45	220x220x55
P14	190x190x55	230x230x60
P15	190x190x55	230x230x60
P16	160x160x45	220x220x55

Fonte: Autor (2018)

5.4.3 EDIFÍCIO DE 20 PAVIMENTOS

À estrutura de 20 pavimentos foi adicionado um contraventamento em “X” na direção dos pórticos rígidos para aumentar a rigidez da estrutura nesse sentido. A perspectiva esquemática da estrutura de 20 pavimentos é apresentada na Figura 51.

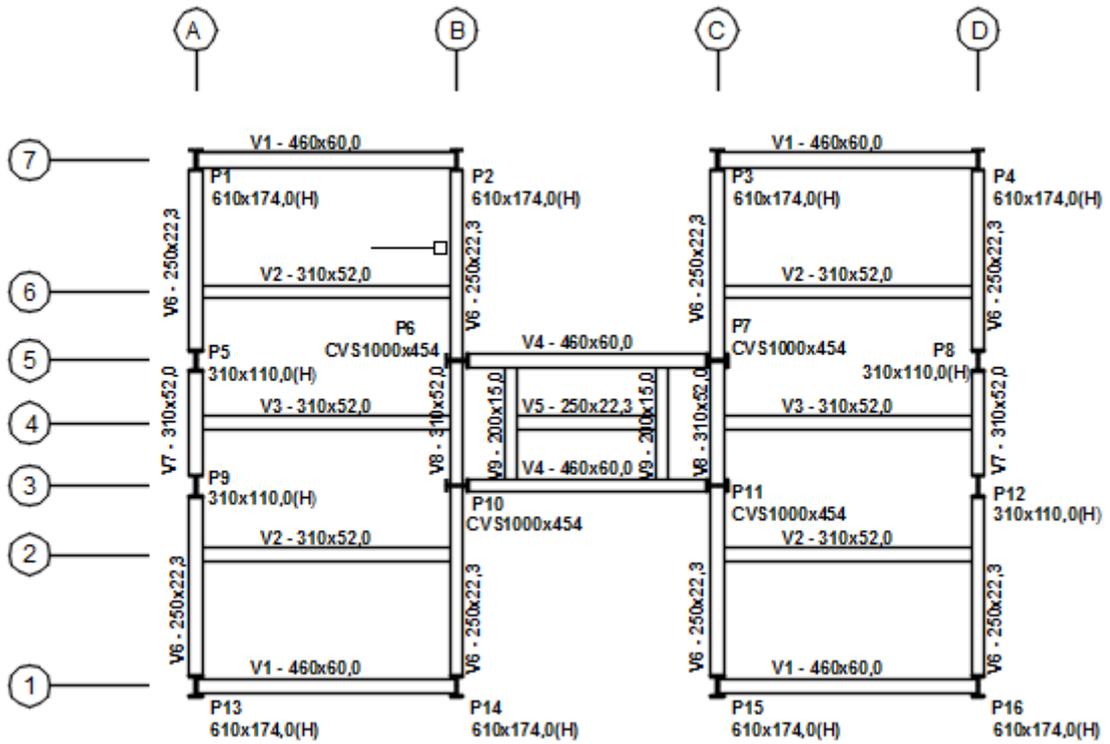
Figura 51 - Perspectiva esquemática da estrutura de 20 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

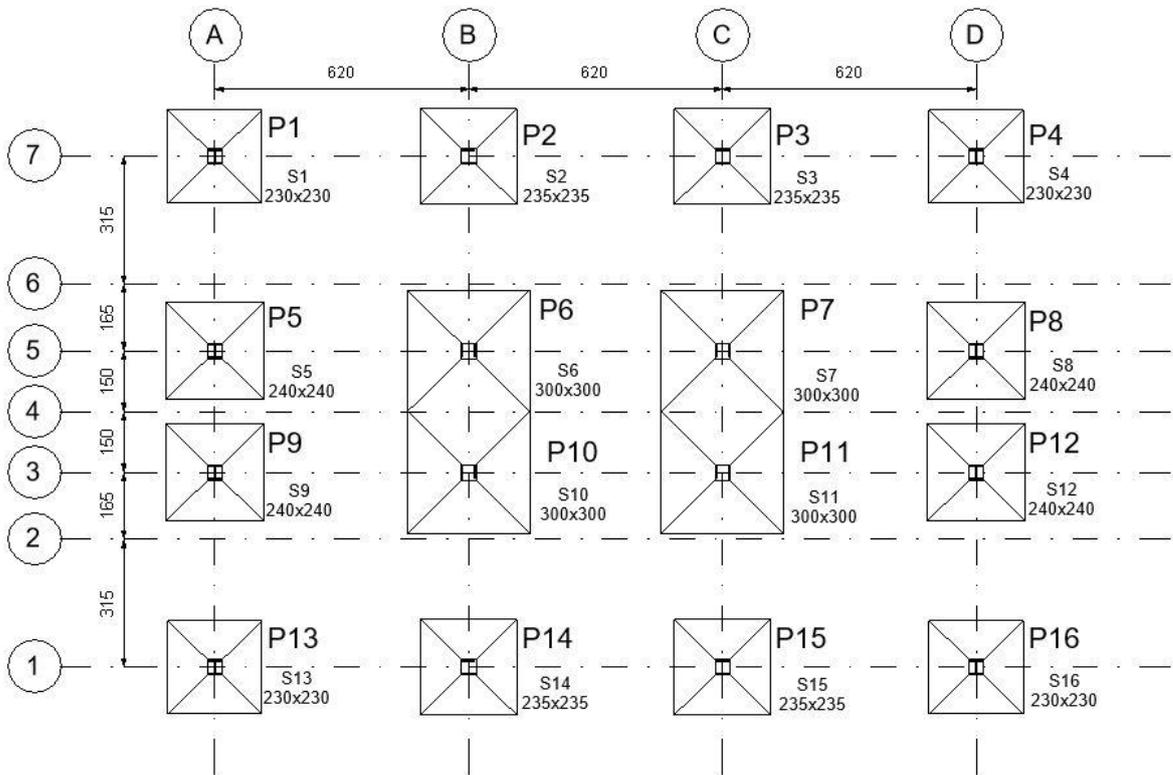
A Figura 52 apresenta os perfis de vigas e pilares dimensionadas para a estrutura de 20 pavimentos. As Figuras 53 e 54 apresentam os detalhes das fundações rasa e profunda respectivamente. As Tabelas 22 e 23 apresentam o dimensionamento das fundações profunda e rasa respectivamente.

Figura 52 - Perfis de vigas e pilares - Estrutura de 20 Pavimentos



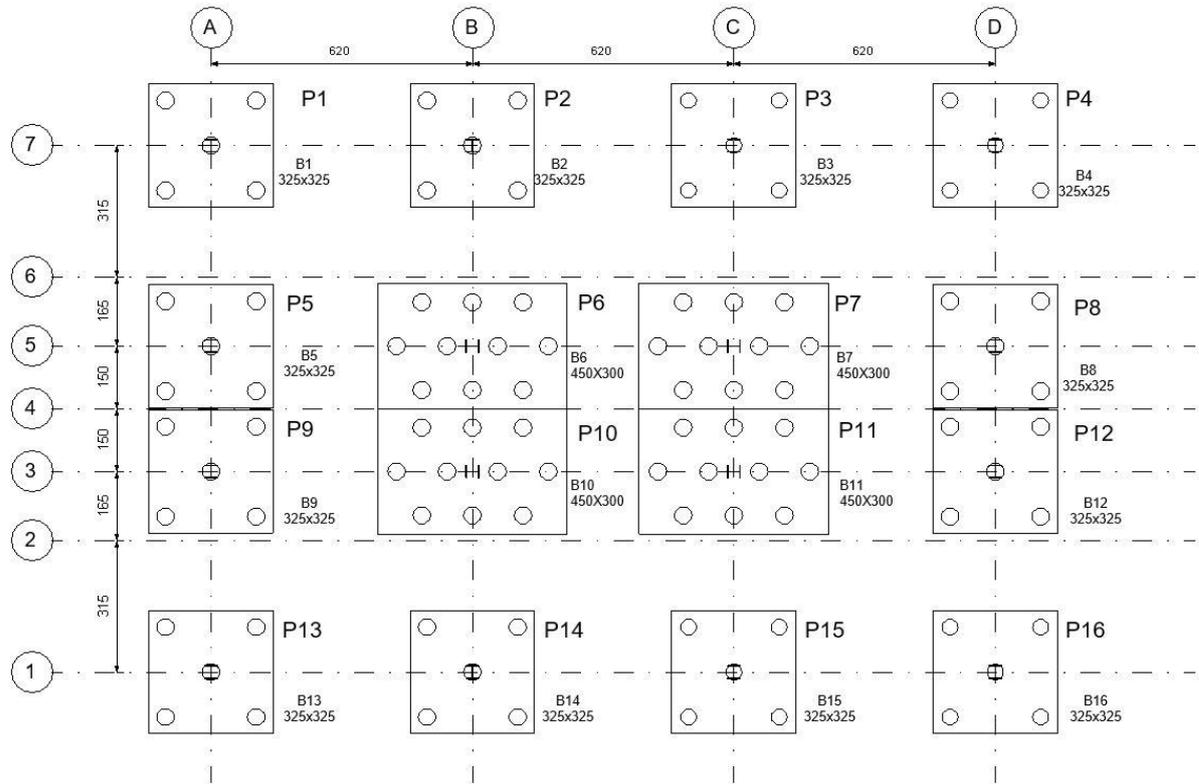
Fonte: Autor (2018)

Figura 53 – Detalhes da fundação rasa - Estrutura de 20 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

Figura 54 – Detalhes da fundação profunda - Estrutura de 20 pavimentos



Fonte: Autor (2018)

Tabela 22 - Dimensionamento da fundação profunda - Estrutura de 20 pavimentos

PILAR	Estrutura de 20 Pav Prof. Estaca: 12 m Diâmetro Estaca: 33 cm
P1	Bloco 5 estacas
P2	Bloco 5 estacas
P3	Bloco 5 estacas
P4	Bloco 5 estacas
P5	Bloco 5 estacas
P6	Bloco 10 estacas
P7	Bloco 10 estacas
P8	Bloco 5 estacas
P9	Bloco 5 estacas
P10	Bloco 10 estacas
P11	Bloco 10 estacas
P12	Bloco 5 estacas

P13	Bloco 5 estacas
P14	Bloco 5 estacas
P15	Bloco 5 estacas
P16	Bloco 5 estacas

Fonte: Autor (2018)

Tabela 23 - Dimensionamento da fundação rasa - Estrutura de 20 pavimentos

PILAR	Estrutura de 20 Pav (Lado*Lado*Altura)
P1	230x230x60
P2	235x235x75
P3	235x235x75
P4	230x230x60
P5	240x240x85
P6	300x300x85
P7	300x300x85
P8	240x240x85
P9	240x240x85
P10	300x300x85
P11	300x300x85
P12	240x240x85
P13	230x230x60
P14	235x235x75
P15	235x235x75
P16	230x230x60

Fonte: Autor (2018)

6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A seguir são apresentados e comparados os resultados para os modelos analisados de maneira convencional (sem consideração da ISE) e para os modelos analisados com a consideração da interação solo-estrutura para fundações rasas e profundas.

Foram estudadas combinações considerando a ação do vento nas duas direções em planta da estrutura, direção “X” (horizontal) e direção “Y” (vertical), com a finalidade de avaliação dos efeitos da ISE em cada uma das direções, devido aos diferentes tipos de contraventamento em cada direção.

Foram analisados os esforços de compressão axial e momentos fletores na base dos pilares, coeficientes B_2 de estabilidade global, recalques da fundação e os deslocamentos laterais das estruturas.

Nos gráficos apresentados, Base-Rig. significa que o resultado foi obtido a partir da consideração de apoio rígido para a estrutura, c/ISE-Est significa que o resultado foi obtido a partir da consideração de “interação solo-estrutura para fundação em estacas” e c/ISE-Sap significa “com interação solo-estrutura para fundação em sapatas”.

6.1 RESULTADOS PARA FUNDAÇÃO PROFUNDA

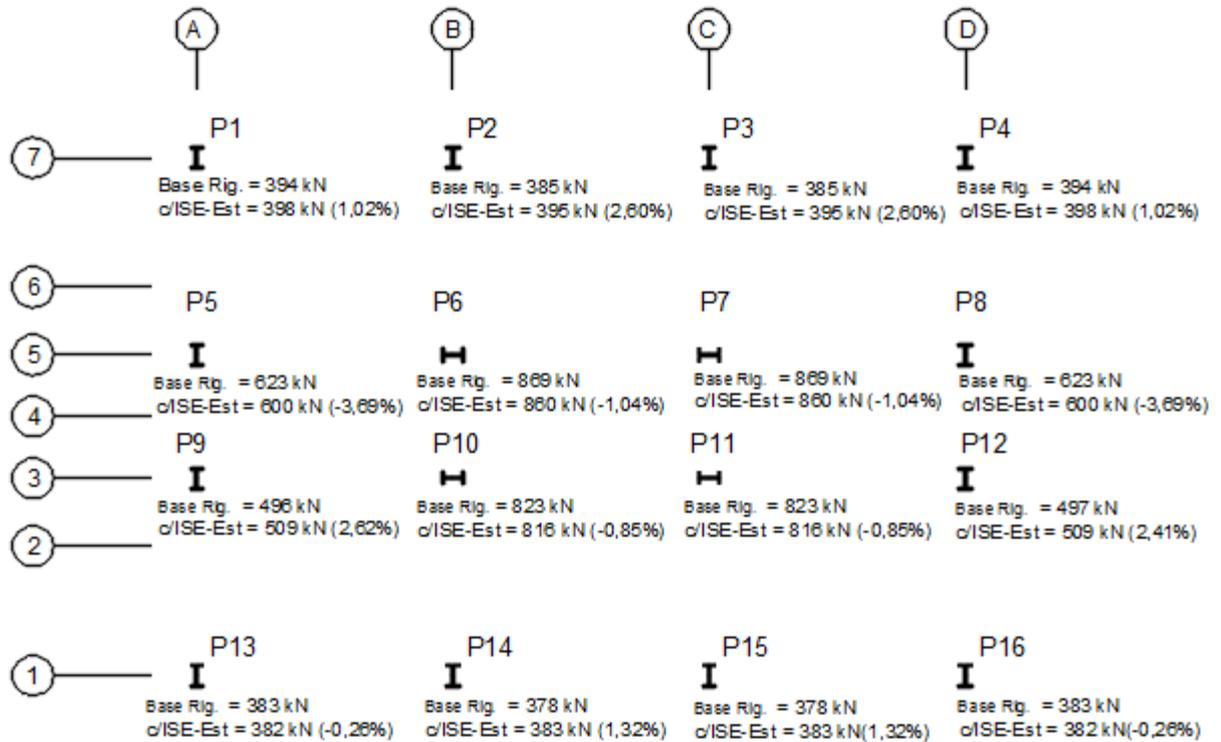
A seguir serão apresentados e comparados os resultados obtidos para todas as estruturas analisadas sobre fundação profunda. Os gráficos apresentam as comparações entre as análises realizadas de maneira convencional e com consideração da ISE.

6.1.1 COMPARAÇÕES PARA A ESTRUTURA DE 4 PAVIMENTOS

6.1.1.1 ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL E MOMENTOS FLETORES

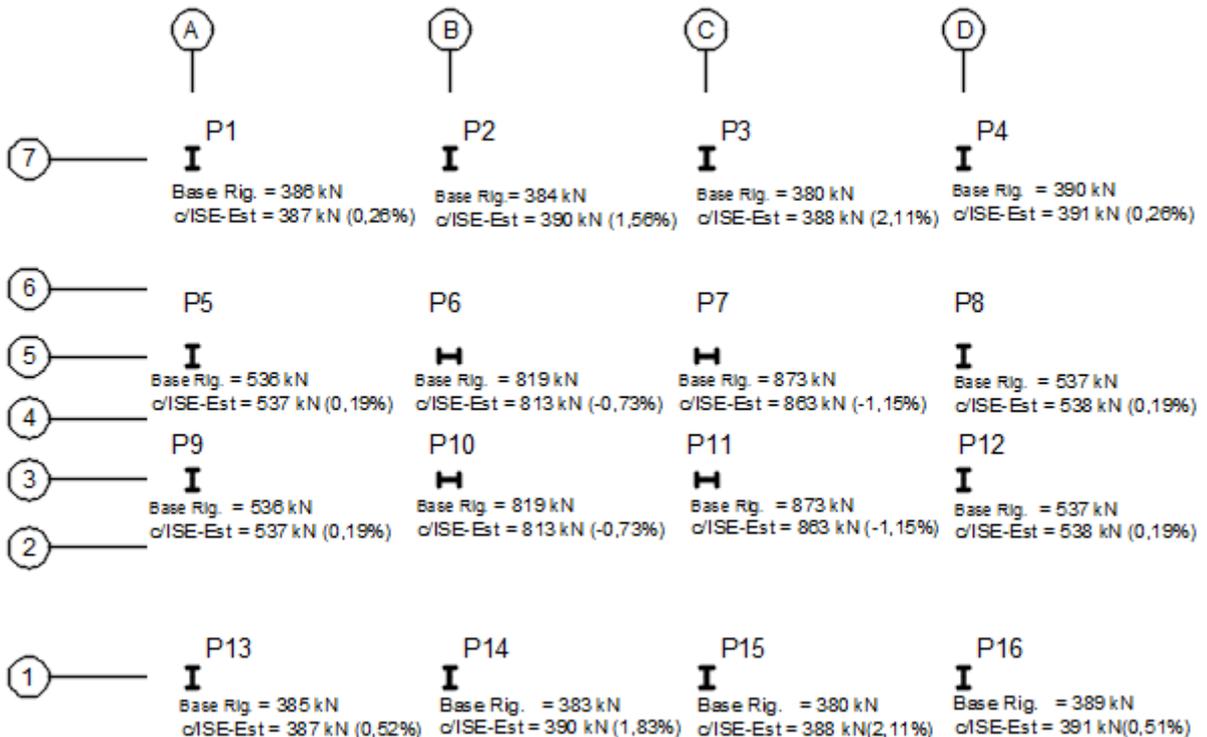
A Figura 55 apresenta a comparação entre as análises convencional e com consideração da ISE para os esforços de compressão axial na base dos pilares, em relação às ações do vento na direção “Y” da estrutura. A Figura 56 apresenta as mesmas comparações para a direção “X” da estrutura. Foram consideradas combinações relativas ao Estado Limite Último nas quais a ação de sobrecarga variável é a ação variável principal nas combinações.

Figura 55: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “Y” - 4 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Figura 56: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “X” - 4 Pav. Estacas

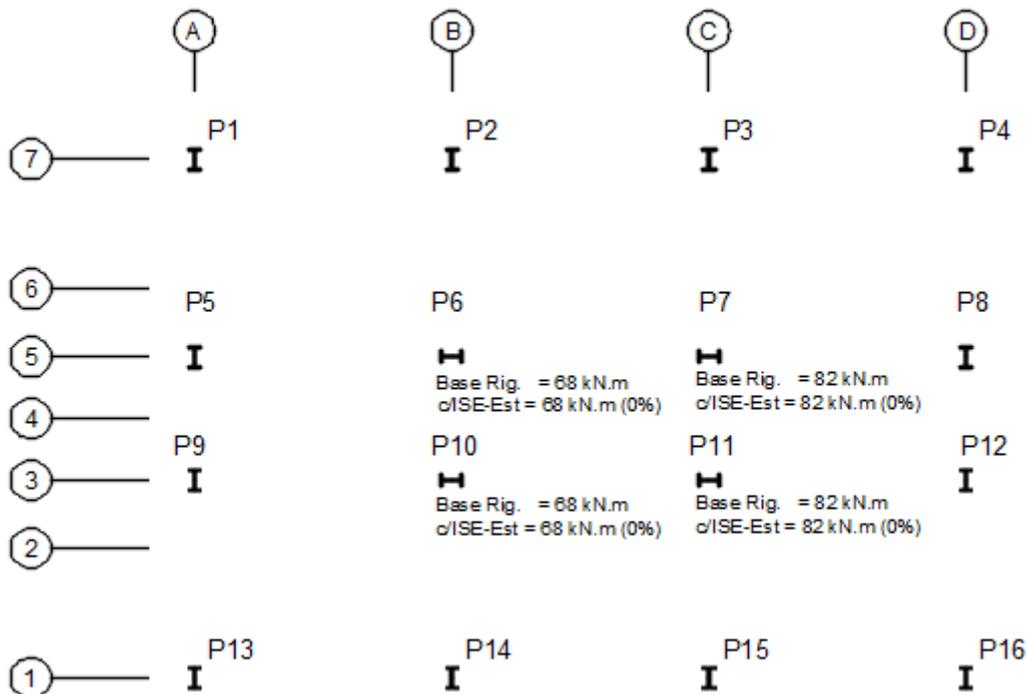


Fonte: Autor (2018)

A análise das Figuras 55 e 56 mostra que houve pouca variação dos esforços de compressão axial na base dos pilares, para ambas as direções de vento consideradas. A maior variação foi de 3,69% para a direção “Y” e 2,11% para a direção “X”. Para ambas as direções podem ser observados pequenos alívios nos esforços axiais de compressão dos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11). A análise na direção “Y” (sentido dos contraventamentos compostos por tirantes em “X”) apresentou um aumento nos esforços de compressão axial nos pilares do eixo 7 (P1 à P4) e do eixo 1 (P13 à P16), sendo este aumento maior nos pilares do eixo 7, condizente com a direção da ação do vento. A análise na direção “X” (sentido dos pórticos rígidos) apresentou um alívio da compressão axial dos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11) e um aumento dos demais pilares, este comportamento se assemelha ao comportamento das estruturas de concreto armado (constituídas de pórticos rígidos) sob influência da ISE.

A Figura 57 apresenta a comparação dos momentos fletores na base dos pilares que possuem ligação rígida com a fundação, considerando o vento na direção “X” da estrutura, ou seja, na direção dos pórticos rígidos. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 57: Comparação dos momentos fletores - Direção “X” - 4 Pav. Estacas



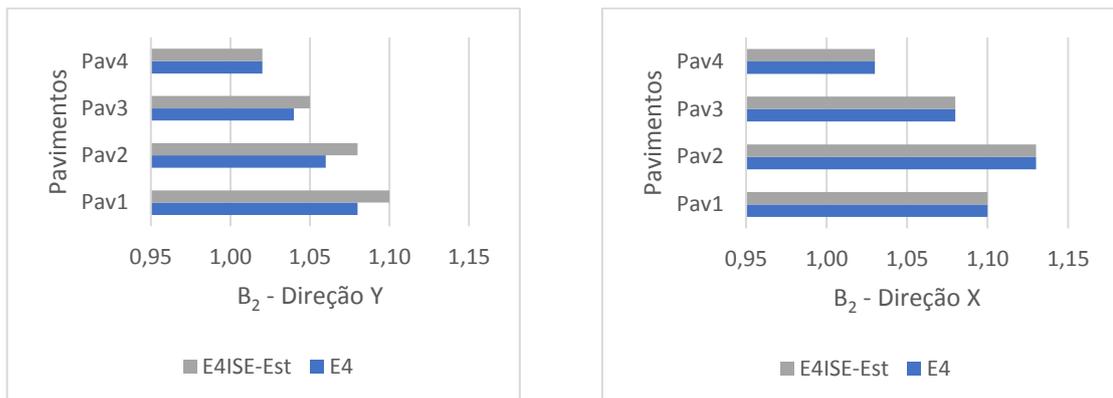
Fonte: Autor (2018)

Os momentos fletores na base dos pilares que formam os pórticos rígidos não apresentaram variação.

6.1.1.2 COEFICIENTE B_2

A Figura 58 apresenta a comparação do coeficiente B_2 de estabilidade global entre os modelos de 4 pavimentos analisados. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 58: Comparação dos coeficientes B_2 - 4 Pav. Estacas



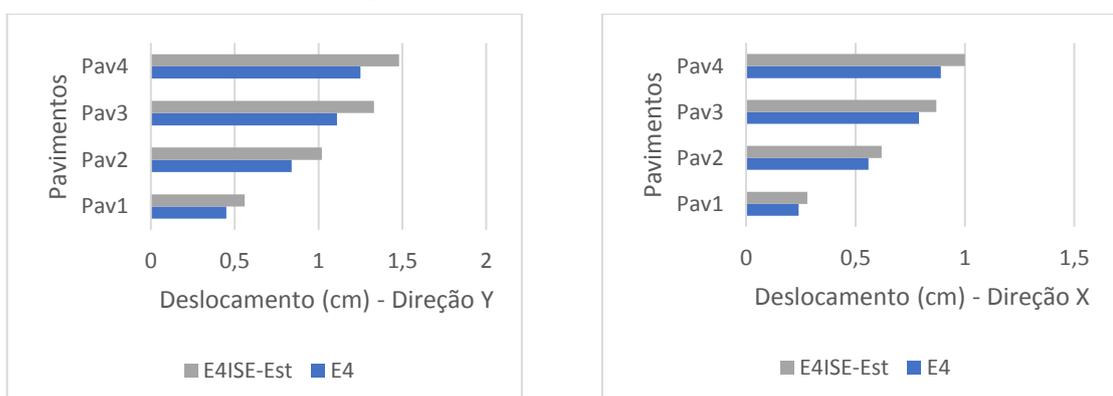
Fonte: Autor (2018)

Nota-se um aumento do coeficiente B_2 na direção “Y” da estrutura, onde o coeficiente passou de 1,08 para 1,10 (aumento de 1,85%) e se aproximou do limite da classificação entre pequena e média deslocabilidade, porém este limite não foi ultrapassado. Na direção “X” da estrutura o coeficiente não sofreu alterações. Neste caso não houve mudanças na classificação da estrutura quanto a deslocabilidade.

6.1.1.3 DESLOCAMENTO LATERAL

A Figura 59 apresenta a comparação entre os deslocamentos laterais, para as duas direções da estrutura, de cada um dos pavimentos. Os deslocamentos foram obtidos para a combinação rara do Estado Limite de Serviço.

Figura 59: Comparação dos deslocamentos laterais - 4 Pav. Estacas



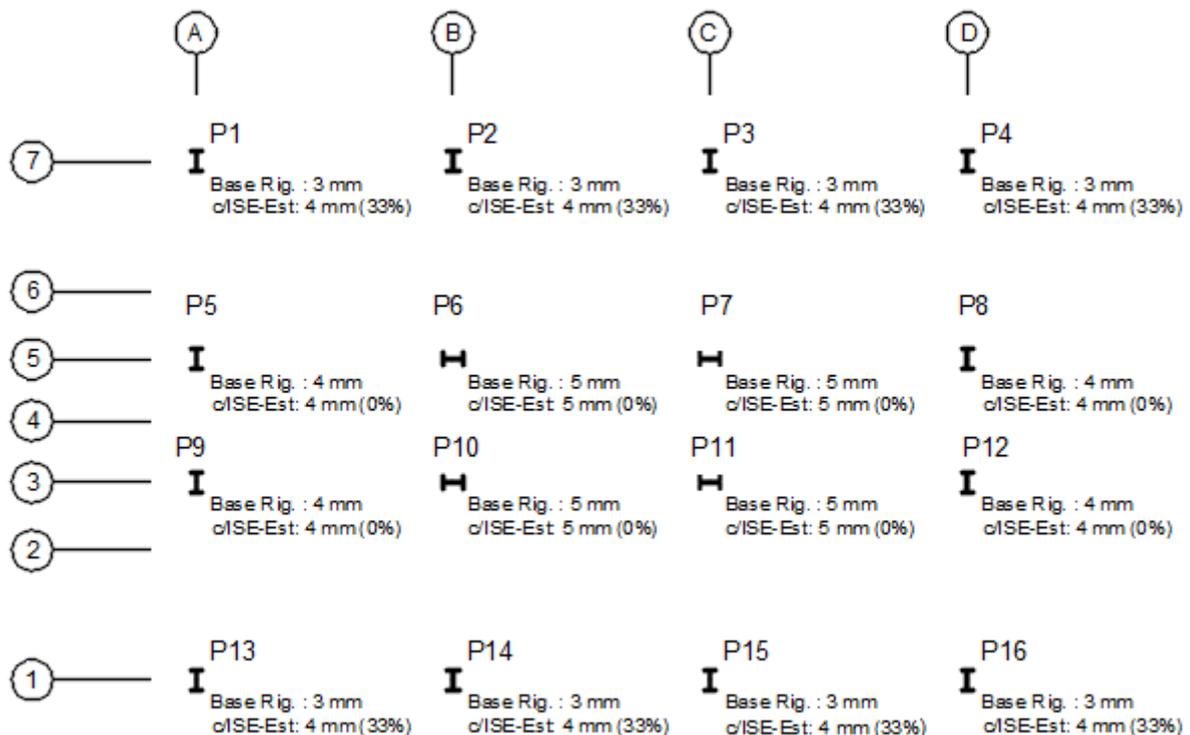
Fonte: Autor (2018)

Os deslocamentos laterais apresentaram variações para ambas as direções, sendo maiores na direção “Y”. A variação dos deslocamentos na direção “Y” da estrutura apresentou variação de 33,6% (passando de 1,25 cm para 1,67 cm) no topo da estrutura e variação de 33,34% (passando de 0,45 cm para 0,60 cm) no primeiro pavimento. A direção “X” apresentou variações um pouco menores, sendo de 16,85% no topo da estrutura (passando de 0,89 cm para 1,04 cm) e variação de 25% no primeiro pavimento (passando de 0,24 cm para 0,30 cm).

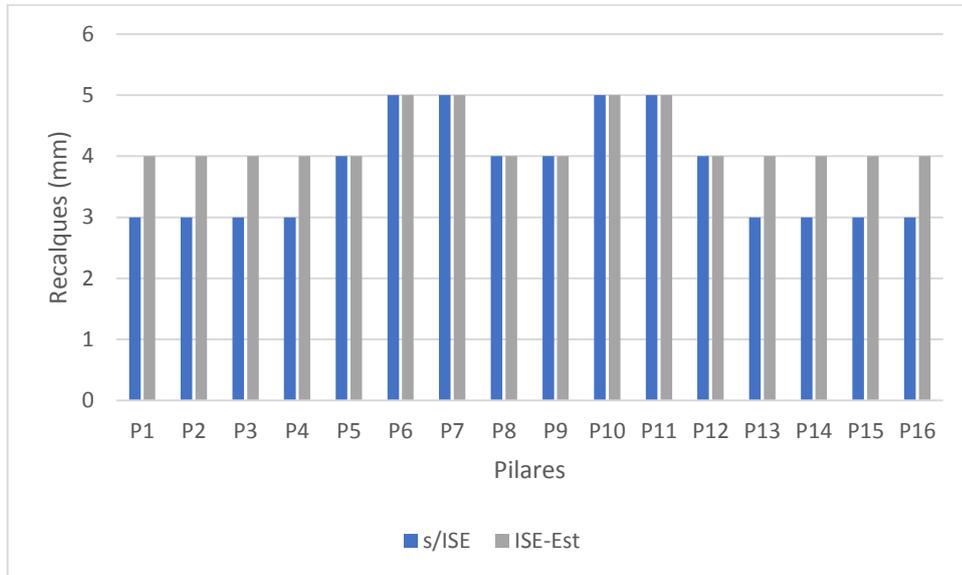
6.1.1.4 RECALQUES

A Figura 60 apresenta a comparação em planta entre os recalques iniciais (obtidos para a análise convencional considerando o tipo de fundação) e os recalques finais da fundação (obtidos após o processo iterativo). A Figura 61 apresenta a mesma comparação no formato de gráfico de colunas. Os recalques foram obtidos considerando a envoltória de combinações.

Figura 60: Comparação em planta dos recalques por estaca de pilar - 4 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Figura 61: Comparação em gráfico dos recalques por pilar - 4 Pav. Estacas

Fonte: Autor (2018)

A fundação profunda apresentou uma variação de 33% dos recalques nos pilares das extremidades (pilares dos eixos 1 e 7), porém a variação foi de apenas 1 mm. O resultado já era esperado devido à pouca variação dos esforços de compressão axial.

6.1.1.5 COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL

A Tabela 25 apresenta os coeficientes de reação vertical (CRV) para a fundação profunda. Os CRVs apresentados na Tabela 24 representam o quociente entre o esforço axial de compressão no pilar e o deslocamento total da fundação considerada (recalque).

Tabela 24 - Coeficientes de Reação Vertical - 4 Pav. Estacas

PILAR	Fundação profunda (kN.m)
P1	129667
P2	127333
P3	127333
P4	129667
P5	156250
P6	175000
P7	175000
P8	156250
P9	156250
P10	175000
P11	175000

P12	156250
P13	129333
P14	127000
P15	127333
P16	129333

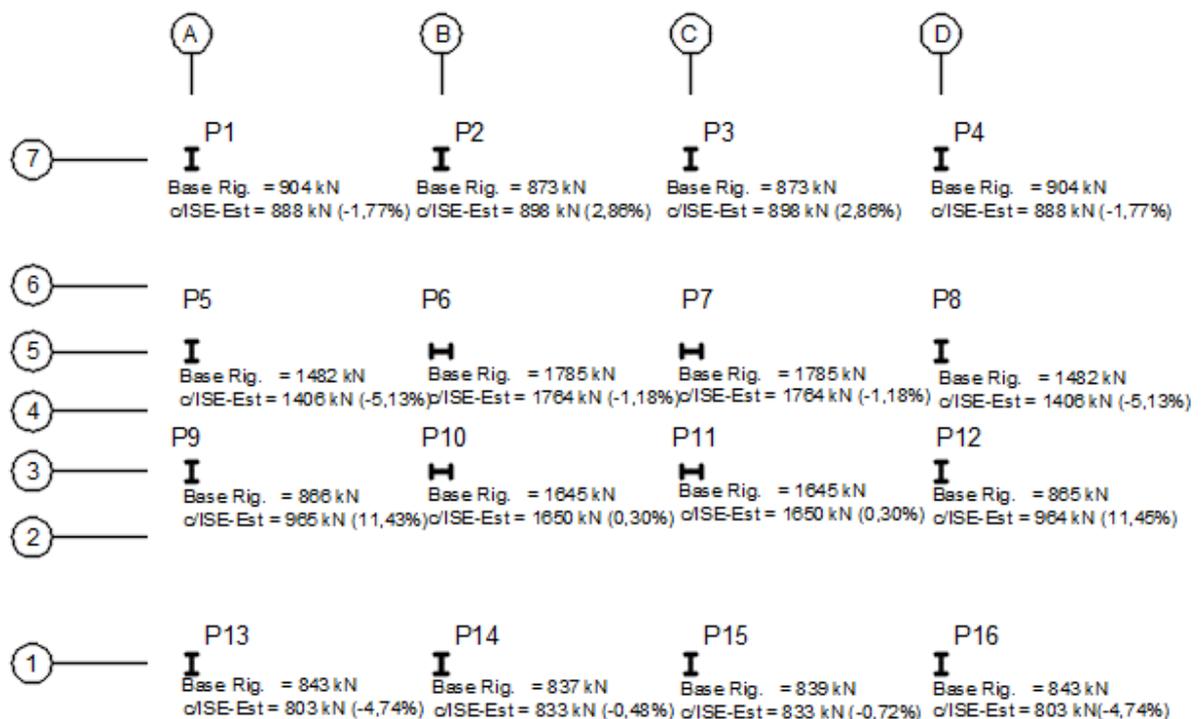
Fonte: Autor (2018)

6.1.2 COMPARAÇÕES PARA A ESTRUTURA DE 8 PAVIMENTOS

6.1.2.1 ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL E MOMENTOS FLETORES

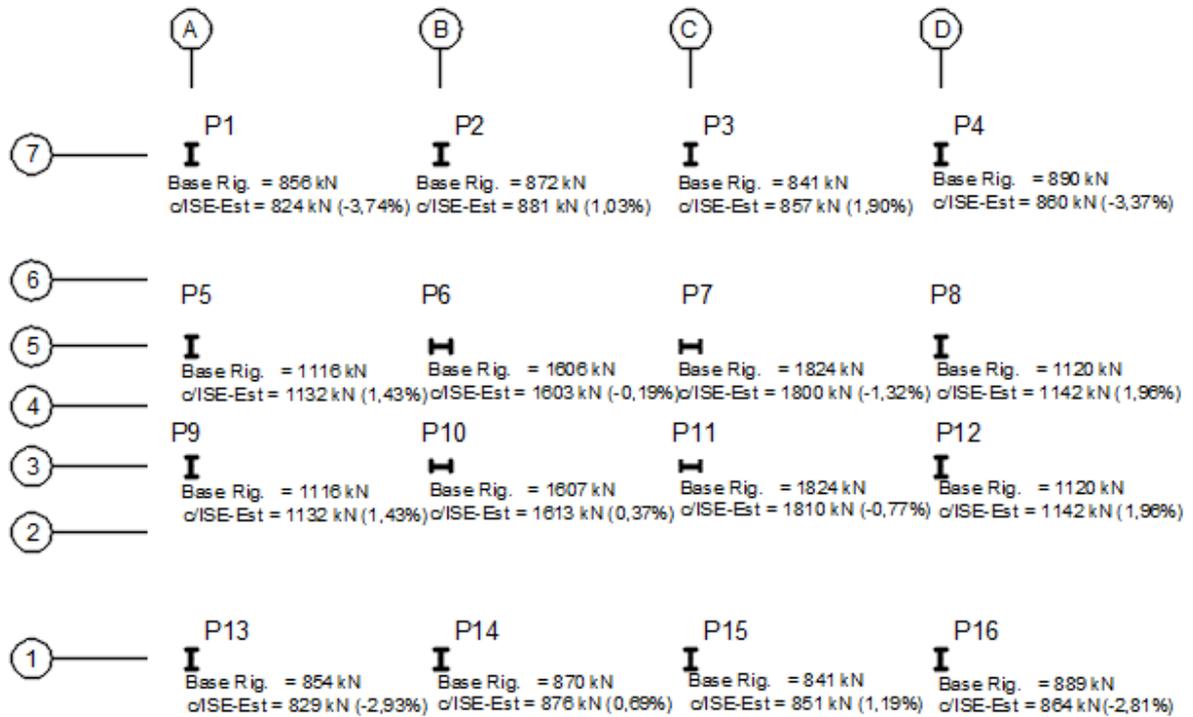
A Figura 62 apresenta a comparação entre as análises convencional e com consideração da ISE para os esforços de compressão axial na base dos pilares, em relação às ações do vento na direção “Y” da estrutura. A Figura 63 apresenta as mesmas comparações para a direção “X” da estrutura. Foram consideradas combinações relativas ao Estado Limite Último nas quais a ação de sobrecarga variável é a ação variável principal nas combinações.

Figura 62: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “Y” - 8 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Figura 63: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “X” - 8 Pav. Estacas

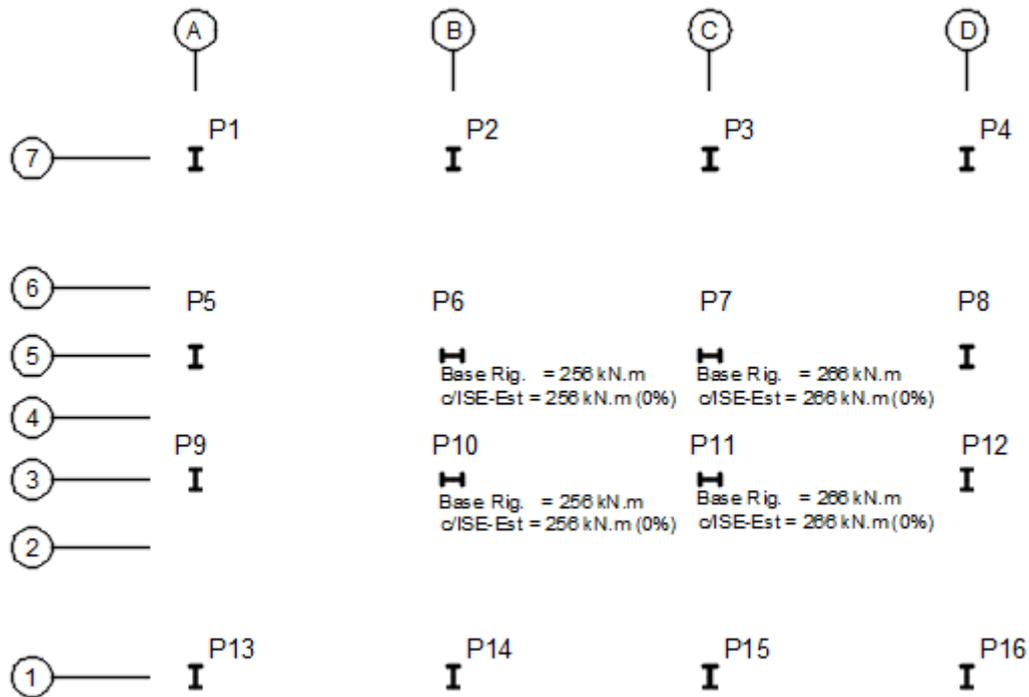


Fonte: Autor (2018)

A análise das Figuras 62 e 63 mostra que houve pouca variação dos esforços de compressão axial na base dos pilares para ambas as direções. A maior variação foi de 2,88% para a direção “Y” e 3,62% para a direção “X”. Para ambas as direções nota-se também pequenos alívios de esforço axial de compressão nos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11). Na direção “Y” nota-se uma redução no esforço axial de compressão dos pilares do eixo 1 e um aumento nos pilares do eixo 7, condizentes com a direção da ação do vento. Na direção “X”, nota-se uma redução nos pilares de extremidade (P1, P4, P13 e P16) e um aumento de compressão nos pilares laterais (P2, P3, P14 e P15).

A Figura 64 apresenta a comparação dos momentos fletores na base dos pilares que possuem ligação rígida com a fundação, considerando o vento na direção “X” da estrutura, ou seja, na direção dos pórticos rígidos. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 64: Comparação dos momentos fletores - Direção "X" - 8 Pav. Estacas



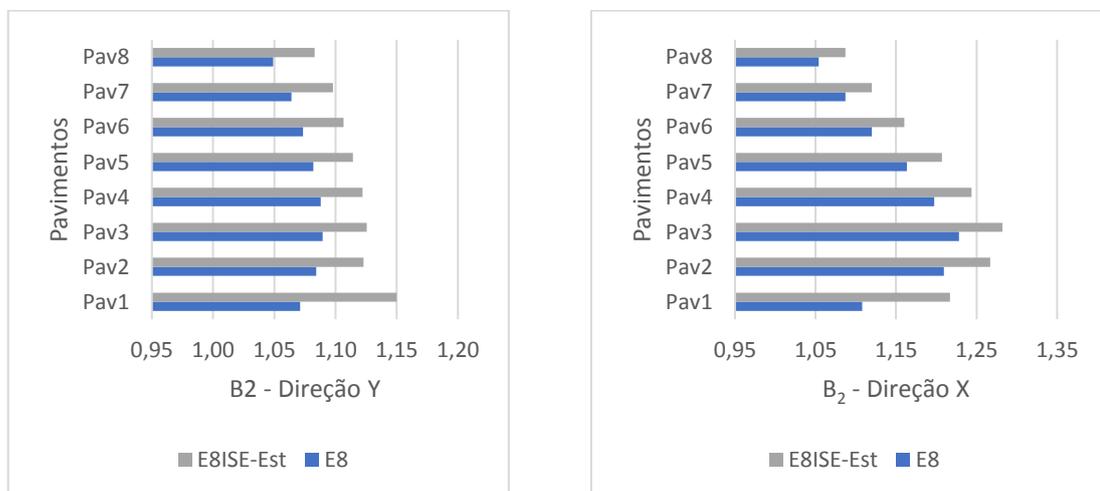
Fonte: Autor (2018)

Os momentos fletores não sofreram nenhuma alteração.

6.1.2.2 COEFICIENTE B₂

A Figura 65 apresenta a comparação do coeficiente B₂ de estabilidade global entre os modelos de 8 pavimentos analisados. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Tabela 65: Comparação dos coeficientes B₂ - 8 Pav. Estacas



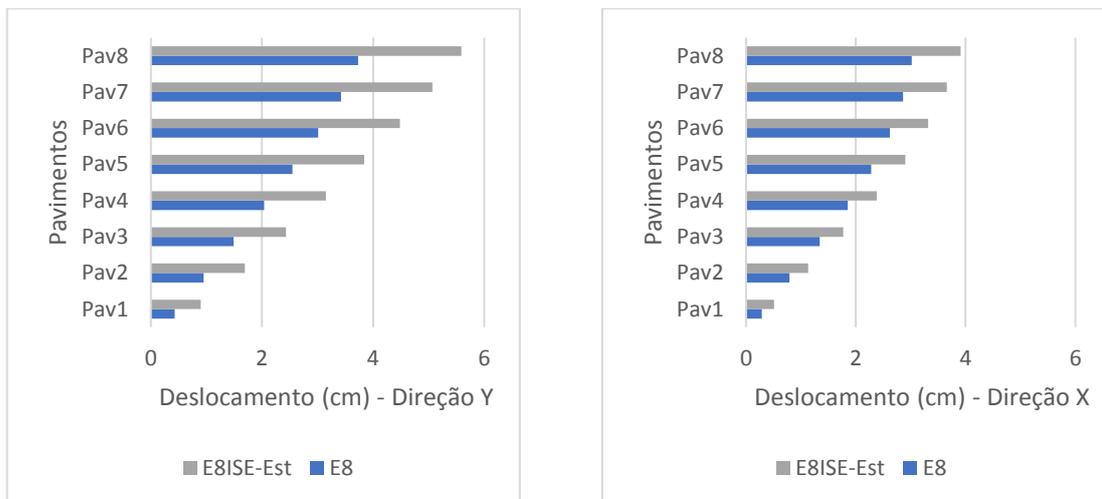
Fonte: Autor (2018)

A direção “Y” apresentou variações dos coeficientes B_2 menos significativas, onde o coeficiente passou de 1,07 para 1,15 (aumento de 1,70%) no primeiro pavimento e de 1,05 para 1,08 no último pavimento. O coeficiente na direção “X” apresentou maiores variações, onde passou de 1,11 para 1,21 (aumento de 9%) no primeiro pavimento e de 1,05 para 1,10 (aumento de 4,76%) no último pavimento. Nota-se que na direção “Y” houve uma mudança da classificação da estrutura em relação ao deslocamento, onde esta passou de pequena para média deslocabilidade, exigindo assim procedimentos de análise estrutural mais rigorosos quanto à consideração das imperfeições geométricas e de material.

6.1.2.3 DESLOCAMENTO LATERAL

A Figura 66 apresenta a comparação entre os deslocamentos laterais, para as duas direções da estrutura, de cada um dos pavimentos. Os deslocamentos foram obtidos para a combinação rara do Estado Limite de Serviço.

Figura 66: Comparação dos deslocamentos laterais - 8 Pav. Estacas



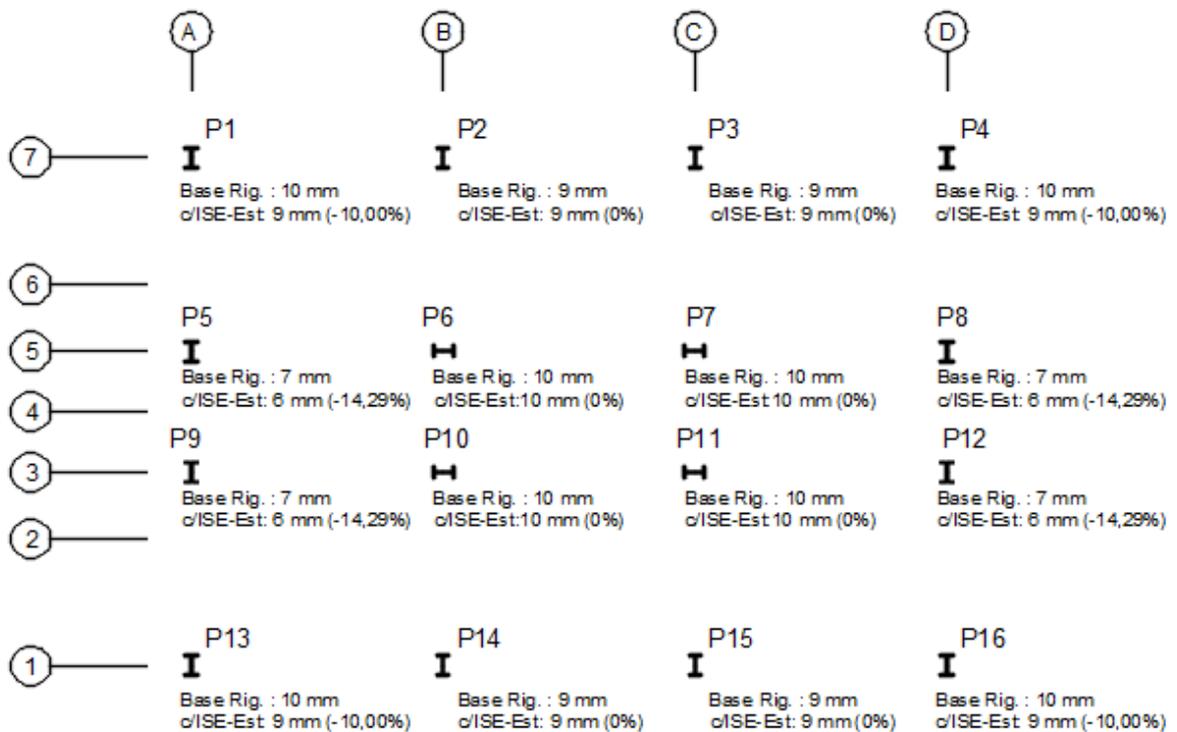
Fonte: Autor (2018)

Assim como para a estrutura de 4 pavimentos, os deslocamentos laterais também apresentaram variações bastante significativas. A direção “Y” apresentou variação de 49,86%, passando de 3,73 cm para 5,59 cm no topo da estrutura. A direção “X” apresentou uma variação de 29,4% no topo da estrutura, portanto um pouco menor do que na outra direção, passando de 3,02 cm para 3,91 cm. O limite de deslocamento lateral para a estrutura de 8 pavimentos, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) que é de 5,8 cm, portanto este limite não foi ultrapassado após as análises considerando a ISE.

6.1.2.4 RECALQUES

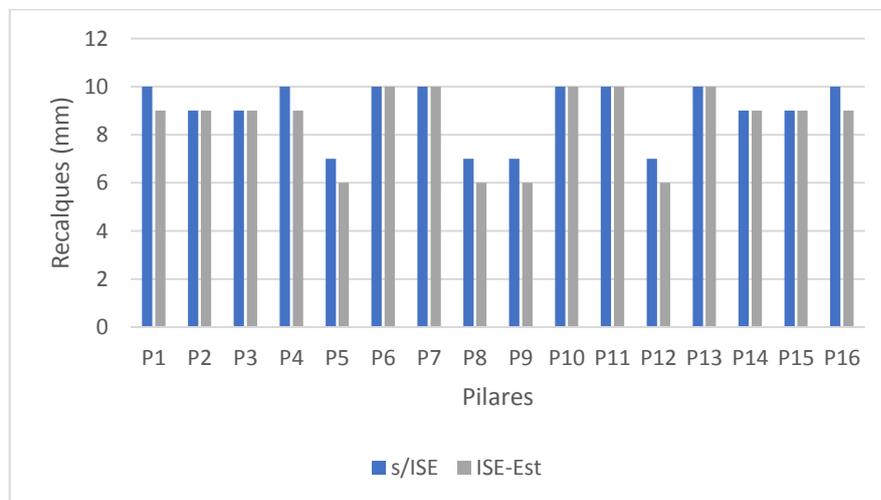
A Figura 67 apresenta a comparação em planta entre os recalques iniciais (obtidos para a análise convencional considerando o tipo de fundação) e os recalques finais da fundação (obtidos após o processo iterativo). A Figura 68 apresenta a mesma comparação no formato de gráfico de colunas. Os recalques foram obtidos considerando a envoltória de combinações.

Figura 67: Comparação em planta dos recalques por estaca de pilar - 8 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Figura 68: Comparação em gráfico dos recalques por pilar - 8 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Conforme esperado, não houve variação significativa nos recalques para fundações profundas. Nota-se que alguns pilares sofreram variação de 1 mm no recalque.

6.1.2.5 COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL

A Tabela 25 apresenta os coeficientes de reação vertical (CRV) para a fundação profunda. Os CRVs apresentados na Tabela 25 representam o quociente entre o esforço axial de compressão no pilar e o deslocamento total da fundação considerada (recalque).

Tabela 25 - Coeficientes de Reação Vertical - 8 Pav. Estacas

PILAR	Fundação profunda (kN.m)
P1	92276
P2	97008
P3	94719
P4	92171
P5	233176
P6	178428
P7	178428
P8	233176
P9	233176
P10	177069
P11	178428
P12	233176
P13	92067
P14	94607
P15	94719
P16	92067

Fonte: Autor (2018)

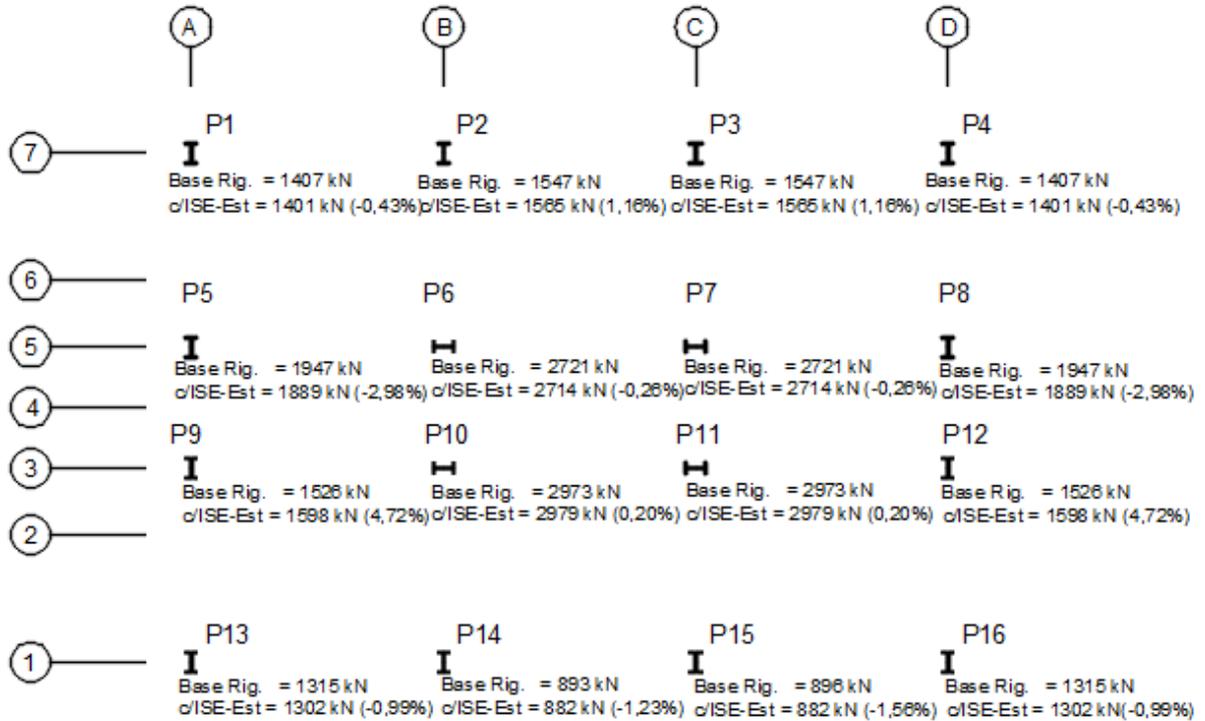
6.1.3 COMPARAÇÕES PARA A ESTRUTURA DE 12 PAVIMENTOS

6.1.3.1 ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL E MOMENTOS FLETORES

A Figura 69 apresenta a comparação entre as análises convencional e com consideração da ISE para os esforços de compressão axial na base dos pilares, em relação às ações do vento na direção “Y” da estrutura. A Figura 70 apresenta as mesmas comparações para a direção “X” da estrutura. Foram consideradas combinações relativas ao

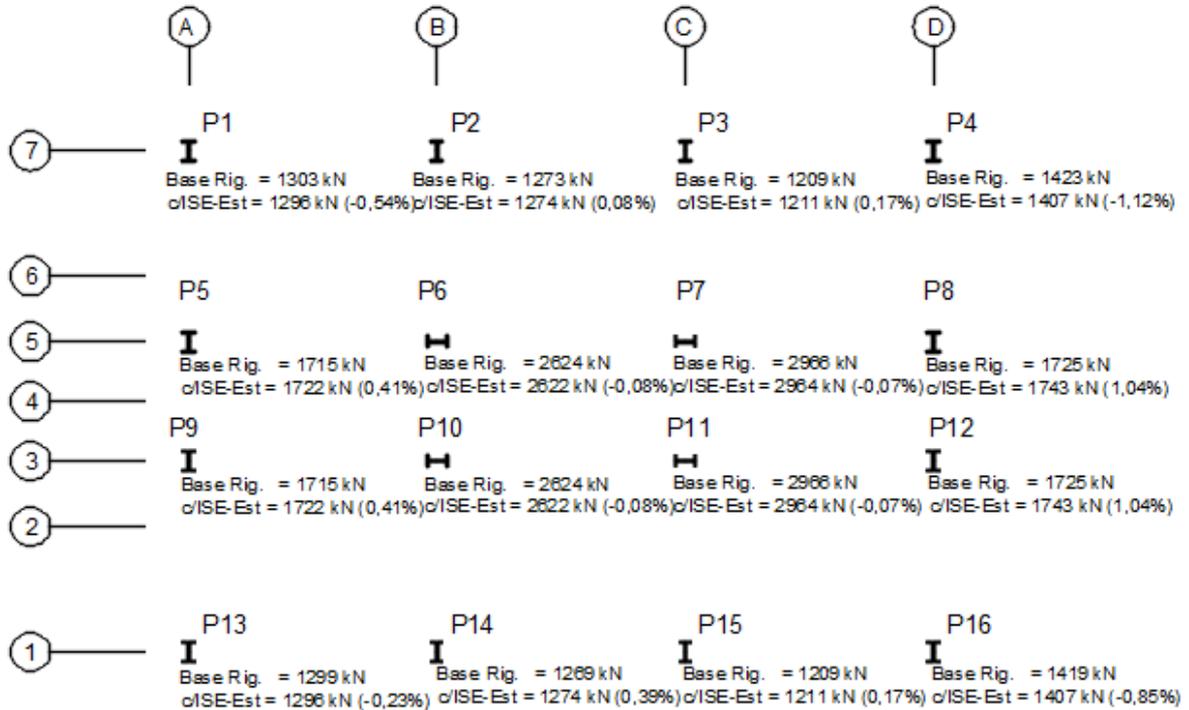
Estado Limite Último nas quais a ação de sobrecarga variável é a ação variável principal nas combinações.

Figura 69: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “Y” - 12 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Figura 70: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “X” - 12 Pav. Estacas

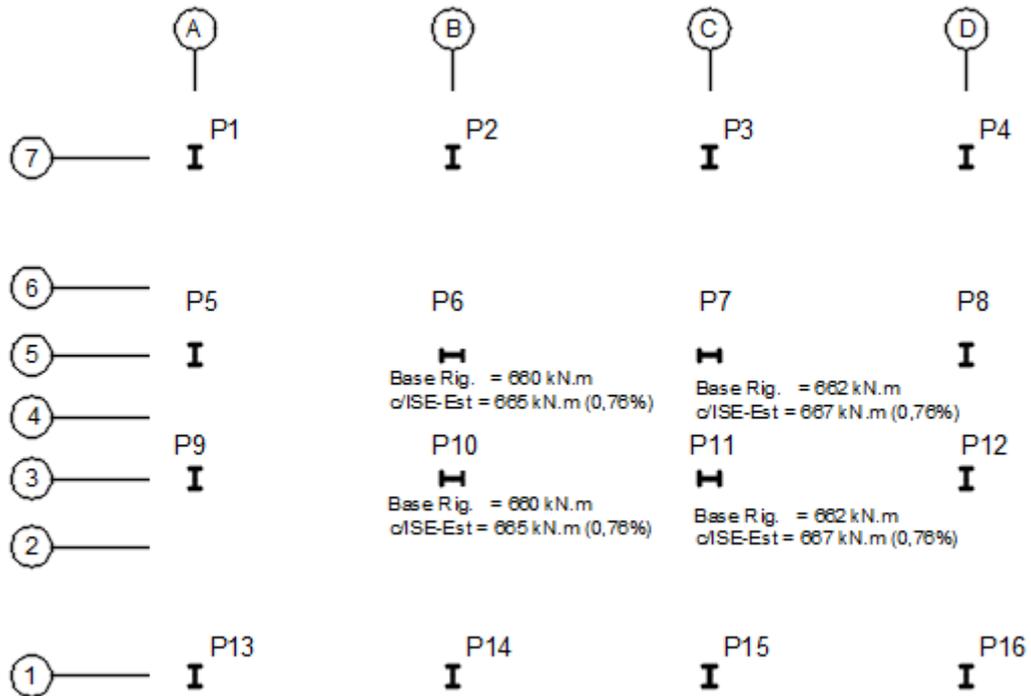


Fonte: Autor (2018)

A variação dos esforços de compressão axial não apresentou valores significativos, sendo que a maior variação foi de 2,98% para a direção “Y”. A direção “X” teve como maior variação 1,12%. A característica de alívio dos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11) também foi notada para a estrutura de 12 pavimentos, para os dois lados considerados. Os demais pilares apresentaram pequenas variações.

A Figura 71 apresenta a comparação dos momentos fletores na base dos pilares que possuem ligação rígida com a fundação, considerando o vento na direção “X” da estrutura, ou seja, na direção dos pórticos rígidos. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 71: Comparação dos momentos fletores - Direção “X” - 12 Pav. Estacas

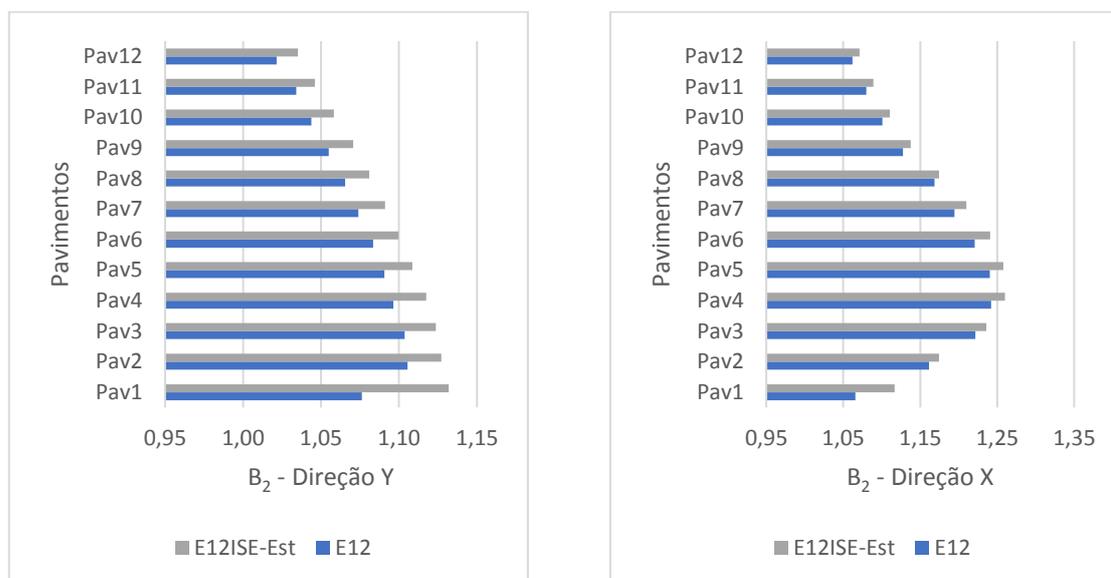


Fonte: Autor (2018)

Para a estrutura de 12 pavimentos foi notada uma pequena variação dos momentos fletores, menos de 1%.

6.1.3.2 COEFICIENTE B_2

A Figura 72 apresenta a comparação do coeficiente B_2 de estabilidade global entre os modelos de 12 pavimentos analisados. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

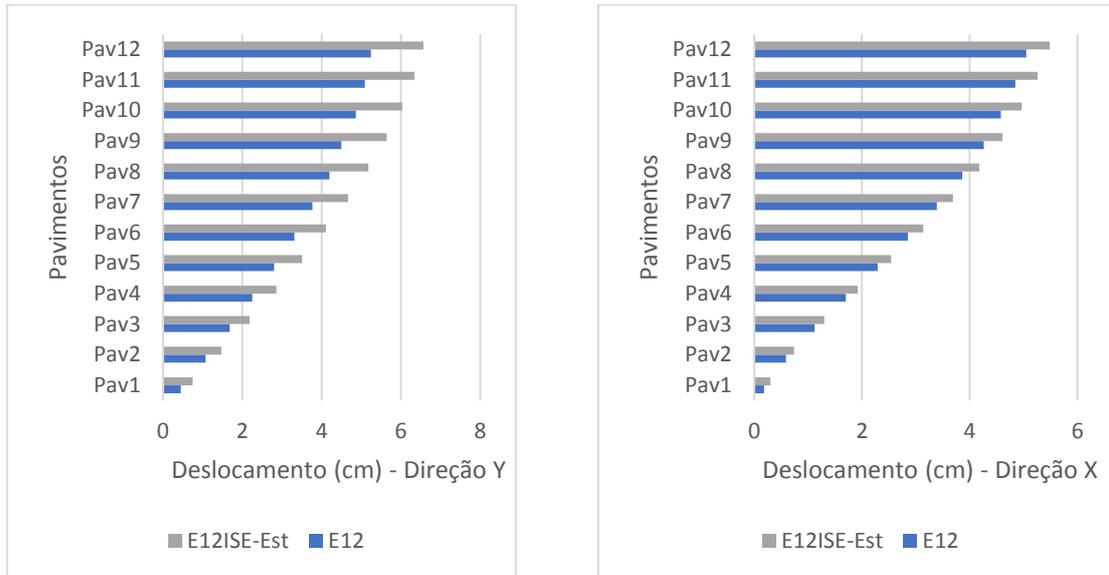
Figura 72: Comparação dos coeficientes B_2 - 12 Pav. Estacas

Fonte: Autor (2018)

Para a direção “Y” a variação do coeficiente B_2 no primeiro pavimento foi de 7,40%, passando de 1,08 para 1,16 e de 3,40% no último pavimento, onde este passou de 1,02 para 1,05. Para a direção “X” o coeficiente B_2 sofreu, no primeiro pavimento, uma variação de 6,19%, passando de 1,07 para 1,13 e, no topo da estrutura, sofreu uma variação de 1,90%, passando de 1,06 para 1,08. Nota-se que, para ambos os lados, houve mudança da classificação da estrutura em relação à deslocabilidade, onde esta passou de pequena para média deslocabilidade, onde haveria a necessidade de uma análise estrutural mais rigorosa.

6.1.3.3 DESLOCAMENTO LATERAL

A Figura 73 apresenta a comparação entre os deslocamentos laterais, para as duas direções da estrutura, de cada um dos pavimentos. Os deslocamentos foram obtidos para a combinação rara do Estado Limite de Serviço.

Figura 73: Comparação dos deslocamentos laterais - 12 Pav. Estacas

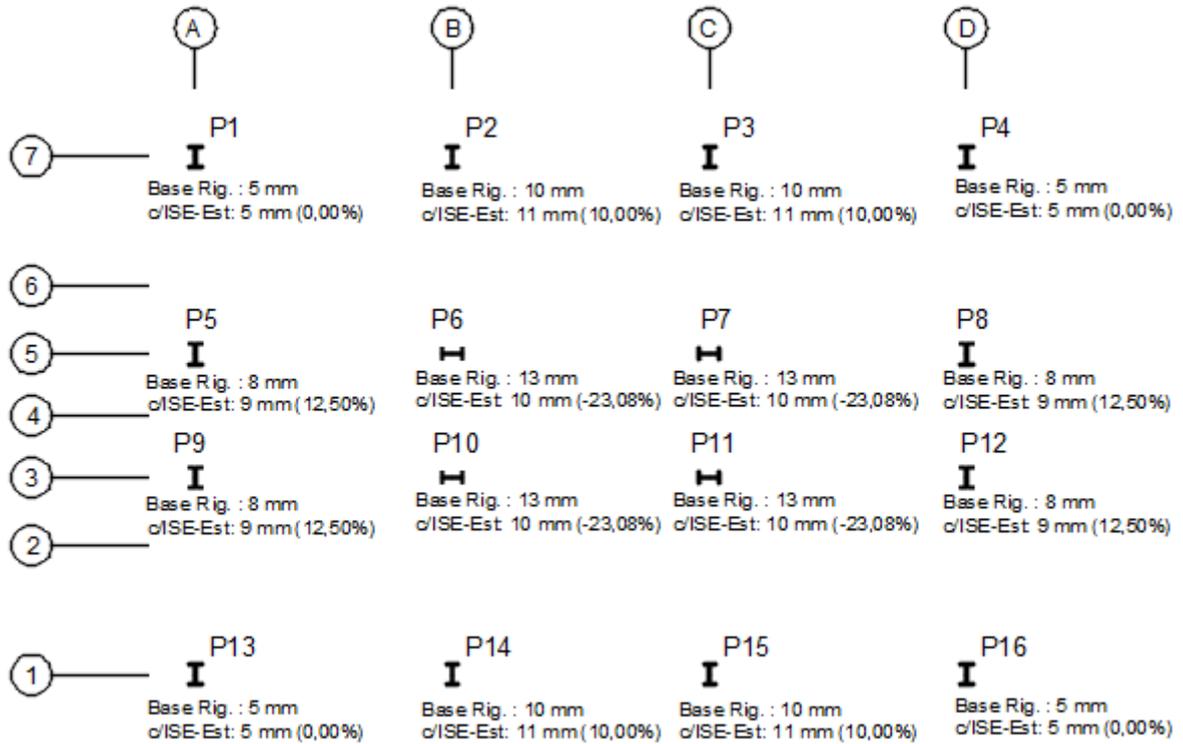
Fonte: Autor (2018)

Os deslocamentos laterais apresentaram variações bastante significativas. Os deslocamentos na direção “Y” apresentaram variações de 51,72% no topo da estrutura (passando de 5,24 cm para 7,95 cm) e de 93,33% no primeiro pavimento (passando de 0,45 cm para 0,87 cm). Os deslocamentos na direção “X” apresentaram variações menores, sendo de 17,43% no topo da estrutura (passando de 5,05 cm para 5,93 cm) e de 88,89% no primeiro pavimento (passando de 0,34 cm para 0,18 cm). Os deslocamentos laterais considerando a ISE ficaram abaixo do deslocamento lateral limite máximo para a estrutura de 12 pavimentos (8,7 cm), em relação ao topo da estrutura.

6.1.3.4 RECALQUES

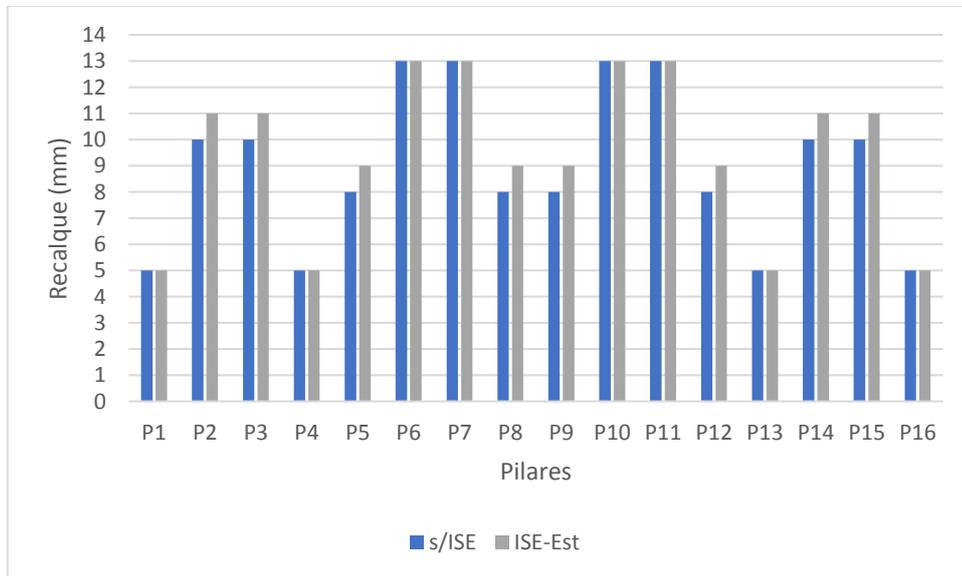
A Figura 74 apresenta a comparação em planta entre os recalques iniciais (obtidos para a análise convencional considerando o tipo de fundação) e os recalques finais da fundação (obtidos após o processo iterativo). A Figura 75 apresenta a mesma comparação no formato de gráfico de colunas. Os recalques foram obtidos considerando a envoltória de combinações.

Figura 74: Comparação em planta dos recalques por pilar - 12 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Figura 75: Comparação em gráfico dos recalques por pilar - 12 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Conforme esperado, não houve variação significativa nos recalques.

6.1.3.5 COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL

A Tabela 26 apresenta os coeficientes de reação vertical (CRV) para a fundação profunda. Os CRVs apresentados na Tabela 26 representam o quociente entre o esforço axial de compressão no pilar e o deslocamento total da fundação considerada (recalque).

Tabela 26 - Coeficientes de Reação Vertical - 12 Pav. Estacas

PILAR	Fundação profunda (kN.m)
P1	254865
P2	135064
P3	135064
P4	254865
P5	216778
P6	308248
P7	314271
P8	216778
P9	216889
P10	308248
P11	314166
P12	216889
P13	254658
P14	134585
P15	135064
P16	254451

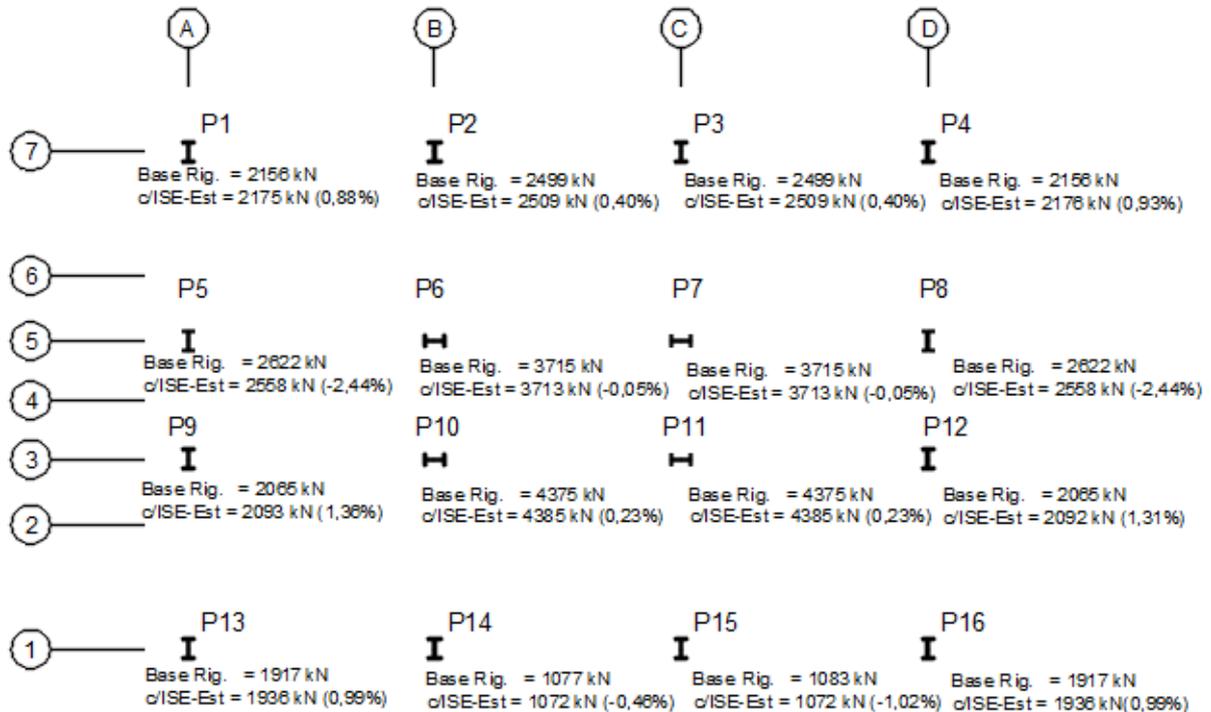
Fonte: Autor (2018)

6.1.4 COMPARAÇÕES PARA A ESTRUTURA DE 16 PAVIMENTOS

6.1.4.1 ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL E MOMENTOS FLETORES

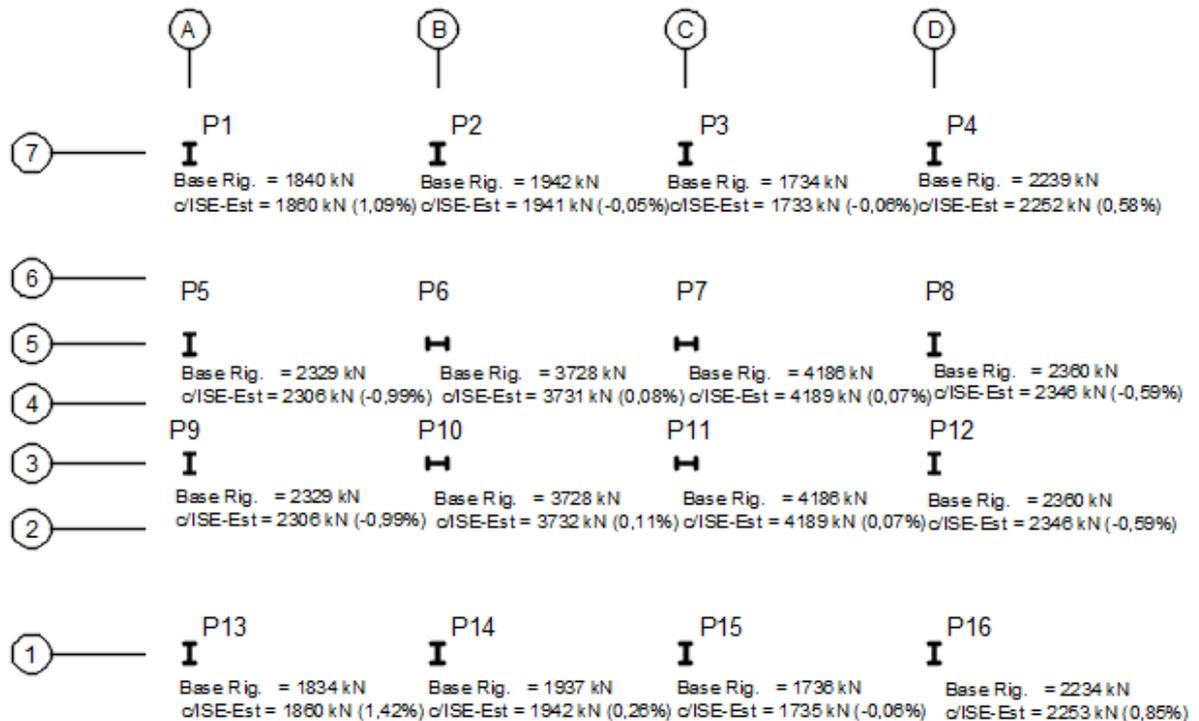
A Figura 76 apresenta a comparação entre as análises convencional e com consideração da ISE para os esforços de compressão axial na base dos pilares, em relação às ações do vento na direção “Y” da estrutura. A Figura 77 apresenta as mesmas comparações para a direção “X” da estrutura. Foram consideradas combinações relativas ao Estado Limite Último nas quais a ação de sobrecarga variável é a ação variável principal nas combinações.

Figura 76: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “Y” - 16 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Figura 77: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “X” - 16 Pav. Estacas

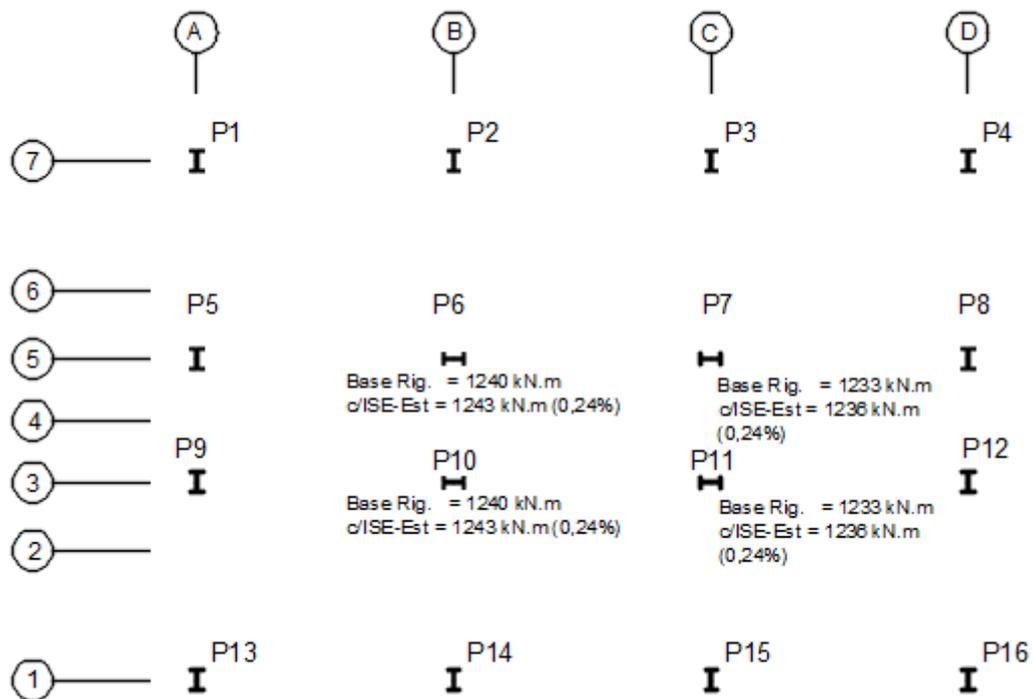


Fonte: Autor (2018)

A análise das Figuras 76 e 77 mostra que houve pouca variação dos esforços de compressão axial na base dos pilares para ambas as direções. A maior variação foi de 2,44% para a direção “Y” e 1,42% para a direção “X”. Para ambas as direções nota-se também pequenas reduções de esforços axiais de compressão nos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11).

A Figura 78 apresenta a comparação dos momentos fletores na base dos pilares que possuem ligação rígida com a fundação, considerando o vento na direção “X” da estrutura, ou seja, na direção dos pórticos rígidos. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 78: Comparação dos momentos fletores - Direção “X” - 16 Pav. Estacas



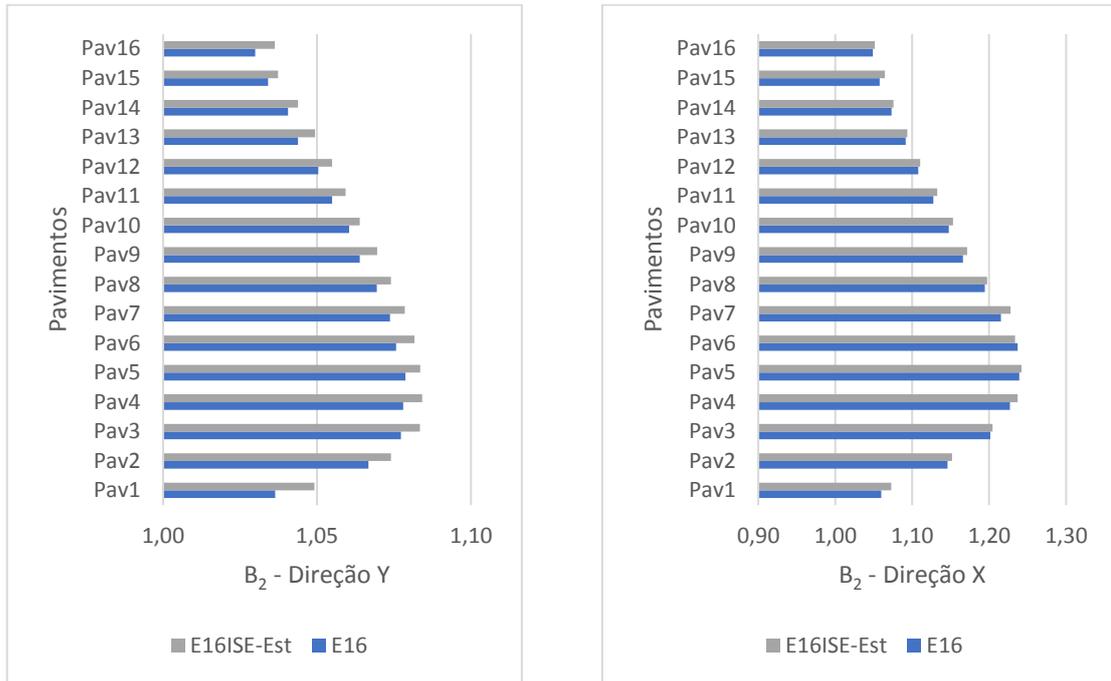
Fonte: Autor (2018)

Os momentos fletores sofreram variações pouco significativas.

6.1.4.2 COEFICIENTE B_2

A Figura 79 apresenta a comparação do coeficiente B_2 de estabilidade global entre os modelos de 16 pavimentos analisados. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 79: Comparação do coeficiente B_2 - 16 Pav. Estacas

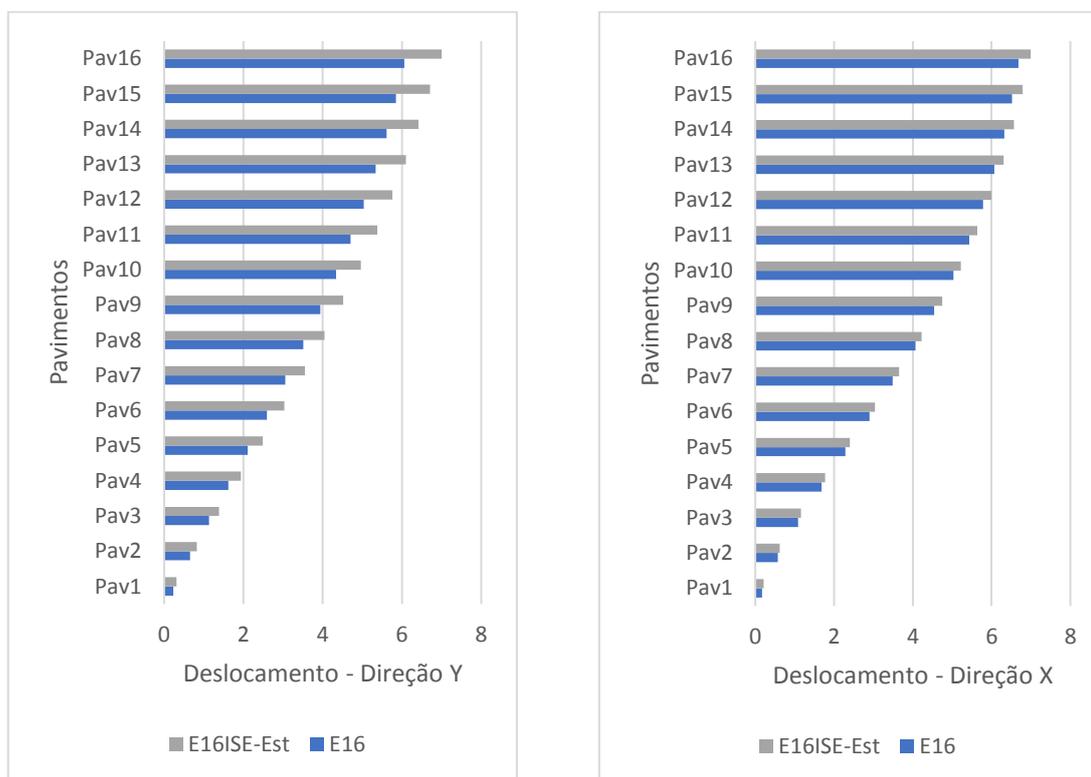


Fonte: Autor (2018)

A direção “Y” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 0,96%, passando de 1,04 para 1,05 e de 0,97% no último pavimento, onde este passou de 1,03 para 1,04. A direção “X” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 0,94%, passando de 1,06 para 1,07 e de 0,97% no último pavimento, onde este passou de 1,03 para 1,04. Não houve mudança da classificação da estrutura em relação à deslocabilidade.

6.1.4.3 DESLOCAMENTO LATERAL

A Figura 80 apresenta a comparação entre os deslocamentos laterais, para as duas direções da estrutura, de cada um dos pavimentos. Os deslocamentos foram obtidos para a combinação rara do Estado Limite de Serviço.

Figura 80: Comparação dos deslocamentos laterais - 16 Pav. Estacas

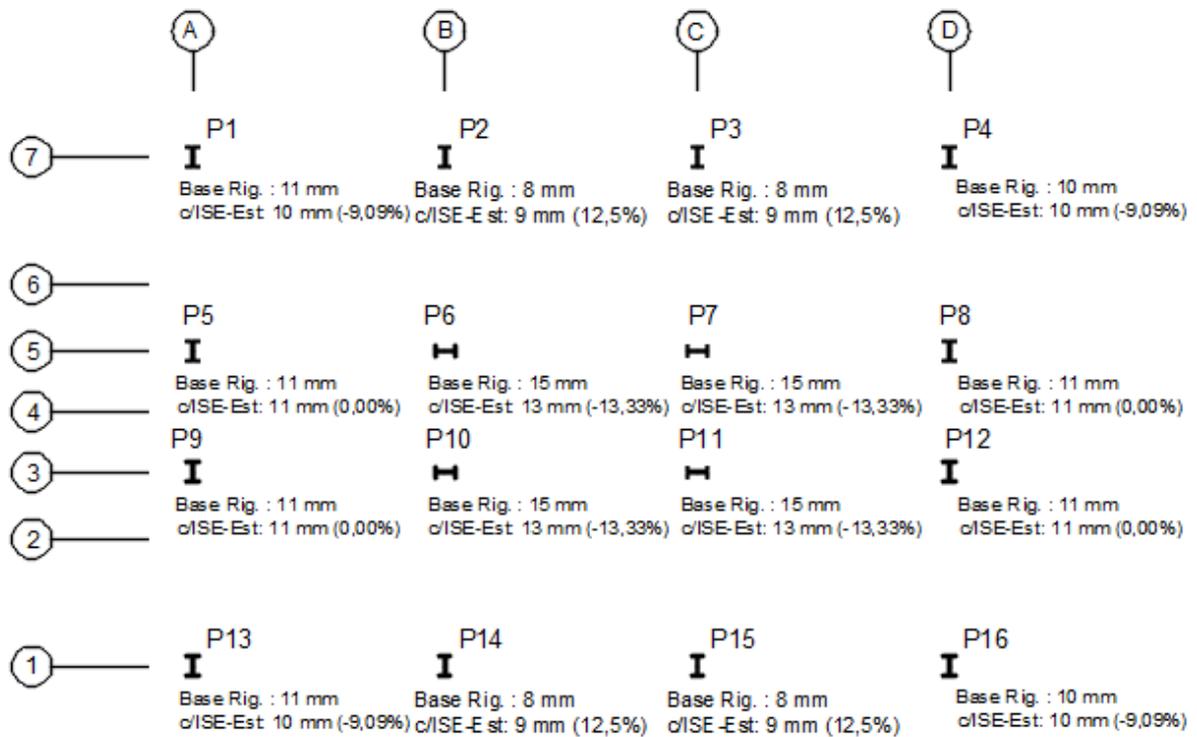
Fonte: Autor (2018)

Os deslocamentos na direção “Y” apresentaram variações de 15,51% no topo da estrutura (passando de 6,06 cm para 7,00 cm) e de 34,78% no primeiro pavimento (passando de 0,23 cm para 0,31 cm). Os deslocamentos na direção “X” apresentaram variações menores, sendo de 4,64% no topo da estrutura (passando de 6,68 cm para 6,99 cm) e de 23,53% no primeiro pavimento (passando de 0,17 cm para 0,21 cm). Os deslocamentos laterais considerando a ISE ficaram abaixo do deslocamento lateral limite máximo para a estrutura de 16 pavimentos (11,6 cm), em relação ao topo da estrutura.

6.1.4.4 RECALQUES

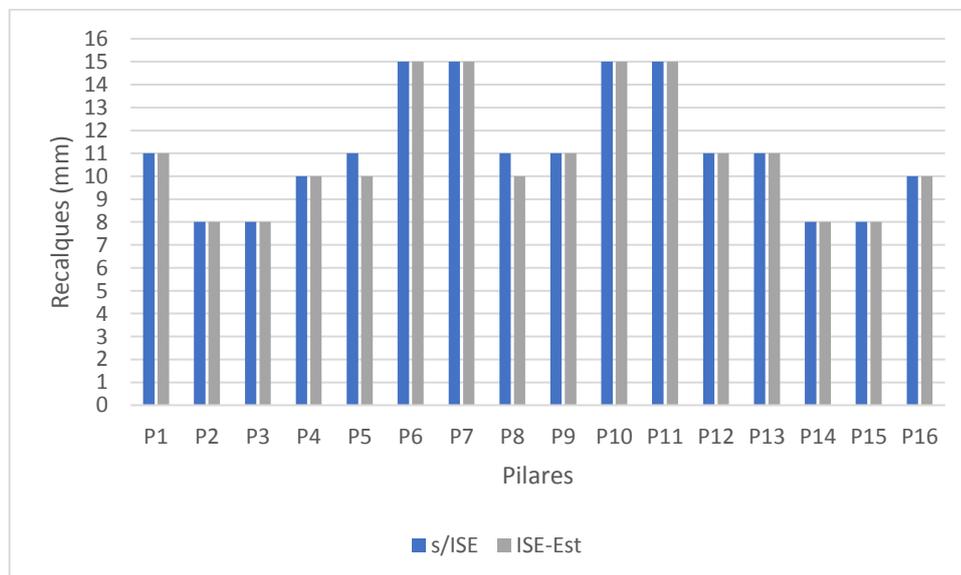
A Figura 81 apresenta a comparação em planta entre os recalques iniciais (obtidos para a análise convencional considerando o tipo de fundação) e os recalques finais da fundação (obtidos após o processo iterativo). A Figura 82 apresenta a mesma comparação no formato de gráfico de colunas. Os recalques foram obtidos considerando a envoltória de combinações.

Figura 81: Comparação em planta dos recalques por pilar - 16 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Figura 82: Comparação em gráfico dos recalques por pilar - 16 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Assim como as demais estruturas, não houve variação significativa dos recalques.

6.1.4.5 COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL

A Tabela 27 apresenta os coeficientes de reação vertical (CRV) para a fundação profunda. Os CRVs apresentados na Tabela 27 representam o quociente entre o esforço axial de compressão no pilar e o deslocamento total da fundação considerada (recalque).

Tabela 27 - Coeficientes de Reação Vertical - 16 Pav. Estacas

PILAR	Fundação profunda (kN.m)
P1	217686
P2	318625
P3	317875
P4	223500
P5	215455
P6	324417
P7	324417
P8	215455
P9	215182
P10	324829
P11	324829
P12	215182
P13	218156
P14	317250
P15	317250
P16	223992

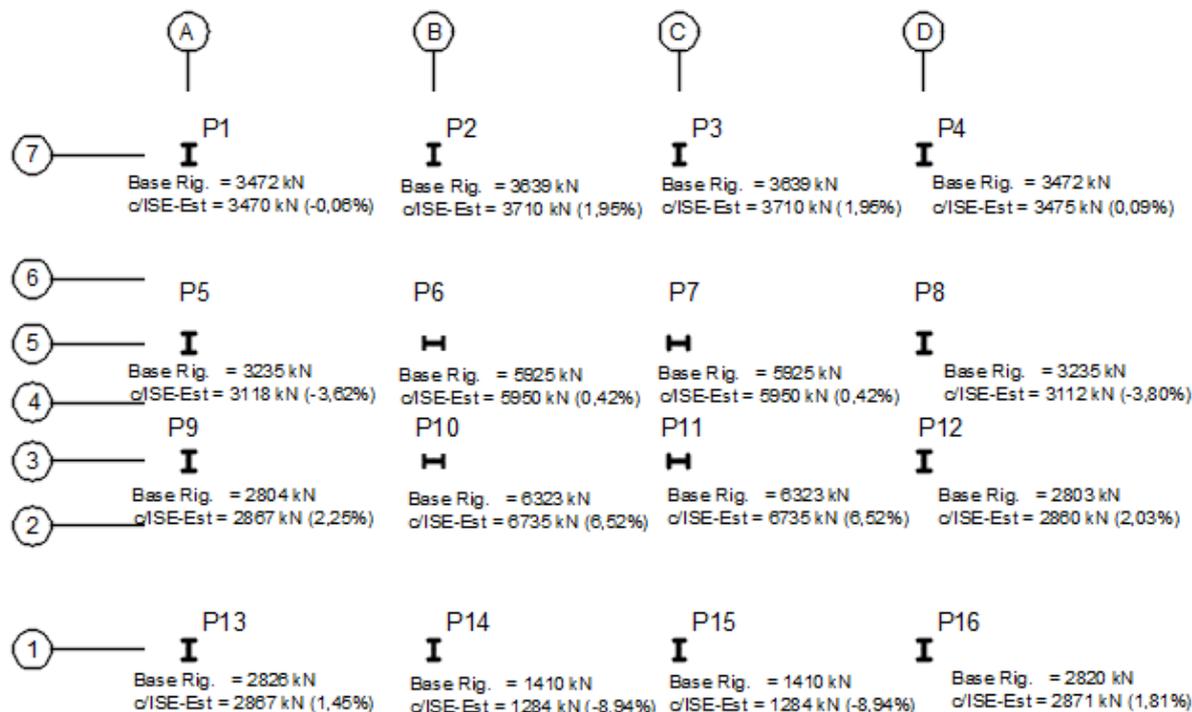
Fonte: Autor (2018)

6.1.5 COMPARAÇÕES PARA A ESTRUTURA DE 20 PAVIMENTOS

6.1.5.1 ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL E MOMENTOS FLETORES

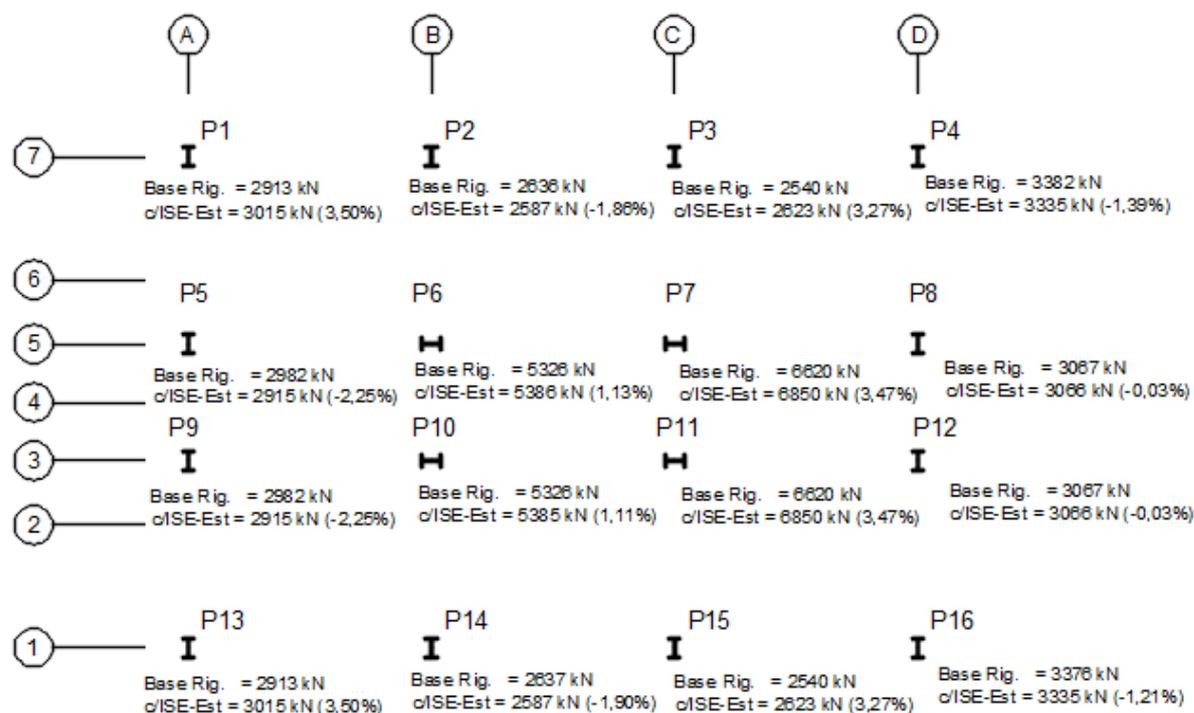
A Figura 83 apresenta a comparação entre as análises convencional e com consideração da ISE para os esforços de compressão axial na base dos pilares, em relação às ações do vento na direção “Y” da estrutura. A Figura 84 apresenta as mesmas comparações para a direção “X” da estrutura. Foram consideradas combinações relativas ao Estado Limite Último nas quais a ação de sobrecarga variável é a ação variável principal nas combinações.

Figura 83: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “Y” - 20 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Figura 84: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “X” - 20 Pav. Estacas



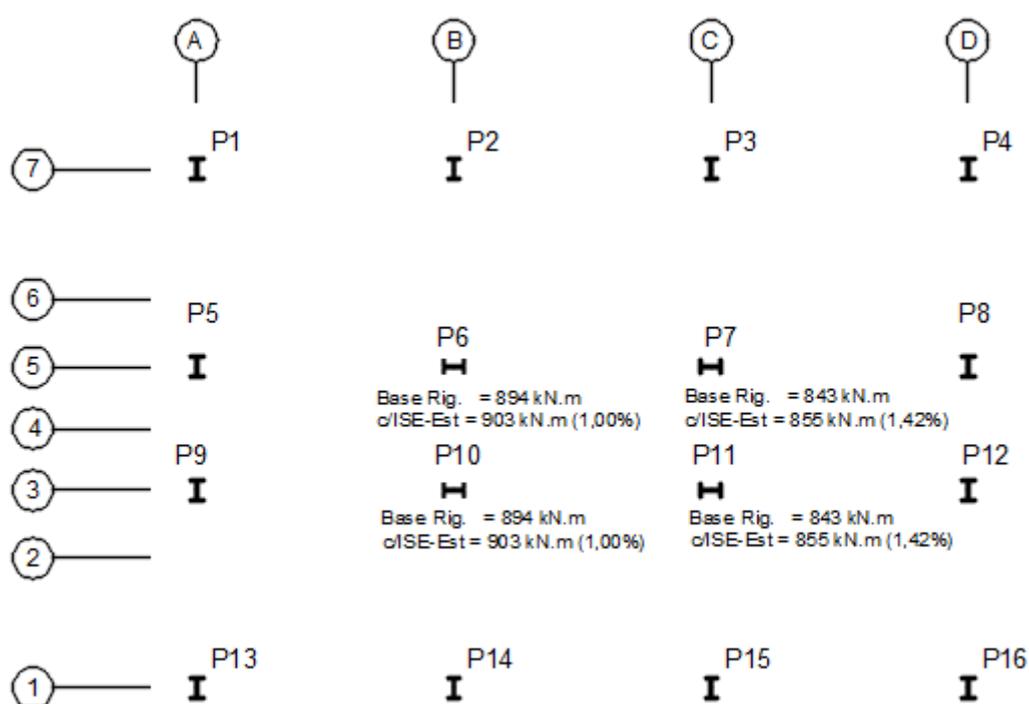
Fonte: Autor (2018)

A análise das Figuras 83 e 84 mostra que houve pouca variação dos esforços de compressão axial na base dos pilares para ambas as direções. A maior variação foi de 3,80%

para a direção “Y” e 3,50% para a direção “X”. Para ambas as direções nota-se também pequenas reduções de esforços axiais de compressão nos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11).

A Figura 85 apresenta a comparação dos momentos fletores na base dos pilares que possuem ligação rígida com a fundação, considerando o vento na direção “X” da estrutura, ou seja, na direção dos pórticos rígidos. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 85: Comparação dos momentos fletores - Direção “X” - 20 Pav. Estacas



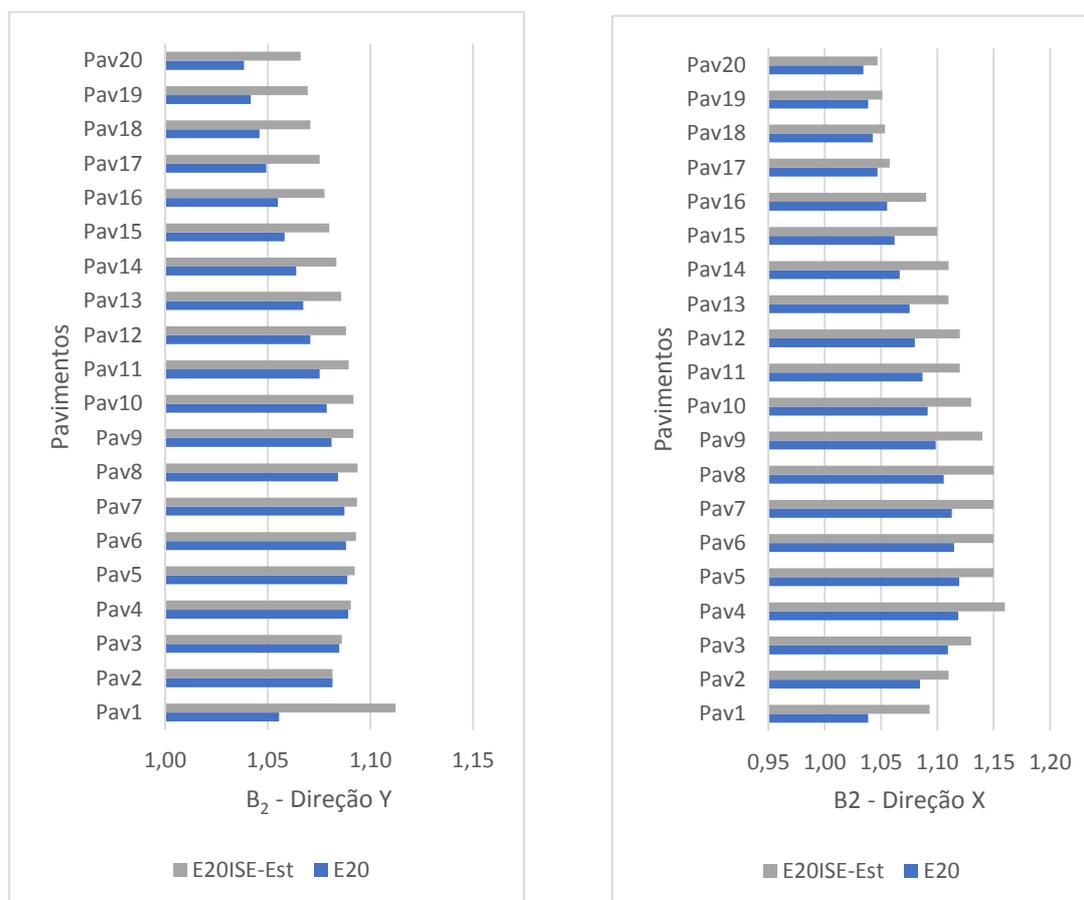
Fonte: Autor (2018)

Os momentos fletores na base dos pilares P6 e P14 apresentaram variação de 1%, passando de 894 kN.m para 903 kN.m. Já os momentos fletores na base dos pilares P7 e P11 apresentaram variação de 1,42%, passando de 843 kN.m para 855 kN.m.

6.1.5.2 COEFICIENTE B_2

A Figura 86 apresenta a comparação do coeficiente B_2 de estabilidade global entre os modelos de 20 pavimentos analisados. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 86: Comparação do coeficiente B_2 - 20 Pav. Estacas

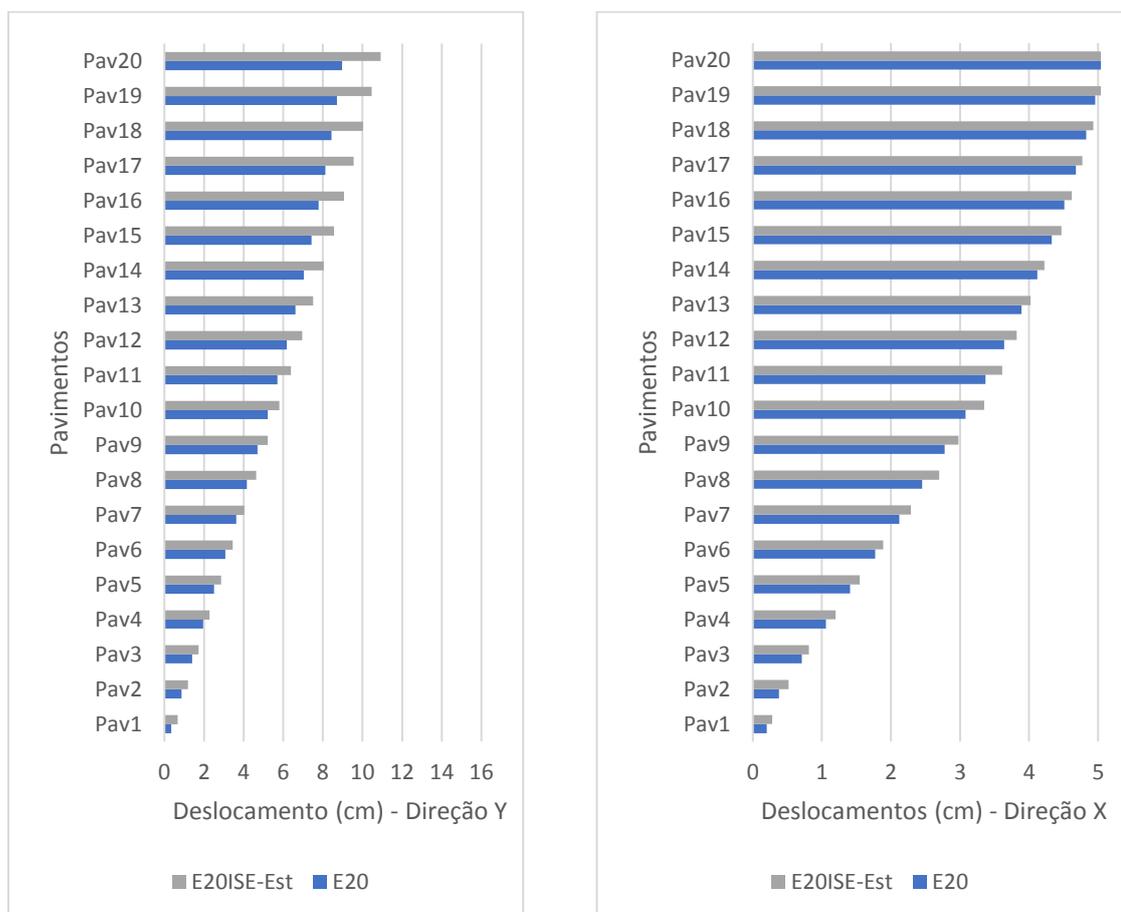


Fonte: Autor (2018)

A direção “Y” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 4,71%, passando de 1,06 para 1,11 e de 2,88% no último pavimento, onde este passou de 1,04 para 1,07. A direção “X” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 4,80%, passando de 1,04 para 1,09 e de 1,94% no último pavimento, onde este passou de 1,03 para 1,05. Houve mudança da classificação da estrutura em relação à deslocabilidade, no pavimento 10 da direção “X”, o coeficiente passou de 1,09 para 1,13, assim como em vários outros ao longo da altura da estrutura. Portanto a consideração da ISE provocou uma mudança da classificação de pequena para média deslocabilidade. Na direção “Y” não houve mudança de classificação para nenhum pavimento.

6.1.5.3 DESLOCAMENTO LATERAL

A Figura 87 apresenta a comparação entre os deslocamentos laterais, para as duas direções da estrutura, de cada um dos pavimentos. Os deslocamentos foram obtidos para a combinação rara do Estado Limite de Serviço.

Figura 87: Comparação dos deslocamentos laterais - 20 Pav. Estacas

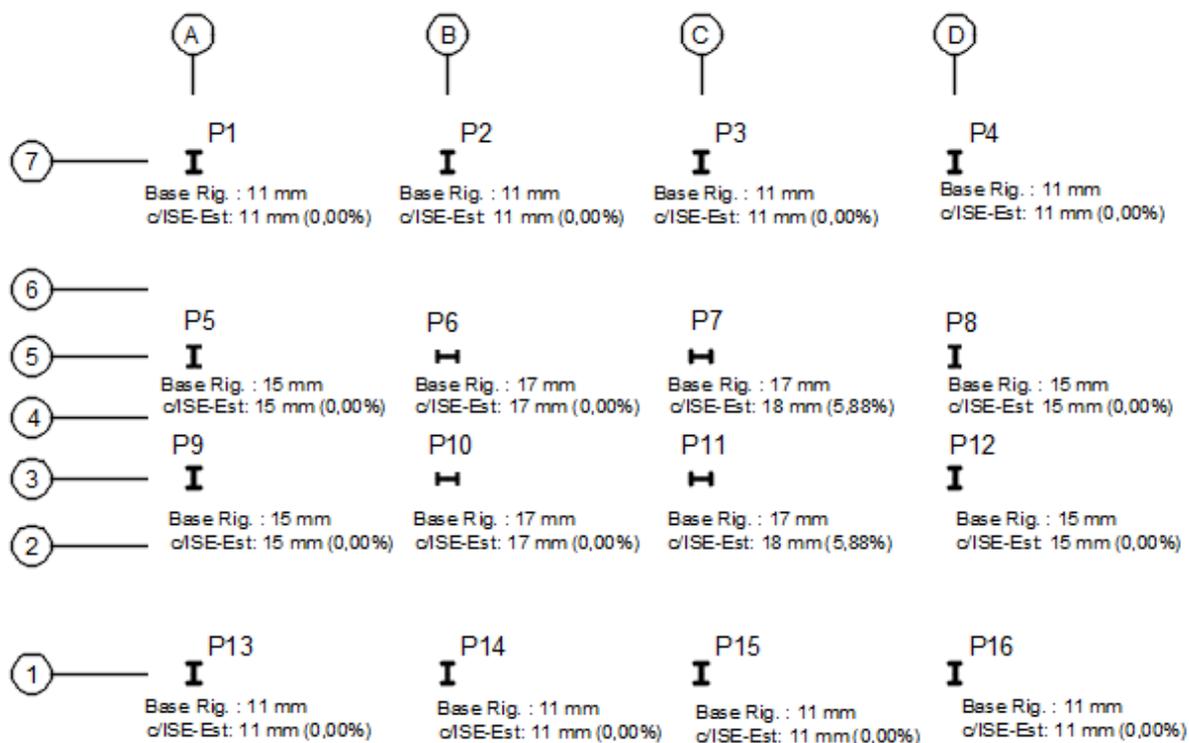
Fonte: Autor (2018)

Os deslocamentos na direção “Y” apresentaram variações de 21,63% no topo da estrutura (passando de 8,97 cm para 10,91 cm) e de 48,98% no primeiro pavimento (passando de 0,45 cm para 0,67 cm). Os deslocamentos na direção “X” apresentaram variações menores, sendo de 4,64% no topo da estrutura (passando de 6,68 cm para 6,99 cm) e de 23,53% no primeiro pavimento (passando de 0,17 cm para 0,21 cm). Os deslocamentos laterais considerando a ISE ficaram abaixo do deslocamento lateral limite máximo para a estrutura de 16 pavimentos (11,6 cm), em relação ao topo da estrutura.

6.1.5.4 RECALQUES

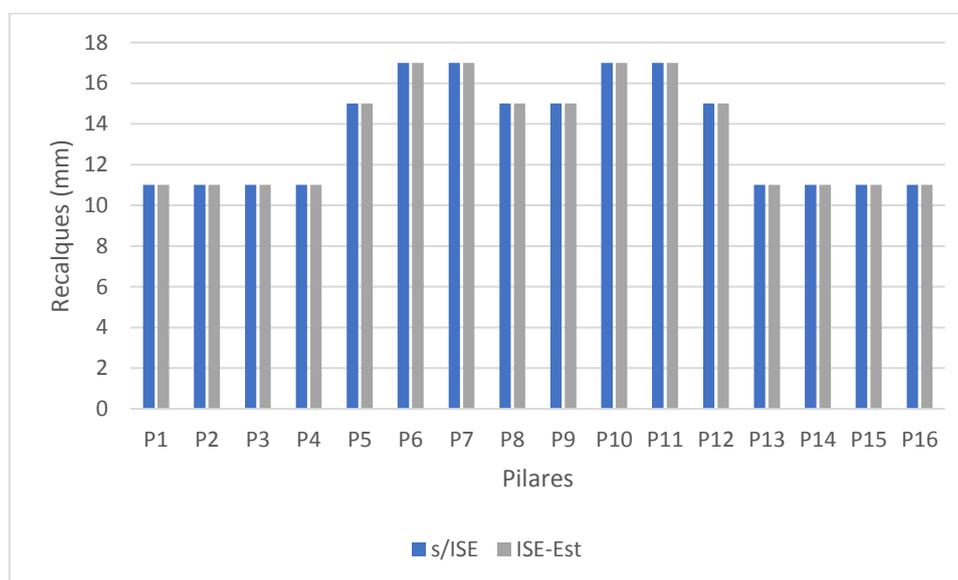
A Figura 88 apresenta a comparação em planta entre os recalques iniciais (obtidos para a análise convencional considerando o tipo de fundação) e os recalques finais da fundação (obtidos após o processo iterativo). A Figura 89 apresenta a mesma comparação no formato de gráfico de colunas. Os recalques foram obtidos considerando a envoltória de combinações.

Figura 88: Comparação em planta dos recalques por estaca de pilar - 20 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Figura 89: Comparação em gráficos dos recalques por pilar - 20 Pav. Estacas



Fonte: Autor (2018)

Os recalques não apresentaram variações significativas.

6.1.5.5 COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL

A Tabela 28 apresenta os coeficientes de reação vertical (CRV) para a fundação profunda. Os CRVs apresentados na Tabela 28 representam o quociente entre o esforço axial de compressão no pilar e o deslocamento total da fundação considerada (recalque).

Tabela 28 - Coeficientes de Reação Vertical - 20 Pav. Estacas

PILAR	Fundação profunda (kN.m)
P1	267701
P2	273649
P3	273649
P4	267609
P5	231329
P6	440556
P7	456895
P8	231396
P9	231396
P10	440556
P11	456895
P12	231396
P13	267701
P14	273649
P15	273649
P16	267336

Fonte: Autor (2018)

6.2 RESULTADOS PARA FUNDAÇÃO RASA

A seguir são apresentados os resultados obtidos para as estruturas analisadas sobre fundação rasa do tipo sapatas.

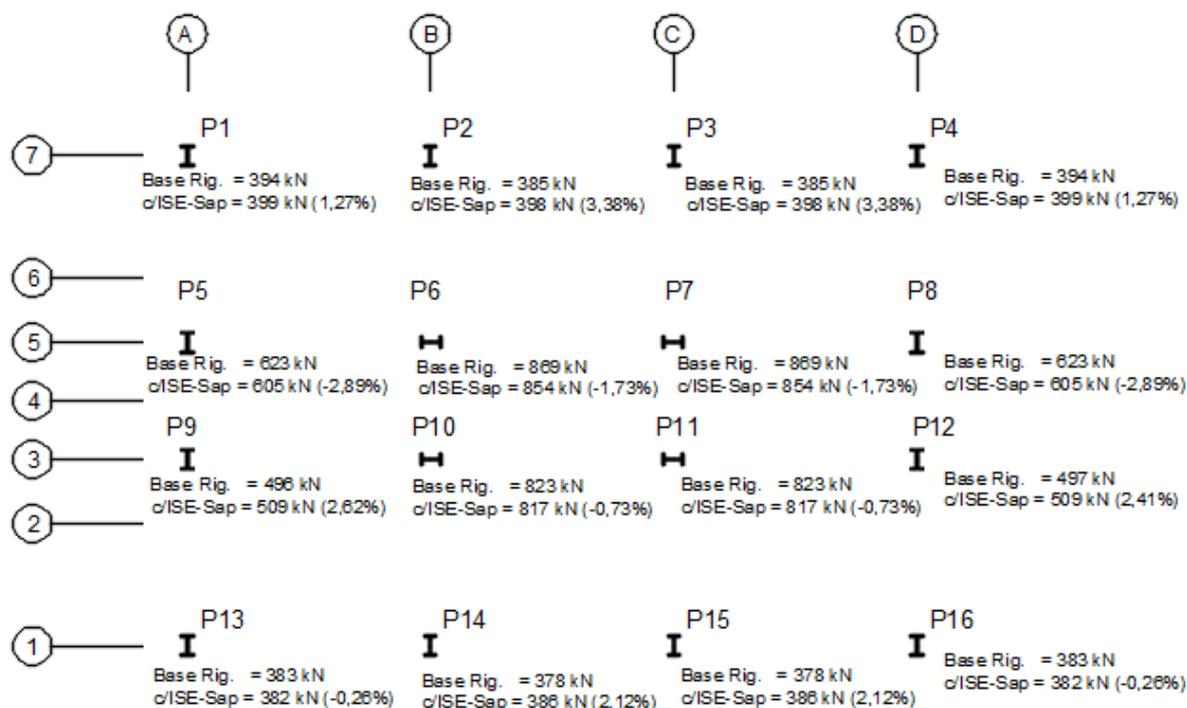
6.2.1 COMPARAÇÕES PARA A ESTRUTURA DE 4 PAVIMENTOS

6.2.1.1 ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL E MOMENTOS FLETORES

A Figura 90 apresenta a comparação entre as análises convencional e com consideração da ISE para os esforços de compressão axial na base dos pilares, em relação às ações do vento na direção “Y” da estrutura. A Figura 91 apresenta as mesmas comparações para a direção “X” da estrutura. Foram consideradas combinações relativas ao

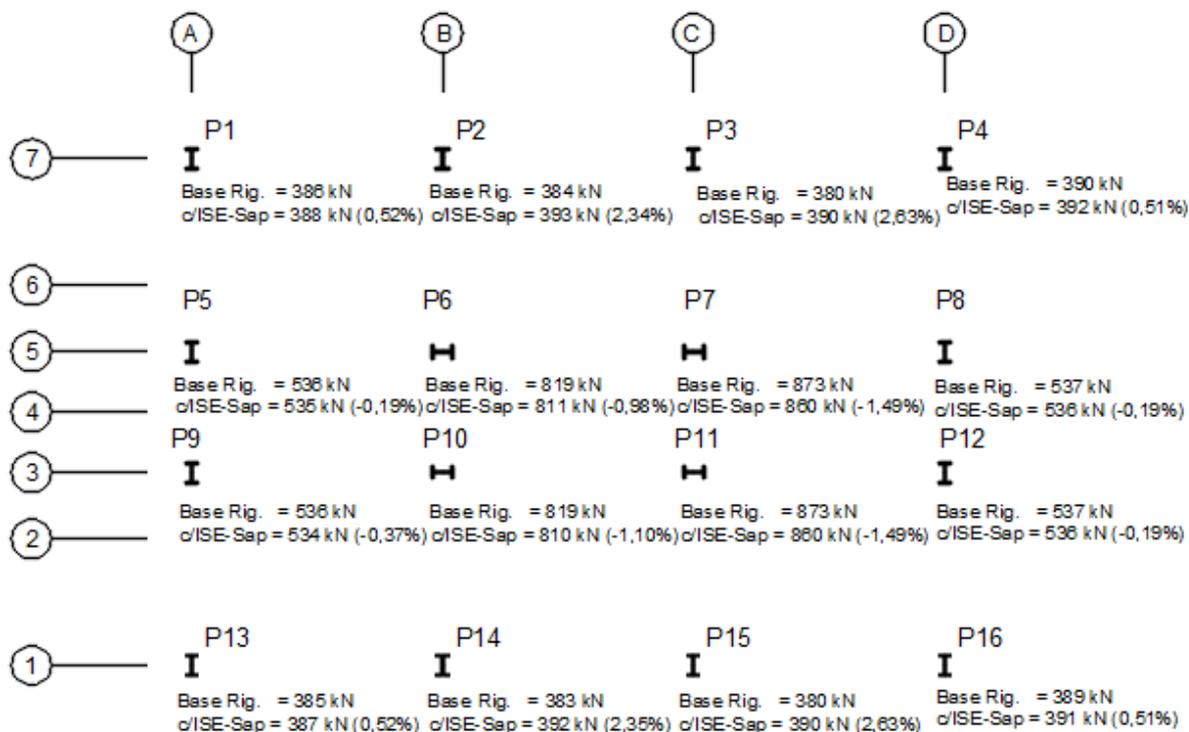
Estado Limite Último nas quais a ação de sobrecarga variável é a ação variável principal nas combinações.

Figura 90: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção "Y" - 4 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Figura 91: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “X” - 4 Pav. Sapatas

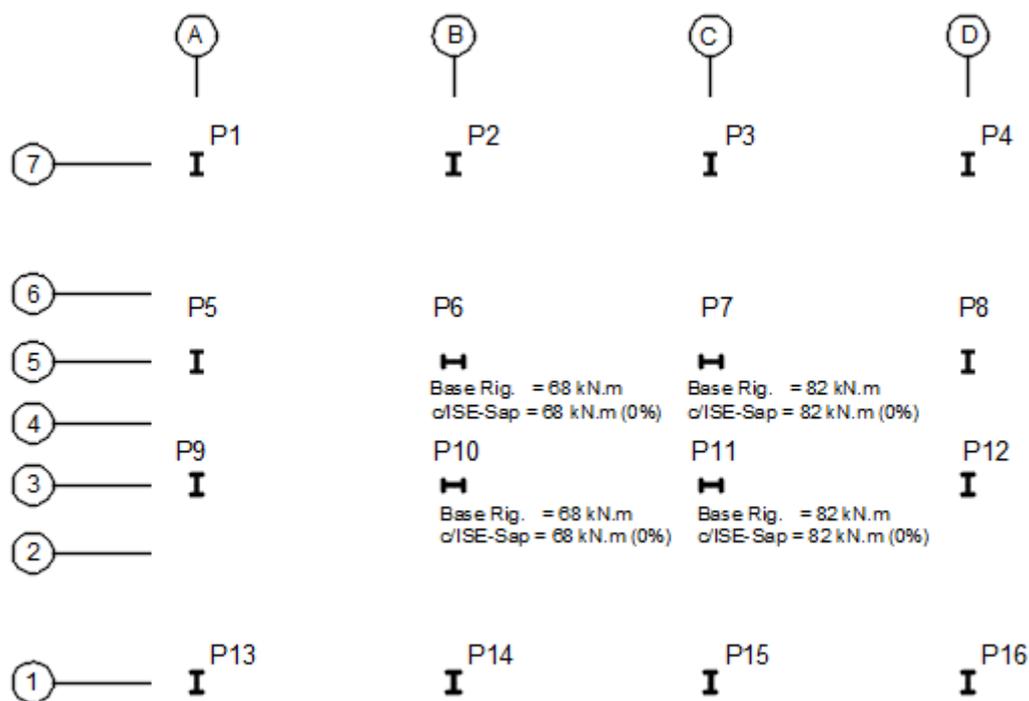


Fonte: Autor (2018)

A análise das Figuras 90 e 91 mostra que, assim como para a análise com fundações profundas, houve pouca variação dos esforços de compressão axial na base dos pilares, para ambas as direções. A maior variação foi de 3,38% para a direção “Y” e 2,63% para a direção “X”. Para ambas as direções podem ser observados pequenos alívios nos esforços axiais de compressão dos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11).

A Figura 92 apresenta a comparação dos momentos fletores na base dos pilares que possuem ligação rígida com a fundação, considerando o vento na direção “X” da estrutura, ou seja, na direção dos pórticos rígidos. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 92: Comparação dos momentos fletores - Direção "X" - 4 Pav. Sapatas



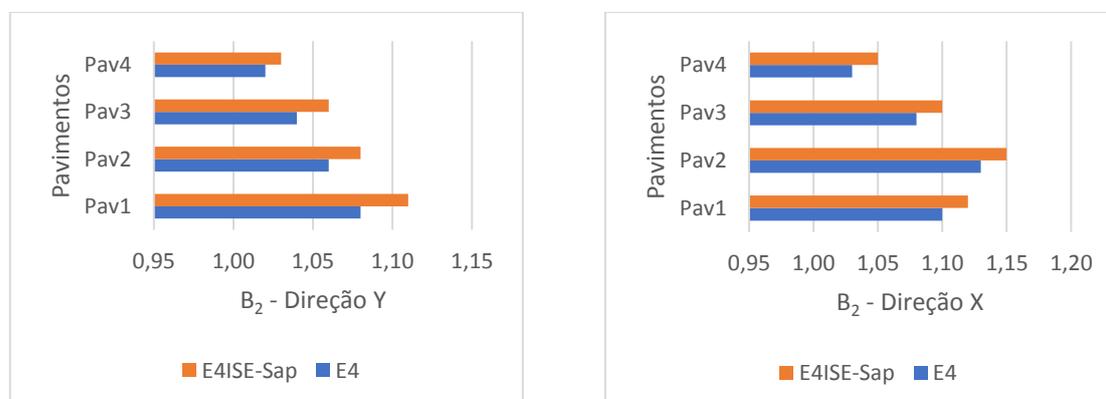
Fonte: Autor (2018)

Os momentos fletores na base dos pilares não apresentaram variação.

6.2.1.2 COEFICIENTE B_2

A Figura 93 apresenta a comparação do coeficiente de estabilidade global, B_2 , entre os modelos de 4 pavimentos analisados. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 93: Comparação dos coeficientes B_2 - 4 Pav. Sapatas



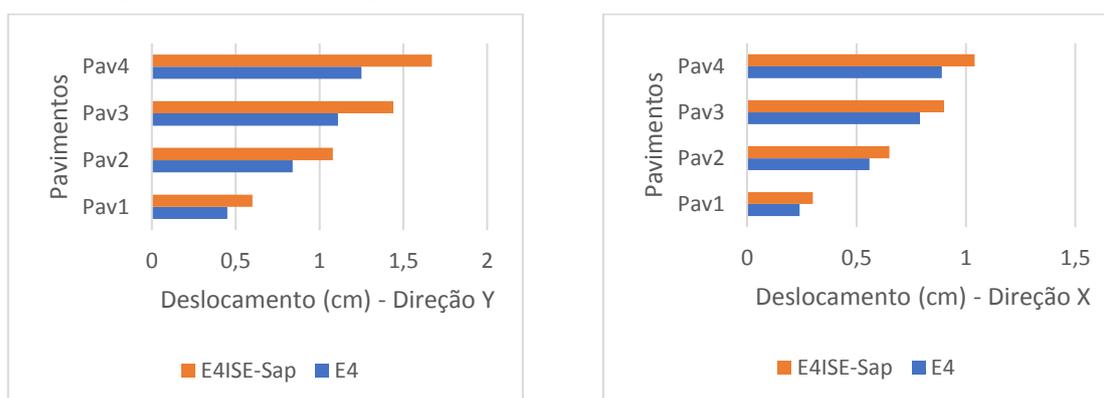
Fonte: Autor (2018)

Nota-se um aumento do coeficiente B_2 na direção “Y” da estrutura, onde o coeficiente passou de 1,08 para 1,11 (aumento de 2,77%) no primeiro pavimento e ficou no limite da classificação entre pequena e média deslocabilidade, porém este limite não foi ultrapassado. Na direção “X” da estrutura o coeficiente ultrapassa a fronteira da classificação no pavimento 1, onde a variação é de 1,81% (passando de 1,10 para 1,12). Nestes casos houve mudança da classificação da estrutura de pequena para média deslocabilidade.

6.2.1.3 DESLOCAMENTO LATERAL

A Figura 94 apresenta a comparação entre os deslocamentos laterais, para as duas direções da estrutura, de cada um dos pavimentos. Os deslocamentos foram obtidos para a combinação rara do Estado Limite de Serviço.

Figura 94: Comparação dos deslocamentos laterais - 4 Pav. Sapatas



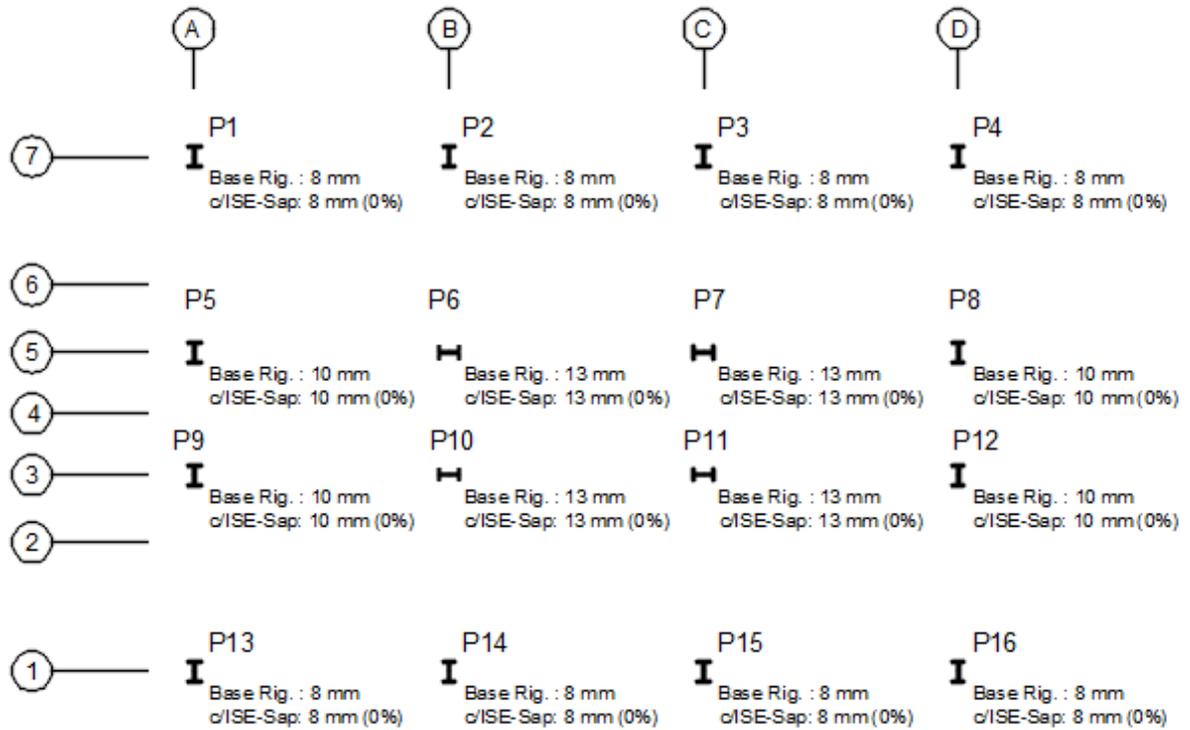
Fonte: Autor (2018)

Os deslocamentos laterais apresentaram variações bastante significativas. A direção “Y” da estrutura apresentou variação de 33,6% (passando de 1,25 cm para 1,67 cm) no topo da estrutura e variação de 33,33% (passando de 0,45 cm para 0,60 cm) no primeiro pavimento. A direção “X” as variações de 25% (passando de 0,24 cm para 0,30 cm) no primeiro pavimento e variação de 16,85% (passando de 0,89 cm para 1,04 cm) no topo da estrutura.

6.2.1.4 RECALQUES

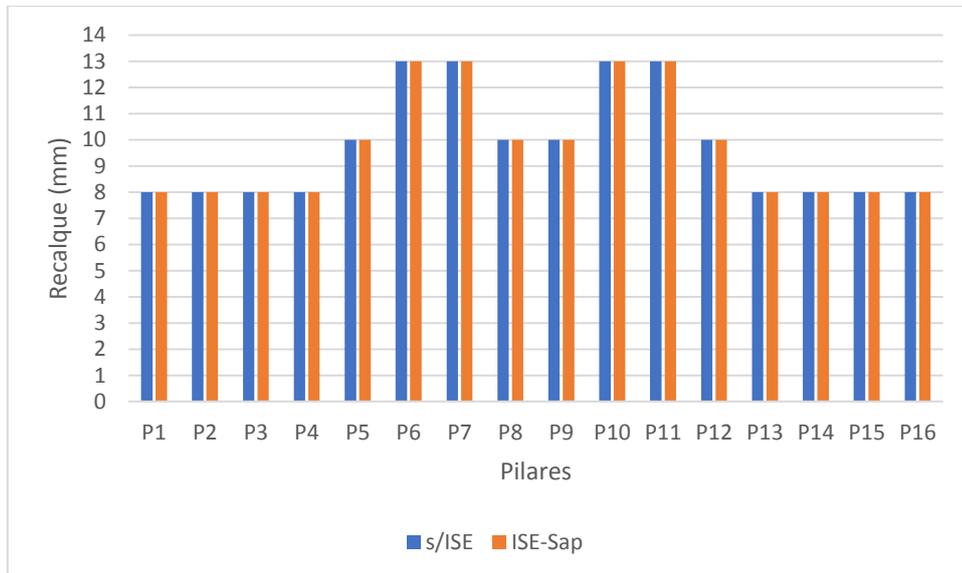
A Figura 95 apresenta a comparação em planta entre os recalques iniciais (obtidos para a análise convencional considerando o tipo de fundação) e os recalques finais da fundação (obtidos após o processo iterativo). A Figura 96 apresenta a mesma comparação no formato de gráfico de colunas. Os recalques foram obtidos considerando a envoltória de combinações.

Figura 95: Comparação em planta dos recalques por pilar - 4 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Figura 96: Comparação em gráfico dos recalques por pilar - 4 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Não houve variação dos recalques para a fundação em sapatas. O resultado era esperado devido à pouca variação dos esforços de compressão axial.

6.2.1.5 COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL

A Tabela 29 apresenta os coeficientes de reação vertical (CRV) para a fundação profunda. Os CRVs apresentados na Tabela 29 representam o quociente entre o esforço axial de compressão no pilar e o deslocamento total da fundação considerada (recalque).

Tabela 29 - Coeficientes de Reação Vertical - 4 Pav. Sapatas

PILAR	Fundação rasa (kN.m)
P1	81141
P2	81141
P3	81141
P4	81141
P5	99172
P6	112696
P7	112696
P8	99172
P9	99172
P10	112696
P11	112696
P12	99172
P13	81141
P14	81141
P15	81141
P16	81141

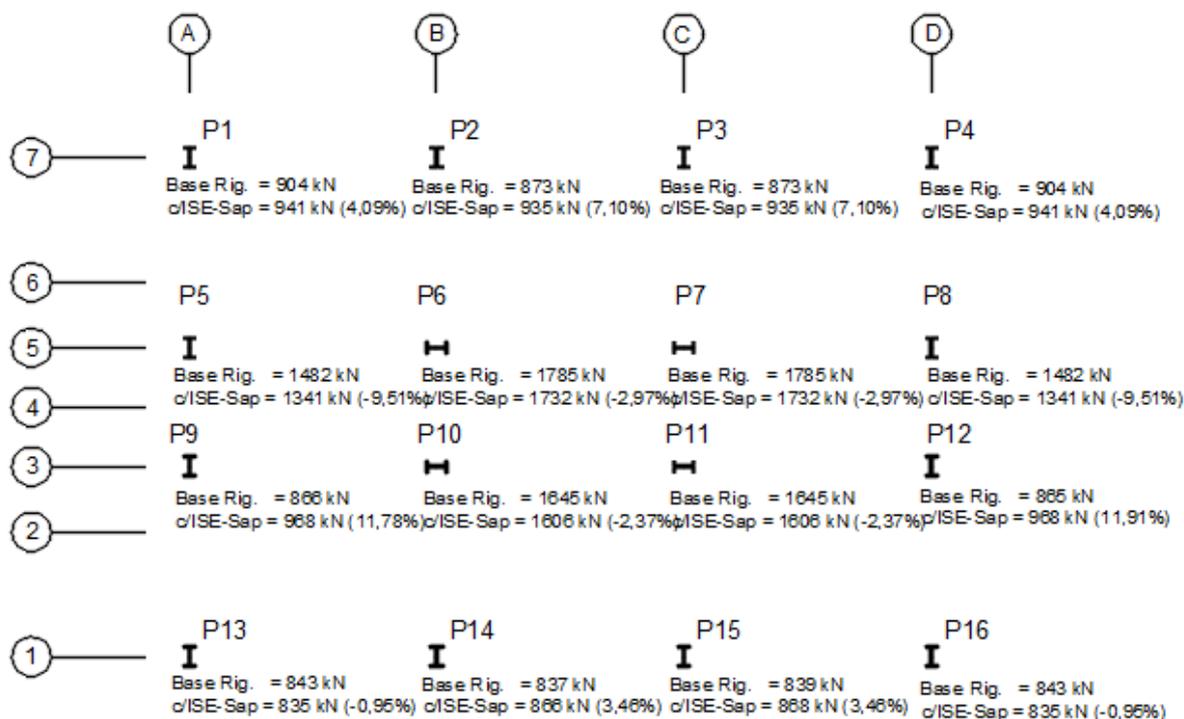
Fonte: Autor (2018)

6.2.2 COMPARAÇÕES PARA A ESTRUTURA DE 8 PAVIMENTOS

6.2.2.1 ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL E MOMENTOS FLETORES

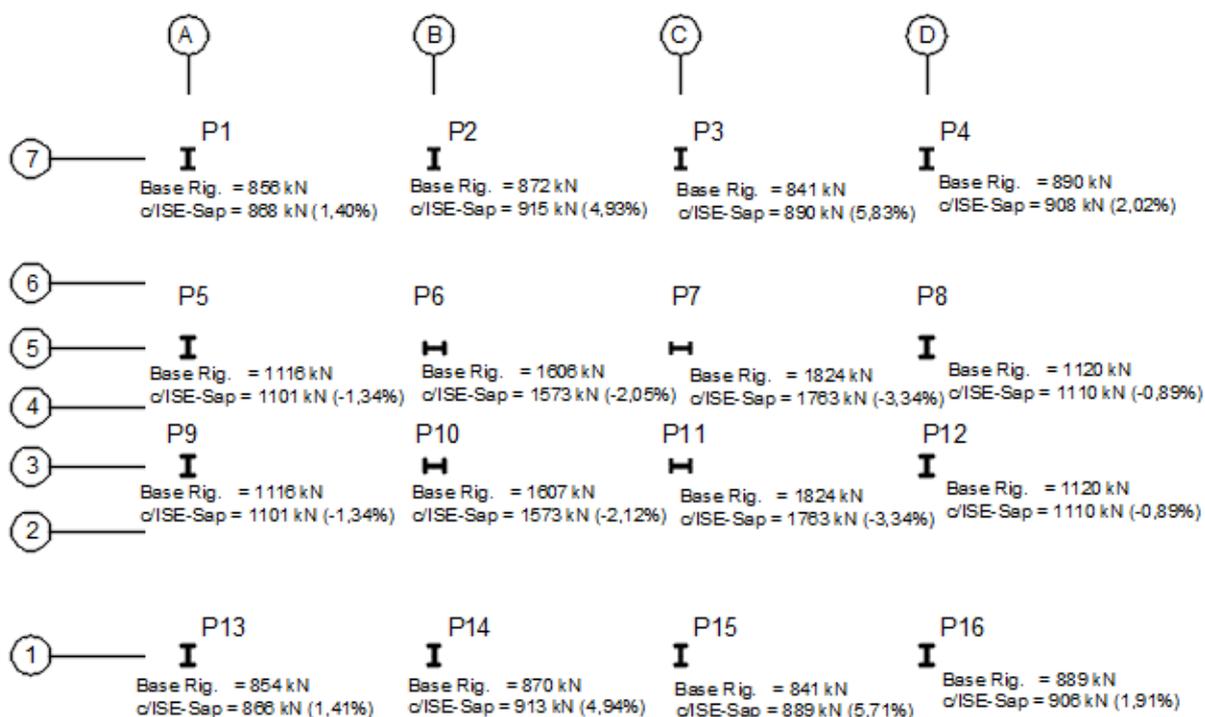
A Figura 97 apresenta a comparação entre as análises convencional e com consideração da ISE para os esforços de compressão axial na base dos pilares, em relação às ações do vento na direção “Y” da estrutura. A Figura 98 apresenta as mesmas comparações para a direção “X” da estrutura. Foram consideradas combinações relativas ao Estado Limite Último nas quais a ação de sobrecarga variável é a ação variável principal nas combinações.

Figura 97: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “Y” - 8 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Figura 98: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “X” - 8 Pav. Sapatas

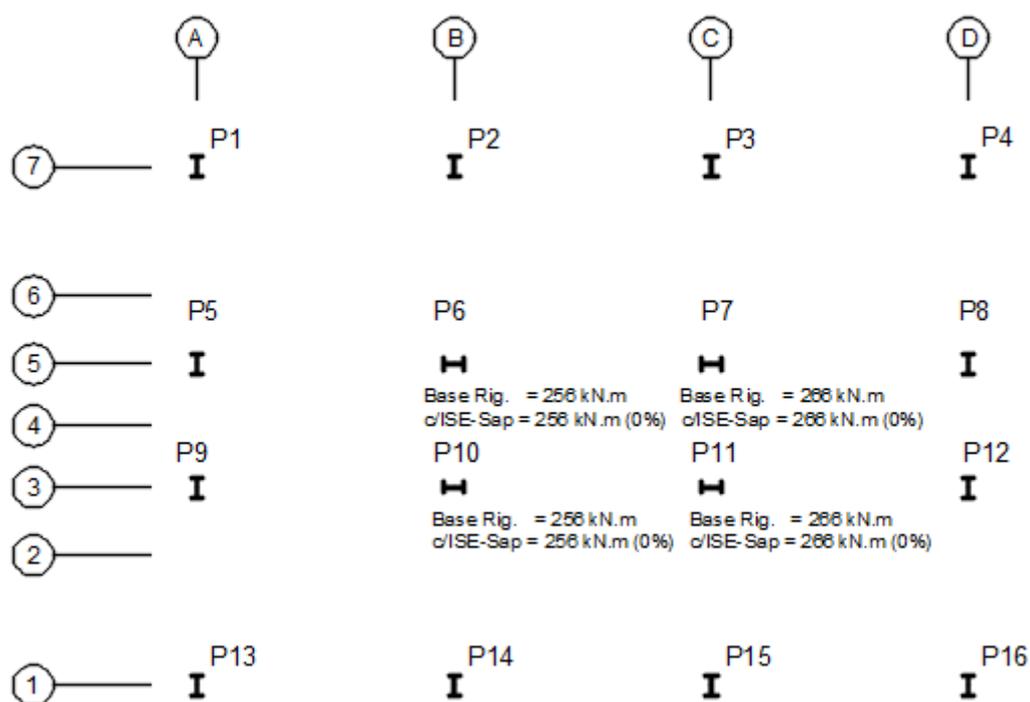


Fonte: Autor (2018)

A análise das Figuras 97 e 98 mostra que houve pouca variação dos esforços de compressão axial na base dos pilares, para ambas as direções. A maior variação foi de 3,69% para a direção “Y” e 5,83% para a direção “X”. Para ambas as direções podem ser observados pequenos alívios nos esforços axiais de compressão dos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11), sendo estes ligeiramente mais acentuados do que para a estrutura anterior (4 pavimentos em sapatas).

A Figura 99 apresenta a comparação dos momentos fletores na base dos pilares que possuem ligação rígida com a fundação, considerando o vento na direção “X” da estrutura, ou seja, na direção dos pórticos rígidos. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 99: Comparação dos momentos fletores - Direção “X” - 8 Pav. Sapatas

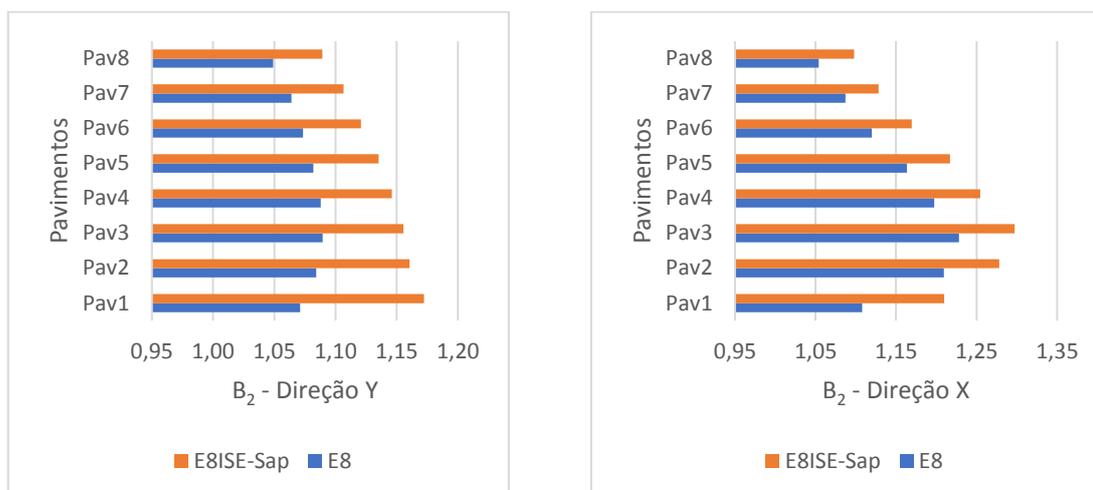


Fonte: Autor (2018)

Os momentos fletores não sofreram alterações.

6.2.2.2 COEFICIENTE B_2

A Figura 100 apresenta a comparação do coeficiente de estabilidade global, B_2 , entre os modelos de 8 pavimentos analisados. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

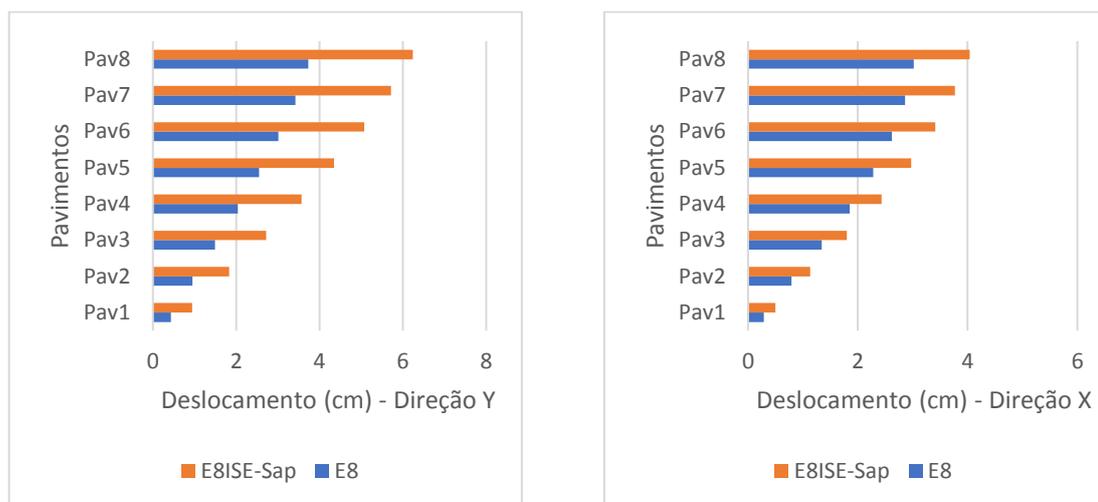
Figura 100: Comparação dos coeficientes B_2 - 8 Pav. Sapatas

Fonte: Autor (2018)

A direção “Y” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 9,34%, passando de 1,07 para 1,17 e de 3,80% no último pavimento, onde este passou de 1,05 para 1,09. A direção “X” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 9,00%, passando de 1,11 para 1,21 e de 4,76% no último pavimento, onde este passou de 1,05 para 1,10. Houve mudança da classificação da estrutura em relação à deslocabilidade para as duas direções da estrutura. Portanto a consideração da ISE provocou uma mudança da classificação de pequena para média deslocabilidade.

6.2.2.3 DESLOCAMENTO LATERAL

A Figura 101 apresenta a comparação entre os deslocamentos laterais, para as duas direções da estrutura, de cada um dos pavimentos. Os deslocamentos foram obtidos para a combinação rara do Estado Limite de Serviço.

Figura 101: Comparação dos deslocamentos laterais - 8 Pav. Sapatas

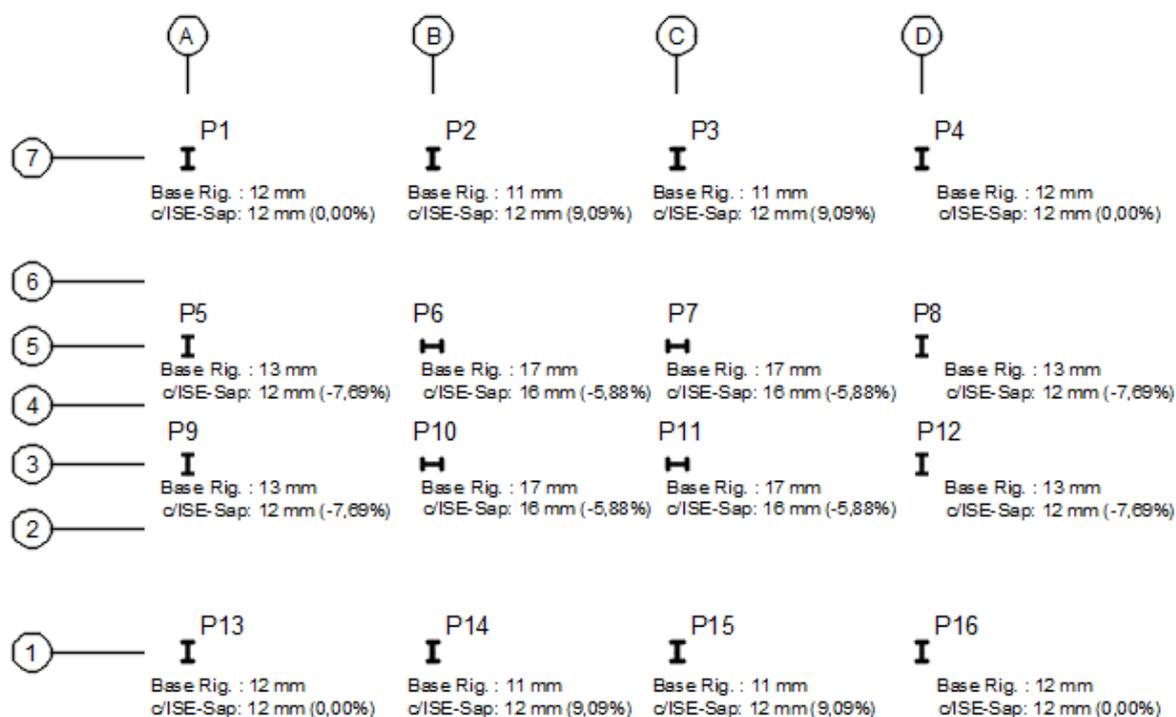
Fonte: Autor (2018)

Assim como para a estrutura de 4 pavimentos, os deslocamentos laterais também apresentaram variações bastante significativas. A direção “Y” da estrutura apresentou variação de 118,60% (passando de 0,43 cm para 0,94 cm) no primeiro pavimento e variação de 67,29% (passando de 3,73 cm para 6,24 cm) no topo da estrutura. A direção “X” as variações de 72,41% (passando de 0,29 cm para 0,50 cm) no primeiro pavimento e variação de 33,77% (passando de 3,02 cm para 4,04 cm) no topo da estrutura.

6.2.2.4 RECALQUES

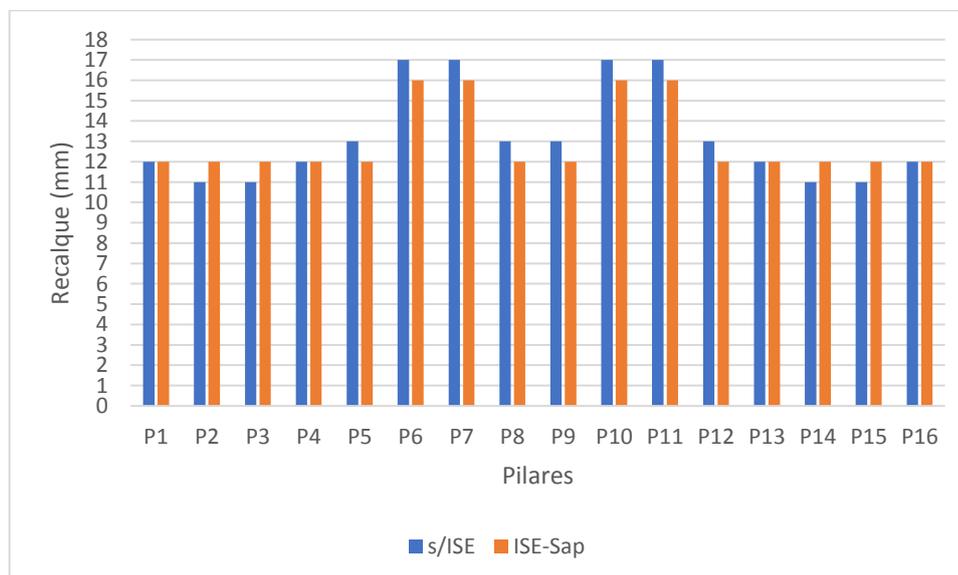
A Figura 102 apresenta a comparação em planta entre os recalques iniciais (obtidos para a análise convencional considerando o tipo de fundação) e os recalques finais da fundação (obtidos após o processo iterativo). A Figura 103 apresenta a mesma comparação no formato de gráfico de colunas. Os recalques foram obtidos considerando a envoltória de combinações.

Figura 102: Comparação em planta dos recalques por pilar - 8 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Figura 103: Comparação em gráfico dos recalques por pilar - 8 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Conforme esperado, não houve variação significativa nos recalques.

6.2.2.5 COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL

A Tabela 30 apresenta os coeficientes de reação vertical (CRV) para a fundação profunda. Os CRVs apresentados na Tabela 30 representam o quociente entre o esforço axial de compressão no pilar e o deslocamento total da fundação considerada (recalque).

Tabela 30 - Coeficientes de Reação Vertical - 8 Pav. Sapatas

PILAR	Fundação rasa (kN.m)
P1	117204
P2	117204
P3	117204
P4	117204
P5	171298
P6	171298
P7	171298
P8	171298
P9	171298
P10	171298
P11	171298
P12	171298
P13	117204
P14	117204
P15	117204
P16	117204

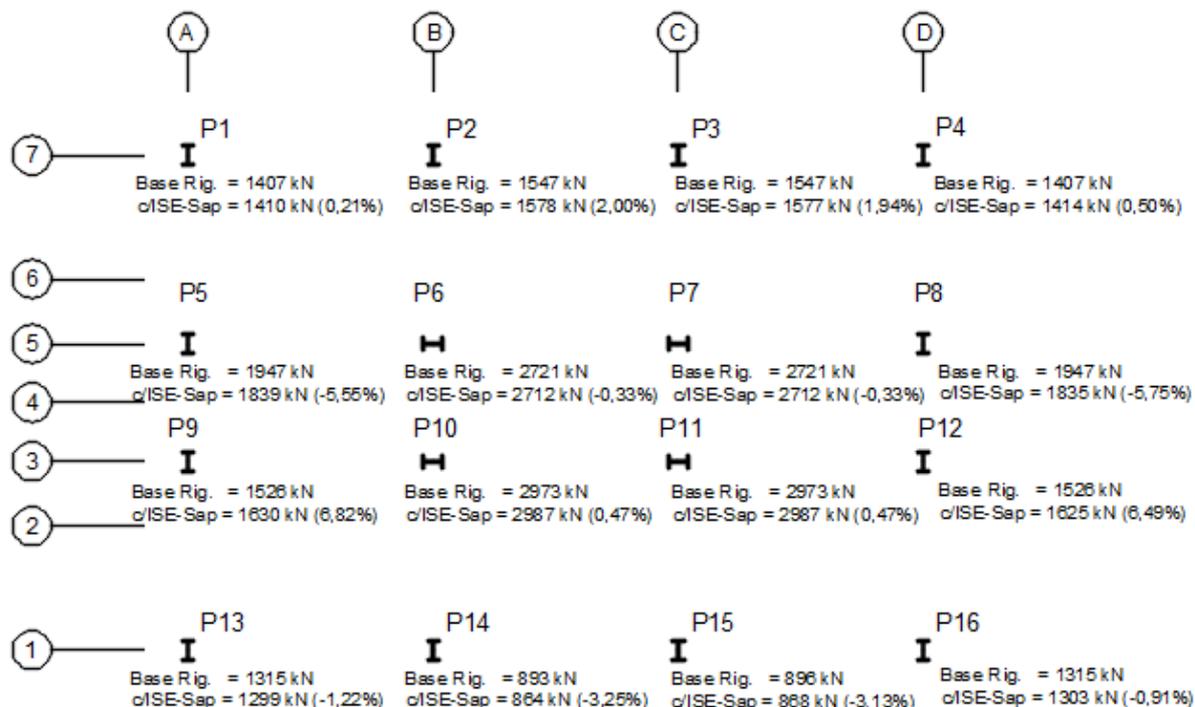
Fonte: Autor (2018)

6.2.3 COMPARAÇÕES PARA A ESTRUTURA DE 12 PAVIMENTOS

6.2.3.1 ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL E MOMENTOS FLETORES

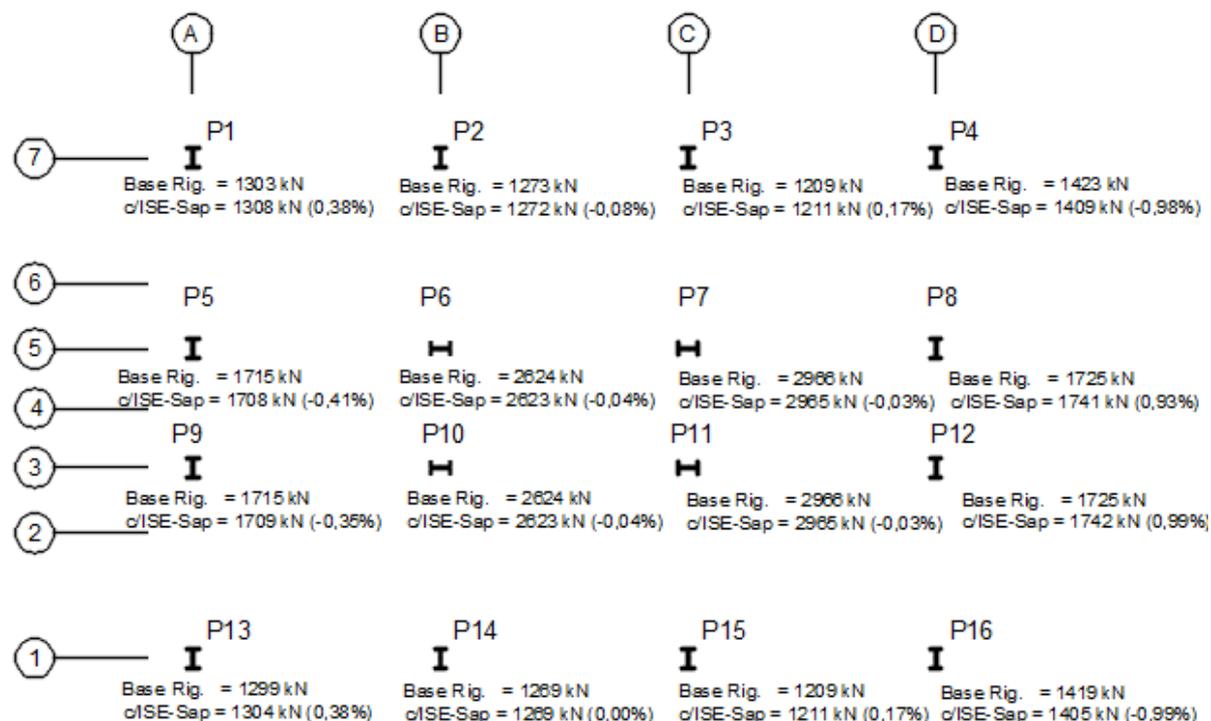
A Figura 104 apresenta a comparação entre as análises convencional e com consideração da ISE para os esforços de compressão axial na base dos pilares, em relação às ações do vento na direção “Y” da estrutura. A Figura 105 apresenta as mesmas comparações para a direção “X” da estrutura. Foram consideradas combinações relativas ao Estado Limite Último nas quais a ação de sobrecarga variável é a ação variável principal nas combinações.

Figura 104: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “Y” - 12 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Figura 105: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “X” - 12 Pav. Sapatas

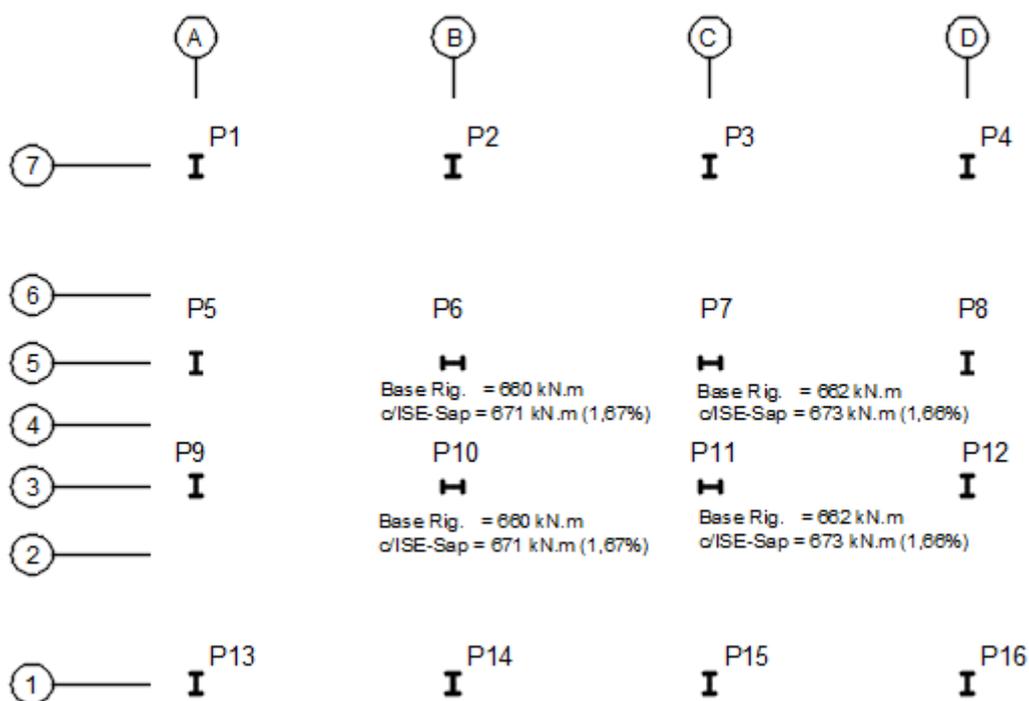


Fonte: Autor (2018)

A análise das Figuras 104 e 105 mostra que houve pouca variação dos esforços de compressão axial na base dos pilares, para ambas as direções. As variações foram menores do que as encontradas na estrutura de 8 pavimentos com sapatas, possivelmente devido ao aumento da rigidez da estrutura (foram adicionados contraventamentos compostos por tirantes em “X” nos eixos B e C). A maior variação foi de 3,25% para a direção “Y” e 0,99% para a direção “X”. Para ambas as direções podem ser observados pequenos alívios nos esforços axiais de compressão dos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11).

A Figura 106 apresenta a comparação dos momentos fletores na base dos pilares que possuem ligação rígida com a fundação, considerando o vento na direção “X” da estrutura, ou seja, na direção dos pórticos rígidos. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 106: Comparação dos momentos fletores - Direção “X” - 12 Pav. Sapatas

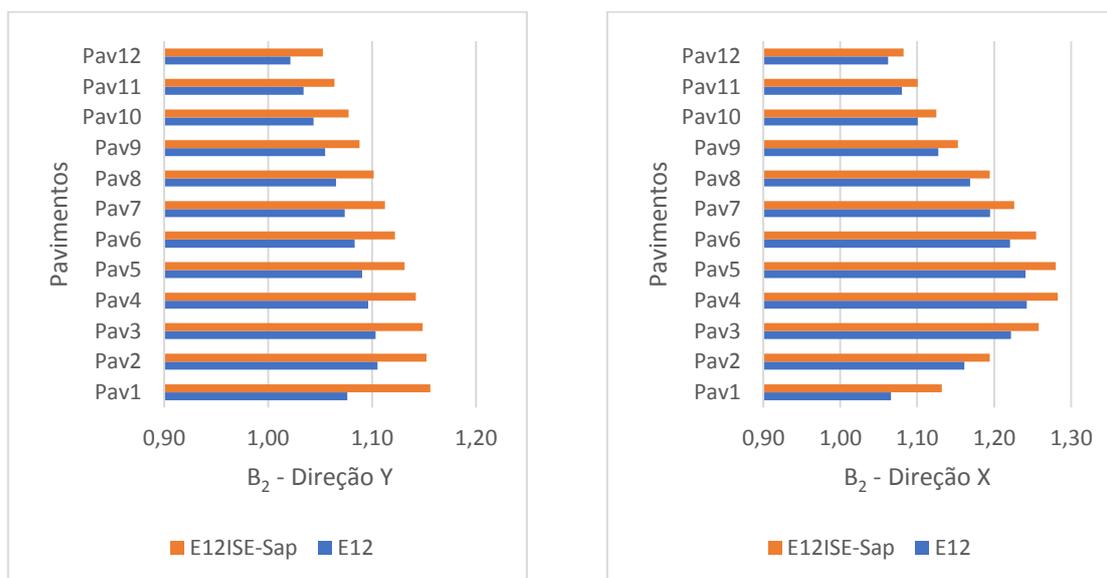


Fonte: Autor (2018)

Os momentos fletores sofreram variações pouco significativas.

6.2.3.2 COEFICIENTE B_2

A Figura 107 apresenta a comparação do coeficiente B_2 de estabilidade global entre os modelos de 12 pavimentos analisados. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

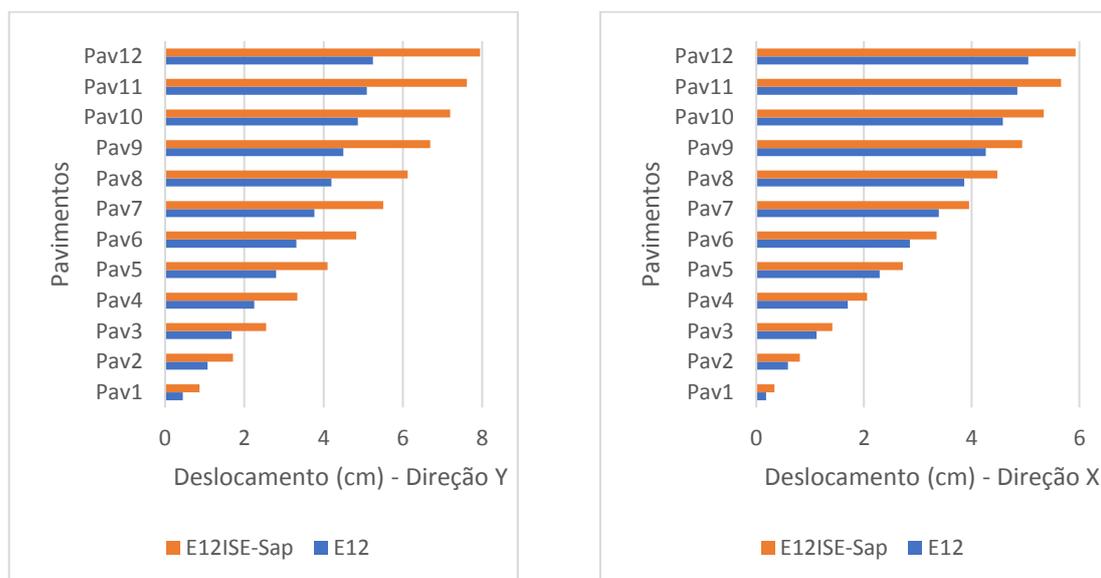
Figura 107: Comparação dos coeficientes B_2 - 12 Pav. Sapatas

Fonte: Autor (2018)

A direção “Y” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 7,40%, passando de 1,08 para 1,16 e de 2,94% no último pavimento, onde este passou de 1,02 para 1,05. A direção “X” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 5,60%, passando de 1,07 para 1,13 e de 1,88% no último pavimento, onde este passou de 1,06 para 1,08. Houve mudança da classificação da estrutura em relação à deslocabilidade para as duas direções da estrutura. Portanto a consideração da ISE provocou uma mudança da classificação de pequena para média deslocabilidade.

6.2.3.3 DESLOCAMENTO LATERAL

A Figura 108 apresenta a comparação entre os deslocamentos laterais, para as duas direções da estrutura, de cada um dos pavimentos. Os deslocamentos foram obtidos para a combinação rara do Estado Limite de Serviço.

Figura 108: Comparação dos deslocamentos laterais - 12 Pav. Sapatas

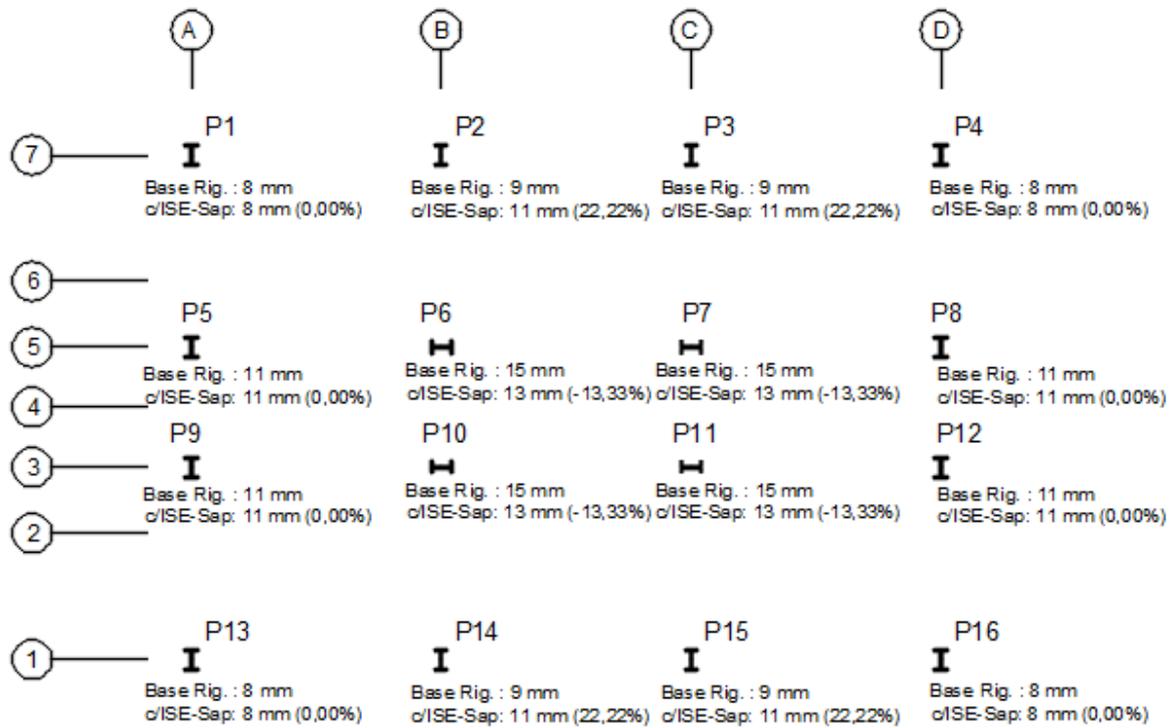
Fonte: Autor (2018)

Assim como para a estrutura de 8 pavimentos, os deslocamentos laterais também apresentaram variações bastante significativas. A direção “Y” da estrutura apresentou variação de 93,33% (passando de 0,45 cm para 0,87 cm) no primeiro pavimento e variação de 51,72% (passando de 5,24 cm para 7,95 cm) no topo da estrutura. A direção “X” as variações de 88,89% (passando de 0,18 cm para 0,34 cm) no primeiro pavimento e variação de 17,43% (passando de 5,05 cm para 5,93 cm) no topo da estrutura.

6.2.3.4 RECALQUES

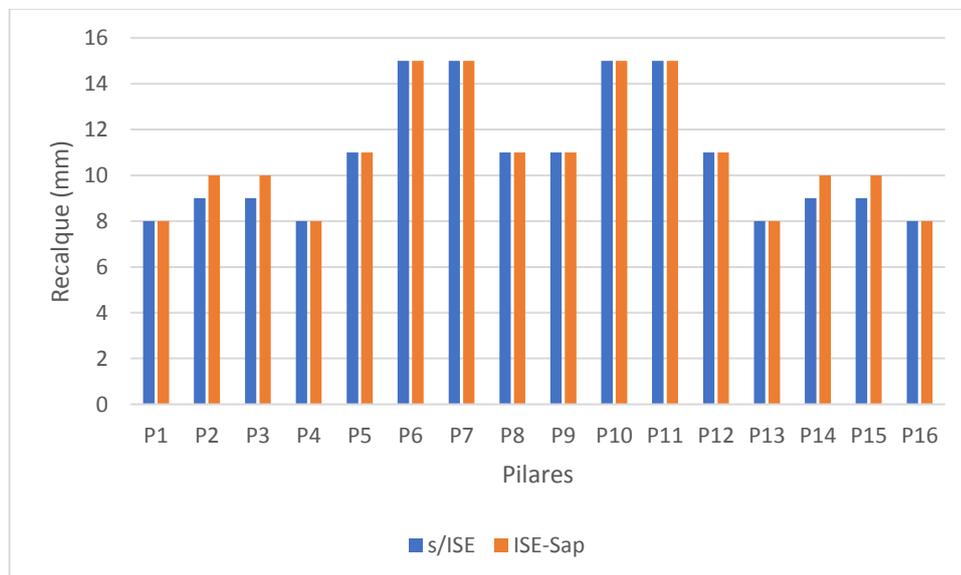
A Figura 109 apresenta a comparação em planta entre os recalques iniciais (obtidos para a análise convencional considerando o tipo de fundação) e os recalques finais da fundação (obtidos após o processo iterativo). A Figura 110 apresenta a mesma comparação no formato de gráfico de colunas. Os recalques foram obtidos considerando a envoltória de combinações.

Figura 109: Comparação em planta dos recalques por pilar - 12 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Figura 110: Comparação em gráfico dos recalques por pilar - 12 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Conforme esperado, não houve variação significativa nos recalques.

6.2.3.5 COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL

A Tabela 31 apresenta os coeficientes de reação vertical (CRV) para a fundação profunda. Os CRVs apresentados na Tabela 31 representam o quociente entre o esforço axial de compressão no pilar e o deslocamento total da fundação considerada (recalque).

Tabela 31 - Coeficientes de Reação Vertical - 12 Pav. Sapatas

PILAR	Fundação rasa (kN.m)
P1	144500
P2	172222
P3	172222
P4	142625
P5	171364
P6	228533
P7	228533
P8	171364
P9	171364
P10	228533
P11	228533
P12	171364
P13	144375
P14	171778
P15	172222
P16	142500

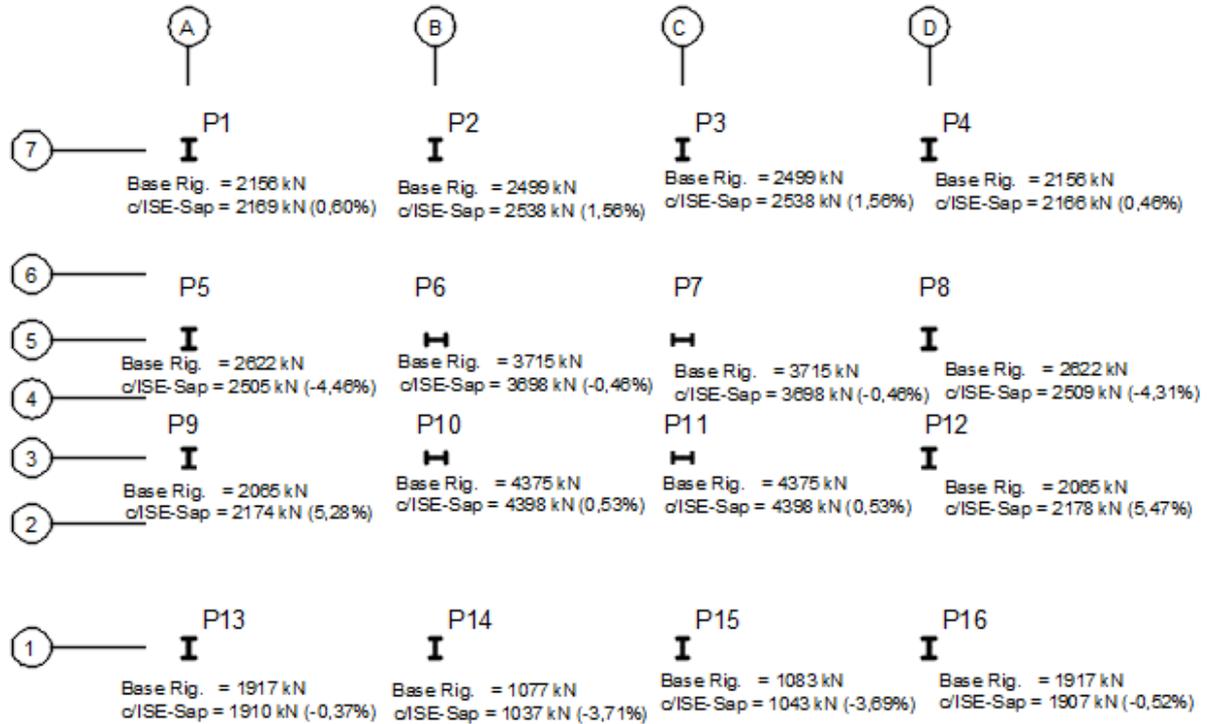
Fonte: Autor (2018)

6.2.4 COMPARAÇÕES PARA A ESTRUTURA DE 16 PAVIMENTOS

6.2.4.1 ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL E MOMENTOS FLETORES

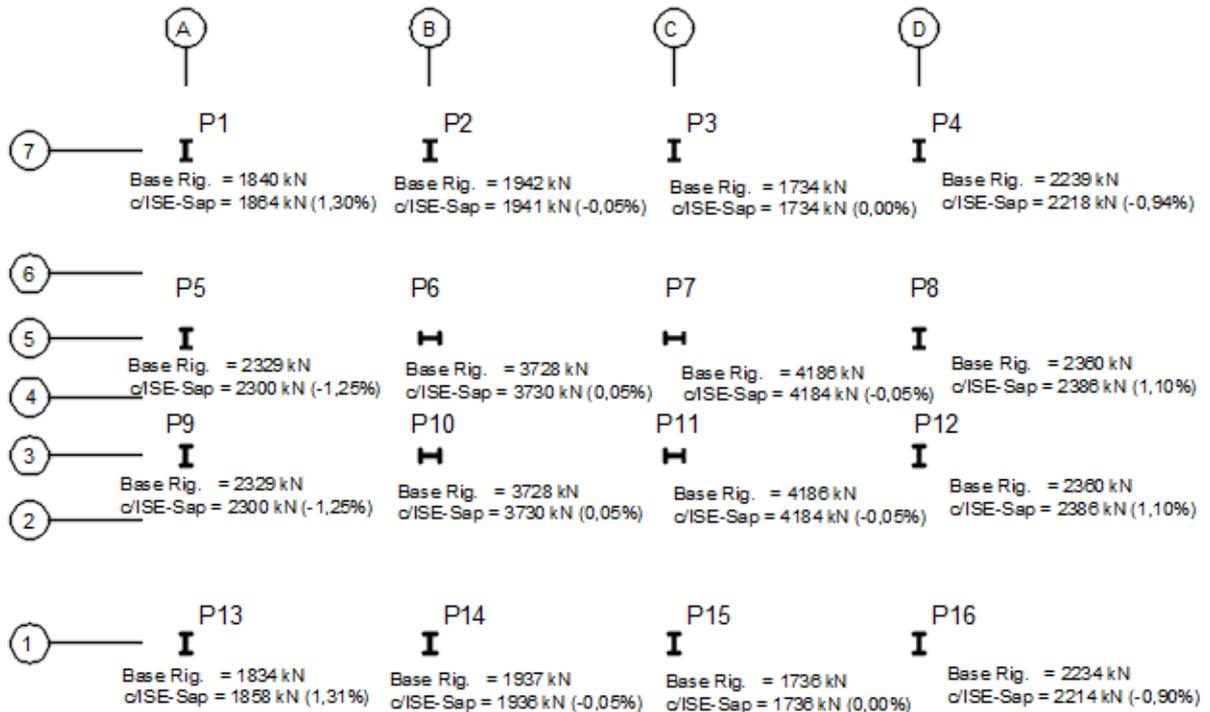
A Figura 111 apresenta a comparação entre as análises convencional e com consideração da ISE para os esforços de compressão axial na base dos pilares, em relação às ações do vento na direção “Y” da estrutura. A Figura 112 apresenta as mesmas comparações para a direção “X” da estrutura. Foram consideradas combinações relativas ao Estado Limite Último nas quais a ação de sobrecarga variável é a ação variável principal nas combinações.

Figura 111: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “Y” - 16 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Figura 112: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “X” - 16 Pav. Sapatas

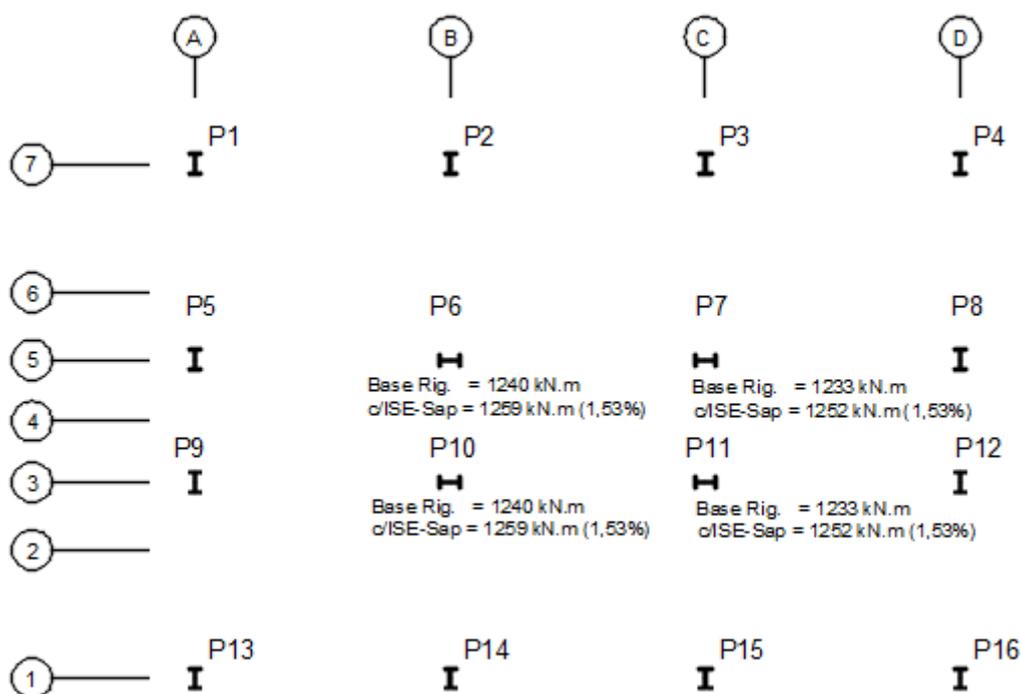


Fonte: Autor (2018)

A análise das Figuras 111 e 112 mostra que houve pouca variação dos esforços de compressão axial na base dos pilares, para ambas as direções. A maior variação foi de 3,71% para a direção “Y” e 1,31% para a direção “X”. Para ambas as direções podem ser observados pequenos alívios nos esforços axiais de compressão dos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11).

A Figura 113 apresenta a comparação dos momentos fletores na base dos pilares que possuem ligação rígida com a fundação, considerando o vento na direção “X” da estrutura, ou seja, na direção dos pórticos rígidos. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 113: Comparação dos momentos fletores - Direção “X” - 16 Pav. Sapatas



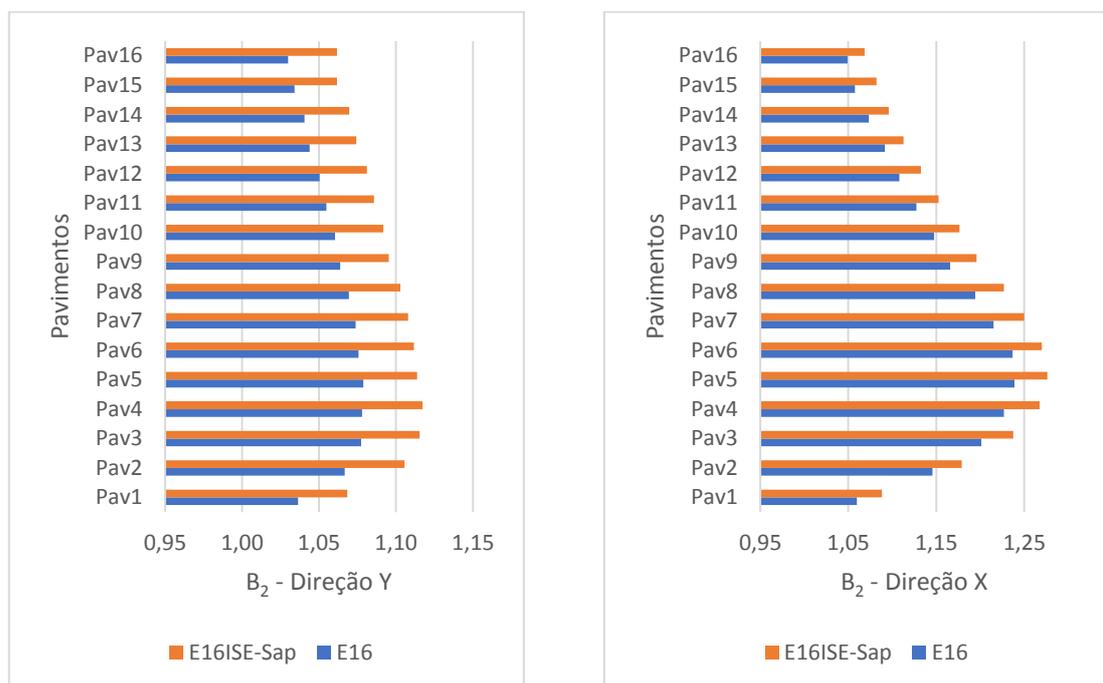
Fonte: Autor (2018)

Os momentos fletores sofreram variações pouco significativas.

6.2.4.2 COEFICIENTE B_2

A Figura 114 apresenta a comparação do coeficiente B_2 de estabilidade global entre os modelos de 16 pavimentos analisados. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 114: Comparação do coeficiente B_2 - 16 Pav. Sapatas

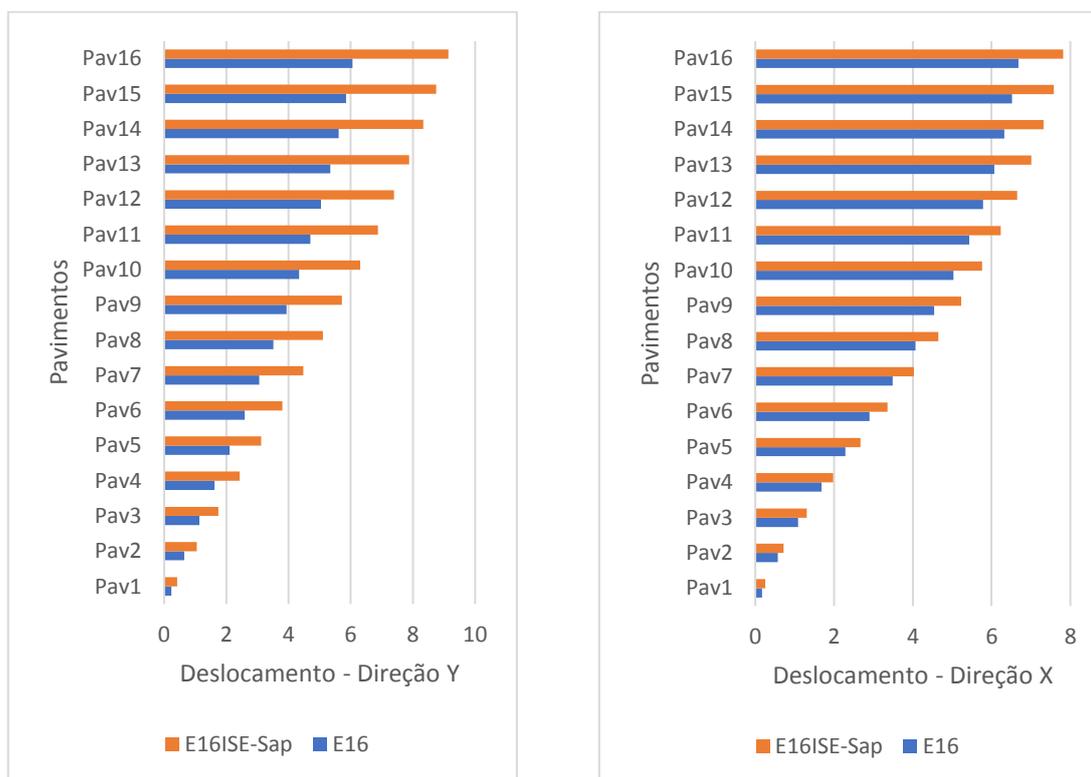


Fonte: Autor (2018)

A direção “Y” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 3,24%, passando de 1,04 para 1,07 e de 3,08% no último pavimento, onde este passou de 1,03 para 1,06. Ainda na direção “Y”, o terceiro pavimento apresentou mudança de classificação da estrutura em relação à deslocabilidade, passando de pequena para média deslocabilidade e o coeficiente B_2 passando de 1,08 para 1,12 (aumento de 3,97%). A direção “X” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 2,70%, passando de 1,06 para 1,09 e de 1,87% no último pavimento, onde este passou de 1,05 para 1,07. Não houve mudança da classificação da estrutura em relação à direção “X”.

6.2.4.3 DESLOCAMENTO LATERAL

A Figura 115 apresenta a comparação entre os deslocamentos laterais, para as duas direções da estrutura, de cada um dos pavimentos. Os deslocamentos foram obtidos para a combinação rara do Estado Limite de Serviço.

Figura 115: Comparação dos deslocamentos laterais - 16 Pav. Sapatas

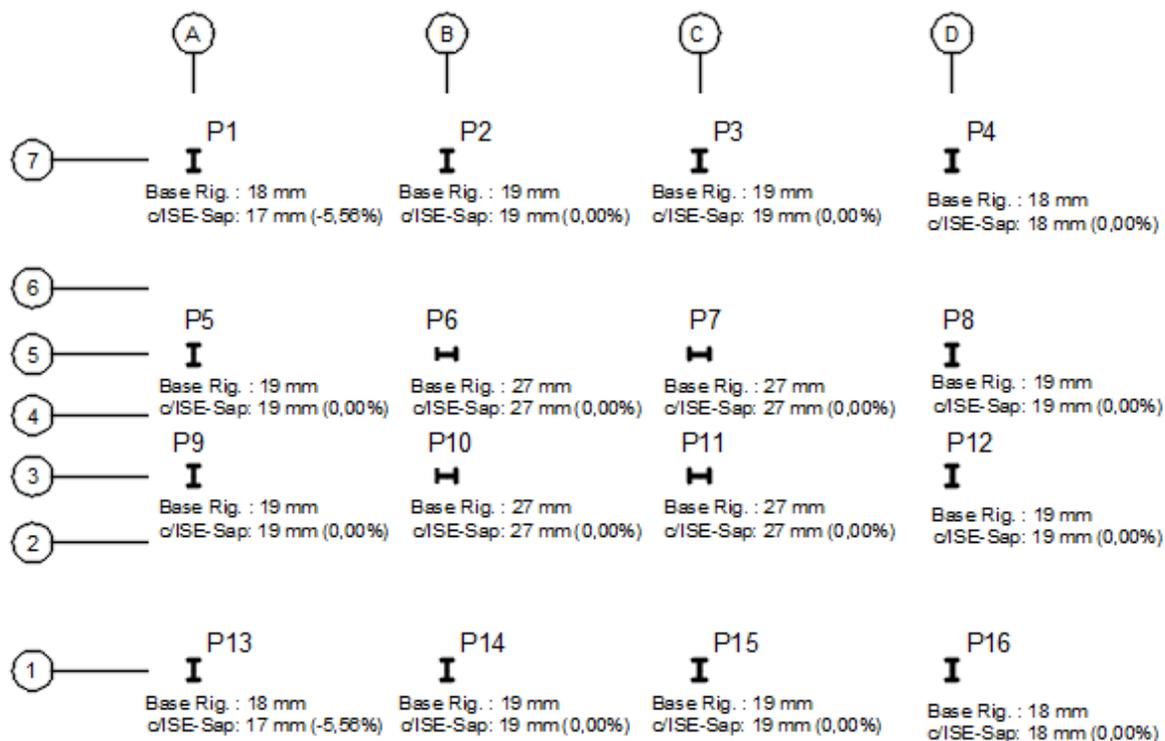
Fonte: Autor (2018)

Assim como para a estrutura de 12 pavimentos, os deslocamentos laterais também apresentaram variações bastante significativas. A direção “Y” da estrutura apresentou variação de 82,61% (passando de 0,23 cm para 0,42 cm) no primeiro pavimento e variação de 50,83% (passando de 6,06 cm para 9,14 cm) no topo da estrutura. Na direção “X” as variações foram de 47,06% (passando de 0,17 cm para 0,25 cm) no primeiro pavimento e variação de 17,07% (passando de 6,68 cm para 7,82 cm) no topo da estrutura.

6.2.4.4 RECALQUES

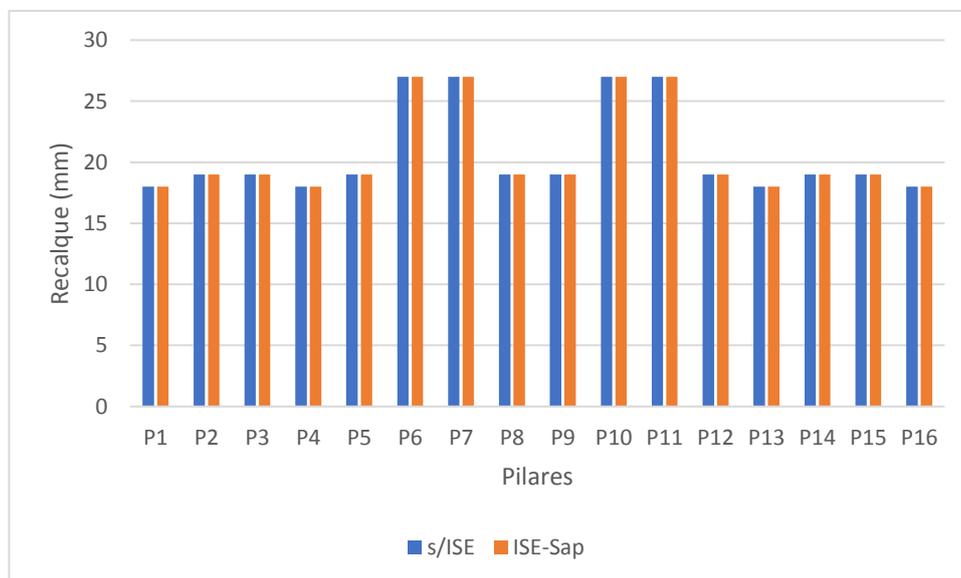
A Figura 116 apresenta a comparação em planta entre os recalques iniciais (obtidos para a análise convencional considerando o tipo de fundação) e os recalques finais da fundação (obtidos após o processo iterativo). A Figura 117 apresenta a mesma comparação no formato de gráfico de colunas. Os recalques foram obtidos considerando a envoltória de combinações.

Figura 116: Comparação em planta dos recalques por pilar - 16 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Figura 117: Comparação em gráfico dos recalques por pilar - 16 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Assim como as demais estruturas, não houve variação significativa dos recalques.

6.2.4.5 COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL

A Tabela 32 apresenta os coeficientes de reação vertical (CRV) para a fundação profunda. Os CRVs apresentados na Tabela 32 representam o quociente entre o esforço axial de compressão no pilar e o deslocamento total da fundação considerada (recalque).

Tabela 32 - Coeficientes de Reação Vertical - 16 Pav. Sapatas

PILAR	Fundação rasa (kN.m)
P1	192833
P2	212417
P3	211917
P4	206636
P5	182308
P6	278235
P7	278235
P8	182308
P9	182077
P10	263111
P11	263111
P12	182077
P13	193250
P14	211500
P15	211500
P16	207091

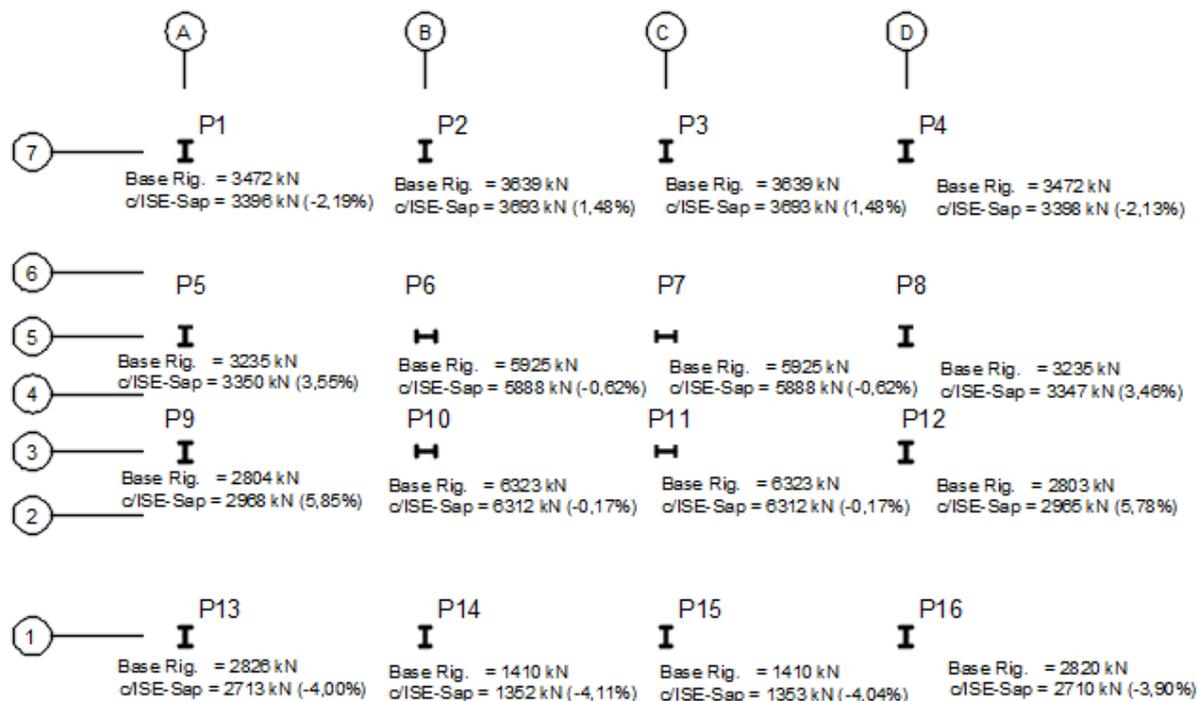
Fonte: Autor (2018)

6.2.5 COMPARAÇÕES PARA A ESTRUTURA DE 20 PAVIMENTOS

6.2.5.1 ESFORÇOS DE COMPRESSÃO AXIAL E MOMENTOS FLETORES

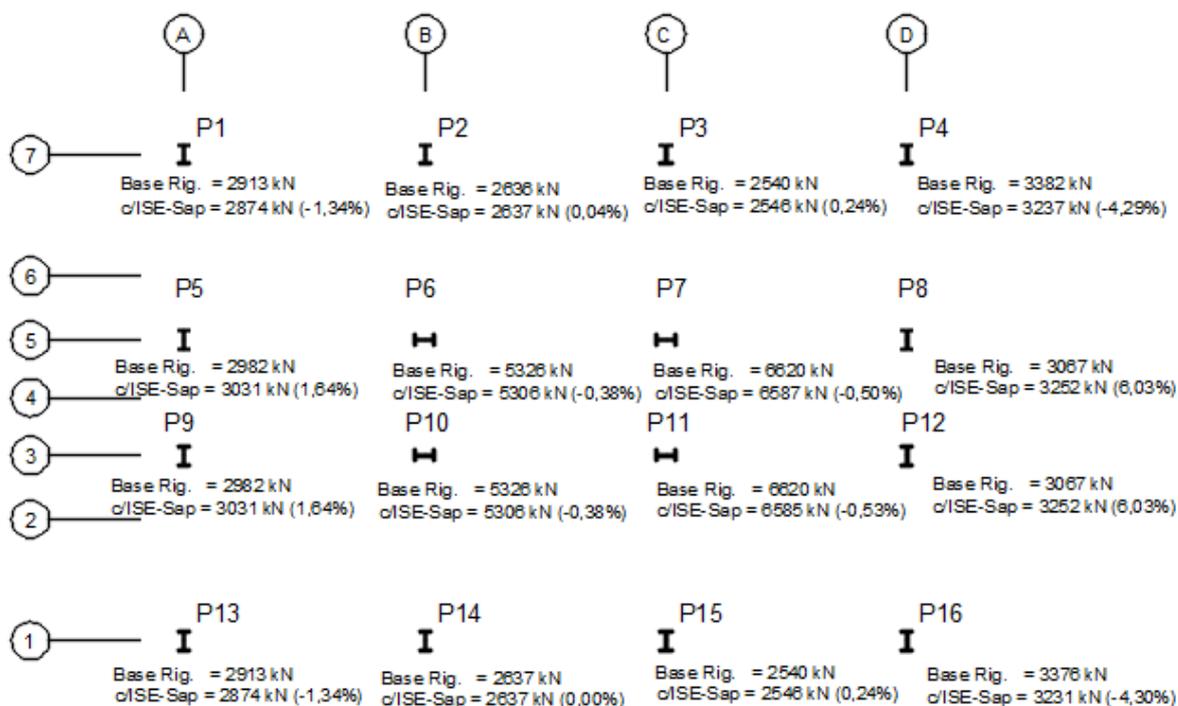
A Figura 118 apresenta a comparação entre as análises convencional e com consideração da ISE para os esforços de compressão axial na base dos pilares, em relação às ações do vento na direção “Y” da estrutura. A Figura 119 apresenta as mesmas comparações para a direção “X” da estrutura. Foram consideradas combinações relativas ao Estado Limite Último nas quais a ação de sobrecarga variável é a ação variável principal nas combinações.

Figura 118: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “Y” - 20 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Figura 119: Comparação dos esforços de compressão axial - Direção “X” - 20 Pav. Sapatas

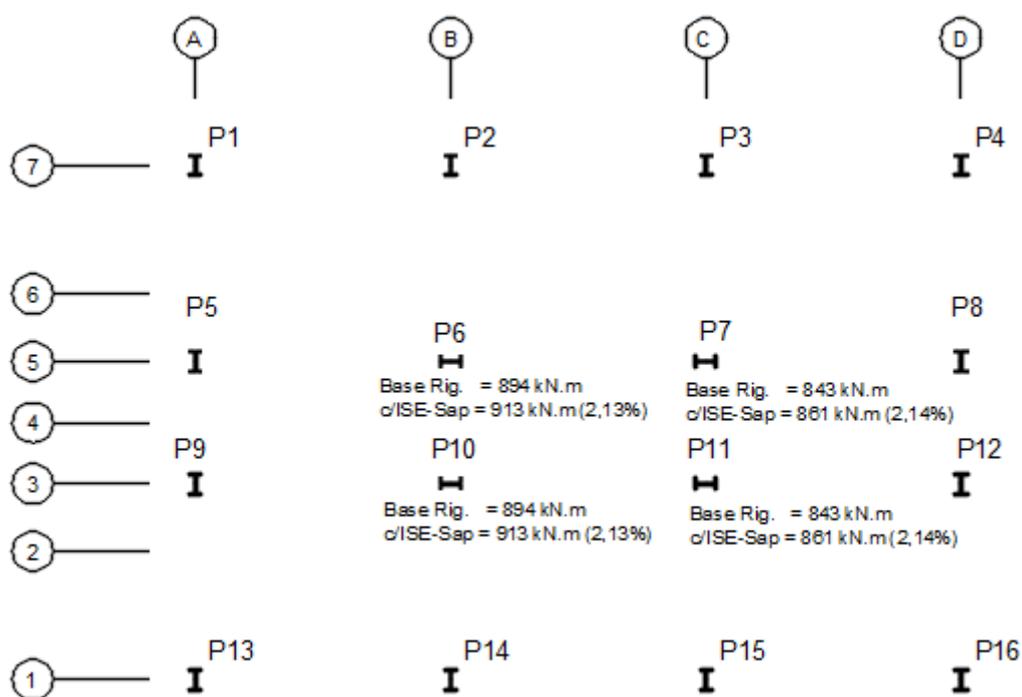


Fonte: Autor (2018)

A análise das Figuras 118 e 119 mostra que houve pouca variação dos esforços de compressão axial na base dos pilares, para ambas as direções. A maior variação foi de 3,17% para a direção “Y” e 2,77% para a direção “X”. Para ambas as direções podem ser observados pequenos alívios nos esforços axiais de compressão dos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11).

A Figura 120 apresenta a comparação dos momentos fletores na base dos pilares que possuem ligação rígida com a fundação, considerando o vento na direção “X” da estrutura, ou seja, na direção dos pórticos rígidos. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 120: Comparação dos momentos fletores - Direção “X” - 20 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Os momentos fletores apresentaram variações pouco significativas.

6.2.5.2 COEFICIENTE B_2

A Figura 121 apresenta a comparação do coeficiente B_2 de estabilidade global entre os modelos de 20 pavimentos analisados. A combinação considerada é referente ao Estado Limite Último e tem a ação do vento como variável principal.

Figura 121: Comparação do coeficiente B_2 - 20 Pav. Sapatas

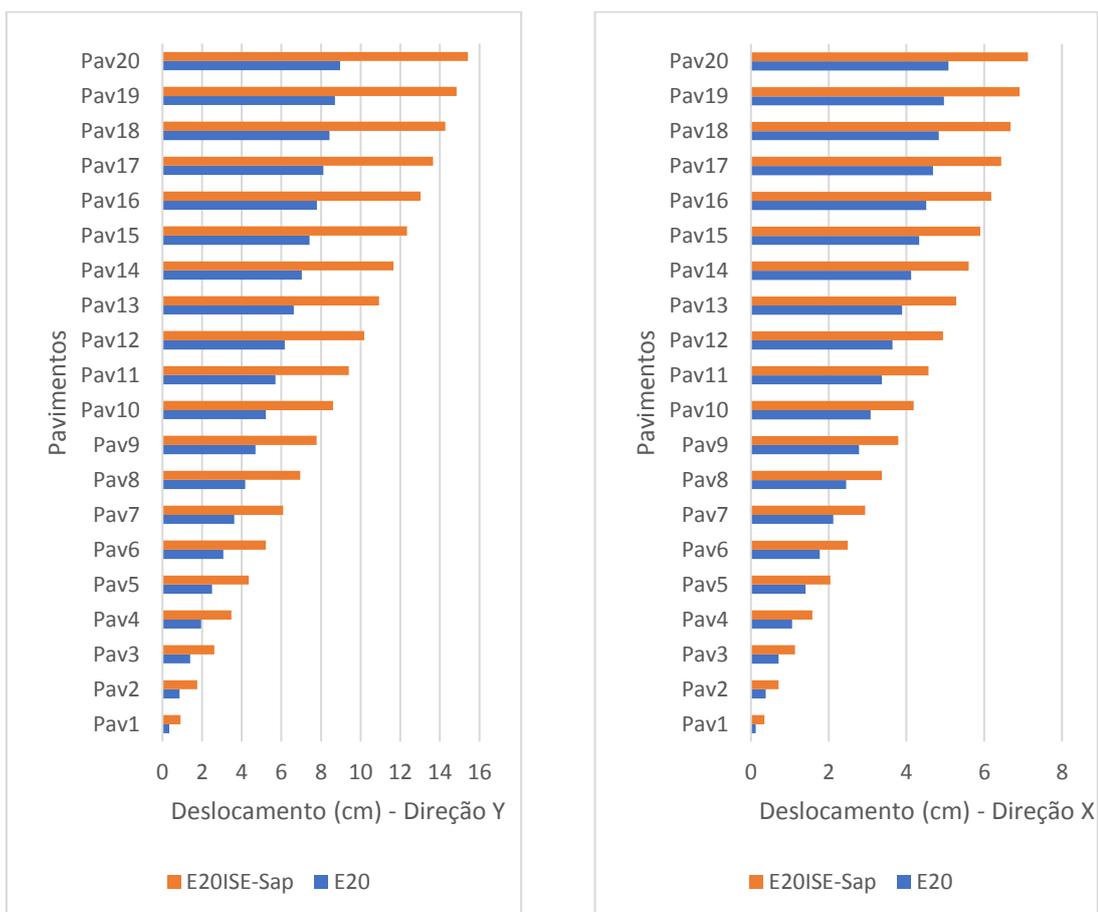


Fonte: Autor (2018)

A direção “Y” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 9,43%, passando de 1,06 para 1,16 e de 4,79% no último pavimento, onde este passou de 1,04 para 1,09. A direção “X” apresentou variação do coeficiente B_2 , no primeiro pavimento, de 7,69%, passando de 1,04 para 1,12 e de 2,91% no último pavimento, onde este passou de 1,03 para 1,06. Para ambas as direções houve alteração da classificação da estrutura em relação aos deslocamentos, passando de pequena para média deslocabilidade.

6.2.5.3 DESLOCAMENTO LATERAL

A Figura 122 apresenta a comparação entre os deslocamentos laterais, para as duas direções da estrutura, de cada um dos pavimentos. Os deslocamentos foram obtidos para a combinação rara do Estado Limite de Serviço.

Figura 122: Comparação dos deslocamentos laterais - 20 Pav. Sapatas

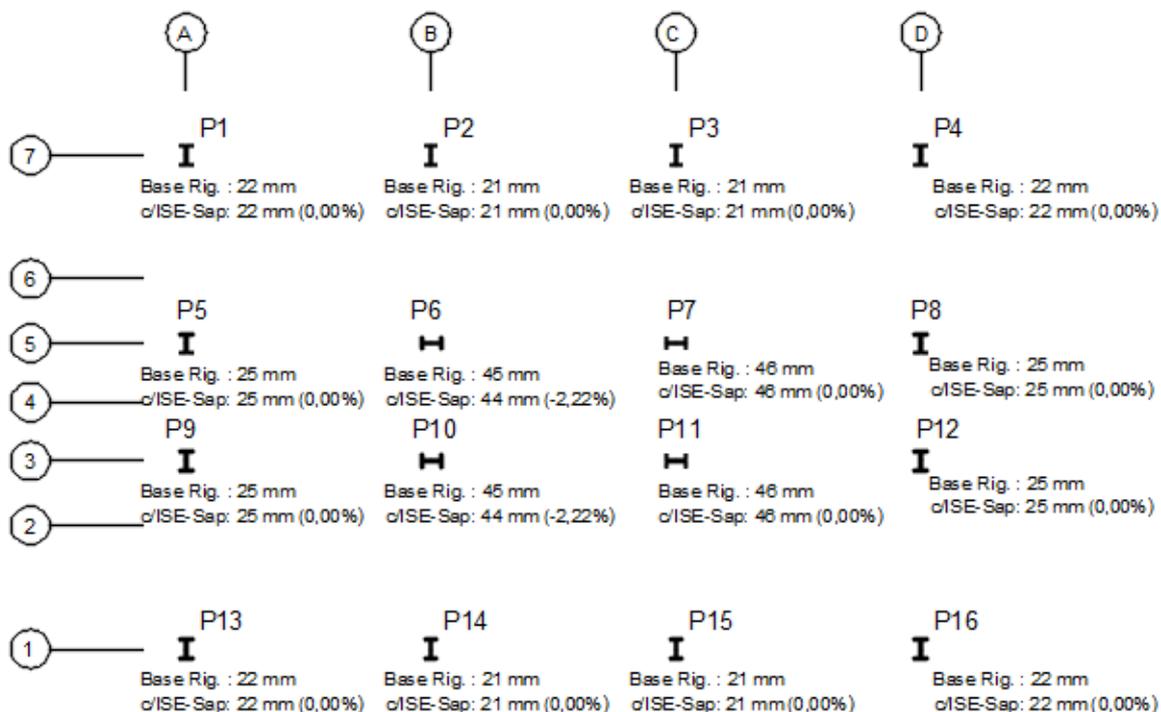
Fonte: Autor (2018)

Assim como para a estrutura de 16 pavimentos, os deslocamentos laterais também apresentaram variações bastante significativas. A direção “Y” da estrutura apresentou variação de 102,22% (passando de 0,45 cm para 0,91 cm) no primeiro pavimento e variação de 71,79% (passando de 8,97 cm para 15,41 cm) no topo da estrutura. A direção “X” as variações de 75% (passando de 0,20 cm para 0,35 cm) no primeiro pavimento e variação de 40,16% (passando de 5,08 cm para 7,12 cm) no topo da estrutura. O deslocamento lateral na direção “Y”, considerando a ISE, ultrapassou o deslocamento lateral máximo admitido por norma (14,5 cm) no topo da estrutura.

6.2.5.4 RECALQUES

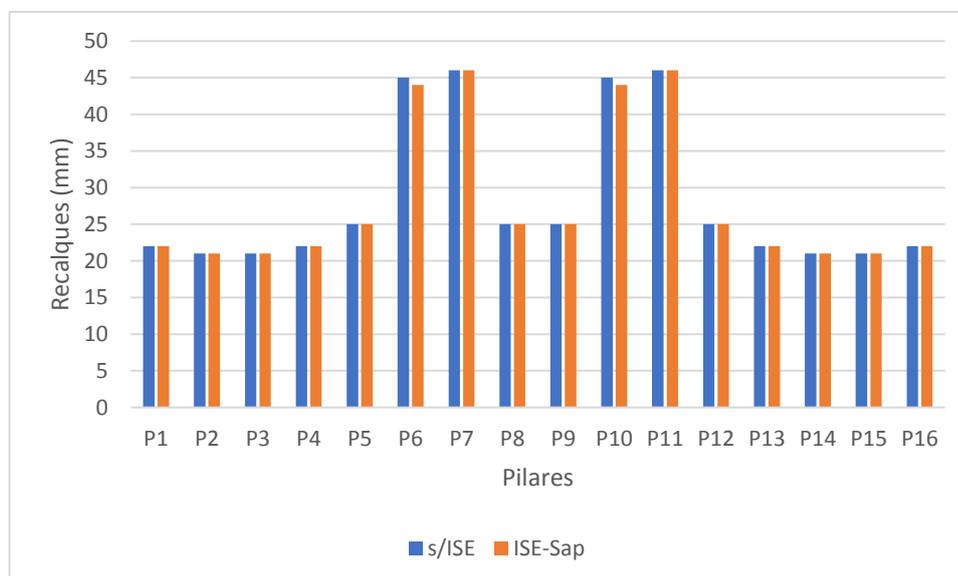
A Figura 123 apresenta a comparação em planta entre os recalques iniciais (obtidos para a análise convencional considerando o tipo de fundação) e os recalques finais da fundação (obtidos após o processo iterativo). A Figura 124 apresenta a mesma comparação no formato de gráfico de colunas. Os recalques foram obtidos considerando a envoltória de combinações.

Figura 123: Comparação em planta dos recalques por pilar - 20 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Figura 124: Comparação em gráfico dos recalques por pilar - 20 Pav. Sapatas



Fonte: Autor (2018)

Os recalques não apresentaram variações significativas.

6.2.5.5 COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL

A Tabela 33 apresenta os coeficientes de reação vertical (CRV) para a fundação profunda. Os CRVs apresentados na Tabela 33 representam o quociente entre o esforço axial de compressão no pilar e o deslocamento total da fundação considerada (recalque).

Tabela 33 - Coeficientes de Reação Vertical - 20 Pav. Sapatas

PILAR	Fundação rasa (kN.m)
P1	209571
P2	206214
P3	206214
P4	209500
P5	216438
P6	262207
P7	262867
P8	216500
P9	216500
P10	262207
P11	262867
P12	216500
P13	209571
P14	206214
P15	206214
P16	209286

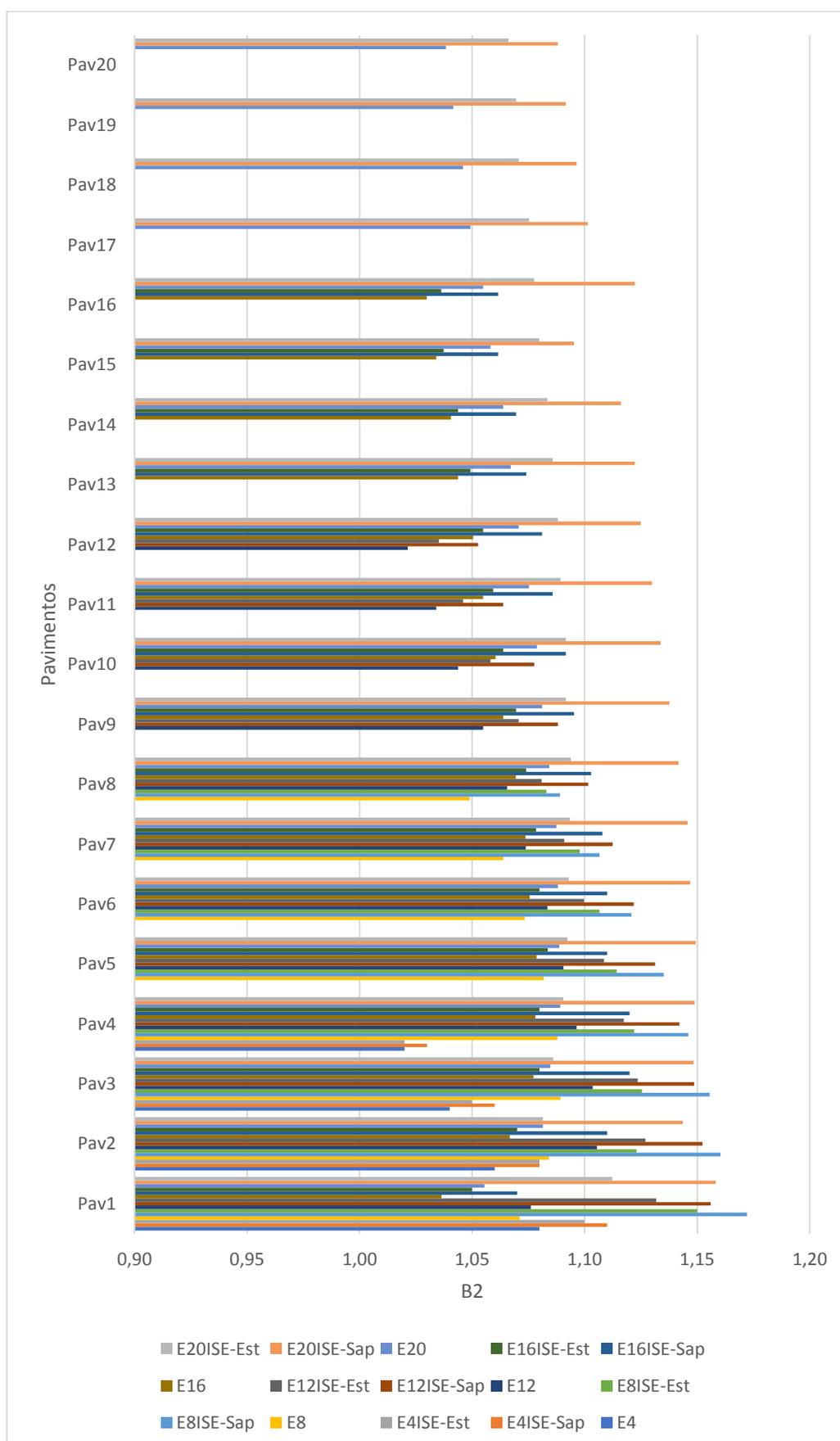
Fonte: Autor (2018)

6.3 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A partir da análise dos resultados pode-se observar que os esforços de compressão axial e momentos fletores na base dos pilares não sofreram variações significativas (acima de 10%) em nenhum dos casos analisados, tanto para fundação rasa quanto para fundação profunda, possivelmente devido à leveza da estrutura metálica em relação às estruturas de concreto armado (o peso próprio de uma estrutura corresponde à maior parte do peso total da estrutura).

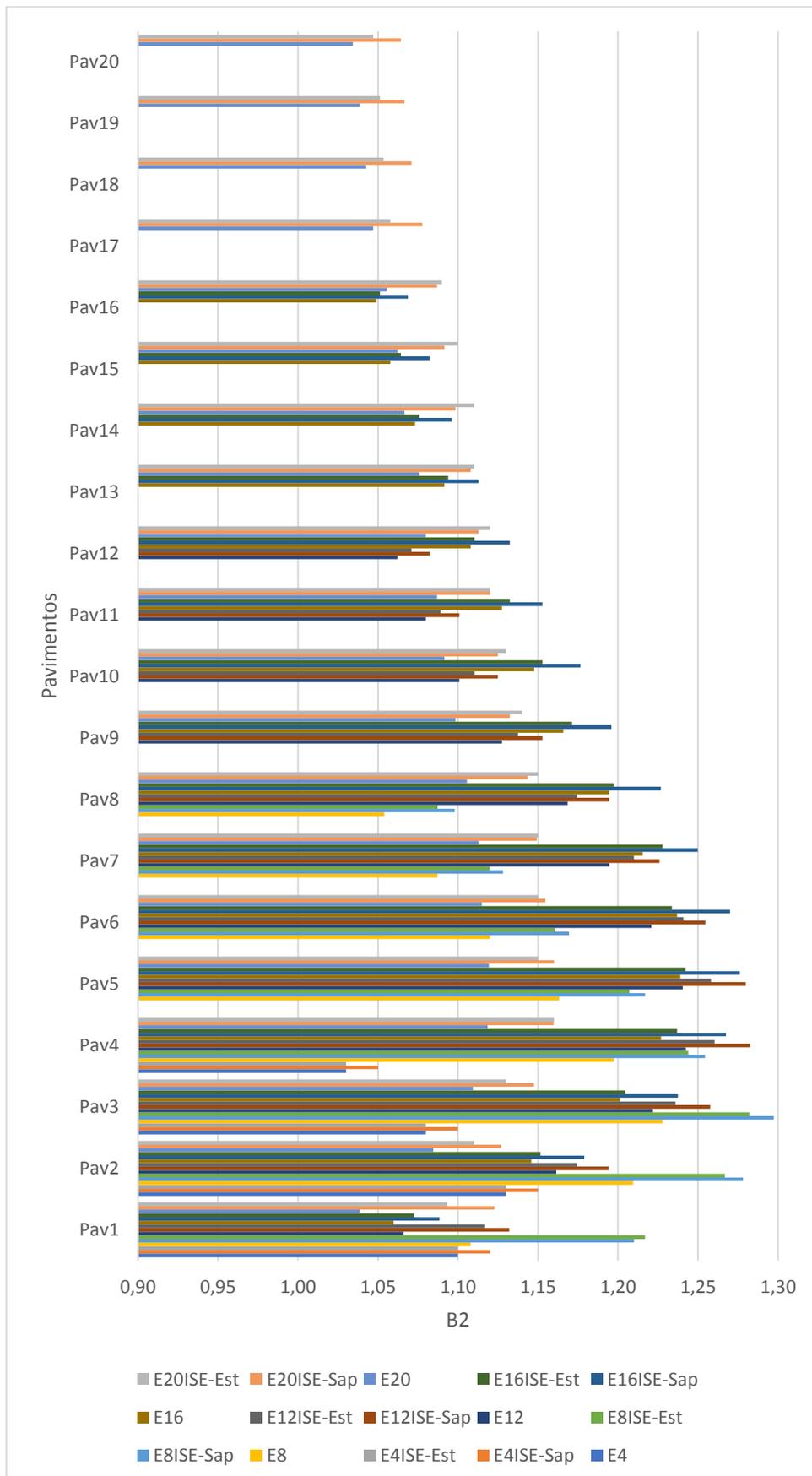
Os coeficientes de estabilidade global, B_2 , por sua vez, sofreram alterações significativas. Os gráficos das Figura 125 e 126 apresentam comparações entre os coeficientes relativos à direção “Y” e “X” respectivamente, para todas as estruturas.

Figura 125: Comparação de B₂ para todas as estruturas - Direção “Y”



Fonte: Autor (2018)

Figura 126: Comparação de B₂ para todas as estruturas - Direção “X”



Fonte: Autor (2018)

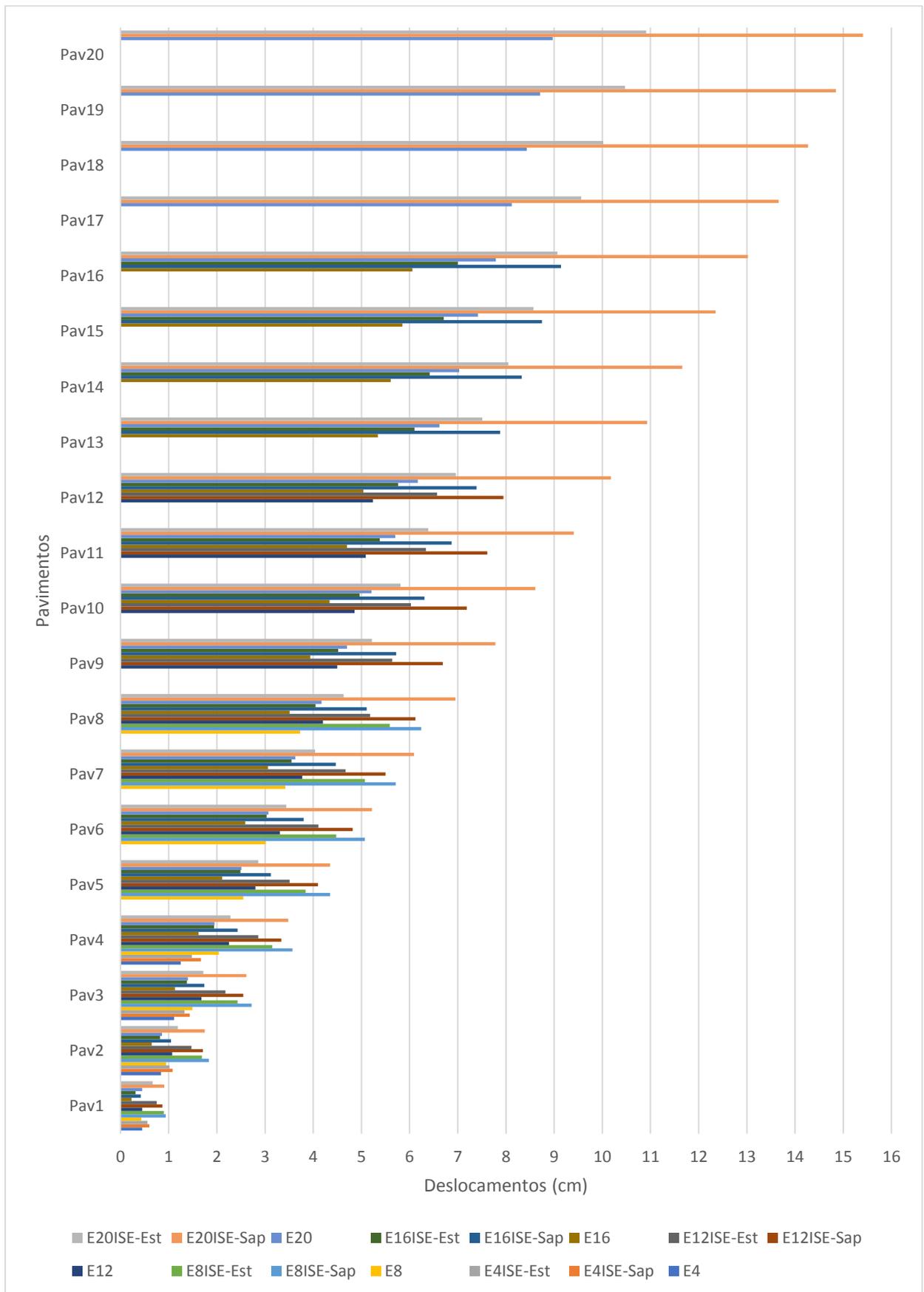
Da análise dos gráficos nota-se que o coeficiente B_2 tem valores maiores para a direção “X” da estrutura, na qual é a direção dos pórticos rígidos. Nota-se também uma variação maior dos coeficientes para as estruturas com fundações rasas, para ambas as direções. Em todas as análises o coeficiente B_2 sempre resultou em valores maiores do que os obtidos em análises convencionais. Em vários casos houve mudança da classificação da estrutura quanto à deslocabilidade, passando de pequena para média deslocabilidade. Nestes casos de mudança de classificação da estrutura haveria a necessidade de procedimentos de análise mais rigorosos referentes à consideração das imperfeições geométricas e de material.

Os deslocamentos laterais, assim como os coeficientes B_2 , também apresentaram variações significativas. Em alguns casos onde foi considerado a ISE, o valor limite do deslocamento lateral máximo do topo da estrutura ($H/400$) foi excedido.

Na análise convencional de estruturas a rigidez a rotação dos apoios das estruturas são definidos de duas maneiras: com restrição à rotação (“ligação engastada”) e sem restrição à rotação (“ligação articulada”). Para os modelos onde a fundação é modelada junto com a superestrutura a rigidez real da ligação é levada em consideração. Essa rigidez é na realidade uma ligação semirrígida, que se encontra no meio dos dois extremos das ligações idealizadas. Sendo assim, nas estruturas analisadas considerando o efeito da ISE há a influência da modificação da restrição à rotação nas ligações entre os pilares metálicos e as fundações (para os casos onde a ligação pilar-fundação na análise convencional é rígida) contribuindo, assim, para o aumentando do deslocamento lateral das estruturas analisadas.

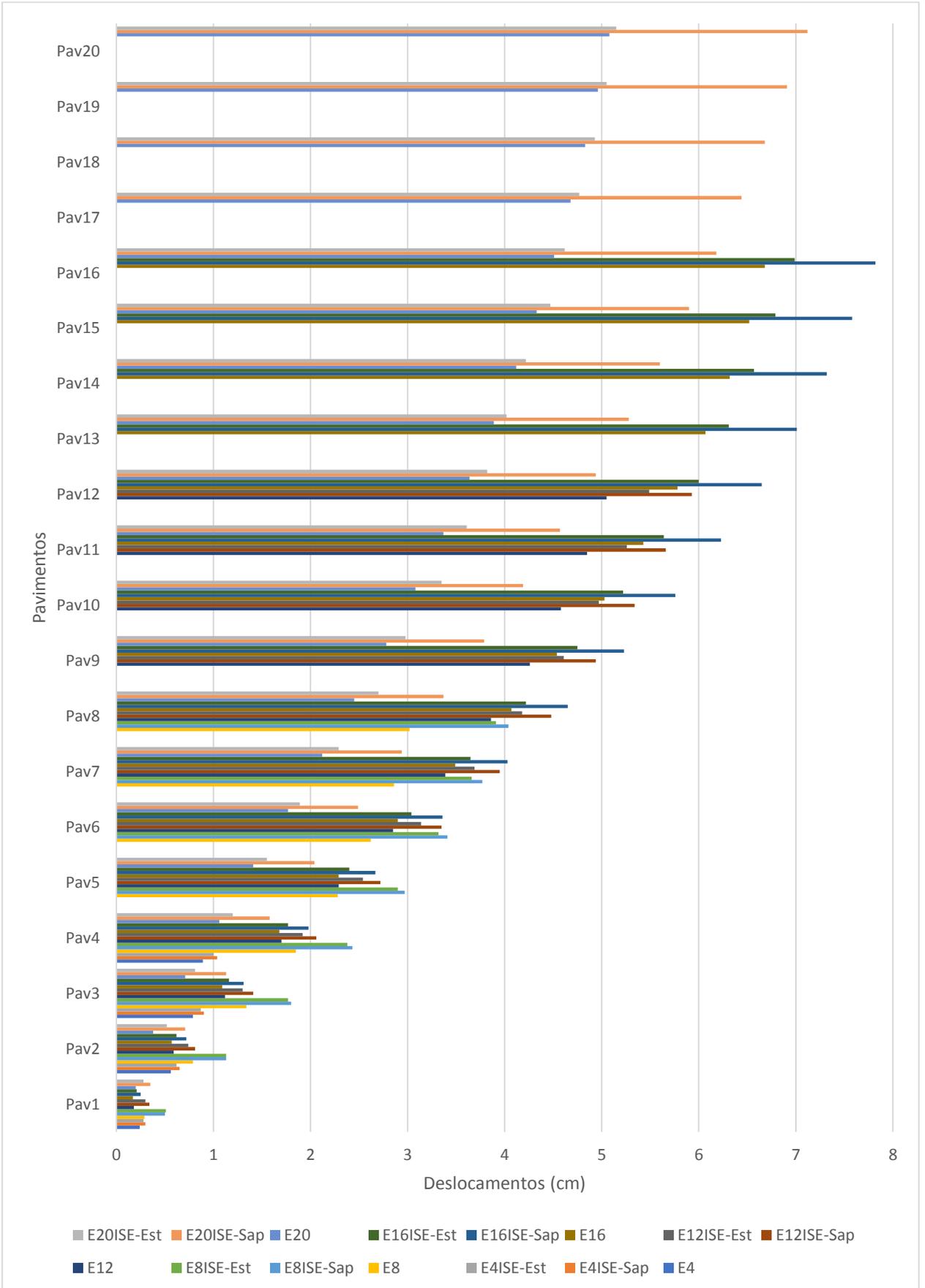
A Figura 127 apresenta uma comparação entre os deslocamentos laterais relativos à análise convencional (sem ISE), fundação rasa e fundação profunda, para a direção “Y” (direção dos pórticos rígidos). A Figura 128 apresenta a mesma comparação para a direção “X” (direção dos contraventamentos dispostos em “X”). As comparações mostram que, para todas as estruturas, houve um aumento dos deslocamentos laterais para ambas as direções, sendo que a fundação em sapata foi a que apresentou maiores variações.

Figura 127: Deslocamentos laterais para todas as estruturas - Direção “Y”



Fonte: Autor (2018)

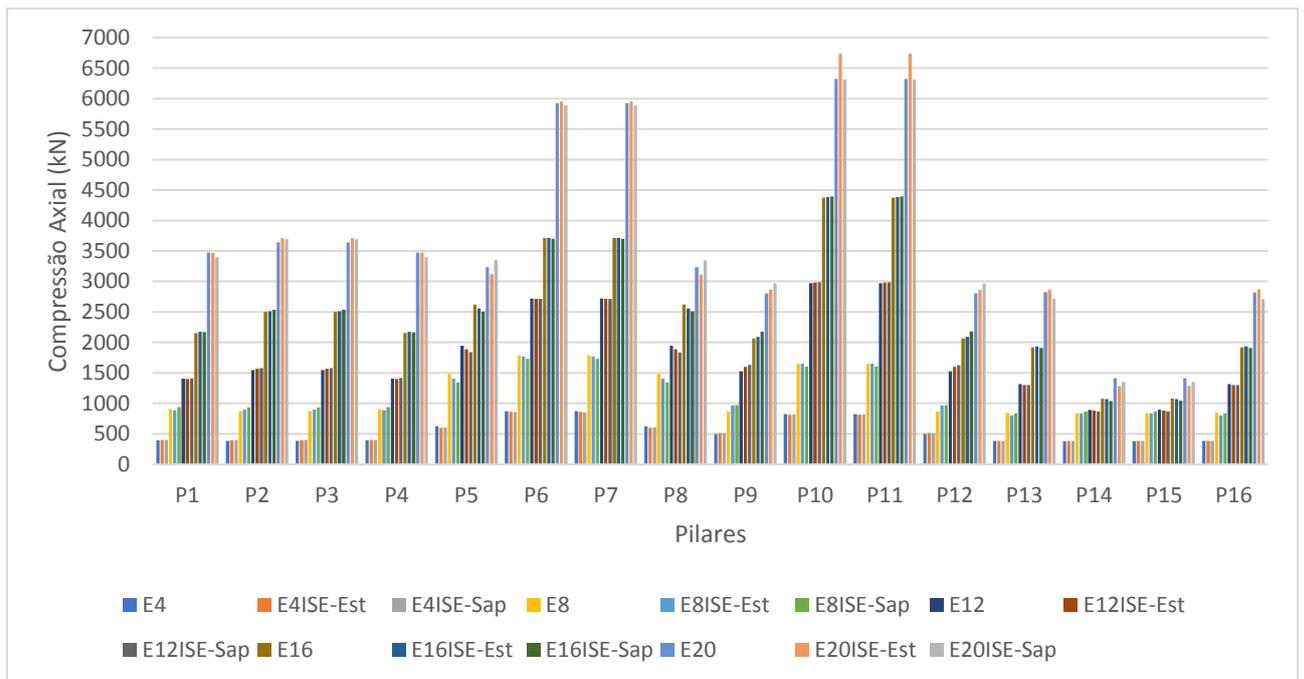
Figura 128: Deslocamentos laterais para todas as estruturas - Direção "X"



Fonte: Autor (2018)

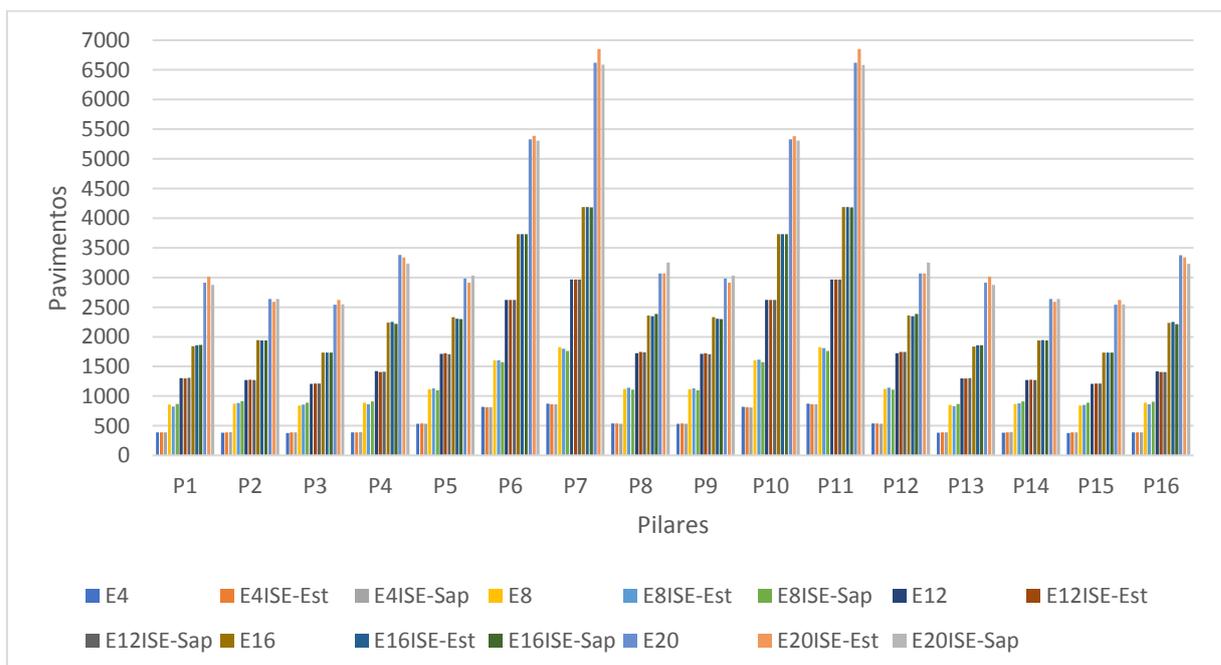
A Figura 129 apresenta uma comparação entre as forças de compressão axial para todas as estruturas em relação à direção “Y”. A Figura 130 apresenta a mesma comparação para a direção “X”. Nota-se que houve pouca variação dos esforços tanto para fundações rasas quanto para fundações profundas.

Figura 129: Compressão axial para todas as estruturas - Direção “Y”



Fonte: Autor (2018)

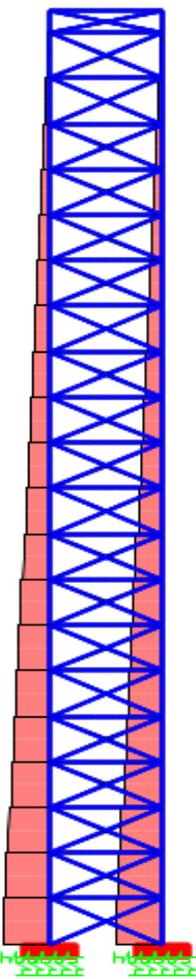
Figura 130: Compressão axial para todas as estruturas - Direção “X”



Fonte: Autor (2018)

As mesmas variações dos esforços de compressão axial que foram obtidas nas bases dos pilares foram encontradas ao longo da altura dos pilares, para todas as estruturas. A Tabela 34 apresenta o pilar P11 das estruturas de 20 pavimentos sobre as fundações rasas e profundas a fim de exemplificação.

Tabela 34 - Variação do esforço de compressão axial ao longo da altura do pilar

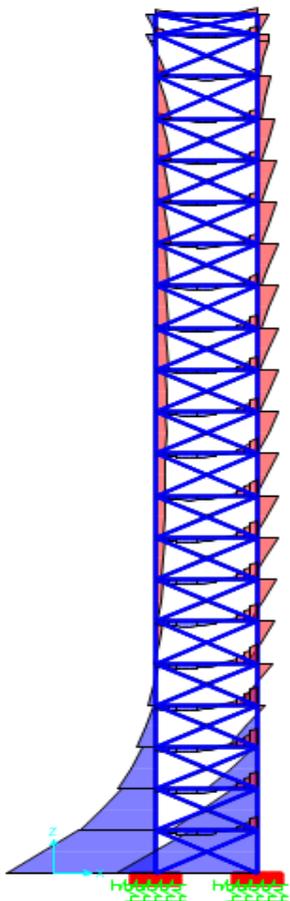


Pavimento	P11-E20 (kN)	P11-E20ISE-Sap (kN)	P11-E20ISE-Est (kN)	Diferença E20/ E20ISE-Sap (%)	Diferença E20/ E20ISE-Est (%)
Pav1	6323	6313	6295	-0,17	-0,44
Pav2	5999	5992	5978	-0,12	-0,35
Pav3	5638	5627	5621	-0,20	-0,30
Pav4	5284	5270	5262	-0,26	-0,42
Pav5	4922	4907	4898	-0,30	-0,49
Pav6	4600	4583	4578	-0,37	-0,48
Pav7	4268	4251	4255	-0,40	-0,30
Pav8	3942	3925	3931	-0,43	-0,28
Pav9	3605	3588	3592	-0,47	-0,36
Pav10	3305	3287	3292	-0,54	-0,39
Pav11	2992	2976	2981	-0,53	-0,37
Pav12	2684	2668	2672	-0,60	-0,45
Pav13	2378	2363	2362	-0,63	-0,67
Pav14	2076	2062	2059	-0,67	-0,82
Pav15	1776	1764	1762	-0,68	-0,79
Pav16	1480	1469	1471	-0,74	-0,61
Pav17	1187	1178	1181	-0,76	-0,51
Pav18	898	891	893	-0,78	-0,56
Pav19	615	610	611	-0,81	-0,65
Pav20	338	335	336	-0,89	-0,59

Fonte: Autor (2018)

A Tabela 35 apresenta a variação dos momentos fletores ao longo da altura do mesmo pilar (P11-E20) com a finalidade de exemplificar o modo como ocorre a variação.

Tabela 35 - Variação do esforço de momento fletor ao longo da altura do pilar



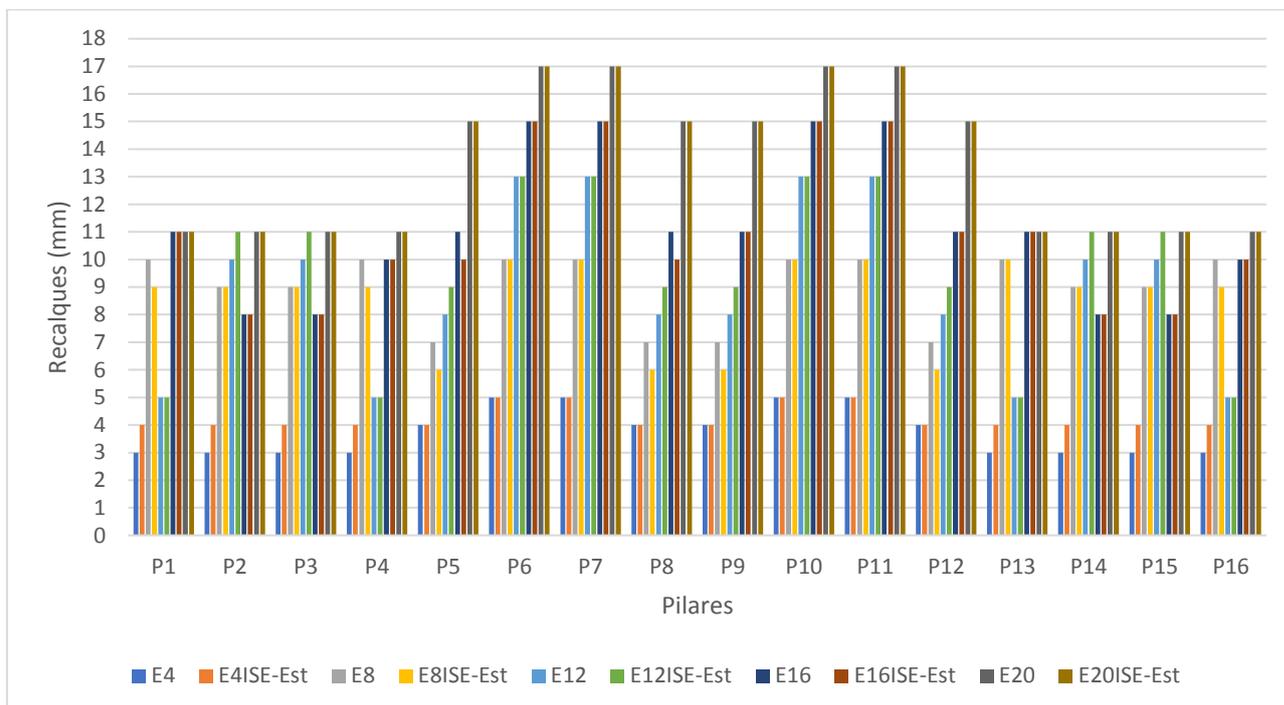
Pavimento	P11-E20 (kN.m)	P11-E20ISE-Sap (kN.m)	P11-E20ISE-Est (kN.m)	Diferença E20/E20ISE-Sap (%)	Diferença E20/E20ISE-Est (%)
Pav1	843	861	855	2,14	1,42
Pav2	516	525	520	1,74	0,78
Pav3	303	304	303	0,33	0,00
Pav4	180	180	180	0,00	0,00
Pav5	112	111	112	-0,89	0,00
Pav6	73	71	73	-2,74	0,00
Pav7	49	47	49	-4,08	0,00
Pav8	32	30	31	-6,25	-3,13
Pav9	20	18	20	-10,00	0,00
Pav10	10	8	10	-20,00	0,00
Pav11	3	1	3	-66,67	0,00
Pav12	-4	-6	-4	50,00	0,00
Pav13	-10	-12	-12	20,00	20,00
Pav14	-15	-18	-16	20,00	6,67
Pav15	-20	-22	-20	10,00	0,00
Pav16	-23	-26	-24	13,04	4,35
Pav17	-25	-28	-25	12,00	0,00
Pav18	-25	-28	-26	12,00	4,00
Pav19	-21	-23	-22	9,52	4,76
Pav20	-5	-8	-6	60,00	20,00

Fonte: Autor (2018)

A Tabela 35 evidencia a menor variação do momento fletor ao longo da altura do pilar para a fundação profunda. Nota-se que, apesar da grande variação da porcentagem dos valores, em números absolutos a variação foi pequena. O mesmo comportamento da variação dos esforços de compressão axial e momentos fletores ao longo da altura do pilar foi encontrado para todas as outras estruturas.

Os recalques, para ambas as fundações e de uma forma já esperada, sofreram variações muito pouco significativas ou até mesmo não sofreram variações, já que os esforços de compressão axial na base dos pilares também não apresentaram grandes mudanças. O gráfico da Figura 131 apresenta uma comparação entre todos os recalques obtidos para todas as estruturas sobre fundação profunda.

Figura 131: Comparação dos recalques por pilar para todas as estruturas com fundações profundas

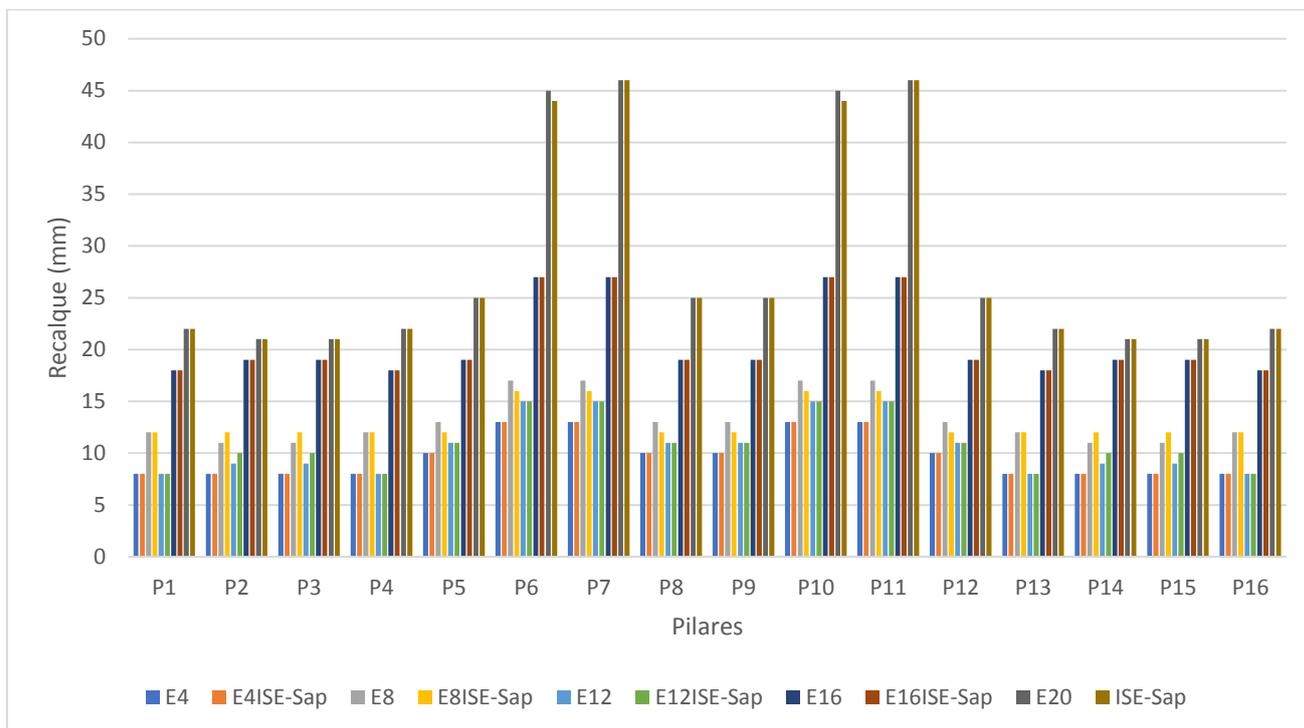


Fonte: Autor (2018)

A análise do gráfico da Figura 131 mostra a tendência do aumento dos recalques em função do aumento da altura das edificações, com algumas exceções pontuais. É importante lembrar que as estruturas com diferentes números de pavimentos diferem entre si em relação ao tipo de contraventamento e rigidez dos perfis, portanto não são estruturas exatamente iguais, por isso as exceções pontuais em relação aos recalques. Também é possível notar que a estrutura de 4 a 12 pavimentos são as que apresentaram algumas variações em relação aos recalques. As estruturas de 16 e 20 pavimentos com fundações profundas praticamente não apresentaram variações nos recalques, possivelmente devido à alta rigidez destas estruturas, conforme apresentado em Gusmão (1990) e Goshy (1978).

O gráfico da Figura 132 apresenta uma comparação entre todos os recalques obtidos para todas as estruturas sobre fundação rasa. O gráfico evidencia os maiores valores dos recalques em fundações rasas em comparação com os recalques das fundações profundas, o que já era esperado. Pode-se notar uma maior variação nas estruturas de até 12 pavimentos, ainda de que forma sutil.

Figura 132: Comparação dos recalques por pilar para todas as estruturas com fundações rasas



Fonte: Autor (2018)

Os valores dos Coeficientes de Reação Vertical (CRV) apresentaram maiores valores para a fundação rasa, evidenciando, assim, a menor rigidez deste tipo de fundação em relação à fundação profunda. Estes coeficientes não aumentaram linearmente em função da altura das estruturas, pois o aumento de pavimentos exigiu modificações nos sistemas de contraventamento tornando, assim, as estruturas diferentes umas das outras (em função da altura).

Em geral as variações, considerando a ISE, foram maiores para a fundação em sapata, onde pôde-se notar maiores variações dos coeficientes B_2 e dos deslocamentos laterais.

7. CONCLUSÕES

Os modelos desenvolvidos neste trabalho tiveram como objetivo estudar o efeito da interação solo-estrutura em estruturas metálicas, assunto ainda com pouca bibliografia disponível. Procurou-se dimensionar as estruturas metálicas e suas respectivas fundações da maneira nas quais são elaboradas no dia-a-dia dos escritórios de engenharia do Brasil, de forma a se fazer um estudo da ISE mais próximo das estruturas metálicas projetadas no país. Foi adotada uma estrutura modelo de 4 pavimentos como exemplo do dimensionamento realizado para as demais estruturas, onde foram apresentadas todas as etapas do projeto, incluindo a superestrutura, as fundações e o método de consideração da interação solo-estrutura.

Foram adotados modelos baseados no Método dos Elementos Finitos através do software SAP2000 para a consideração da rigidez real dos elementos de fundação (blocos, sapatas, estacas e vigas baldrames) e para a melhor visualização do caminho das forças dentro destes elementos. Os modelos foram validados através de um método que considera a aplicação direta dos coeficientes de reação na base dos pilares. A diferença percentual entre os modelos foi muito pequena, portanto, alternativamente ao método apresentado neste trabalho, pode-se aplicar os coeficientes de reação diretamente na base do pilar, através de “molas” em softwares de cálculo estrutural.

As variações dos esforços de compressão axial ficaram abaixo das taxas de variação encontradas na literatura para as estruturas de concreto armado, porém mostraram-se consistentes com as taxas obtidas por Mendonça (2012) para estruturas metálicas. Já as variações dos momentos fletores ficaram abaixo das encontradas pelo autor. A pequena taxa de variação dos esforços de compressão axial já era esperada, pois uma das características das estruturas metálicas é o menor peso próprio quando comparadas com as estruturas de concreto armado.

O alívio dos esforços de compressão axial dos pilares centrais (P6, P7, P10 e P11) foi notado em todas as estruturas, ainda de que forma bem sutil. Este alívio de compressão axial nos pilares centrais e aumento nos pilares de extremidade é uma característica apresentada por diversos autores em estudos da ISE em estruturas de concreto armado. Esta característica foi notada com uma intensidade um pouco maior nas estruturas de menor rigidez, ou seja, conforme a rigidez da estrutura foi aumentando esta característica foi cada vez menos percebida.

Os deslocamentos laterais, por sua vez, apresentaram um aumento dos valores nas análises considerando a ISE. Os valores máximos dos deslocamentos laterais do topo da estrutura ($H/400$) permitidos por norma foram excedidos em algumas análises considerando a ISE.

O coeficiente B_2 ultrapassou por diversas vezes o valor limite da classificação entre pequena e média deslocabilidade e, dessa maneira, exigiria procedimentos de análise mais rigorosos no que se refere a consideração das imperfeições geométricas e de material.

Em geral as maiores variações dos deslocamentos laterais e coeficiente B_2 foram observadas para a fundação rasa, enquanto que a redistribuição dos esforços de compressão axial e momentos fletores mostrou-se aproximadamente igual para ambas as fundações.

Através da análise dos resultados pode-se afirmar que a consideração da interação solo-estrutura, para as estruturas analisadas, produziu efeitos pouco significativos para os esforços de compressão axial e momentos fletores na base dos pilares, independentemente da quantidade de pavimentos. Já os deslocamentos laterais e coeficientes B_2 apresentaram resultados apreciáveis.

Em geral a consideração da ISE pode ser feita de maneira relativamente simples caso sejam utilizados os coeficientes de reação (através de molas) diretamente na base dos pilares. Esta consideração, mesmo que de maneira simplificada, aproxima o modelo estrutural do modelo real.

Apesar dos resultados apontarem para o pequeno efeito da interação solo-estrutura (em relação às estruturas analisadas neste trabalho), podem haver casos em que este efeito seja considerável, pois alguns fatores não foram considerados nas análises considerando a ISE, como a sobreposição do bulbo de tensões entre sapatas vizinhas, efeitos construtivos, efeito de edificações vizinhas, geometrias não-simétricas de edificações, etc... Portanto, há a necessidade de mais estudos neste sentido.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, 1980.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 1996.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de Ensaio.** Rio de Janeiro, 2001.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2003.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** Rio de Janeiro, 2008.

ALMEIDA, V. S. **Análise da interação solo não homogêneo/estrutura via acoplamento MEC/MEF.** São Carlos, 192p. Tese (Doutorado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundação.** 2.ed. São Paulo: Blucher, 1983.

AOKI, N. **Modelo simples de transferência de estaca vertical sujeita a carga axial de compressão.** In: Ciclo de palestras sobre fundações, Recife, 1987, Anais. ABMS-NE. p. 79-95.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** 1.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ARAUJO, J. M. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado.** 3ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2014.

ARON, C.; JONAS, E. **Structural element approaches for soil-structure interaction.** Göteborg, 64p. Master of Science Thesis. Division of Structural Engineering and GeoEngineering Concrete Structures and Geotechnical Engineering, Göteborg, Sweden, 2012.

AYALA, R. J. L.; FRANÇA, W. P. F. F.; SILVA, S. E. Estado da arte da interação solo-estrutura e sua influência nos recalques do solo. **Periódico Científico Outras Palavras**, v.11, n. 2, 2015.

BARATA, F.E. **Recalques de Edifícios sobre Fundações Diretas em Terrenos de Compressibilidade Rápida e com a Consideração da Rigidez da Estrutura**. Tese de Concurso para Professor Titular do Departamento de Construção Civil, Escola de Engenharia da UFRJ. Rio de Janeiro, 1986.

BURAGOHAINS, D. N; RAGHAVAN, N. (1977). **Interaction of frames with pile foundations**. Proc. of International Symposium on Soil-Structure Interaction, Roorke, Vol.I, pp 109-115.

BASTOS, P. S. S. **Sapatas de fundação - Notas de aula**. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2017.

BASTOS, P. S. S. **Blocos de fundação - Notas de aula**. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2017.

CARVALHO, C. S. entre outros. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

CHAMECKI, S. **Consideração da rigidez no cálculo de recalques de fundações**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Anais. Porto Alegre: Ipsi Gráfica e Editora, 1954. p. 35-80.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. *Recommendations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de foundation*. Bulletin d'Information n.73. Paris, 1970.

FERRO, F. L. B. **Interação solo-estrutura em galpões metálicos treliçados com cobertura em arco metálico circular**. 2013. 259f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil). Universidade Federal de Sergipe, São Cristovão, 2013.

FILHO, R. F. M. **Análise da interação estaca-solo via combinação do método dos elementos finitos com o método dos elementos de contorno**. 1999. 116f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F; BORGES, A. C. L. **Influência da interação solo estrutura no comportamento estrutural global de edifícios altos**. XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Santiago – Chile, 2008.

GEROLYMOS, N.; GAZETAS, G. **Development of Winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities**. Elsevier Science, Athens, Greece, v26, p. 363-376, 2005.

GONÇALVES, J. C. **Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício**. 2004. 126f. Dissertação (Mestrado em ciências em engenharia civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

GOSCHY, B. **Soil-Foundation-Structure Interaction**. *Journal of the Structural Division*. Vol 104, nº ST5.1978. p. 749-761.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, A. J. **Avaliação da interação solo-estrutura em edificações**. X COBRAMSEG, Foz do Iguaçu, ABMS. Vol 1. Nov 1994. p. 67-74.

GUSMÃO, A.D. **Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações**. 1990. 208f. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

HOLANDA Jr, O. G. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. 1998. 180f. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

IWAMOTO, R.K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo - estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000, 140f. Dissertação (Mestrado em estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

KING, G. J. W; CHANDRASEKARAN, V.S (1977). **An assessment of the effects of interaction between a structure and it's foundation**. Proc. of Conference on Settlement of Structures, Cambridge, pp 368-383.

KOÇAK, S.; MENGI, Y. **A simple soil-structure interaction model**. Elsevier Science, Ankara, Turkey, v24, n. 8, p. 607-635, 2000.

LEE, I. K. S.; HARRISON, H.B. **Structure and foundation Interaction Theory**. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v96, n. ST2, p. 177-197, 1970.

MENDONÇA, A. V. **Análise da interação placa-estaca-solo via combinação do método dos elementos finitos com elementos de contorno**. 1997. 234f. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

MENDONÇA, F. R. S. **Avaliação do efeito da interação solo-estrutura sobre o comportamento estrutural de edificações em aço e mistas (aço-concreto)**. 2012. 131f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

MEYERHOF, G. G. Some recent foundation research and its application to design. **The structural engineering**, v.31, p. 151-167, Londres, 1953.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Physics**, v.7, p. 195-202, 1936.

MOTA, M.M.C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo**. 2009. 187f. Tese (Doutorado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

- PERLOFF, W. H. **Pressure distribution and settlement**. In: WINTERKORN, H.F.; FANG, H.Y. *Foundation engineering handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 148-196.
- PINTO, C. S. **Curso básico de Mecânica dos Solos - Exercícios Resolvidos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2001.
- POULOS, H. G. **Settlements analysis of structural foundation systems**. Proceedings, IV South – East Asian Conference on Soil Engineering, Kuala Lumpur, Malásia, Vol. 6. p. 52-62, 1975.
- POULOS, H. G.; DAVIS, H. G. **The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers**. *Geotechnique*, Vol. 18, p. 351-371, 1968.
- REBELLO, Y.C.P. **Fundações – Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4ed. São Paulo: Ziguarte Editora, 2008.
- REIS, J.H.C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 2000. 172f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos.
- ROSAS, L.R.B; SILVA, A.R.D.; SILVEIRA, R.A.M. **Nonlinear dynamic analysis of structures in contact with soil**. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. 2017.
- SILVA, N. U. P. **Análise das tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura**. 2006. 123f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas gerais, Belo Horizonte, 2006.
- SOUZA, A. S. C. **Dimensionamento de Elementos Estruturais em Aço**. 1ed. São Carlos: Edufscar, 2010.
- SOUZA, A. S. C. **Notas de Aula**. 2016. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.
- SOUZA, R.A.; REIS, J.H.C. **Interação solo- Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas estrutura para edifícios sobre fundações rasas estrutura para edifícios sobre fundações rasas**. *ActaSci. Technol.*, Maringá, Vol 30, n. 2, p. 161-171, 2008.
- TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. John Wiley and sons: Nova Iorque, 1943.
- SANDRU, M; BUTNARU, B. A; FURIS, D.; CRETU, D. I. **The influence of flexibility coefficient on the size of internal forces and deformations in circular plates on elastic medium**. Technical University of Civil Engineering Bucharest. Department of Strength of Materials: Bucharest, 2016.
- TIMOSHENKO, S.P.; GOODIER, J.N. **Theory of elasticity**. McGraw-Hill, 1951.
- TQS Informática Ltda. **Manual Teórico SISE TQS**. São Paulo, 2008.

VITORETTI, M. M. **Análise da interação solo-estrutura em fundações de concreto armado pelo método dos elementos finitos**. 2003. 165f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

WINKLER, E. H. **Die Lehre von Elastizität und Festigkeit**. Praga, Dominicus, 1867.

ANEXO A

Neste anexo encontra-se a planilhas utilizadas para o dimensionamento das estruturas metálicas. As planilhas foram elaboradas utilizando o software livre denominado Smath Studio.

A.1 - DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO DE PERFIS "I" ou "C" METÁLICOS

Perfil Considerado = W150x22,5

DADOS DE ENTRADA DO AÇO

$\gamma := 1.10$ (Coeficiente de ponderação da resistência para compressão = 1,10)

$E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (Módulo de elasticidade do aço)

$f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (Escoamento do aço)

DADOS DE ENTRADA DO PERFIL

$A_g := 29 \text{ cm}^2$ (Área bruta da seção transversal da barra)

$h := 139 \text{ mm}$ (Altura do perfil da alma)

$t_w := 5.8 \text{ mm}$ (espessura da alma)

$b_f := 153 \text{ mm}$ (Comprimento total da mesa)

$t_f := 6.6 \text{ mm}$ (espessura da mesa)

DADOS DE FLAMBAGEM EM X

$I_x := 1229 \text{ cm}^4$ (Momento de inércia em relação ao eixo X)

$K_x := 1$ (Coeficiente de flambagem no eixo X)

$L_x := 290 \text{ cm}$ (Comprimento do perfil no eixo X)

DADOS DE FLAMBAGEM EM Y

$I_y := 387 \text{ cm}^4$ (Momento de inércia em relação ao eixo y)

$K_y := 1$ (Coeficiente de flambagem no eixo Y)

$L_y := 290$ cm (Comprimento do perfil no eixo Y)

DADOS DE FLAMBAGEM EM Z

$K_z := 1$ (Coeficiente de flambagem no eixo Z - Geralmente mesmo que X e Y)

$L_z := 290$ cm (Comprimento de flambagem no eixo Z - Geralmente mesmo que X e Y)

DADOS DE TORÇÃO

$I_t := 4.75$ cm⁴ (Inércia a torção do perfil - tabela de bitolas Gerdau)

$G := 7700$ $\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (Módulo de elasticidade transversal do aço = 77000 MPa)

$C_w := 20417$ cm⁶ (Constante de empenamento - tabela de bitolas Gerdau)

$r_x := 6.51$ cm (Raio de giração em X - tabela de bitolas Gerdau)

$r_y := 3.65$ cm (Raio de giração em Y - tabela de bitolas Gerdau)

$x_0 := 0$ (Coordenada X do centro de torção(Ct) - tabela de bitolas Gerdau)

$y_0 := 0$ (Coordenada Y do centro de torção(Ct)- tabela de bitolas Gerdau)

1.Coeficiente de flambagem local, Q:

F.1.2 As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais todos os elementos componentes da seção transversal possuem relações entre largura e espessura (relações b/t) que não superam os valores de $(b/t)_{\text{lim}}$ dados na Tabela F.1, têm o fator de redução total Q igual a 1,00.

ALMA - Elementos AA (apoiado-apoiado)

$(b/t)_{\text{lim}}$

— Almas de seções I, H ou U		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
— Mesas ou almas de seção-caixão		
— Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1		

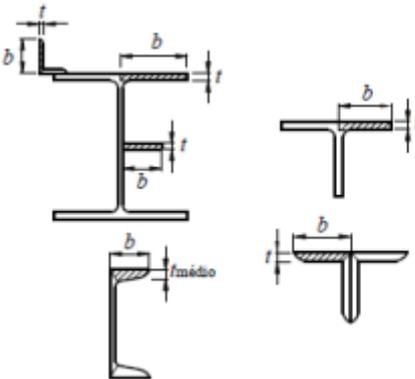
$$b_{t,alma} := \frac{h}{t_w} = 23.97$$

$$b_{t,lim,alma} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35.87$$

Se $b_{t,alma}$ for menor do que $b_{t,lim,alma}$, então $Q = 1$. Não há flambagem local.

MESA - Elementos AL (apoiado-livre)

$(b/t)_{lim}$

<ul style="list-style-type: none"> — Mesas de seções I, H, T ou U laminadas — Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas — Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
--	--	-----------------------------

$$bt_{mesa} := \frac{bf}{2 \cdot tf} = 11.59$$

$$bt_{lim,mesa} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.48$$

Se bt_{mesa} for menor do que $bt_{lim,mesa}$, então $Q = 1$. Não há flambagem local.

Caso algum dos limites acima seja superior ao limite, deve-se determinar o parâmetro de flambagem local para elementos AA e AL de acordo com as expressões abaixo.

ALMA

Para elementos AA

$$bef_{alma} := 1.92 \cdot tw \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left(1 - \frac{0.34}{\frac{h}{tw}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) = 176.54$$

bef_{alma} é o comprimento efetivo da alma (com flambagem local) e deve ser menor do que h .

$$bef := 225 \text{ mm}$$

Entre com o valor de bef (menor entre h e bef_{alma})

$$A_{efAA} := A_g - (h - bef) \cdot tw = 527.8$$

$$Q_a := \frac{A_{efAA}}{A_g} = 18.2$$

MESA

Para elementos AL

$$\text{Se } 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.48 \leq \frac{b_f}{t_f} = 23.18 \leq 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 24.8$$

Então, Q_s é dado por:

$$Q_{s1} := 1.415 - 0.74 \cdot \frac{b_f}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.7$$

Se b_f/t_f for maior do que o intervalo dado acima, então Q_s é dado por:

$$Q_{s2} := \frac{0.69 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{b_f}{t_f}\right)^2} = 0.74$$

$$Q_s := 1 \quad \text{Preencher com o valor final de } Q_s$$

Valor de Q

$$Q := Q_a \cdot Q_s = 18.2 \quad (\text{Para ocorrência de flambagem local})$$

$$Q := 1 \quad \text{Preencher com o valor final de } Q$$

2. Fator de flambagem global, χ :

$$N_{pl} := A_g \cdot f_y = 1000.5 \quad \text{kN} \quad (\text{Força normal correspondente ao escoamento da seção transversal})$$

Módulos críticos de flambagem (Preencher $N_{e,cr}$ com o menor valor encontrado entre os 3 módulos abaixo)

2.1 - Módulo de flambagem em X

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 2884.6 \quad \text{kN}$$

2.2 - Módulo de flambagem em Y

$$N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 908.33 \quad \text{kN}$$

2.3 - Módulo de flambagem em Z

$$r_0 := \sqrt{x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2} = 7.46 \quad \text{cm} \quad (\text{Raio de giração polar})$$

$$N_{ez} := \frac{1}{r_0^2} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot I_t \right) = 1516.91 \quad \text{kN}$$

$$N_e := 908.33 \text{ kN} \quad \text{Preencher com o valor final de } N_e \text{ (menor entre } N_{ex}, N_{ey} \text{ e } N_{ez})$$

Fator de redução associado à flambagem global - χ

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = 1.05$$

$$\text{Se } \lambda_0 \leq 1.5: \quad \chi_1 := 0.658 \lambda_0^2 = 0.63$$

$$\text{Se } \lambda_0 > 1.5: \quad \chi_2 := \frac{0.877}{\lambda_0^2} = 0.8$$

$$\chi := 0.63 \quad \text{Preencher com o menor valor final de } \chi$$

3. Força normal resistente final:

$$N_{crd} := \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma} = 573.01 \text{ kN}$$

A.2 - DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO DE VIGAS METÁLICAS - PERFIL "I" - COM TRAVAMENTO LATERAL PERFIL CONSIDERADO - W250x22,3

Dados referentes às características geométricas da seção

$$b_f := 102 \text{ mm} \quad (\text{Comprimento total da mesa})$$

$$t_f := 6.9 \text{ mm} \quad (\text{Espessura da mesa})$$

$$t_w := 5.8 \text{ mm} \quad (\text{Espessura da alma})$$

$$h := 240 \text{ mm} \quad (\text{Comprimento da alma})$$

$$d := 254 \text{ mm} \quad (\text{Altura total do perfil})$$

Dados referentes ao aço

$$E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Módulo de elasticidade do aço})$$

$$f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Escoamento do aço})$$

Dados referentes à flexão simples

$$Z := 267.7 \text{ cm}^3 \quad (\text{Módulo resistente plástico da seção - ver tabela de perfis Gerdau})$$

$$W := 231.4 \text{ cm}^3 \quad (\text{Módulo resistente elástico da seção - ver tabela de perfis Gerdau})$$

$$M_{pl} := Z \cdot f_y = 9235.65 \text{ kN cm} \quad (\text{Momento de plastificação da seção})$$

$$M_r := W \cdot 0.7 \cdot f_y = 5588.31 \text{ kN cm}$$

Dados referentes ao deslocamento máximo

$$Q := 0.0923 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \quad (\text{Carga distribuída})$$

$$L := 480 \text{ cm} \quad (\text{Comprimento da viga})$$

$$I := 2939 \text{ cm}^4 \quad (\text{Inércia da seção - ver tabela Gerdau})$$

1.0 - Flambagem local de mesa - FLM

1.1 - Definição de intervalo de λ

$$\lambda_m := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 7.39 \quad (\text{Esbeltez da mesa})$$

$$\lambda_{pm} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15 \quad (\text{Limite de esbeltez para seção compacta})$$

$$\lambda_{rm} := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(0.7 \cdot f_y)}} = 23.89 \quad (\text{Limite de esbeltez para seção não-compacta})$$

Para λ_m menor do que λ_{pm} (seção compacta):

$$M_{lrm} := \frac{M_{pl}}{1.1} = 8396.05 \text{ kN cm}$$

M_{lrm} deve ser menor do que:

$$1.5 \cdot W \cdot \frac{f_y}{1.1} = 10886.32 \text{ kN cm}$$

Para λ_m maior do λ_{pm} e menor do que λ_{rm} (seção semi-compacta):

$$M_{2rm} := \frac{1}{1.1} \cdot \left(M_{p1} - (M_{p1} - M_r) \cdot \left(\frac{\lambda_m - \lambda_{pm}}{\lambda_{rm} - \lambda_{pm}} \right) \right) = 8791.61 \quad \text{kN cm}$$

M_{1rm} deve ser menor do que:

$$\frac{M_{p1}}{1.1} = 8396.05 \quad \text{kN cm}$$

2.0 - Flambagem local de alma - FLA

2.1 - Definição de intervalo de λ

$$\lambda_a := \frac{h}{t_w} = 41.38 \quad (\text{Esbeltez da mesa})$$

$$\lambda_{pa} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad (\text{Limite de esbeltez para seção compacta})$$

$$\lambda_{ra} := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 137.24 \quad (\text{Limite de esbeltez para seção não-compacta})$$

Para λ_a menor do que λ_{pa} (seção compacta):

$$M_{1ra} := \frac{M_{p1}}{1.1} = 8396.05 \quad \text{kN cm}$$

M_{1ra} deve ser menor do que:

$$1.5 \cdot W \cdot \frac{f_y}{1.1} = 10886.32 \quad \text{kN cm}$$

Para λ_a maior do λ_{pa} e menor do que λ_{ra} (seção semi-compacta):

$$M_{2ra} := \frac{1}{1.1} \cdot \left(M_{p1} - (M_{p1} - M_r) \cdot \left(\frac{\lambda_m - \lambda_{pm}}{\lambda_{rm} - \lambda_{pm}} \right) \right) = 8791.61 \quad \text{kN cm}$$

M_{2ra} deve ser menor do que:

$$\frac{M_{p1}}{1.1} = 8396.05 \quad \text{kN cm}$$

Para λ_a maior do que λ_{ra} (seção esbelta):

PERFIL ESBELTO

3.0 - Cisalhamento

3.1 - Características geométricas da seção

$$\frac{h}{tw} = 41.38 \quad (\text{Esbeltez da alma do perfil})$$

$$a := 0 \text{ cm} \quad (\text{Distância entre os enrijecedores transversais (se houver)})$$

$$A_w := \frac{h}{10} \cdot \frac{tw}{10} = 13.92 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área da alma do perfil})$$

3.2 - Cálculo do parâmetro K_v (enrijecedores)

$$K_v = 5 \text{ para } \frac{a}{h} = 0 > 3 \text{ ou } \frac{a}{h} = 0 > \left(\frac{\frac{260}{\left(\frac{h}{tw} \right)}}{\left(\frac{h}{tw} \right)} \right)^2 = 39.48 \quad \text{e vigas sem enrijecedores.}$$

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)} \quad \text{para os demais casos.}$$

3.3 - Cálculo da resistência a força cortante

Intervalo 1

$$\text{Para } \frac{h}{tw} = 41.38 \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}} = 59.22$$

$$R_{v1} := \frac{0.6 \cdot f_y \cdot A_w}{1.10} = 261.95 \text{ kN}$$

Intervalo 2

$$\text{Para } 1.10 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}} = 59.22 < h/tw \leq 1.37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 73.76$$

$$R_{v2} := \frac{0.6 \cdot f_y \cdot A_w}{1.1} \cdot \left(\frac{1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}}}{\frac{h}{tw}} \right) = 374.9 \text{ kN}$$

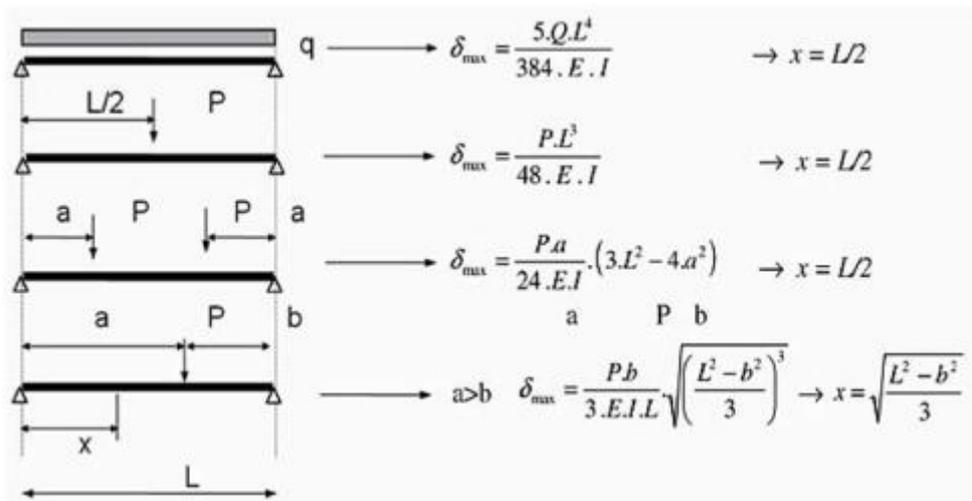
Intervalo 3

$$\text{Para } h/tw > 1.37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 73.76$$

$$Rv3 := 0.6 \cdot f_y \cdot \frac{A_w}{1.10} \cdot 1.24 \cdot \left(\frac{1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \right)^2 = 665.33 \quad \text{kN}$$

A força resistente é a menor entre Rv1, Rv2 e Rv3.

4.0 - Deslocamento máximo



$$Desl_{\max} := \frac{L}{350} = 1.37 \quad \text{cm}$$

$$desl := \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 1.09 \quad \text{cm}$$

(Combinação quase permanente)

A.3 - INTERAÇÃO FORÇA AXIAL E MOMENTO FLETOR - PERFIS METÁLICOS

Perfil Considerado = W310x93

DADOS DE ENTRADA DO AÇO

$$N_{sd} := 2024 \quad \text{kN}$$

$$M_{xsd} := 125 \quad \text{kN}$$

$$M_{ysd} := 11.37 \quad \text{kN}$$

$$N_{rd} := 3333 \quad \text{kN}$$

$$M_{xrd} := 424 \quad \text{kN}$$

$$M_{yrd} := 180 \quad \text{kN}$$

VERIFICAÇÃO DA INTERAÇÃO

```
if  $\left(\frac{Nsd}{Nrd} \geq 0.2\right)$   
  Ver :=  $\frac{Nsd}{Nrd} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{Mxsd}{Mxrd} + \frac{Mysd}{Myrd}\right)$   
else  
  Ver :=  $\frac{Nsd}{2 \cdot Nrd} + \left(\frac{Mxsd}{Mxrd} + \frac{Mysd}{Myrd}\right)$   
  
Ver = 0.925  
  
if Ver ≤ 1  
  Situação = "OK"  
else  
  Situação = "NÃO PASSOU"  
  
Situação = "OK"
```

ANEXO B

Neste anexo encontram-se os procedimentos de cálculo utilizados para a obtenção das ações do vento nas estruturas e para o dimensionamento dos perfis.

B1 - AÇÕES DO VENTO

Serão demonstrados os procedimentos de cálculo do vento para a Estrutura Modelo. Os mesmos procedimentos foram utilizados para as demais estruturas.

A velocidade característica do vento, V_0 , é dada pela Equação 24.

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (24)$$

Sendo V_0 a velocidade básica e S_1 , S_2 e S_3 são fatores que dependem da altura da edificação, perfil do terreno, edificação ao redor, tipo de utilização da estrutura e sua ocupação.

A partir da velocidade característica, de acordo com o item 4.2 da NBR 6123 (ABNT, 1988), é obtida a pressão dinâmica através da Equação 25.

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (25)$$

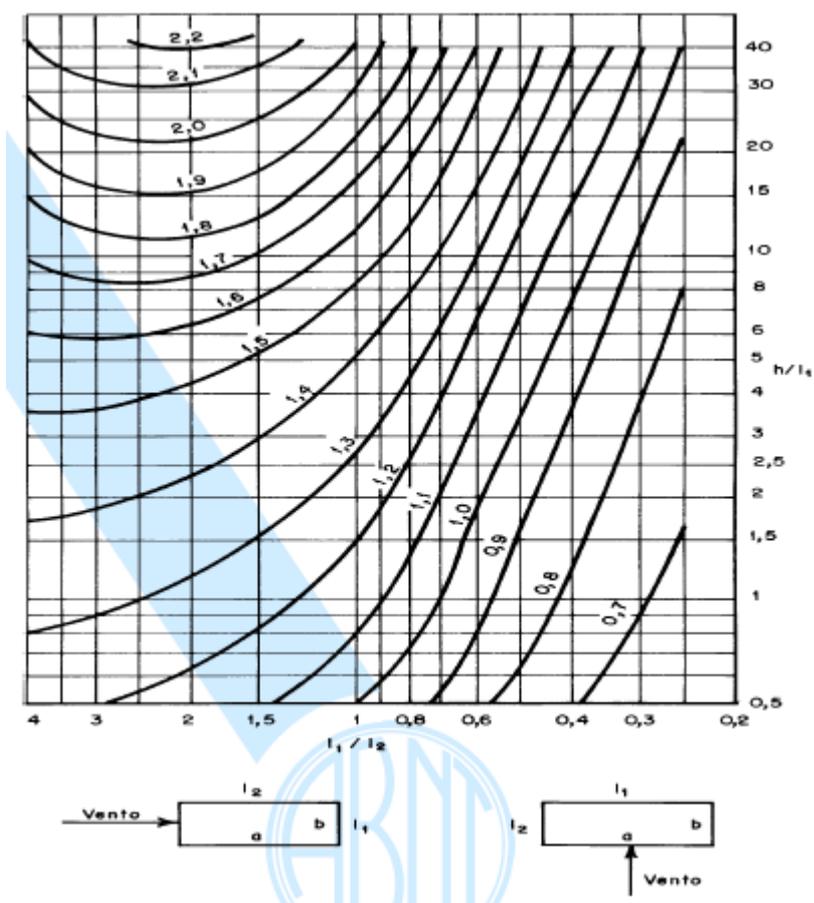
A força global devido ao vento em uma edificação é dada pela Equação 26.

$$F = C_a * q * A \quad (26)$$

Sendo C_a o coeficiente de arrasto, q é a pressão dinâmica e A é área frontal efetiva da edificação (área onde incide o vento).

O coeficiente de arrasto, C_a , é dado pela Figura 133 e é função entre das medidas em planta e da altura da edificação.

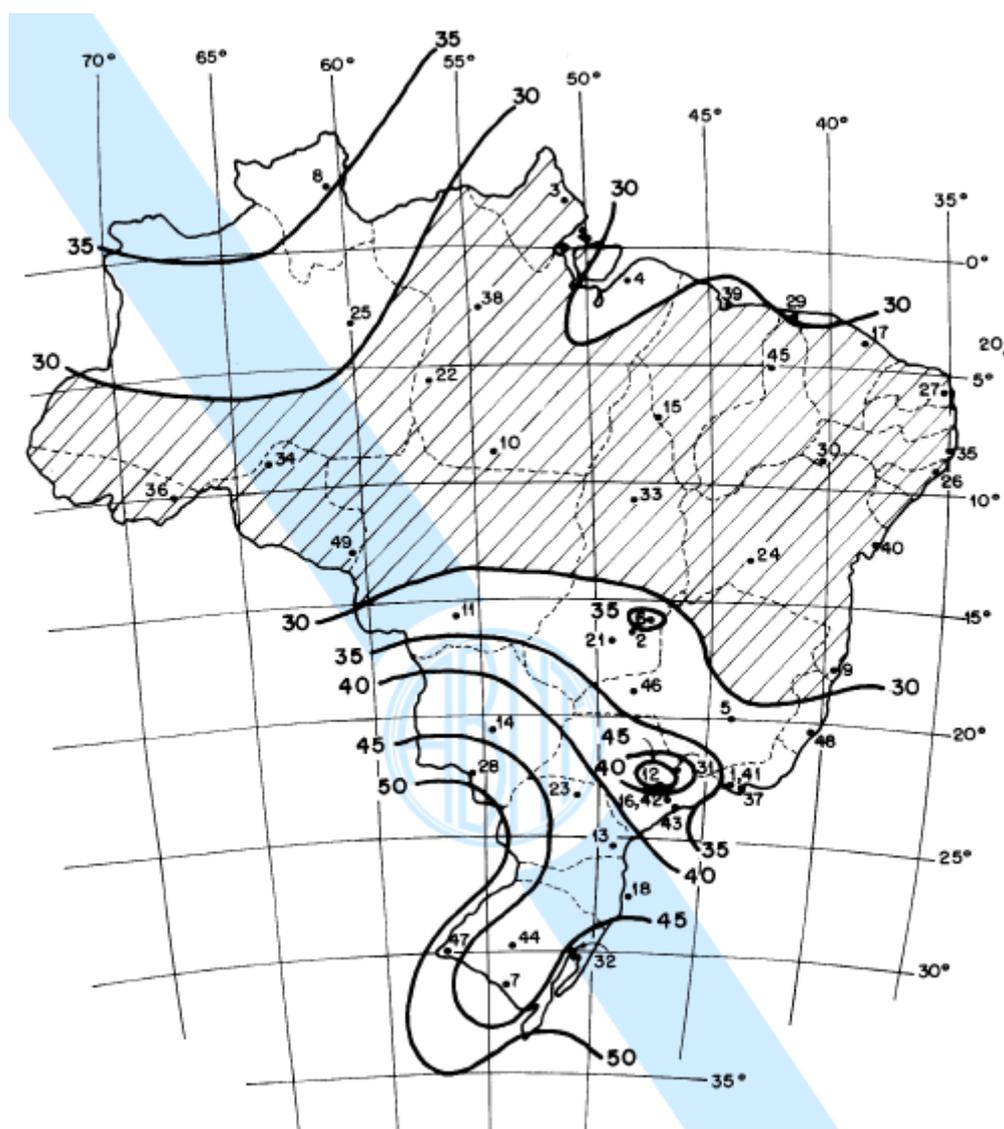
Figura 133 – Coeficiente de arrasto CA



Fonte: NBR 6123 (1988)

A estrutura foi considerada localizada na cidade de São Carlos (SP). De acordo com a Figura 134, gráfico das isopletas de velocidade básica presente na NBR 6123 (ABNT, 1988), a velocidade básica do vento, V_0 , nesta região, é de 40 m/s.

Figura 134 – Isopletas de velocidade básica



Fonte: NBR 6123 (1988)

A estrutura é considerada em terreno plano ou fracamente acidentado, portanto o fator topográfico (S_1) é igual a 1.

Em relação ao fator de rugosidade (S_2), a estrutura é considerada localizada em subúrbio densamente construído, classificada, portanto, na categoria IV. O fator de rugosidade é variável com a altura da edificação. Sendo a maior dimensão, em planta, da estrutura menor do que 20m, a estrutura é classificada na Classe A do item 5.3.2 da NBR 6123 (ABNT, 1998). O fator de rugosidade, neste caso, pode ser dividido em 2 partes, em relação à altura da edificação: de 0 m à 6 m e de 6 m à 13 m. De acordo com a Figura 135 e levando em conta a classificação da estrutura (Classe A), para o primeiro intervalo de altura o fator de rugosidade é de 0,80 e para o segundo intervalo de altura é de 0,88 (interpolando entre os valores).

Figura 135 – Fator de rugosidade S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123 (1988)

O fator estatístico (S_3) da edificação é considerado igual a 1, sendo a edificação classificada no grupo 2 “Edificação para hotéis e residências”, Figura 136.

Figura 136 – Fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123 (1988)

A velocidade característica do vento, para a altura de até 6 m, é dada pela Equação 27:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 = 40 * 1 * 0,80 * 1 = 32 \text{ m/s} \quad (27)$$

A velocidade característica, para o intervalo de altura de 6 m à 13 m, é dada pela Equação 28:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 = 40 * 1 * 0,88 * 1 = 35,2 \text{ m/s} \quad (28)$$

Para o intervalo de altura de 0 m à 6 m, a pressão dinâmica é dada pela Equação 29:

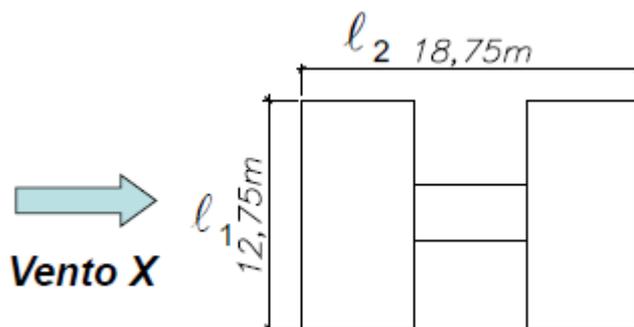
$$q = 0,613 * 32^2 = 630 \text{ N/m}^2 \quad (29)$$

Para o intervalo de altura de 6 m à 13 m, a pressão dinâmica é dada pela Equação 30:

$$q = 0,613 * 35,2^2 = 760 \text{ N/m}^2 \quad (30)$$

O coeficiente de arrasto (CA) é de baixa turbulência. A altura (h) total da edificação é de 13 m e as medidas em planta são de 12,75 m (l1) e 18,75 m (l2). Para o vento incidindo no lado l1 da edificação (vento X), Figura 137, o quociente entre l1 e l2 é de 0,68 e entre h e l1 é de 1,02, resultando em um coeficiente de arrasto (CAx) de 1,0.

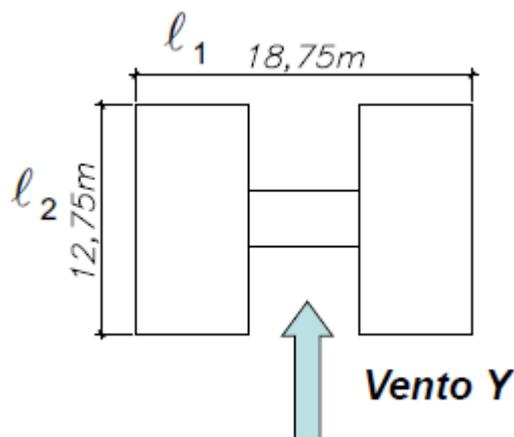
Figura 137: Vento na direção X



Fonte: Souza (2016)

Para o vento incidindo no lado de 18,75 m da edificação (vento Y), Figura 138, o quociente entre l_2 e l_1 é de 1,47 e entre h e l_1 é de 0,69, resultando em um coeficiente de arrasto de (CA_y) 1,15.

Figura 138: Vento na direção Y



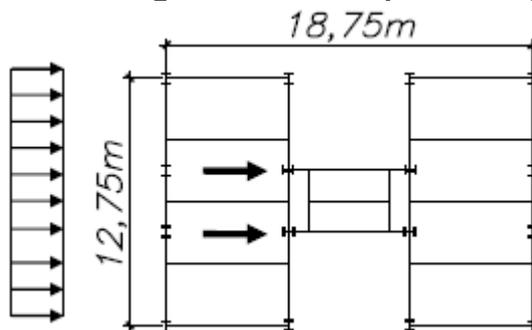
Fonte: Souza (2016)

A força de vento que incide sobre o lado l_1 edificação, para altura de até 6 m, é dada pela Equação 32 e para a altura de 6 m à 13 m pela Equação 33. A força global do vento total incidente no lado l_1 da edificação é resistida pelos dois pórticos rígidos da estrutura, por isso a força é dividida por 2 nas Equações 31 e 32. A Figura 139 apresenta o lançamento da força do vento na estrutura:

$$F_{x1} = \frac{Ca \cdot q \cdot l}{2} = \frac{1 \cdot 0,63 \cdot 12,75}{2} = 4 \text{ kN/m} \quad (31)$$

$$F_{x2} = \frac{Ca \cdot q \cdot l}{2} = \frac{1 \cdot 0,76 \cdot 12,75}{2} = 4,8 \text{ kN/m} \quad (32)$$

Figura 139: Carga de vento nos pórticos rígidos



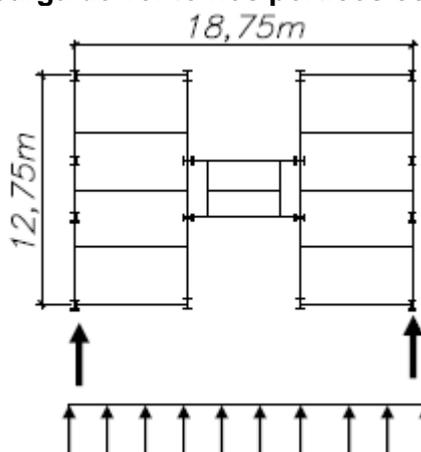
Fonte: Souza (2016)

A força de vento que incide no lado l2 edificação, para altura de até 6 m, é dada pela Equação 34 e para a altura de 6 m à 13 m pela Equação 35. A força global do vento total incidente no lado l2 da edificação é resistida pelos dois pórticos contraventados da estrutura, por isso a força vento é dividida por 2 nas Equações 33 e 34. A Figura 140 apresenta o lançamento da força do vento na estrutura:

$$F_{y1} = \frac{Ca \cdot q \cdot l}{2} = \frac{1,15 \cdot 0,63 \cdot 18,75}{2} = 6,8 \text{ kN/m} \quad (33)$$

$$F_{y2} = \frac{Ca \cdot q \cdot l}{2} = \frac{1,15 \cdot 0,76 \cdot 18,75}{2} = 8,2 \text{ kN/m} \quad (34)$$

Figura 140: Carga de vento nos pórticos contraventados



Fonte: Souza (2016)

B.2 - ANÁLISE ESTRUTURAL

A seguir será apresentado o cálculo referente resultado ao dimensionamento dos elementos estruturais da Estrutura Modelo. Os mesmos procedimentos de cálculo foram utilizados nas demais estruturas deste trabalho.

B.3 - DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Após obtidos os esforços de cálculo nas vigas e nos pilares da estrutura, será feito o dimensionamento dos perfis metálicos de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008).

B.3.1 - VIGAS

Os procedimentos para o dimensionamento de vigas metálicas não-esbeltas constam no Anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008). Em resumo, é feito o cálculo do parâmetro de esbeltez (λ) do perfil metálico e este é comparado com os parâmetros de esbeltez limites (λ_r e λ_p) dados pela Tabela G.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008). A equação de momento fletor

resistente do perfil metálico é obtido em função da classificação do perfil, em seções compactas, semi-compactas e esbeltas. Este mesmo procedimento é válido para o dimensionamento para a flambagem local da mesa quanto para a flambagem local da alma.

Neste trabalho as vigas serão consideradas contidas lateralmente pela laje de concreto do pavimento da edificação, portanto é desprezado o cálculo da flambagem lateral a torção.

A seguir será apresentado o resumo do cálculo das vigas V1 com a finalidade de esclarecer o processo de dimensionamento das vigas. O mesmo procedimento apresentado a seguir foi utilizado para o restante das vigas da estrutura.

- Pré-dimensionamento:

O deslocamento de uma viga bi-apoiada é dado pela Equação 35.

$$D = \frac{5*Q*L^4}{384*E*I} \quad (35)$$

Sendo

Q: Carga distribuída na viga.

L: Comprimento da viga

E: Módulo de elasticidade do aço.

I: Inércia da seção

O deslocamento máximo de uma viga metálica, de acordo com a Tabela C.1, anexo C, NBR 8800 (ABNT,2008) é dado pela Equação 36.

$$D_{max} = \frac{L}{350} \quad (36)$$

Com a finalidade de pré-dimensionamento da viga, foi adotado o procedimento de comparar as Equações 36 e 37, deixando a inércia da seção (I) como incógnita. Com o valor da inércia necessária para a viga, foi adotado o perfil laminado com a inércia mais próxima do obtido. O procedimento é demonstrado a seguir:

Para as vigas V1, o vão é de 620 cm, portanto utilizando a Equação 37 foi obtido um valor de deslocamento máximo de 1,77 cm. A carga distribuída sobre a viga, considerando a combinação quase-permanente do Estado Limite de Serviço é de 0,1123 kN/cm. Fazendo a comparação, conforme mostra a Equação 38, foi obtido um valor de inércia da seção de 6103 cm⁴.

$$\frac{5 \cdot 0,1123 \cdot 620^4}{384 \cdot 20000 \cdot I} = 1,77 \quad (37)$$

Dentre os perfis laminados utilizados no Brasil foi adotado, para as vigas V1, o perfil W310x32,7, cuja inércia da seção é de 6570 cm⁴. Os dados do perfil são dados na Tabela 36. Com o perfil escolhido serão efetuados os cálculos para a sua verificação, conforme apresentado a seguir. Todas as equações podem ser encontradas na Tabela G.1, anexo G, NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 36 – Propriedades do perfil W310x32,7

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS		
Dado	Valor	Descrição
bf	102 mm	Comprimento total da mesa
tf	10.8 mm	Espessura da mesa
tw	6.6 mm	Espessura da alma
h	291 mm	Comprimento da alma
DADOS DE FLEXÃO SIMPLES		
Z	485.3 cm ³	Módulo resistente plástico
W	419.8 cm ³	Módulo resistente elástico

Fonte: Autor (2018)

- Verificação do perfil:
Flambagem Local de Mesa:
A esbeltez da mesa do perfil metálico é dada pela Equação 38.

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{102}{2 \cdot 10.8} = 4.72 \quad (38)$$

O valor limite de λ para que o perfil metálico seja considerado compacto é dado pela Equação 39.

$$\lambda = 0.38 \sqrt{E/f_y} = 0.38 \sqrt{20000/34.5} = 9.15 \quad (39)$$

Sendo,

E o módulo de elasticidade do aço, igual a 20000 kN/cm²

f_y o valor do escoamento do aço, igual a 34.5 kN/cm²

O valor da esbeltez da mesa é menor do que o valor limite para seção não-compacta, portanto o perfil é compacto e a equação do momento fletor resistente é dado pela Equação 40.

$$M_{rd} = \frac{Z \cdot f_y}{1,1} = \frac{485,3 \cdot 34,5}{1,1} = 15220 \text{ kN*cm} \quad (40)$$

Flambagem Local da Alma:

A esbeltez da alma do perfil metálico é dada pela Equação 41.

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{291}{6,6} = 44,09 \quad (41)$$

O valor limite de λ para que o perfil seja considerado compacto é dado pela Equação 42.

$$\lambda = 3,76 * \sqrt{E/f_y} = 0,38 * \sqrt{20000/34,5} = 90,5 \quad (42)$$

O valor da esbeltez da mesa é menor do que o valor limite, portanto o perfil é compacto e a equação do momento fletor resistente é dado pela Equação 41.

Sendo o momento fletor solicitante de cálculo igual a 67,60 kN*m e o momento fletor resistente de cálculo igual a 152,22 kN*m, a verificação a momento fletor está concluída.

Cisalhamento:

O procedimento para a verificação ao cisalhamento é parecido com os anteriores, para verificação das flambagens locais das chapas do perfil. Através da comparação da esbeltez da chapa da alma do perfil, Equação 43, com as esbeltezes limites, Equação 45, obtêm-se a equação resistente ao cisalhamento da alma. Não serão consideradas chapas intermediárias para combate ao cisalhamento nas vigas metálicas da Estrutura Modelo, portanto o coeficiente K_v da Equação 44 é igual a 5.

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{291}{6,6} = 44,09 \quad (43)$$

$$\lambda = 1,10 * \sqrt{E * K_v / f_y} = 1,10 * \sqrt{20000 * 5 / 34,5} = 59,22 \quad (44)$$

A esbeltez da alma do perfil é menor do que a esbeltez limite, portanto a equação da força resistente ao cisalhamento do perfil é dada pela Equação 45.

$$V_{sd} = \frac{0,6 \cdot f_y \cdot A_w}{1,10} = \frac{0,6 \cdot 34,5 \cdot 19,21}{1,10} = 361,5 \text{ kN} \quad (45)$$

Sendo a força cortante de cálculo igual a 40,92 kN e a força resistente de cálculo igual a 361,5 kN, a verificação à cortante está concluída.

- Deslocamento máximo:

Para a verificação ao deslocamento máximo do perfil metálico, será utilizada a Equação 46.

$$D = \frac{5 \cdot 0,1123 \cdot 620^4}{384 \cdot 20000 \cdot 6570} = 1,64 \text{ cm} \quad (46)$$

O deslocamento máximo da viga ficou abaixo do deslocamento limite (1,77 cm), portanto a verificação ao deslocamento está concluída.

O mesmo procedimento apresentado para a viga V1 foi utilizado para o restante das vigas da estrutura.

B.3.2 - PILARES

Os procedimentos básicos para o dimensionamento de pilares consistem na obtenção dos valores dos coeficientes Q (coeficiente de flambagem local) e χ (coeficiente de flambagem global). Estes coeficientes atuam como redutores da força axial resistente devido ao efeito da flambagem local e global. A força axial resistente é dada pela Equação 47.

$$N_{c,rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma} \quad (47)$$

Sendo,

Ag a área da seção transversal do perfil metálico.

fy o escoamento do aço

γ coeficiente de segurança = 1,1

A seguir será apresentado o resumo do cálculo do pilar P1 com a finalidade de esclarecer o processo de dimensionamento dos pilares. O mesmo procedimento apresentado a seguir foi utilizado para o restante dos pilares da estrutura.

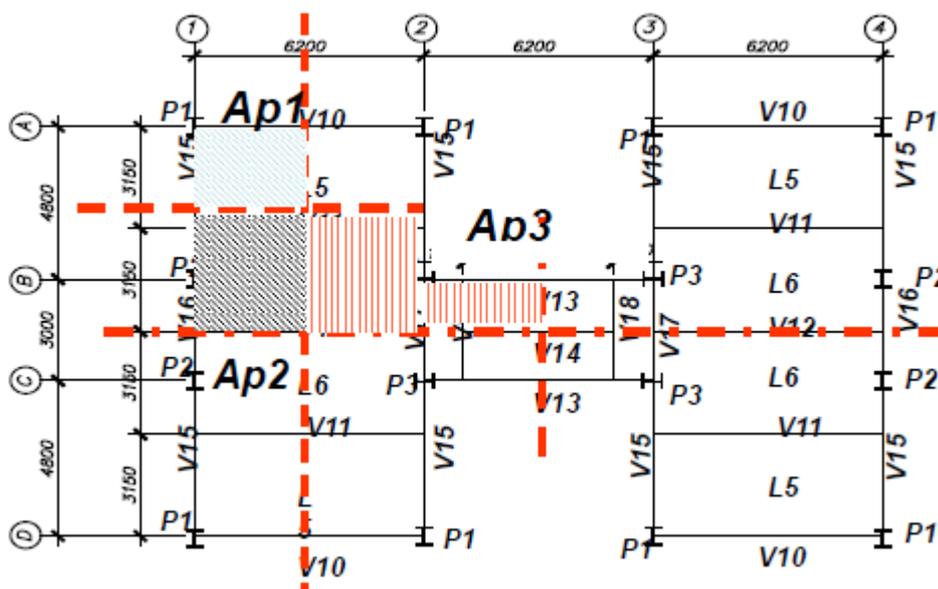
- Pré-dimensionamento:

Para o pré-dimensionamento deste trabalho, foi estimado o esforço de compressão no pilar através de sua área de influência. Foi considerada uma carga de 10 kN/m² dentro da área de influência de cada pilar. Para os pilares pertencentes à estrutura de contraventamento (pórtico rígido), portanto flexo-comprimidos, foi considerada uma redução de 25% na resistência a compressão. O coeficiente de flambagem local (Q) foi considerado igual a 1 e o coeficiente global de flambagem (χ) foi considerado igual a 0,6. A área da seção transversal é determinada através da Equação 48.

$$A_g = \frac{\gamma * N_{c,rd}}{\chi * Q * f_y} \quad (48)$$

A área de influência do pilar P1 é apresentada na Figura 141 e é igual a 7,5 m².

Figura 141: Área de influência do pilar P1



Fonte: Souza (2016)

Considerando que a estrutura é constituída por 4 pavimentos, e a carga distribuída é de 10 kN/m², obtêm-se o esforço axial de compressão no perfil através da Equação 50 e a área da seção transversal através da Equação 49.

$$A_g = 10 * 7,5 * 4 = 300 \text{ kN} \quad (49)$$

$$A_g = \frac{1,1 \cdot 300}{0,6 \cdot 1 \cdot 25} = 22 \text{ cm}^2 \quad (50)$$

Considerando a área obtida de 22 cm², foi adotado o perfil W150x22,5(H), cuja área é de 29 cm².

- Verificação do perfil:

A Tabela 37 apresenta os dados do perfil W150x22,5(H).

Tabela 37 – Propriedades do perfil W150x22,5(H)

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS		
Dado	Valor	Descrição
Ag	29 cm ²	Área da seção transversal
bf	152 mm	Comprimento total da mesa
tf	6.6 mm	Espessura da mesa
tw	5.8 mm	Espessura da alma
h	139 mm	Comprimento da alma
DADOS DE FLAMBAGEM EM X		
Ix	1229 cm ⁴	Momento de inércia em x
Kx	1	Coeficiente de flambagem no eixo x
Lx	290 cm	Comprimento do perfil no eixo x
DADOS DE FLAMBAGEM EM Y		
Iy	387 cm ⁴	Momento de inércia em y
Ky	1	Coeficiente de flambagem no eixo y
Ly	290 cm	Comprimento do perfil no eixo y
DADOS DE FLAMBAGEM EM Z		
Kz	1	Coeficiente de flambagem no eixo z
Lz	290	Comprimento do perfil no eixo z
DADOS DE TORÇÃO		
It	4.75 cm ⁴	Inércia a torção do perfil
G	7700 kN/cm ²	Módulo de elasticidade transversal do aço
Cw	20417 cm ⁶	Constante de empenamento
rx	6.51	Raio de giração em x
ry	3.65	Raio de giração em y
X ₀	0	Coordenada X do centro de torção
Y ₀	0	Coordenada Y do centro de torção

Fonte: Autor (2018)

Para o cálculo do coeficiente de flambagem local (Q), de acordo com o Anexo F da NBR 8800 (ABNT, 2008), foi determinado a esbeltez da alma do perfil e a sua esbeltez limite, através das Equações 51 e 52 respectivamente.

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{tw} = \frac{139}{5.8} = 23,96 \quad (51)$$

$$\lambda_{limite} = 1,49 * \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,49 * \sqrt{\frac{20000}{34.5}} = 35,87 \quad (52)$$

O mesmo procedimento é feito para a mesa do perfil metálico, ou seja, é determinada a esbelteza da chapa da mesa, Equação 53, e esta é comparada com a esbeltez limite, Equação 54.

$$\lambda_{mesa} = \frac{bf}{2*tf} = \frac{153}{2*6,6} = 11,59 \quad (53)$$

$$\lambda_{limite} = 0,56 * \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,56 * \sqrt{\frac{20000}{34.5}} = 13,48 \quad (54)$$

Como as esbeltezes da alma e da mesa do perfil encontram-se abaixo das respectivas esbeltezes limites, o coeficiente de flambagem local (Q) é igual a 1.

Para o cálculo do coeficiente de flambagem global (χ), inicialmente é obtido o valor da força normal correspondente ao escoamento da seção transversal do perfil, dada pela Equação 55.

$$N_{pl} = A_g * fy = 29 \text{ cm}^2 * 34.5 \text{ kN/cm}^2 = 1000,5 \text{ kN} \quad (55)$$

Após, é determinado o menor valor dentre os módulos de flambagem, em torno dos eixos X, Y e Z. Os módulos de flambagem em torno de X e Y são dados pelas Equações 56 e 57 respectivamente.

$$N_{ex} = \frac{\pi * E * I_x}{(Kx * Lx)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 1229}{(1 * 290)^2} = 2884.6 \text{ kN} \quad (56)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi * E * I_y}{(Ky * Ly)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 387}{(1 * 290)^2} = 908.33 \text{ kN} \quad (57)$$

Para a obtenção do módulo de flambagem em torno do eixo Z, faz-se necessário o cálculo do raio de giração polar, dado pela Equação 58.

$$r_0 = \sqrt{x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{0^2 + 0^2 + 6.51^2 + 3.65^2} = 7.46 \text{ cm} \quad (58)$$

O módulo de flambagem em torno do eixo Z é dado pela Equação 59.

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} * \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_z * L_z)^2} + G * I_t \right) = \frac{1}{7.46^2} * \left(\frac{\pi^2 * 20000 * 20417}{(1 * 290)^2} + 7700 * 4.75 \right) = 1518 \text{ kN} \quad (59)$$

Dentre os 3 módulos de flambagem anteriores, o menor valor obtido foi o módulo em torno do eixo Y (908.33 kN), portanto este valor será utilizado para o cálculo do fator de redução associado à flambagem global (χ) a seguir.

O fator de redução associado à flambagem global é dado pela Equação 60.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q * N_{pl}}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 * 1000,5}{908,33}} = 1,05 \quad (60)$$

Para casos em que o fator de redução é menor do que 1,5, o fator de flambagem global (χ) é dado pela Equação 61.

$$\chi = 0.658 \lambda_0^2 = 0.658^{1,05^2} = 0.63 \quad (61)$$

Por fim, a força normal resistente do perfil metálico é dado pela Equação 62.

$$N_{c,rd} = \frac{\chi * Q * A_g * f_y}{\gamma} = \frac{0,63 * 1 * 29 * 34,5}{1,1} = 573 \text{ kN} \quad (62)$$

Sendo a força normal resistente do perfil metálico, 573 kN, maior do que a força normal solicitante, 560 kN, a verificação à compressão está concluída.

No caso de pilares flexo-comprimidos é necessário fazer a verificação de interação entre os esforços, conforme item 5.5.1.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008).

B.4 - ESTABILIDADE GLOBAL

B4.1 - COEFICIENTE B_2

A estabilidade global de estruturas metálicas, de acordo com item 4.9.2.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008), pode ser avaliada com base em teorias geometricamente exatas, teorias

aproximadas ou adaptações de resultados de teorias de primeira ordem. O anexo D desta norma apresenta o coeficiente denominado B_2 , no qual trata-se de um coeficiente que faz parte do Método de Amplificação dos Esforços Solicitantes. Este método amplifica os esforços solicitantes obtidos em análise de primeira ordem a fim de levar em conta os efeitos de segunda ordem na estrutura. O coeficiente B_2 é dado pela Equação 63.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1 * \Delta h * \sum N_{sd}}{R_s * h * \sum H_{sd}}} \quad (63)$$

Sendo,

$\sum N_{sd}$ = Carga gravitacional total atuante no pavimento.

R_s = Coeficiente de ajuste, igual a 0,85 para estruturas contraventadas apenas por pórticos rígidos e 1 para os demais.

Δh = Deslocamento horizontal relativo entre pavimentos superior e inferior.

$\sum H_{sd}$ = Força cortante no andar devido às forças horizontais.

H = Altura do pavimento.

De acordo com o item 4.9.4 da NBR 8800 (ABNT, 2008), as estruturas metálicas podem ser classificadas quanto à sua sensibilidade a deslocamentos laterais, em função do coeficiente B_2 . A classificação deve considerar todas as combinações do Estado Limite Último e é feita da seguinte forma:

- Para $B_2 \leq 1,1$ a estrutura é classificada como estrutura de pequena deslocabilidade. Para estas estruturas, de acordo com o item 4.9.7.1.1, os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser levados em conta diretamente na análise através das “forças nocionais”, que são forças horizontais aplicadas nos andares e que correspondem à 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo do andar correspondente.
- Para $1,1 < B_2 \leq 1,4$ a estrutura é classificada como estrutura de média deslocabilidade. Para estas estruturas, além das imperfeições geométricas, devem ser considerados os efeitos das imperfeições iniciais dos materiais na análise. A consideração destas imperfeições é obtida reduzindo-se a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras para 80% dos valores originais.
- Para $B_2 > 1,4$ a estrutura é classificada como estrutura de grande deslocabilidade. Para estas estruturas, é válido o mesmo tipo de análise das estruturas de média deslocabilidade, porém os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser adicionados às combinações últimas em que

atuem o vento. A literatura técnica em geral recomenda que estruturas de grande deslocabilidade sejam evitadas na prática.

B.4.2 - O COEFICIENTE B_2 NA ESTRUTURA MODELO

O coeficiente B_2 para o Estrutura Modelo é apresentado nas Tabelas 38 e 39. A estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade, pois o maior valor obtido do coeficiente B_2 foi de 1,08. Para esta estrutura, conforme visto anteriormente, foram utilizadas as forças nocionais, que consistem em forças horizontais aplicadas nos nós entre pavimentos, de valor igual a 0,30% das cargas gravitacionais (1644 kN), portanto forças iguais a 4,93 kN por pavimento, para efeito de consideração das imperfeições geométricas iniciais.

Tabela 38 - Coeficiente B_2 , Vento 0°

Pav.	H (cm)	Δ (cm)	Δ_{rel} (cm)	Fh (kN)	Fv (kN)	$\sum F_h$ (kN)	$\sum F_v$ (kN)	Rm	B_2
1	290	0,65	0,65	58,58	1644	6576	240,12	0,85	1,08
2	290	1,19	0,54	58,58	1644	4932	181,54	0,85	1,06
3	290	1,58	0,39	58,58	1644	3288	122,96	0,85	1,04
4	290	1,77	0,19	64,38	1644	1644	64,38	0,85	1,02

Fonte: Autor (2018)

Tabela 39 - Coeficiente B_2 , Vento 90°

Pav.	H (cm)	Δ (cm)	Δ_{rel} (cm)	Fh (kN)	Fv (kN)	$\sum F_h$ (kN)	$\sum F_v$ (kN)	Rm	B_2
1	290	0,35	0,35	24,94	1644	6576	104,75	0,85	1,10
2	290	0,81	0,46	24,94	1644	4932	79,81	0,85	1,13
3	290	1,13	0,32	24,94	1644	3288	54,87	0,85	1,08
4	290	1,28	0,15	29,93	1644	1644	29,93	0,85	1,03

Fonte: Autor (2018)

Sendo,

Pav = Pavimento

H = Altura do pavimento

Δ = Deslocamento do pavimento

Δ_{rel} = Deslocamento relativo entre pavimentos

Fh = Força horizontal (vento) por pavimento

Fv = Força vertical total por pavimento

ΣF_h = Somatória das forças horizontais

ΣF_v = Somatória das forças verticais

Rm = Coeficiente de ajuste igual a 0,85 para estruturas aporticada e 1 para os demais casos.

O coeficiente B_2 resultou em uma estrutura de média deslocabilidade, portanto foram consideradas as forças nocionais na estrutura, além da redução do Módulo de Elasticidade do aço em 20%. As Tabelas 41 e 42 já levam em conta estas considerações.

Além do coeficiente B_2 , foi feita a análise dos deslocamentos máximos da estrutura. Os deslocamentos máximos são verificados considerando as combinações de Estado Limite Último. O deslocamento máximo relativo entre pavimentos da estrutura é dado pela Equação 64 e o deslocamento máximo do topo da estrutura em relação à sua base é dada pela Equação 65.

$$D_{max,pav} = \frac{h}{500} = \frac{290}{500} = 0,58 \quad (64)$$

$$D_{max,topo} = \frac{H}{400} = \frac{1160}{400} = 2,9 \quad (65)$$

ANEXO C

Neste anexo encontram-se os procedimentos de cálculo utilizados para o projeto de fundações rasas e profundas. Os cálculos a seguir foram elaborados com o auxílio do software Smath Studio.

1 - SAPATAS RASAS

1º iteração

1 - Determinação da tensão admissível do solo

$$N_k := 668 \text{ kN} \quad (\text{Força normal no pilar})$$

$$NSPT := 12 \quad (\text{NSPT atual})$$

$$\sigma_{adm} := \frac{NSPT}{0.03} = 400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Tensão admissível inicial do solo})$$

2 - Determinação da área da sapata

$$A_{sap} := \frac{N_k \cdot 1.10}{\sigma_{adm}} = 1.84 \text{ m}^2$$

3 - Determinação das dimensões da sapata (quadrada)

$$L_{sap} := \sqrt{A_{sap}} = 1.36 \text{ m}$$

4 - Determinação do NSPT considerando o bulbo de pressão

$$H_{bulbo} := 1.5 \cdot L_{sap} = 2.03 \text{ m}$$

$$NSPT := \frac{12 + 16}{2} = 14$$

$$\sigma_{adm} := \frac{NSPT}{0.03} = 466.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Nova tensão no solo, comparar com a anterior})$$

2º iteração

1 - Determinação da tensão admissível do solo

$$\sigma_{adm} := \frac{NSPT}{0.03} = 466.67 \frac{kN}{m^2}$$

2 - Determinação da área da sapata

$$A_{sap} := \frac{Nk \cdot 1.10}{\sigma_{adm}} = 1.57 m^2$$

3 - Determinação das dimensões da sapata (quadrada)

$$L_{sap} := \sqrt{A_{sap}} = 1.25 m$$

4 - Determinação do NSPT considerando o bulbo de pressão

$$H_{bulbo} := 1.5 \cdot L_{sap} = 1.88 m$$

$$NSPT := \frac{12 + 16}{2} = 14$$

$$\sigma_{adm} := \frac{NSPT}{0.03} = 466.67 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Nova tensão no solo, comparar com a anterior})$$

FINAL - Determinação da altura da sapata

$$L_{pil} := 0.36 m \quad (\text{Lado do pilar metálico em metros})$$

$$H_{sap} := \frac{L_{sap} - L_{pil}}{3} = 0.3 m$$

2 - ESTACAS

MÉTODO DE AOKI-VELLOSO (1975)

DADOS DA ESTACA

$$Dest := 0.33 m \quad (\text{Diâmetro da estaca})$$

$$Cargacat := 750 kN \quad (\text{Carga de catálogo da estaca})$$

$$Lest := 8 m \quad (\text{Comprimento da estaca})$$

FATORES DE CORREÇÃO

$$F1 := 1 + \frac{Dest}{0.8} = 1.41$$

$$F2 := 2 \cdot F1 = 2.82$$

COEFICIENTE DE SEGURANÇA

$$F_{seg} := 2 \quad (2 \text{ para argila})$$

RESISTÊNCIA LATERAL DA ESTACA

$$R15 := \frac{0.024 \cdot 350 \cdot 9}{F2} \cdot \pi \cdot Dest = 27.74 \quad kN$$

$$R11 := \frac{0.04 \cdot 220 \cdot 3}{F2} \cdot \pi \cdot Dest = 9.69 \quad kN$$

$$R16 := \frac{0.024 \cdot 350 \cdot 3}{F2} \cdot \pi \cdot Dest = 9.25 \quad kN$$

$$R12 := \frac{0.04 \cdot 220 \cdot 8}{F2} \cdot \pi \cdot Dest = 25.84 \quad kN$$

$$R17 := \frac{0.04 \cdot 220 \cdot 1}{F2} \cdot \pi \cdot Dest = 3.23 \quad kN$$

$$R13 := \frac{0.024 \cdot 350 \cdot 7}{F2} \cdot \pi \cdot Dest = 21.58 \quad kN$$

$$R18 := \frac{0.04 \cdot 220 \cdot 14}{F2} \cdot \pi \cdot Dest = 45.21 \quad kN$$

$$R14 := \frac{0.024 \cdot 350 \cdot 9}{F2} \cdot \pi \cdot Dest = 27.74 \quad kN$$

RESISTÊNCIA LATERAL TOTAL

$$R_{ltot} := R11 + R12 + R13 + R14 + R15 + R16 + R17 + R18 = 170.28 \quad kN$$

RESISTÊNCIA DE PONTA DA ESTACA

$$N_{sptponta} := 14 \quad kPa$$

$$K_{ponta} := 220 \quad kPa$$

$$R_p := K_{ponta} \cdot \frac{N_{sptponta}}{F1} \cdot \pi \cdot \frac{Dest^2}{4} = 186.5 \quad kN$$

CAPACIDADE DE CARGA DO ELEMENTO DE FUNDAÇÃO

$$R := \frac{R_{ltot} + R_p}{2} = 178.39 \quad \text{kN}$$

CÁLCULO DO RECALQUE DO ELEMENTO DE FUNDAÇÃO

Equações válidas para mobilização total do fuste

$$E_{conc} := 28000000 \quad \text{Pa} \quad (\text{Módulo de elasticidade do concreto})$$

$$P_a := 176 \quad \text{kN} \quad (\text{Carga aplicada na estaca})$$

$$P_a - R_{ltot} = 5.72 \quad \text{kN} \quad (\text{Parcela de carga que é resistida pela ponta da estaca})$$

Encurtamento do fuste

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad (\text{Equação do encurtamento do fuste})$$

$$\rho_{e1} := \frac{(P_a - R_{11})}{\frac{\pi \cdot Dest^2}{4} \cdot E_{conc}} \cdot 1000 = 0.07$$

$$\rho_{e7} := \frac{(P_a - R_{11} - R_{12} - R_{13} - R_{14} - R_{15} - R_{16} - R_{17})}{\frac{\pi \cdot Dest^2}{4} \cdot E_{conc}} \cdot 1000 = 0.02$$

$$\rho_{e2} := \frac{(P_a - R_{11} - R_{12})}{\frac{\pi \cdot Dest^2}{4} \cdot E_{conc}} \cdot 1000 = 0.06$$

$$\rho_{e8} := \frac{(P_a - R_{11} - R_{12} - R_{13} - R_{14} - R_{15} - R_{16} - R_{17} - R_{18})}{\frac{\pi \cdot Dest^2}{4} \cdot E_{conc}} \cdot 1000 = 0$$

$$\rho_{e3} := \frac{(P_a - R_{11} - R_{12} - R_{13})}{\frac{\pi \cdot Dest^2}{4} \cdot E_{conc}} \cdot 1000 = 0.05$$

$$\rho_{e4} := \frac{(P_a - R_{11} - R_{12} - R_{13} - R_{14})}{\frac{\pi \cdot Dest^2}{4} \cdot E_{conc}} \cdot 1000 = 0.04$$

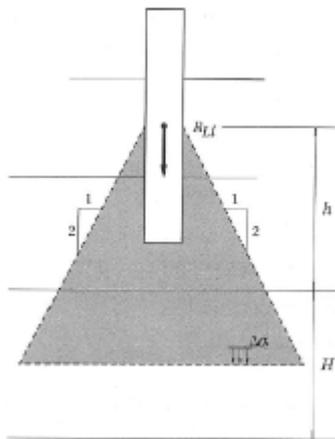
$$\rho_{e5} := \frac{(P_a - R_{11} - R_{12} - R_{13} - R_{14} - R_{15})}{\frac{\pi \cdot Dest^2}{4} \cdot E_{conc}} \cdot 1000 = 0.03$$

$$pe_6 := \frac{(Pa - R_{11} - R_{12} - R_{13} - R_{14} - R_{15} - R_{16})}{\frac{\pi \cdot Dest^2}{4} \cdot Econc} \cdot 1000 = 0.02$$

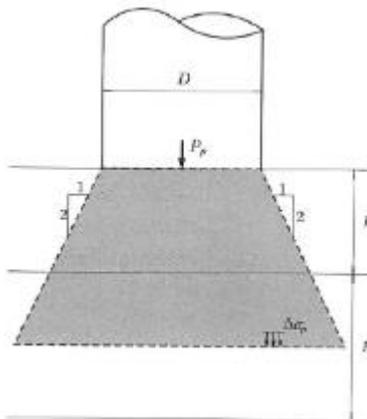
$$pe_{total} := pe_1 + pe_2 + pe_3 + pe_4 + pe_5 + pe_6 + pe_7 + pe_8 = 0.29 \quad \text{mm}$$

Recalque devido ao solo

A partir da cota de apoio da estaca, é considerada cada camada de espessura de 1m, para estimar o recalque de cada uma delas, até a camada de recalque zero. Para a estimativa do recalque de cada camada, devemos obter o acréscimo de tensões, na linha média de cada camada, levando em conta as contribuições das reações laterais e da reação de ponta.



$$\Delta\sigma_l = \frac{4R_{lj}}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2}$$



$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2}$$

Para a 1ª camada abaixo da estaca

$$\Delta\sigma_{19} := \frac{4 \cdot R_{14}}{\pi \cdot (Dest + 4.5 + 0.5)^2} = 1.24 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{15} := \frac{4 \cdot R_{18}}{\pi \cdot (Dest + 0.5 + 0.5)^2} = 32.54 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{110} := \frac{4 \cdot R_{13}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 5.5 + 0.5)^2} = 0.69 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{16} := \frac{4 \cdot R_{17}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 1.5 + 0.5)^2} = 0.76 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{111} := \frac{4 \cdot R_{12}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 6.5 + 0.5)^2} = 0.61 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{17} := \frac{4 \cdot R_{16}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 2.5 + 0.5)^2} = 1.06 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{18} := \frac{4 \cdot R_{15}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 3.5 + 0.5)^2} = 1.88 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{112} := \frac{4 \cdot R_{11}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 7.5 + 0.5)^2} = 0.18 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{p1} := \frac{4 \cdot (\text{Pa} - R_{1\text{tot}})}{\pi \cdot (\text{Dest} + 0.0 + 0.5)^2} = 10.57 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{parcial}} := \Delta\sigma_{15} + \Delta\sigma_{16} + \Delta\sigma_{17} + \Delta\sigma_{18} + \Delta\sigma_{19} + \Delta\sigma_{110} + \Delta\sigma_{111} + \Delta\sigma_{112} = 38.97 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{total}} := \Delta\sigma_{p1} + \Delta\sigma_{\text{parcial}} = 49.54 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para a 2ª camada abaixo da estaca

$$\Delta\sigma_{29} := \frac{4 \cdot R_{14}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 5.5 + 0.5)^2} = 0.88 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{25} := \frac{4 \cdot R_{18}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 1.5 + 0.5)^2} = 10.6 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{210} := \frac{4 \cdot R_{13}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 6.5 + 0.5)^2} = 0.51 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{26} := \frac{4 \cdot R_{17}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 2.5 + 0.5)^2} = 0.37 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{211} := \frac{4 \cdot R_{12}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 7.5 + 0.5)^2} = 0.47 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{27} := \frac{4 \cdot R_{16}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 3.5 + 0.5)^2} = 0.63 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{212} := \frac{4 \cdot R_{11}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 8.5 + 0.5)^2} = 0.14 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{28} := \frac{4 \cdot R_{15}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 4.5 + 0.5)^2} = 1.24 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{2 \text{ parcial}} := \Delta\sigma_{25} + \Delta\sigma_{26} + \Delta\sigma_{27} + \Delta\sigma_{28} + \Delta\sigma_{29} + \Delta\sigma_{210} + \Delta\sigma_{211} + \Delta\sigma_{212} = 14.85 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{2 \text{ total}} := \Delta\sigma_{p2} + \Delta\sigma_{2 \text{ parcial}} = 17.03 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para a 3ª camada abaixo da estaca

$$\Delta\sigma_{35} := \frac{4 \cdot R_{18}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 2.5 + 0.5)^2} = 5.19 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{39} := \frac{4 \cdot R_{14}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 6.5 + 0.5)^2} = 0.66 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{36} := \frac{4 \cdot R_{17}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 3.5 + 0.5)^2} = 0.22 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{310} := \frac{4 \cdot R_{13}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 7.5 + 0.5)^2} = 0.4 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{p3} := \frac{4 \cdot (\text{Pa} - R_{1 \text{ tot}})}{\pi \cdot (\text{Dest} + 2.0 + 0.5)^2} = 0.91 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{311} := \frac{4 \cdot R_{12}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 8.5 + 0.5)^2} = 0.38 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{37} := \frac{4 \cdot R_{16}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 4.5 + 0.5)^2} = 0.41 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{312} := \frac{4 \cdot R_{11}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 9.5 + 0.5)^2} = 0.12 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{38} := \frac{4 \cdot R_{15}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 5.5 + 0.5)^2} = 0.88 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{3 \text{ parcial}} := \Delta\sigma_{35} + \Delta\sigma_{36} + \Delta\sigma_{37} + \Delta\sigma_{38} + \Delta\sigma_{39} + \Delta\sigma_{310} + \Delta\sigma_{311} + \Delta\sigma_{312} = 8.25 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{3 \text{ total}} := \Delta\sigma_{p3} + \Delta\sigma_{3 \text{ parcial}} = 9.16 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para a 4ª camada abaixo da estaca

$$\Delta\sigma_{49} := \frac{4 \cdot R_{14}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 7.5 + 0.5)^2} = 0.51 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{45} := \frac{4 \cdot R_{18}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 3.5 + 0.5)^2} = 3.07 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{410} := \frac{4 \cdot R_{13}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 8.5 + 0.5)^2} = 0.32 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{46} := \frac{4 \cdot R_{17}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 4.5 + 0.5)^2} = 0.14 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{47} := \frac{4 \cdot R_{16}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 5.5 + 0.5)^2} = 0.29 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{411} := \frac{4 \cdot R_{12}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 9.5 + 0.5)^2} = 0.31 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{48} := \frac{4 \cdot R_{15}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 6.5 + 0.5)^2} = 0.66 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{412} := \frac{4 \cdot R_{11}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 10.5 + 0.5)^2} = 0.1 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{p4} := \frac{4 \cdot (\text{Pa} - R_{1 \text{ tot}})}{\pi \cdot (\text{Dest} + 3.0 + 0.5)^2} = 0.5 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{4 \text{ parcial}} := \Delta\sigma_{46} + \Delta\sigma_{47} + \Delta\sigma_{48} + \Delta\sigma_{49} + \Delta\sigma_{410} + \Delta\sigma_{411} + \Delta\sigma_{412} = 2.33 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{4 \text{ total}} := \Delta\sigma_{p4} + \Delta\sigma_{4 \text{ parcial}} = 2.82 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para a 5ª camada abaixo da estaca

$$\Delta\sigma_{55} := \frac{4 \cdot R_{18}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 4.5 + 0.5)^2} = 2.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{59} := \frac{4 \cdot R_{14}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 8.5 + 0.5)^2} = 0.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{56} := \frac{4 \cdot R_{17}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 5.5 + 0.5)^2} = 0.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{510} := \frac{4 \cdot R_{13}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 9.5 + 0.5)^2} = 0.26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{57} := \frac{4 \cdot R_{16}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 6.5 + 0.5)^2} = 0.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{511} := \frac{4 \cdot R_{12}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 10.5 + 0.5)^2} = 0.26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{58} := \frac{4 \cdot R_{15}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 7.5 + 0.5)^2} = 0.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{512} := \frac{4 \cdot R_{11}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 11.5 + 0.5)^2} = 0.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{p5} := \frac{4 \cdot (P_a - R_{1\text{tot}})}{\pi \cdot (\text{Dest} + 4.0 + 0.5)^2} = 0.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{parcial}}^5 := \Delta\sigma_{55} + \Delta\sigma_{56} + \Delta\sigma_{57} + \Delta\sigma_{58} + \Delta\sigma_{59} + \Delta\sigma_{510} + \Delta\sigma_{511} + \Delta\sigma_{512} = 3.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{total}}^5 := \Delta\sigma_{p5} + \Delta\sigma_{\text{parcial}}^5 = 4.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para a 6ª camada abaixo da estaca

$$\Delta\sigma_{65} := \frac{4 \cdot R_{18}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 5.5 + 0.5)^2} = 1.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{69} := \frac{4 \cdot R_{14}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 9.5 + 0.5)^2} = 0.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{66} := \frac{4 \cdot R_{17}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 6.5 + 0.5)^2} = 0.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{610} := \frac{4 \cdot R13}{\pi \cdot (\text{Dest} + 10.5 + 0.5)^2} = 0.21 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{67} := \frac{4 \cdot R16}{\pi \cdot (\text{Dest} + 7.5 + 0.5)^2} = 0.17 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{611} := \frac{4 \cdot R12}{\pi \cdot (\text{Dest} + 11.5 + 0.5)^2} = 0.22 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{68} := \frac{4 \cdot R15}{\pi \cdot (\text{Dest} + 8.5 + 0.5)^2} = 0.41 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{612} := \frac{4 \cdot R11}{\pi \cdot (\text{Dest} + 12.5 + 0.5)^2} = 0.07 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{p6} := \frac{4 \cdot (\text{Pa} - R1_{\text{tot}})}{\pi \cdot (\text{Dest} + 5.0 + 0.5)^2} = 0.21 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{6 \text{ parcial}} := \Delta\sigma_{65} + \Delta\sigma_{66} + \Delta\sigma_{67} + \Delta\sigma_{68} + \Delta\sigma_{69} + \Delta\sigma_{610} + \Delta\sigma_{611} + \Delta\sigma_{612} = 2.92 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{6 \text{ total}} := \Delta\sigma_{p6} + \Delta\sigma_{6 \text{ parcial}} = 3.13 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para a 7ª camada abaixo da estaca

$$\Delta\sigma_{79} := \frac{4 \cdot R14}{\pi \cdot (\text{Dest} + 10.5 + 0.5)^2} = 0.28 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{75} := \frac{4 \cdot R18}{\pi \cdot (\text{Dest} + 6.5 + 0.5)^2} = 1.07 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{710} := \frac{4 \cdot R13}{\pi \cdot (\text{Dest} + 11.5 + 0.5)^2} = 0.18 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{76} := \frac{4 \cdot R17}{\pi \cdot (\text{Dest} + 7.5 + 0.5)^2} = 0.06 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{77} := \frac{4 \cdot R16}{\pi \cdot (\text{Dest} + 8.5 + 0.5)^2} = 0.14 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{711} := \frac{4 \cdot R12}{\pi \cdot (\text{Dest} + 12.5 + 0.5)^2} = 0.19 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{712} := \frac{4 \cdot R11}{\pi \cdot (\text{Dest} + 13.5 + 0.5)^2} = 0.06 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{78} := \frac{4 \cdot R_{15}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 9.5 + 0.5)^2} = 0.33 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{p7} := \frac{4 \cdot (\text{Pa} - R_{1\text{tot}})}{\pi \cdot (\text{Dest} + 6.0 + 0.5)^2} = 0.16 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{7 \text{ parcial}} := \Delta\sigma_{75} + \Delta\sigma_{76} + \Delta\sigma_{77} + \Delta\sigma_{78} + \Delta\sigma_{79} + \Delta\sigma_{710} + \Delta\sigma_{711} + \Delta\sigma_{712} = 2.3 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{7 \text{ total}} := \Delta\sigma_{p7} + \Delta\sigma_{7 \text{ parcial}} = 2.45 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para a 8ª camada abaixo da estaca

$$\Delta\sigma_{89} := \frac{4 \cdot R_{14}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 11.5 + 0.5)^2} = 0.23 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{85} := \frac{4 \cdot R_{18}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 7.5 + 0.5)^2} = 0.83 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{810} := \frac{4 \cdot R_{13}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 12.5 + 0.5)^2} = 0.15 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{86} := \frac{4 \cdot R_{17}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 8.5 + 0.5)^2} = 0.05 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{87} := \frac{4 \cdot R_{16}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 9.5 + 0.5)^2} = 0.11 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{811} := \frac{4 \cdot R_{12}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 13.5 + 0.5)^2} = 0.16 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{88} := \frac{4 \cdot R_{15}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 10.5 + 0.5)^2} = 0.28 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{812} := \frac{4 \cdot R_{11}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 14.5 + 0.5)^2} = 0.05 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{p8} := \frac{4 \cdot (\text{Pa} - R_{1\text{tot}})}{\pi \cdot (\text{Dest} + 7.0 + 0.5)^2} = 0.12 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{8 \text{ parcial}} := \Delta\sigma_{85} + \Delta\sigma_{86} + \Delta\sigma_{87} + \Delta\sigma_{88} + \Delta\sigma_{89} + \Delta\sigma_{810} + \Delta\sigma_{811} + \Delta\sigma_{812} = 1.86 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{8 \text{ total}} := \Delta\sigma_{p8} + \Delta\sigma_{8 \text{ parcial}} = 1.98 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para a 9ª camada abaixo da estaca

$$\Delta\sigma_{95} := \frac{4 \cdot R_{18}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 8.5 + 0.5)^2} = 0.66 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{99} := \frac{4 \cdot R_{14}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 12.5 + 0.5)^2} = 0.2 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{96} := \frac{4 \cdot R_{17}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 9.5 + 0.5)^2} = 0.04 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{910} := \frac{4 \cdot R_{13}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 13.5 + 0.5)^2} = 0.13 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{97} := \frac{4 \cdot R_{16}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 10.5 + 0.5)^2} = 0.09 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{911} := \frac{4 \cdot R_{12}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 14.5 + 0.5)^2} = 0.14 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{98} := \frac{4 \cdot R_{15}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 11.5 + 0.5)^2} = 0.23 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{912} := \frac{4 \cdot R_{11}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 15.5 + 0.5)^2} = 0.05 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{p9} := \frac{4 \cdot (\text{Pa} - R_{1 \text{ tot}})}{\pi \cdot (\text{Dest} + 8.0 + 0.5)^2} = 0.09 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{9 \text{ parcial}} := \Delta\sigma_{95} + \Delta\sigma_{96} + \Delta\sigma_{97} + \Delta\sigma_{98} + \Delta\sigma_{99} + \Delta\sigma_{910} + \Delta\sigma_{911} + \Delta\sigma_{912} = 1.54 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{9 \text{ total}} := \Delta\sigma_{p9} + \Delta\sigma_{9 \text{ parcial}} = 1.64 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para a 10ª camada abaixo da estaca

$$\Delta\sigma_{109} := \frac{4 \cdot R_{14}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 13.5 + 0.5)^2} = 0.17 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{105} := \frac{4 \cdot R_{18}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 9.5 + 0.5)^2} = 0.54 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{1010} := \frac{4 \cdot R_{13}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 14.5 + 0.5)^2} = 0.12 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{106} := \frac{4 \cdot R_{17}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 10.5 + 0.5)^2} = 0.03 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{107} := \frac{4 \cdot R_{16}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 11.5 + 0.5)^2} = 0.08 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{1011} := \frac{4 \cdot R_{12}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 15.5 + 0.5)^2} = 0.12 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{1012} := \frac{4 \cdot R_{11}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 16.5 + 0.5)^2} = 0.04 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{108} := \frac{4 \cdot R_{15}}{\pi \cdot (\text{Dest} + 12.5 + 0.5)^2} = 0.2 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{p10} := \frac{4 \cdot (\text{Pa} - R_{1\text{tot}})}{\pi \cdot (\text{Dest} + 9.0 + 0.5)^2} = 0.08 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{10\text{parcial}} := \Delta\sigma_{105} + \Delta\sigma_{106} + \Delta\sigma_{107} + \Delta\sigma_{108} + \Delta\sigma_{109} + \Delta\sigma_{1010} + \Delta\sigma_{1011} + \Delta\sigma_{1012} = 1.3$$

$$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{10\text{total}} := \Delta\sigma_{p10} + \Delta\sigma_{10\text{parcial}} = 1.38 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

em que E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido pela expressão a seguir, adaptada de Janbu (1963):

$$E_s = E_o \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n$$

em que:

E_o – módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

σ_o – tensão geostática no centro da camada;

n – expoente que depende da natureza do solo: $n = 0,5$ para materiais granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas (em areia, temos o aumento do módulo de deformabilidade em função do acréscimo de tensões, o que não ocorre nas argilas).

Para a avaliação de E_o , Aoki (1984) considera:

$E_o = 6 K N_{SPT}$ para estacas cravadas

$E_o = 4 K N_{SPT}$ para estacas hélice contínua

$E_o = 3 K N_{SPT}$ para estacas escavadas

em que K é o coeficiente empírico do método Aoki-Velloso (1975), função do tipo de solo.

E_0 - Módulo de deformabilidade do solo antes da execução

$E_{01} := 6 \cdot 0,22 \cdot 12 = 15,84$ (Primeira camada abaixo da estaca)

$E_{02} := 6 \cdot 0,22 \cdot 28 = 36,96$ (Segunda camada abaixo da estaca)

$E_{03} := 6 \cdot 0,35 \cdot 13 = 27,3$ (Terceira camada abaixo da estaca)

$E_{04} := 6 \cdot 0,35 \cdot 24 = 50,4$ (Quarta camada abaixo da estaca)

$E_{05} := 6 \cdot 0,35 \cdot 19 = 39,9$ (Quinta camada abaixo da estaca)

$E_{06} := 6 \cdot 0,35 \cdot 15 = 31,5$ (Sexta camada abaixo da estaca)

$E_{07} := 6 \cdot 0,22 \cdot 18 = 23,76$ (Sétima camada abaixo da estaca)

$E_{08} := 6 \cdot 0,22 \cdot 20 = 26,4$ (Oitava camada abaixo da estaca)

Densidades das camadas de solo

$\gamma_1 := 16$

$\gamma_2 := 16$

$\gamma_3 := 16$

$$\gamma_4 := 16$$

$$\gamma_5 := 16$$

$$\gamma_6 := 16$$

$$\gamma_7 := 16$$

$$\gamma_8 := 16$$

$$\gamma_9 := 16$$

$$\gamma_{10} := 19$$

$$\gamma_{11} := 19$$

$$\gamma_{12} := 20$$

$$\gamma_{13} := 20$$

$$\gamma_{14} := 20$$

$$\gamma_{15} := 20$$

$$\gamma_{16} := 20$$

$$\gamma_{17} := 20$$

$$\gamma_{18} := 20$$

$$\gamma_{19} := 21$$

$$\gamma_{20} := 21$$

$$\gamma_{21} := 21$$

$$\gamma_{22} := 21$$

$$\gamma_{23} := 21$$

$$\gamma_{24} := 21$$

Tensão Geostática no centro das camadas (abaixo da ponta da estaca)

Gama do solo1 vezes a altura da camada + Gama do solo2 vezes a altura da camada - Gama da água vezes altura(2m) + Gama do solo3 vezes a altura da camada (1,5m) - Gama da água vezes a altura (1,5m)

$$\sigma_{01} := 16 \cdot 9 = 144 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{02} := 16 \cdot 10 = 160 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{06} := 16 \cdot 14 = 224 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{03} := 16 \cdot 11 = 176 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{04} := 16 \cdot 12 = 192 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{07} := 16 \cdot 15 = 240 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{05} := 16 \cdot 13 = 208 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{08} := 16 \cdot 16 = 256 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Módulo de deformabilidade da camada do solo

$$E_{s1} := E_{01} \cdot \left(\frac{\sigma_{01} + \Delta\sigma_{1 \text{ total}}}{\sigma_{01}} \right)^{0.5} = 18.36 \quad \text{MPa}$$

$$E_{s2} := E_{02} \cdot \left(\frac{\sigma_{02} + \Delta\sigma_{2 \text{ total}}}{\sigma_{02}} \right)^{0.5} = 38.88 \quad \text{MPa}$$

$$E_{s3} := E_{03} \cdot \left(\frac{\sigma_{03} + \Delta\sigma_{3 \text{ total}}}{\sigma_{03}} \right)^{0.5} = 28 \quad \text{MPa}$$

$$E_{s4} := E_{04} \cdot \left(\frac{\sigma_{04} + \Delta\sigma_{4 \text{ total}}}{\sigma_{04}} \right)^{0.5} = 50.77 \quad \text{MPa}$$

$$E_{s5} := E_{05} \cdot \left(\frac{\sigma_{05} + \Delta\sigma_{5 \text{ total}}}{\sigma_{05}} \right)^{0.5} = 40.3 \quad \text{MPa}$$

$$E_{s6} := E_{06} \cdot \left(\frac{\sigma_{06} + \Delta\sigma_{6 \text{ total}}}{\sigma_{06}} \right)^{0.5} = 31.72 \quad \text{MPa}$$

$$E_{s7} := E_{07} \cdot \left(\frac{\sigma_{07} + \Delta\sigma_{7 \text{ total}}}{\sigma_{07}} \right)^{0.5} = 23.88 \quad \text{MPa}$$

$$E_{s8} := E_{08} \cdot \left(\frac{\sigma_{08} + \Delta\sigma_{8 \text{ total}}}{\sigma_{08}} \right)^{0.5} = 26.5 \quad \text{MPa}$$

Recalque final por camada

$$\text{rec}_{\text{cam1}} := \frac{\Delta\sigma_{\text{total}}}{E_{s1}} = 2.7 \quad \text{mm}$$

$$\text{rec}_{\text{cam2}} := \frac{\Delta\sigma_{\text{total}}}{E_{s2}} = 0.44 \quad \text{mm}$$

$$\text{rec}_{\text{cam3}} := \frac{\Delta\sigma_{\text{total}}}{E_{s3}} = 0.33 \quad \text{mm}$$

$$\text{rec}_{\text{cam4}} := \frac{\Delta\sigma_{\text{total}}}{E_{s4}} = 0.06 \quad \text{mm}$$

$$\text{rec}_{\text{cam5}} := \frac{\Delta\sigma_{\text{total}}}{E_{s5}} = 0.1 \quad \text{mm}$$

$$\text{rec}_{\text{cam6}} := \frac{\Delta\sigma_{\text{total}}}{E_{s6}} = 0.1 \quad \text{mm}$$

$$\text{rec}_{\text{cam7}} := \frac{\Delta\sigma_{\text{total}}}{E_{s7}} = 0.1 \quad \text{mm}$$

$$\text{rec}_{\text{cam8}} := \frac{\Delta\sigma_{\text{total}}}{E_{s8}} = 0.07 \quad \text{mm}$$

Recalque final total

Recalque total em relação ao solo:

$$\text{Rec}_{\text{solo.total}} := \text{rec}_{\text{cam1}} + \text{rec}_{\text{cam2}} + \text{rec}_{\text{cam3}} + \text{rec}_{\text{cam4}} + \text{rec}_{\text{cam5}} + \text{rec}_{\text{cam6}} + \text{rec}_{\text{cam7}} + \text{rec}_{\text{cam8}} = 3.9 \quad \text{mm}$$

Recalque total do solo + fuste:

$$\text{Recalque} := \text{pe}_{\text{total}} + \text{Rec}_{\text{solo.total}} = 4.19 \quad \text{mm}$$