

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

JOÃO VICTOR GÓSS CAMARGO

**ANÁLISE DO EFEITO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO
DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM
ESTRUTURA DE AÇO COM FUNDAÇÃO PROFUNDA**

CAMPO MOURÃO

2021

JOÃO VICTOR GÓSS CAMARGO

**ANÁLISE DO EFEITO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO
DIMENSIONAMENTO DE UM EM EDIFÍCIO DE MULTIPLOS PAVIMENTOS EM
ESTRUTURA DE AÇO COM FUNDAÇÃO PROFUNDA**

**Analysis of the effect of soil-structure interaction on design of a deep founded
steel structure building**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado como requisito para a obtenção do
título de Bacharel em nome do Curso Superior em
Engenharia Civil da Universidade Tecnológica
Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador: Prof. Dr. Ronaldo Rigobello

CAMPO MOURÃO

2021



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

Esta licença permite remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, para fins não comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

JOÃO VICTOR GÓSS CAMARGO

**ANÁLISE DO EFEITO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO
DIMENSIONAMENTO DE UM EM EDIFÍCIO DE MULTIPLOS PAVIMENTOS EM
ESTRUTURA DE AÇO COM FUNDAÇÃO PROFUNDA**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado como requisito para a obtenção do
título de Bacharel em nome do Curso Superior em
Engenharia Civil da Universidade Tecnológica
Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 29/novembro/2021

Ronaldo Rigobello

Doutorado

Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Angelo Giovanni Bonfim Corelhano

Mestrado

Universidade de São Paulo

Douglas Fukunaga Surco

Doutorado

Universidade Tecnológica Federal do Paraná

CAMPO MOURÃO

2021

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por ter me acompanhado e me dado forças para continuar em minha trajetória.

A minha família por todo apoio que me proporcionam durante todos esses anos.

Aos meus amigos por estarem comigo e me trazerem alegria nos momentos que preciso.

Ao meu professor orientador Ronaldo por ter me acompanhado no decorrer das aulas e durante a elaboração do trabalho.

À SAE Engenharia por fornecer a licença do programa ATIR STRAP v.2020 para realização das análises.

A todos que de alguma forma passaram pela minha vida e fizeram dessa um pouco melhor.

RESUMO

Os métodos convencionais de projeto estrutural consideram de forma simplificada os efeitos da interação solo-estrutura. Porém, esse efeito pode tornar-se determinante no dimensionamento de estruturas pesadas em solos moles, como o caso de edifícios de múltiplos pavimentos em solos argilosos, por exemplo. Nesse contexto, o presente trabalho apresenta a análise do efeito da interação solo estrutura no dimensionamento em um edifício em estrutura de aço com emprego do método dos elementos finitos. A fundação da estrutura foi considerada inicialmente por meio de vinculações clássicas (apoio e engaste) e em seguida pela utilização de vínculos elásticos. Os vínculos elásticos consistem em representar os graus de liberdade através de molas, a fim de obter uma maior precisão do comportamento dos esforços na estrutura. Ao se adicionar as molas ao modelo, o valor dos esforços em alguns locais da estrutura aumentou de forma significativa, afetando o dimensionamento e culminando na necessidade de perfis de aço mais robustos. Conclui-se que a análise estrutural com a consideração da interação solo-estrutura é uma etapa que deveria ser levada em conta no projeto para se garantir um nível de segurança mais adequado para estruturas de aço múltiplos pavimentos.

Palavras-chave: interação solo-estrutura; estruturas metálicas; métodos dos elementos finitos; vínculos rígidos; vínculos elásticos; segurança das estruturas.

ABSTRACT

Conventional structural design methods consider the effects of soil-structure interaction in a simplified way. However, this effect can become determinant in the design of heavy structures in soft soils, such as the case of multi-floor buildings in clay soils. In this context, the present work presents the analysis of the effect of the soil structure interaction on the dimensioning in a building with steel structure with the use of finite element method. The foundation of the structure was initially considered by means of classical supports (fixed and pinned) and then by the utilization of elastic supports. Elastic supports consist of representing the degrees of freedom through springs in order to obtain greater accuracy of forces in the structure. By adding the springs to the model, the value of forces in some locations of the structure increased significantly, affecting the design and culminating in the need for more robust steel profiles. We can conclude that the structural analysis with the consideration of soil-structure interaction is a step that should be considered in the design to ensure a more adequate level of safety for multi-floor steel structures.

Keywords: soil-structure interaction; steel structures; finite element method; rigid bonds; elastic bonds; security of structures.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Modelo de Winkler.....	18
Figura 2 - Demonstração do cálculo do valor médio do SPT dentro do bulbo de tensões.....	22
Figura 3 – Pórticos, ligações rígidas	25
Figura 4 – Contraventamentos verticais usado no modelo de Bellei, Pinho e Pinho (2008).....	26
Figura 5 - Isoietas de vento base no Brasil.....	27
Figura 6 – Fator topográfico S1	28
Figura 7 – Coeficiente de arrasto para ventos com baixa turbulência	33
Figura 8 – Coeficiente de arrasto para ventos com alta turbulência	34
Figura 9 - Imagem do modelo em 3D.....	42
Figura 10 - Planta pavimento tipo	43
Figura 11 - Planta de cobertura.....	43
Figura 12 – Elevações dos eixos e vinculações.....	44
Figura 13 – Vigamento cota 3000mm à cota 21000mm.....	45
Figura 14 – Vigamento 24000mm.....	45
Figura 15 - Vigamento 25520mm.....	46
Figura 16 – Vigamento 27000mm.....	46
Figura 17 – Pilares linha A e D	47
Figura 18 - Pilares B e C	47
Figura 19 – Deslocamentos no topo na direção Vento 0, valores em 10^3 cm	49
Figura 20 – Deslocamento no topo na direção Vento 90, valores em 10^2 cm	50
Figura 21 – Localização pilares P3 e P4.....	56
Figura 22 – Sondagem de reconhecimento do solo SPT no centro de Campo Mourão.	58
Figura 23 – Sondagem de reconhecimento do solo SPT no centro de Campo Mourão.	59
Figura 24 – Tensões admissíveis do solo.....	60
Figura 25 – Envoltória de reações de apoio em kN.....	61
Figura 26 - Envoltória de reações de apoio em kNm	61
Figura 27 - Eixos.....	63
Figura 28 – Modelo com vínculos rígidos, estrutura deslocada X1.....	64
Figura 29 – Modelo com vínculos elásticos, estrutura deslocada X1	65
Figura 30 – Modelo com vínculos rígidos, estrutura deslocada X2.....	66
Figura 31 – Modelo com vínculos elásticos, estrutura deslocada X2	67
Figura 32 - Pilar mais solicitado.....	68
Figura 33 – Modelo com vínculos rígidos, força axial	69
Figura 34 – Modelo com vínculos elásticos, força axial	69
Figura 35 – Modelo com vínculos rígidos, cortante em X.....	69
Figura 36 – Modelo com vínculos elásticos, cortante em X	70
Figura 37 – Modelo com vínculos rígidos, cortante em Y.....	70
Figura 38 – Modelo com vínculos elásticos, cortante em Y	70
Figura 39 – Modelo com vínculos rígidos, momento em X.....	71
Figura 40 – Modelo com vínculos elásticos, momento em X	71
Figura 41 – Modelo com vínculos rígidos, momento em Y.....	72
Figura 42 – Modelo com vínculos elásticos, momento em Y	72
Figura 43 – Viga engastada	73
Figura 44 – Modelo com vínculos rígidos, cortante em Y.....	73

Figura 45 – Modelo com vínculos elásticos, cortante em Y	74
Figura 46 – Modelo com vínculos rígidos, momento em X.....	74
Figura 47 – Modelo com vínculos elásticos, momento em X	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores para módulo de elasticidade.....	15
Tabela 2 - Coeficiente K e razão de atrito α	17
Tabela 3 - Fatores de correção F1 e F2	17
Tabela 4 - Valores de K_v	22
Tabela 5 – Categorias de classificação quanto a rugosidade do terreno	29
Tabela 6 – Classes de classificação da estrutura quanto as dimensões	30
Tabela 7 – Parâmetros meteorológicos.....	31
Tabela 8 – Fator S3.....	32
Tabela 9 – Peso específico dos materiais de construção.....	35
Tabela 10 – Cargas Acidentais segundo ABNT NBR 6120:2019	37
Tabela 11 – Combinações de ações com carga permanente agrupada	37
Tabela 12 – Critério para redução de cargas acidentais:	38
Tabela 13 – Vigas e pilares modelo de Bellei, Pinho e Pinho (2008).	48
Tabela 14 – Cálculo de V_k	52
Tabela 15 – Cálculo da carga de vento.....	52
Tabela 16 – Combinações.....	53
Tabela 17 – Classificação da estrutura combinação 2.....	54
Tabela 18 – Classificação da estrutura combinação 3.....	54
Tabela 19 – Vigas e pilares do modelo.....	55
Tabela 20 – ELS topo do pilar	57
Tabela 21 – ELS topo da caixa d'água.....	57
Tabela 22 – Estaqueamento do edifício.	61
Tabela 23 – Coeficientes de mola	62
Tabela 24 – Deslocamentos.....	68
Tabela 25 – Classificação da estrutura com vínculos rígidos, combinação 2 ...	76
Tabela 26 – Classificação da estrutura com vínculos elásticos, combinação 3	76
Tabela 27 – ELS topo do pilar, modelo com vínculos elásticos.....	77
Tabela 28 – ELS topo da caixa d'água, modelo com vínculos elásticos	77

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	OBJETIVOS	12
2.1	Objetivo geral.....	12
2.2	Objetivos específicos.....	12
3	JUSTIFICATIVA.....	13
4	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	14
4.1	Comportamento do solo	14
4.1.1	Método Aoki-Velloso.....	15
4.1.2	Modelo de Winkler.....	17
4.2	Modelagem da interação solo estrutura	19
4.2.1	Modelos do meio contínuo	20
4.2.2	Modelos do meio discreto.....	21
4.2.3	Determinação dos coeficientes de mola.....	21
4.3	Estabilidade lateral da edificação – concepção estrutural	24
4.3.1	Sistema Aporticado	24
4.3.2	Contraventamentos verticais	25
4.4	Ação do vento de acordo com ABNT NBR 6123:1988.....	26
4.4.1	Fator S1.....	28
4.4.2	Fator S2.....	29
4.4.3	Fator S3.....	31
4.4.4	Coeficientes de arrasto.....	32
4.4.5	Força de arrasto	34
4.5	Cargas variáveis verticais	34
4.6	Combinação de ações e redução de cargas acidentais.....	37
4.7	Segunda ordem, classificação da estrutura e ELS.....	38
4.8	Uso do software strap.....	39
5	METODOLOGIA DE PESQUISA	40
5.1	Recursos	40
5.2	Métodos.....	40
6	MODELAGEM DO EDIFÍCIO E VALIDAÇÃO DO MODELO	42
6.1	Arquitetura da edificação	42
6.2	Lançamento dos elementos estruturais	44

6.3	Validação do modelo estrutural	49
6.4	Carregamentos e combinações	50
6.4.1	Cargas Verticais	51
6.4.2	Ação do vento.....	51
6.4.3	Combinações.....	53
6.5	Classificação e dimensionamento da estrutura	54
6.6	Estaqueamento e coeficiente de mola.....	57
7	RESULTADOS.....	63
7.1	Deslocamentos	64
7.2	Pilares.....	68
7.3	Vigas	72
7.4	Dimensionamento e comparação	75
8	CONCLUSÃO	78
	REFERÊNCIAS.....	79

1 INTRODUÇÃO

O campo da engenharia civil que engloba as estruturas de fundações possui muitas incertezas inerentes ao processo de dimensionamento, dada a variabilidade de parâmetros de resistência de solos. Os engenheiros projetistas utilizam métodos de análise que por vezes não são precisos o suficiente, o que pode acarretar em desperdícios de material ou mesmo insegurança quanto ao comportamento da estrutura como um todo.

Convencionalmente, o engenheiro estrutural admite que os apoios da superestrutura sejam engastados (ou apoiados) na base. A suposição de que o sistema de fundação apresenta comportamento rígido e indeslocável não condiz com a realidade geotécnica. Sob tal hipótese, o projetista calcula e fornece ao engenheiro de fundação as forças, provenientes da superestrutura, que serão transmitidas aos elementos estruturais de fundação que, por sua vez, repassa às camadas de solo que os envolve e serve de base. De posse desses valores e das características geológico-geotécnicas do maciço de solos, o profissional geotécnico determina as áreas e as cotas de assentamento dos elementos isolados de fundação direta ou, a seção transversal e a profundidade da ponta do elemento isolado de fundação que funciona por atrito lateral e ponta (COLARES, 2006, p. 9).

O estudo da interação solo-estrutura exige uma visão integrada dos diferentes materiais que compõe um sistema, ou seja, sistemas estruturais mais sistemas geotécnicos ou maciço de solo. Sendo o maciço de solo um conjunto formado por um certo número de elementos de solos ocupando continuamente o espaço físico delimitado pela superfície do terreno e a superfície do indeslocável, conforme Aoki e Cintra (1996).

A possibilidade de estimar de forma computacional a redistribuição de esforços na estrutura, a forma e a magnitude dos recalques diferenciais, são uma das vantagens que fazer a consideração da interação solo-estrutura traz para o contexto de projeto na engenharia, tornando os projetos mais confiáveis, mais tecnológicos e mais eficientes.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como finalidade analisar os efeitos da interação solo-estrutura no dimensionamento de um edifício de múltiplos pavimentos em estrutura de aço sobre fundações profundas, avaliando a influência da consideração desses efeitos na estrutura.

2.2 Objetivos específicos

- Realizar a análise estrutural e o dimensionamento de estrutura de edifício de aço de múltiplos pavimentos usando software STRAP;
- Considerar as hipóteses de apoios e vínculos elástico contínuos lineares para as fundações;
- Comparar os resultados dos vínculos rígidos e vínculos elásticos em questão de esforços e deslocamentos na estrutura e sua influência no dimensionamento.

3 JUSTIFICATIVA

Na construção civil, a fundação é uma das partes mais importantes da concepção de um projeto, principalmente em grandes empreendimentos como edifícios e em locais que possuem uma camada de solo superficial pouco resistente. Nesses casos, a solução é utilizar estruturas de fundações profundas como estacas e tubulões, que por natureza descarregam as cargas a uma profundidade maior, geralmente em uma camada de solo mais rígida que tenha resistência necessária para suportar toda a estrutura com segurança.

Simplificações de cálculo são adotadas com base em hipóteses pré-estabelecidas e geralmente não são consideradas todas as condições e peculiaridades do solo em questão, como por exemplo adotar carregamentos que nem sempre representam fielmente a realidade, desconsiderar a deslocabilidade do solo sob aplicação de carregamento, assim como aproximar valores para a rigidez de uma estrutura.

Nesse contexto, a utilização de softwares de modelagem digital, que permitem resolver com problemas que manualmente são inviáveis de serem solucionados e otimizados, possibilitam que boa parte das tarefas da elaboração de um projeto seja automatizada. Com isso, pode-se dar enfoque a algumas peculiaridades específicas de cada projeto, aprimorando as hipóteses e condições conforme necessário, como no caso das estruturas de fundações onde podemos utilizar a condição de vínculo elástico como forma de concepção da vinculação de uma estrutura.

Para tal fim, neste trabalho se faz uso do software ATIR STRAP em uma análise detalhada por método dos elementos finitos com o intuito de se prever um comportamento estrutural mais realístico da edificação. Isso tem por finalidade geral melhorar a qualidade e segurança, precisão dos resultados de projeto e propiciar a redução de custos no setor da construção civil.

4 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Nesse capítulo serão descritos conceitos fundamentais para o entendimento da interação entre solo e estrutura através de simulações computacionais. Dentre os diversos métodos existentes para realização da análise, será utilizado no presente trabalho, a simplificação do comportamento de um bloco sobre estacas, modelando os elementos de fundação como um conjunto de diversas molas.

4.1 Comportamento do solo

O solo é constituído por partículas sólidas de natureza mineral ou orgânica, água e ar. Essas partículas sólidas podem variar por diversos fatores como localização e composição da rocha matriz, e de diversas formas como o diâmetro das partículas, formas e composição química, resultando em diversas possibilidades de configurações em que um solo pode se encontrar.

A construção civil classifica o solo de uma maneira mais grosseira considerando as diferenças entre o diâmetro dos grãos que compõem o solo e também o seu comportamento quando submetido a um carregamento, dividindo-os em rocha sã, pedregulho, areia, silte, argila e suas misturas (ALMEIDA, 2017, p. 16).

A primeira característica que diferencia os solos é a dimensão das partículas, em alguns solos os grãos são perceptíveis a olho nu, como os grãos de pedregulho ou a areia do mar, enquanto em outros casos, os grãos são tão finos que o solo quando molhado se transforma numa pasta (barro), não sendo possível visualizar as partículas individualmente (PINTO, 2006, p. 15).

Os solos são divididos em dois tipos: solos arenosos e solos argilosos. Os solos arenosos são constituídos por partículas grossas, médias e finas, todas visíveis a olho nu e não possuem características de coesão entre as partículas, ou seja, os grãos não apresentam tendências de se unirem à outras partículas de solo. Em contrapartida os solos argilosos não podem ser vistos sem a utilização de um aparelho adequado, suas partículas são microscópicas, apresentam cores fortes e grande impermeabilidade, com dificuldade da desagregação das partículas, apresentam coesão e possuem diversas granulometrias.

O solo possui diversos parâmetros importantes para a análise estrutural, como a capacidade que um solo pode ser comprimido e em sequência descomprimido sem

perder suas características de um material aproximadamente elástico, esse parâmetro é chamado de módulo de elasticidade (E_s). Pode ser obtido a partir do ensaio tri axial de acordo com a ABNT NBR 6122:2019, ou também estimada com base na literatura, que a partir de diversos ensaios chegou a um módulo de elasticidade aproximado para os tipos de solo, como apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores para módulo de elasticidade

Solo		E_s (MPa)
Solo coesivo (argilosos)	Argila muito mole	2 – 15
	Argila mole	5 – 25
	Argila média	15 – 50
	Argila dura	50 – 100
	Argila arenosa	25 – 250
Solo não coesivo (arenosos)	Areia siltosa	5 – 20
	Areia fofa	10 – 25
	Areia compacta	50 – 81
	Areia fofa e pedregulhos	50 – 150
	Areia compacta e pedregulhos	100 – 200
	Silte	2 - 20

Fonte: Bowles (1997, p. 125)

4.1.1 Método Aoki-Velloso

No Brasil há uma grande predominância dos ensaios de solo a percussão, no caso o ensaio SPT. Devido a este método ser amplamente utilizado, houve a necessidade de métodos de cálculos para conciliar a teoria com os métodos práticos.

A ABNT NBR 6122:2019 determina três procedimentos que podem ser usados para determinação da tensão admissível (σ_a), o primeiro é a prova de carga sobre placa, o segundo é o método teórico e por fim os métodos semiempíricos. No presente trabalho será utilizado o método semiempírico para fundação profunda de Aoki-Velloso.

O método Aoki-Velloso é um método semiempírico que correlaciona o prático ao teórico e com isso é possível realizar uma estimativa de capacidade de suporte do solo a ser estudado.

O cálculo da capacidade de carga do solo, que no caso de tubulões é a tensão de ruptura, depende das características do maciço de solo, geométrica do elemento de fundação e de sua profundidade de assentamento. Define-se então a tensão admissível (BEDANO, 2019, p. 16).

Esta metodologia caracteriza a resistência do conjunto solo-estaca (R) pela soma da resistência de ponta da estaca (R_P) e a resistência por atrito lateral da estaca (R_L), conforme indicado pela equação 3.

$$R = R_P + R_L \quad (3)$$

Com a utilização do ensaio SPT, essas parcelas de resistência da estaca são correlacionadas com o índice de resistência a penetração N_{spt} , conforme as equações 4 e 5.

$$R_P = A_P * \frac{K * N_P}{F_1} \quad (4)$$

$$R_L = \sum A_L * \frac{\alpha * K * N_L}{F_2} \quad (5)$$

Onde:

- N_p corresponde ao N_{spt} na cota de apoio de apoio;
- N_L corresponde ao valor de N_{spt} da camada avaliada;
- A_P é o valor da área da base da estaca;
- A_L é o valor da área lateral da estaca ao longo do comprimento da estaca;
- K (coeficiente) e α (razão de atrito), dados na Tabela 2;
- F_1 e F_2 são dependentes do tipo de estaca empregada, dados na Tabela 3.

Tabela 2 - Coeficiente K e razão de atrito α

Tipo de solo	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10,00	1,40
Areia siltosa	8,00	2,00
Areia silto-argilosa	7,00	2,40
Areia argilosa	6,00	2,80
Areia argilo-siltosa	5,00	3,00
Silte	4,00	3,00
Silte arenoso	5,50	2,20
Silte areno-argiloso	4,50	2,80
Silte argiloso	2,30	3,40
Silte argilo-arenoso	2,50	3,00
Argila	2,00	6,00
Argila arenosa	3,50	2,40
Argila areno-siltosa	3,00	2,80
Argila siltosa	2,20	4,00
Argila silto-arenosa	3,3	3,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975) apud Cintra e Aoki (2010, p. 25).

Tabela 3 - Fatores de correção F1 e F2

Tipo de estaca	F ₁	F ₂
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-Moldada	1,75	3,5
Escavada	3,00	6,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975) apud Cintra e Aoki (2010, p 25).

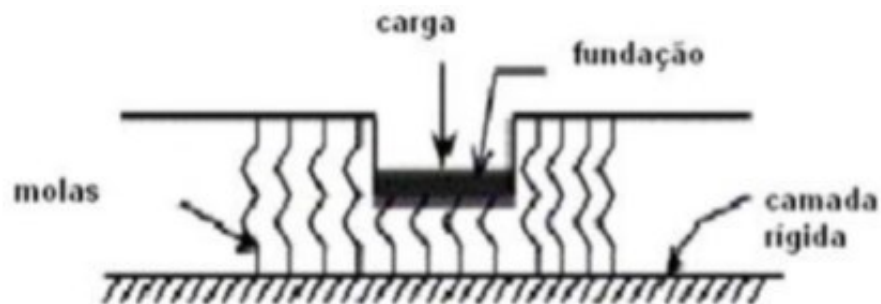
4.1.2 Modelo de Winkler

O modelo de Winkler (1867) indica que a resposta do solo em um determinado ponto não é dependente do deslocamento da estaca em outros pontos, ou seja, este método considera que a resposta do solo é caracterizada por um conjunto de mecanismos discretos independentes entre si, o que não caracteriza perfeitamente o meio contínuo. As cargas aplicadas na superfície do solo geram deslocamentos

somente no ponto de aplicação da mesma, logo, este método desconsidera o efeito da continuidade do meio (CHRISTAN, 2012, p. 59)

O modelo proposto por Winkler, esquematizado na Figura 1, representa o solo como um sistema independente, com molas linearmente elásticas espaçadas entre si. A deformação da fundação, devido ao carregamento aplicado fica confinada somente nas regiões carregadas (CRESPO, 2004; SILVA, 2006).

Figura 1 - Modelo de Winkler



Fonte: Silva (2006, p. 41).

Este é o modelo mais utilizado no estudo da ISE, devido a sua simplicidade. O principal problema deste modelo é determinar a rigidez das molas elásticas usadas para representar o solo. Esse problema se torna duplo, pois o valor do módulo de reação vertical não depende apenas da natureza do solo, mas também das dimensões da área carregada. A rigidez do solo é o único parâmetro para idealizar o comportamento físico do solo, por isso para determiná-lo numericamente deve-se ter muito cuidado (SILVA, 2006; PORTO & SILVA, 2010).

O modelo de comportamento do solo, proposto por Winkler, admite que o deslocamento w de qualquer ponto situado na superfície do solo é diretamente proporcional ao carregamento q aplicado no ponto e independe de outros carregamentos externos, aplicados em outros pontos do solo. A equação 1, onde k é o módulo de reação do solo, representa a descrição matemática do modelo. COLARES (2006).

$$q(x, y) = k * w(x, y) \quad (1)$$

As limitações deste modelo estão no fato de não considerar a dispersão da carga sobre uma área de influência gradualmente crescente com o aumento da profundidade, e considerar o solo como tendo um comportamento tensão-deformação linear. Entretanto a maior falha é considerar que as molas sejam independentes, o que significa dizer que não há nenhuma ligação coesiva, ou mesmo desenvolvimento de atrito entre as partículas contidas no meio solo (SILVA, 2006; PORTO; SILVA, 2010).

4.2 Modelagem da interação solo estrutura

O solo é elemento muito importante na análise de uma estrutura, tendo uma forte influência no seu comportamento. O estudo da ISE pode ser feito através de um método numérico, utilizando um programa de análise estrutural. O solo geralmente é representado por molas (apoios flexíveis K_i) nos pontos que correspondem às fundações. Essas molas devem simular o solo, em termos de respostas mecânicas às ações provenientes da superestrutura (KHOURI,2001; CRESPO,2004).

Os métodos numéricos, com a evolução dos computadores, se transformaram em uma ferramenta cada vez mais utilizada pelos pesquisadores. O estudo do comportamento do solo é bastante antigo, mas devido a esse avanço aumentou o interesse pelo assunto (OSHIMA,2004).

A escolha de determinado modelo de comportamento para o solo nos problemas de interação solo-estrutura depende de fatores como tipo de solo, condições in situ, tipo de elemento estrutural de fundação e natureza do carregamento externo. A resposta ou característica de cada modelo de comportamento é avaliada pela superfície deformada, quando da aplicação de um sistema de forças externas. A superfície deformada representa os deslocamentos da superfície limitante do solo que está em contato com o elemento estrutural de fundação ou da superfície de contato solo-elemento estrutural de fundação (COLARES, 2006).

Os métodos de análise de interação solo estrutura possuem algumas barreiras para ser aplicado na prática, a forma como são apresentados pela literatura aparenta uma grande complexidade de decifrar ou também uma deficiência na compreensão dos princípios dessas análises, porém são métodos que geram resultados relevantes,

e sua utilização tem grande importância. O Quadro 1 faz um comparativo entre as vantagens e desvantagens da utilização das hipóteses.

Quadro 1 - Resumo das vantagens e desvantagens das hipóteses de interação solo-fundação

Hipótese	Vantagens	Desvantagens
Meio discreto	1) É relativamente simples; 2) Pode incorporar não linearidades; variação do coeficiente de reação com a profundidade; aplicação a solo estratificado; 1) É usado na prática a muito tempo.	1) Ignora a continuidade do solo; 2) O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento.
Meio contínuo	1) É uma hipótese mais realista; 2) Pode fornecer soluções para módulo variável com a profundidade e solos estratificados.	1) É difícil determinar as deformações em um problema prático e o módulo do solo que a elas corresponde; 2) Requer mais experiências de campo.

Fonte: Adaptado Rojas (2007, p. 23).

4.2.1 Modelos do meio contínuo

Este método é uma aproximação conceitual da representação física do solo infinito. A massa do solo é constituída por partículas discretas compactadas por alguma força Inter granular. Essa aproximação tem mais informações de tensões e deformações da massa de solo que o modelo proposto por Winkler (1867). No modelo elástico contínuo existe a importante vantagem da simplicidade dos parâmetros de entrada, como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, mas uma das maiores desvantagens é a inexatidão das reações calculadas na periferia das fundações (CRESPO, 2004).

4.2.2 Modelos do meio discreto

Nos modelos do meio discreto, o solo é simulado por molas independentes. Dentro desta hipótese existem dois diferentes métodos para as considerações, sendo eles o modelo de Winkler, no qual as molas são consideradas com comportamento elástico linear, e as curvas (p-y), para o comportamento das molas elástico não-linear. (CHRISTAN, 2012, p. 59)

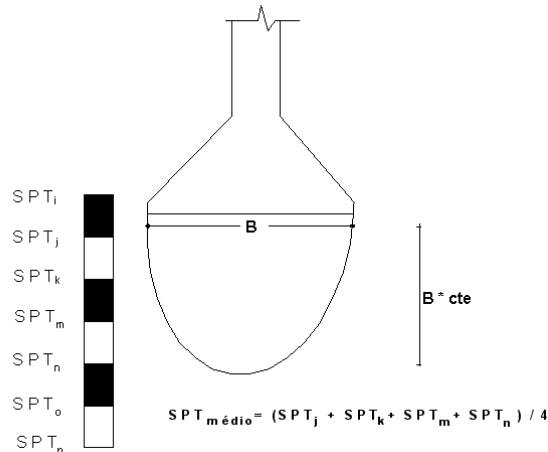
Os métodos discretos ou métodos discretizados, representam o maciço de solo ou sistema geotécnico não como um sólido contínuo, mas como um conjunto de elementos isolados (PORTO; SILVA, 2010).

4.2.3 Determinação dos coeficientes de mola

Levando em conta o método de Winkler (1867), que utiliza o meio discreto para estabelecer uma relação entre solo e estrutura, a constante de mola que descreve a rigidez do solo, é definida como K_v . Trata-se de um coeficiente que abrange determinada área do terreno e que representa a capacidade de resistir ao deslocamento aplicado por uma pressão externa, similar a uma mola.

Para a obtenção dos coeficientes de mola é utilizado o método empírico que relaciona o SPT, extraído em campo, a uma tensão de suporte do solo, determinando assim a resistência aproximada do solo dentro do bulbo de tensões a cada nível do terreno, conforme demonstrado na Figura 2.

Figura 2 - Demonstração do cálculo do valor médio do SPT dentro do bulbo de tensões.



Fonte: Morrison (1993) apud TQS Informática (2021, p.1)

Com os valores de cada cota do SPT, calcula-se o valor do $SPT_{médio}$ por uma simples média aritmética, permitindo calcular o valor da tensão admissível estimada do solo, expressa pela equação 2.

$$\sigma_{solo} = 0,2 * SPT_{médio} \quad (2)$$

Para realizar a aplicação do método de interação, deve-se realizar o cálculo da tensão para cada cota do solo, assim alcançando valores em toda profundidade no comprimento da estaca. Em seguida, retira-se da tabela SAFE, MORRISON (1993), o valor de K_v em kgf/cm^3 , representados na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores de K_v

(Continua)

Tensão Admissível (kgf/cm ²)	K_v (kgf/cm ³)	Tensão Admissível (kgf/cm ²)	K_v (kgf/cm ³)
0,75	1,75	2,40	4,80
0,80	1,84	2,45	4,90
0,85	1,93	2,50	5,00
0,90	2,02	2,55	5,10
0,95	2,11	2,60	5,20
1,00	2,20	2,65	5,30

(continuação)

Tensão		Tensão	
Admissível	Kv (kgf/cm³)	Admissível	Kv
(kgf/cm²)		(kgf/cm²)	(kgf/cm³)
1,05	2,29	2,70	5,40
1,10	2,38	2,75	5,50
1,15	2,47	2,80	5,60
1,20	2,56	2,85	5,70
1,25	2,65	2,90	5,80
1,30	2,74	2,95	5,90
1,35	2,83	3,00	6,00
1,40	2,92	3,05	6,10
1,45	3,01	3,10	6,20
1,50	3,10	3,15	6,30
1,55	3,19	3,20	6,40
1,60	3,28	3,25	6,50
1,65	3,37	3,30	6,60
1,70	3,46	3,35	6,70
1,75	3,55	3,40	6,80
1,80	3,64	3,45	6,90
1,85	3,73	3,50	7,00
1,90	3,82	3,55	7,10
1,95	3,91	3,60	7,20
2,00	4,00	3,65	7,30
2,05	4,10	3,70	7,40
2,10	4,20	3,75	7,50
2,15	4,30	3,80	7,60
2,20	4,40	3,85	7,70
2,25	4,50	3,90	7,80
2,30	4,60	3,95	7,90
2,35	4,70	4,00	8,0

Fonte: Adaptado MORRISON (1993) apud TQS Informática (2021, p.1)

Os valores dos coeficientes de mola foram calculados de acordo com o manual teórico do SISES, onde relaciona o K_v do solo com a dimensão da estrutura de fundação. O cálculo de K_x e K_y é o resultado da multiplicação da área de corte vertical do segmento da estaca multiplicado pelo valor de K_v , ou seja, diâmetro x altura x K_v , já o K_z é calculado utilizando a área horizontal de corte, a área da base da estaca multiplicado pelo K_v .

4.3 Estabilidade lateral da edificação – concepção estrutural

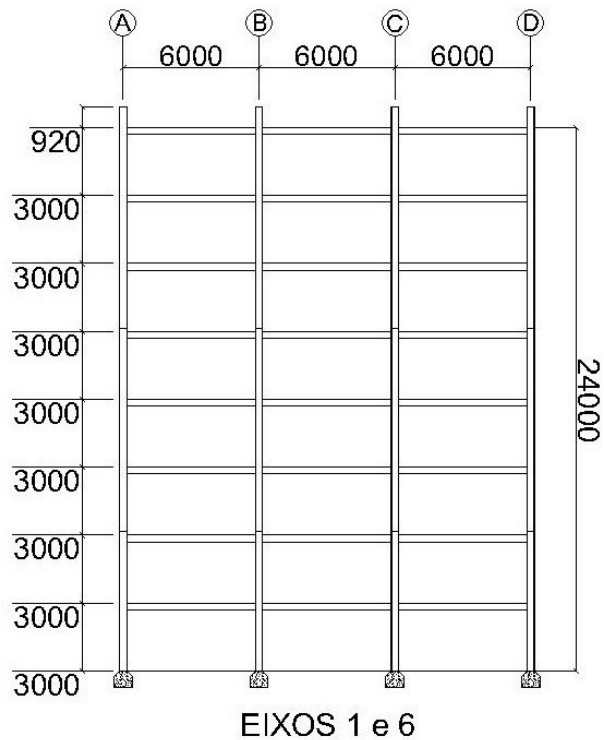
O estudo realizado se baseia na arquitetura e no esquema estrutural de uma edificação de múltiplos pavimentos em aço apresentada em Bellei, Pinho e Pinho (2008).

Nessa estrutura são utilizados dois tipos de concepção estrutural para a estabilidade lateral, um segundo cada direção, para se obter os benefícios que cada uma traz na estabilidade geral da estrutura e uma utilização de materiais de forma mais eficiente. Na direção de menor dimensão em planta será utilizado o sistema aporticado. Para resistir os esforços na outra direção, de maior dimensão em planta, será utilizado o sistema contraventado.

4.3.1 Sistema Aporticado

Os pórticos são compostos pelos pilares e vigas ligadas rigidamente nos nós. A transmissão das cargas horizontais para os quadros é feita através das lajes. Nos casos em que as lajes não tenham rigidez suficiente para a transmissão desses esforços, empregam-se contraventamentos horizontais nos planos dos pisos. Esse sistema é empregado em prédios de pequena e média altura e só é econômico para pequenos espaçamentos entre colunas (BELLEI, PINHO e PINHO, 2008, p. 76). Na Figura 3 pode ser observada as disposições dos quadros em uma estrutura.

Figura 3 – Pórticos, ligações rígidas

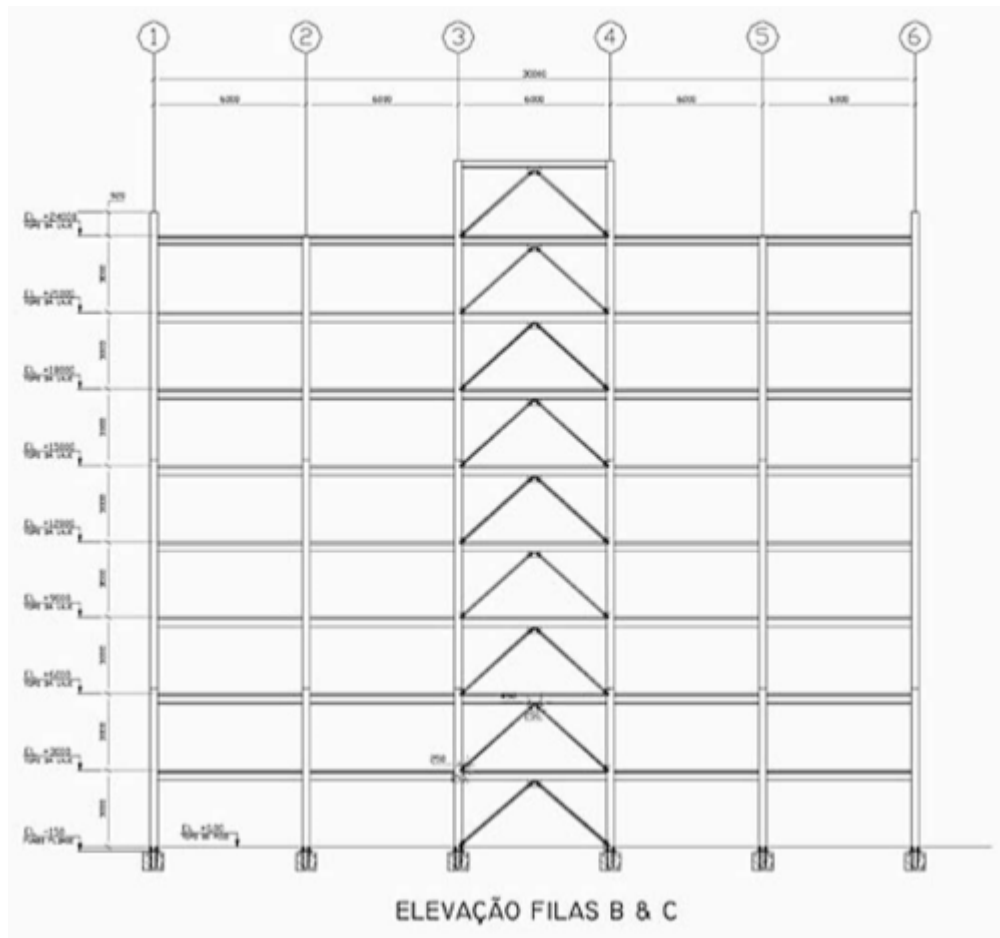


Fonte: Autoria própria (2021).

4.3.2 Contraventamentos verticais

Os contraventamentos são barras adicionadas a estrutura que tem como finalidade principal reduzir ou impedir os deslocamentos horizontais, principalmente para fornecer a estabilidade necessária quando a estrutura está sujeita a ação do vento, podem ser utilizados na vertical, fazendo a ligação viga e pilar, e na horizontal atuando no travamento de coberturas. Na Figura 4 pode ser observado o sistema contraventado.

Figura 4 – Contraventamentos verticais usado no modelo de Bellei, Pinho e Pinho (2008)



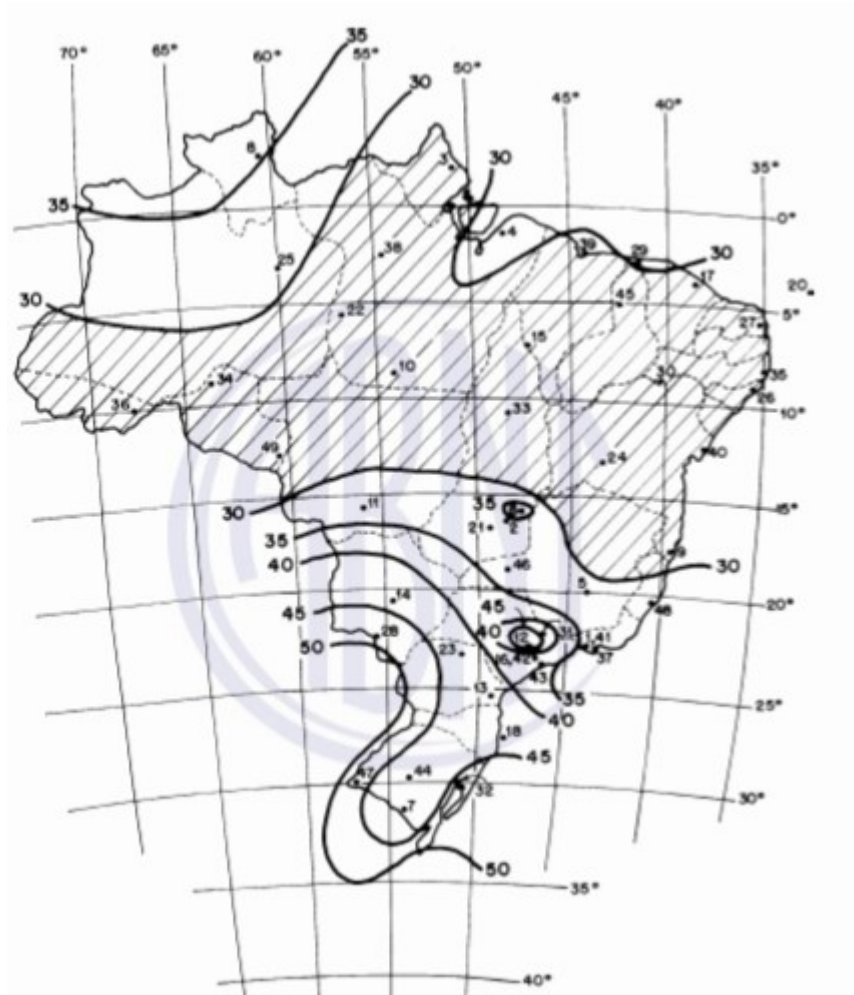
Fonte: Bellei, Pinho e Pinho (2008, p. 474).

4.4 Ação do vento de acordo com ABNT NBR 6123:1988

A velocidade máxima que o vento pode atingir em cada região é determinada por V_k , porém como é uma situação muito improvável de acontecer e caso ocorra, considera-se para uma duração de tempo muito curta, é razoável utilizar fatores para adequar a velocidade do vento às características da região.

A velocidade básica do vento pode ser determinada por V_0 , e depende da região onde está sendo projetado o empreendimento, identificada a seguir, na Figura 5.

Figura 5 - Isoietas de vento base no Brasil



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988, p.6).

A velocidade básica do vento em seguida é multiplicada por fatores S1, S2 e S3 de modo a obter a velocidade característica do vento, V_k , compreendido pela equação 6.

$$V_k = V_0 * S1 * S2 * S3 \quad (6)$$

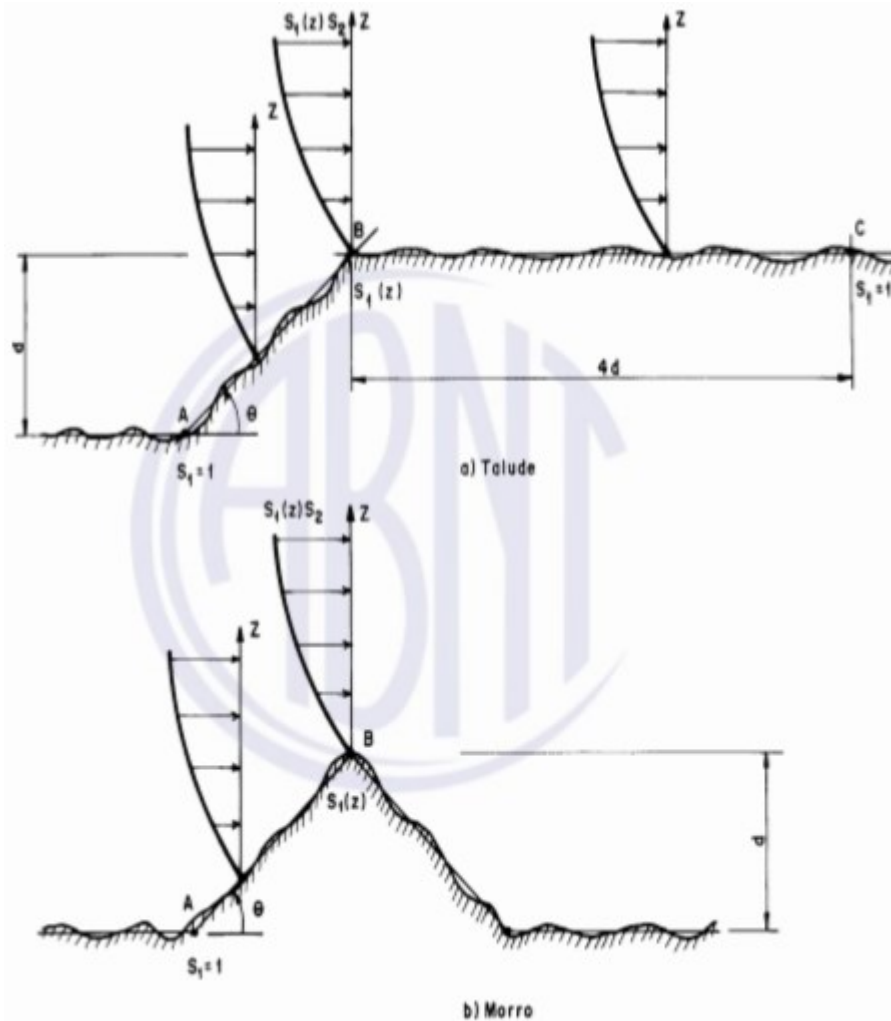
4.4.1 Fator S1

O valor S1 é dependente do fator topográfico do terreno, pois a topografia pode tanto aumentar a velocidade do vento quanto diminuir, a ABNT NBR 6123:1988 prevê três situações, são elas:

- Terrenos planos – $S_1 = 1,0$
- Vales protegidos – $S_1 = 0,9$
- Morros e taludes – $S_1 = \text{variável}$

A ABNT NBR 6123:1988 baseia-se no ângulo de inclinação de morros e taludes para poder definir o valor de S1, conforme indicado na Figura 6.

Figura 6 – Fator topográfico S1



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988, p. 7).

Então, a norma prevê três intervalos de angulação, representados pelas equações de 7 a 9.

$$\theta \leq 3^\circ \quad S_1(z) = 1,0 \quad (7)$$

$$3^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) * \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (8)$$

$$\theta \geq 45^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) * 0,31 \geq 1 \quad (9)$$

4.4.2 Fator S2

Por sua vez, o valor de S2 leva em conta a rugosidade do terreno, obstáculos como vegetação, prédios no contorno e dimensões da edificação e altura em relação ao solo.

Devido a rugosidade do terreno a norma cita cinco categorias em que o projeto pode se encontrar, conforme descrito na Tabela 5.

Tabela 5 – Categorias de classificação quanto a rugosidade do terreno

Categoria	Descrição
I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988, p.8).

Devido as dimensões do edifício, a norma cita três classes que podem enquadrar os projetos, na Tabela 6 pode-se fazer a conferência.

Tabela 6 – Classes de classificação da estrutura quanto as dimensões

Classe	Descrição
A	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
B	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
C	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988, p. 9).

Realizada a determinação das características de classe e classificação do edifício pode-se utilizar a equação do coeficiente S2 para determiná-lo, de acordo com a equação 10.

$$S2 = b * F_r * \left(\frac{Z}{10}\right)^P \quad (10)$$

Sendo F_r o fator de rajada correspondendo sempre a categoria II, juntamente dos parâmetros b e p , encontram-se na tabela da norma ABNT NBR 6123:1988, neste trabalho, correspondente a Tabela 7.

Tabela 7 – Parâmetros meteorológicos

Categoria	Z _g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F _R	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988, p.9).

4.4.3 Fator S3

O coeficiente S3 é baseado em análises estatísticas, e considera o grau de segurança da edificação de acordo com a sua utilidade e vida útil. A norma ABNT NBR 6123:1988 Versão Corrigida 2:2013 diz que a chance da velocidade básica do vento V_0 acontecer ou ser superada, dentro de um período de 50 anos, é de 63%.

Portanto os valores indicados pela ABNT NBR 6123:1988/Er2:2013 são adequados para edificações usuais, como as destinadas moradias, hotéis, escritórios e entre outros (grupo 2). Também considera que a não existência de uma norma específica para a segurança das edificações ou de sugestões na norma de estruturas, os valores mínimos a serem adotados para S3 estão indicados na Tabela 8.

Tabela 8 – Fator S3

Grupo	Descrição	S3
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, 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: Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988, p. 10).

Determinada a pressão característica do vento, permite-se calcular a pressão dinâmica, expressa pela equação 11.

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (11)$$

Onde a pressão dinâmica q é dada em N/m^2 , e V_k em m/s .

4.4.4 Coeficientes de arrasto

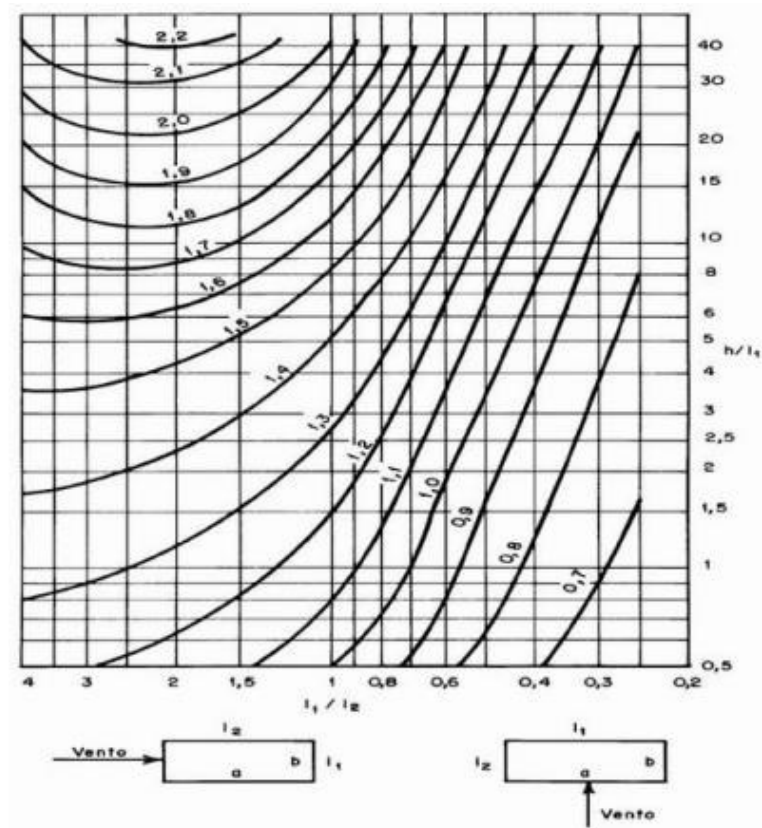
Para corpos de seção constante como o caso da maioria dos edifícios, é comumente aplicado o coeficiente de arrasto para majorar ou até amenizar os carregamentos de vento.

É calculado de acordo com a distância e altura das edificações vizinhas, o que classifica o vento em dois regimes, o regime de baixa turbulência e de alta turbulência, Figura 7 e 8 respectivamente. O regime de alta turbulência é identificado quando a altura da edificação em questão não excede a duas vezes a altura média das

edificações da vizinhança a uma distância pré-estabelecida pela ABNT NBR 6123:1988.

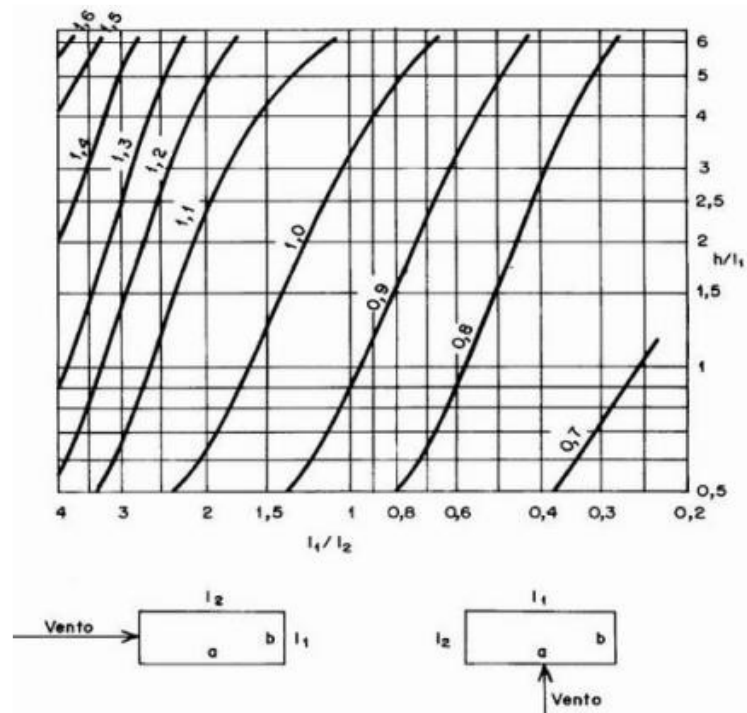
- 500 metros para edificações até 40 metros de altura;
- 1000 metros para edificações até 55 metros de altura;
- 2000 metros para edificações até 70 metros de altura;
- 3000 metros para edificações até 80 metros de altura.

Figura 7 – Coeficiente de arrasto para ventos com baixa turbulência



Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988, p.20).

Figura 8 – Coeficiente de arrasto para ventos com alta turbulência



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988, p. 21).

4.4.5 Força de arrasto

A força de arrasto do vento é determinada pela equação 12.

$$F_v = q * C_a * A_f \quad (12)$$

Onde:

- F_v é a força de arrasto;
- q é a pressão de obstrução;
- C_a é o coeficiente de arrasto;
- A_f é a área de incidência em m^2 ;

4.5 Cargas variáveis verticais

A ABNT NBR 6120:2019 apresenta os valores mínimos para as cargas verticais permanentes e variáveis, como indicado nas Tabelas 9 e 10, respectivamente.

Tabela 9 – Peso específico dos materiais de construção

(continua)

	Material	Peso específico aparente (kN/m ³)
1 Rochas Naturais	Arenito	24
	Ardósia	28
	Basalto, dionito, gabro	29
	Calcário denso	24,5
	Gnaisse	30
	Granito, sienito, pórfiro	28,5
	Lava basáltica	24
	Mármore e calcário	28
	Outros calcários	20
	Taquilito	26
2 Blocos artificiais e pisos	Blocos de concreto vazados (Classe A)	14
	Blocos cerâmicos vazados com paredes vazadas (Estrutural)	12
	Blocos cerâmicos vazados com paredes maciças (Estrutural)	14
	Blocos cerâmicos maciços	18
	Blocos de concreto celular autoclavado (C25)	5,5
	Blocos sílico-calcáreos	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Porcelanato	23
	Terracota	21
	3 Argamassas e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia
Argamassa de cal		15
Argamassa de cimento e areia		21
Argamassa de gesso		15
Argamassa autonivelante		24
Concreto simples		24
Concreto armado		25

Tabela 9 – Peso específico dos materiais de construção

(continuação)

4 Metais	Aço	77,8
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	84
	Chumbo	113
	Cobre	88
	Estanho	74
	Ferro forjado	76
	Ferro fundido	71,8
	Latão	84
	Zinco	71,5
5 Madeiras	Cedro, Pinho	5
	Quarubarana	6
	Louro, Imbuia, Pau-óleo	6,5
	Angelim Araroba, Angelim Pedra, Cafearana, Louro Preto	7
	Branquilha, Casca Grossa, Castelo, Guaíçara, Oiticica Amarela	8
	Guajuvirá, Guatambu, Grápia	8
	Canafístula, Capiúba, Guarapa Roraima, Guarucaia, Mandioqueira	9
	Eucalipto, Tatajuba	10
	Angico, Cabriúva	10
	Champanhe, Ipê, Jatobá, Sucupira	11
	Angelim Ferro, Angelim Pedra Verdadeiro, Catiúba, Maçaranduba	12

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019, p. 8).

Tabela 10 – Valores característicos nominais das cargas variáveis segundo ABNT NBR 6120:2019

Local	Carga uniformemente distribuída kN/m ²
Cobertura (Acesso apenas para manutenção ou inspeção)	1
Escritórios (Call center)	3
Escadas (Escritórios)	3
Elevador (Elevador de passageiros V>1 m/s)	50

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019, p. 17).

4.6 Combinação de ações e redução de cargas acidentais

A ABNT NBR 8800:2008 adota os fatores de cargas e as combinações de cargas da ABNT NBR 8681:2003. Ao considerar as cargas permanentes todas agrupadas deve ser realizado as combinações de acordo com a Tabela 11.

Tabela 11 – Combinações de ações com carga permanente agrupada

Combinação 1	1,4 * Carga Permanente + 1,5 * Carga acidental
Combinação 2	1,4 * Carga Permanente + 1,5 * Carga acidental + 1,4 * 0,6 Força do vento
Combinação 3	1,4 * Carga Permanente + 1,5 * 0,7 Carga acidental + 1,4 * Força do vento

Fonte: Bellei, Pinho e Pinho (2008, p. 477).

De acordo com a ABNT NBR 6120:2019 quando o edifício possui um conjunto de pisos com o mesmo tipo de uso pode ser realizado uma diminuição das cargas acidentais em cada pavimento. Em Bellei, Pinho e Pinho (2008) propõe-se uma redução diferente a da norma, porém mais segura, e é o que será utilizado no trabalho, conferimos os valores na Tabela 12.

Tabela 12 – Critério para redução de cargas acidentais:

Número de pisos suportados pelo elemento estrutural	% de redução proposto por Bellei	ABNT NBR 6120:2019
Nível da cobertura	0%	0%
1° Piso a partir da Cobertura	0%	0%
2° Piso a partir da Cobertura	0%	0%
3° Piso a partir da Cobertura	10%	0%
4° Piso a partir da Cobertura	20%	20%
5° Piso a partir da Cobertura	30%	40%
6° Piso a partir da Cobertura	40%	60%
7° Piso a partir da Cobertura	50%	60%
Outros pisos a partir da cobertura	50%	60%

Fonte: Bellei, Pinho e Pinho (2008, p. 477).

4.7 Segunda ordem, classificação da estrutura e ELS

Para a realizar uma análise estrutural nas edificações é necessário calcular os deslocamentos e esforços na estrutura, mas além de utilizar os resultados de primeira ordem do edifício, como normalmente é realizado, é preciso utilizar os efeitos de segunda ordem.

Analisar o efeito de segunda ordem é considera direta ou indiretamente a influência da deformação da estrutura, das imperfeições, dos comportamentos das ligações e da redução de rigidez dos elementos, tanto pela não linearidade do material quanto pelo efeito das tensões residuais.

Para representação desses efeitos é possível aplicar cargas horizontais na estrutura de modo que provoquem efeitos equivalentes aos efeitos citados anteriormente, e a recomendação da ABNT NBR 8800:2008 seja que a carga horizontal tenha a ordem de 0,3% das cargas gravitacionais.

O efeito P-delta por sua vez consiste em fazer inúmeras interações alterando a matriz de rigidez a cada interação em função da carga horizontal e do deslocamento. Quando o deslocamento relativo dos nós da estrutura for muito próximo de zero,

significa que a análise convergiu e tem-se o deslocamento total da estrutura. Caso a análise não convergir, a estrutura apresenta rigidez insuficiente.

Dito isso é possível posteriormente a aplicação do P-delta classificar a estrutura quando a sua deslocabilidade, e existem três grupos onde a estrutura pode se encaixar de acordo com a ABNT NBR 8800:2008:

- Baixa deslocabilidade $\Delta 2^{\circ} ordem / \Delta 1^{\circ} ordem \leq 1,1$;
- Média deslocabilidade $1,1 \leq \Delta 2^{\circ} ordem / \Delta 1^{\circ} ordem \leq 1,4$;
- Alta deslocabilidade $\Delta 2^{\circ} ordem / \Delta 1^{\circ} ordem \geq 1,4$.

As estruturas de média deslocabilidade, deve-se considerar os efeitos das imperfeições do material, reduzindo a rigidez a flexão e a rigidez axial das barras para 80% dos valores brutos. Já nas estruturas de pequena deslocabilidade, esses efeitos não são necessários serem considerados.

Visando o conforto na utilização da estrutura é necessário realizar as verificações no estado limite de serviço do edifício, onde o deslocamento horizontal do topo do edifício não deve superar a altura do edifício dividido por 400 conforme ABNT NBR 8800:2008 p.117.

4.8 Uso do software strap

Foi escolhido o software STRAP para realização do trabalho, um software desenvolvido pela ATIR Engineering Software Development Ltd. uma empresa israelense. O software é indicado para o estudo e análise de edifícios em aço, com diversas funções e facilidades para alcançar o melhor resultado. O programa trabalha com método dos elementos finitos, porém sem muitas limitações computacionais quanto ao hardware, a configuração mínima recomendada é facilmente encontrada na maioria dos microcomputadores. É um programa muito leve e preciso, além de permitir realizar a modelagem de diversos tipos de estruturas, inclusive de edifícios de elevado número de pavimentos.

5 METODOLOGIA DE PESQUISA

A metodologia será dividida em Recursos e Métodos, explicando cada parte dos processos do trabalho.

5.1 Recursos

Os recursos utilizados na elaboração do trabalho foram:

- Autodesk AutoCAD 2021;
- Software STRAP – análise estrutural;
- Microsoft Excel;
- Software Ciclone – análise do vento;

5.2 Métodos

A estrutura foi escolhida para que exercesse uma carga vertical significativa no solo, a fim de analisar o ponto principal do trabalho, a interação solo-estrutura. O edifício apresentado em Bellei, Pinho e Pinho (2008) conta com 8 pavimentos de 540m² de área construída por pavimento e é o que será utilizado para as análises.

Como a concepção original do prédio em questão foi realizada para o estado do Rio de Janeiro, cujas características da ação do vento dessa região não são compatíveis com àquelas de Campo Mourão, e com isso será realizado o dimensionamento com base no novo vento característico e respeitando as normativas brasileiras vigentes.

O modelo estrutural será analisado por meio do software STRAP, que tem por base o emprego do Método dos elementos finitos.

Na primeira análise os apoios serão considerados como determinado em Bellei, Pinho e Pinho (2008), contando com uma mistura de engastes e apoios fixos. Com os resultados das reações de apoio fez-se o estaqueamento do edifício, ou seja, a quantidade e a disposição das estacas a serem aplicadas no método dos vínculos elásticos.

Para cálculo do estaqueamento será usado como referência a resistência admissível pelo método Aoki-Velloso, com os dados de um ensaio SPT do centro da cidade de Campo Mourão, local de aplicação do projeto.

Para a segunda análise será necessário contemplar as fundações, utilizando o modelo de molas contínuas linearmente, sequencialmente a cada metro nas direções x, y e z.

Os coeficientes de molas são determinados através do manual teórico do SISES, que relaciona a deformabilidade do solo a um método algébrico, tendo como base o ensaio SPT.

Após a modelagem, será realizado uma análise dos dados e feito a comparação de resultado de ambos os métodos.

6 MODELAGEM DO EDIFÍCIO E VALIDAÇÃO DO MODELO

Para fins de comparação o projeto em estudo será um edifício de oito pavimentos cujo projeto original é apresentado em Bellei, Pinho e Pinho (2008). Na Figura 9 podemos ver o esquema da edificação.

Figura 9 - Imagem do modelo em 3D



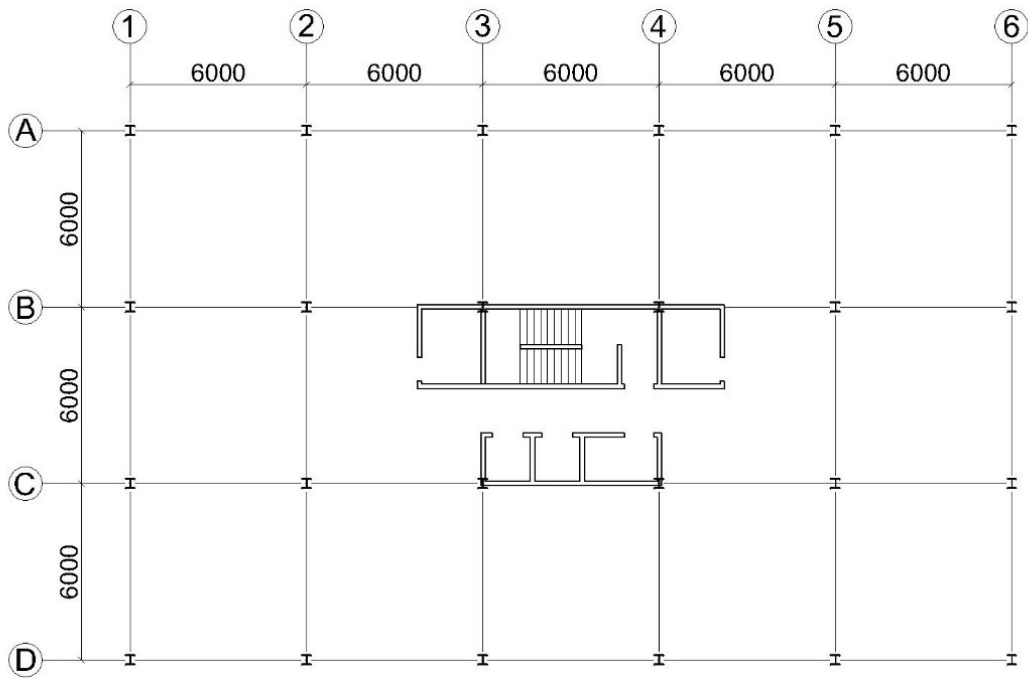
Fonte: Bellei, Pinho e Pinho (2008, p. 470).

6.1 Arquitetura da edificação

O edifício em questão conta com oito pavimentos com área de 540m² por pavimento, comprimento de 30 metros e largura de 18 metros. O espaçamento entre os pilares é de 6 metros nas duas as direções e o pé direito foi definido como sendo de 3 metros e a altura do total do prédio conta com 27 metros até o topo da caixa d'água.

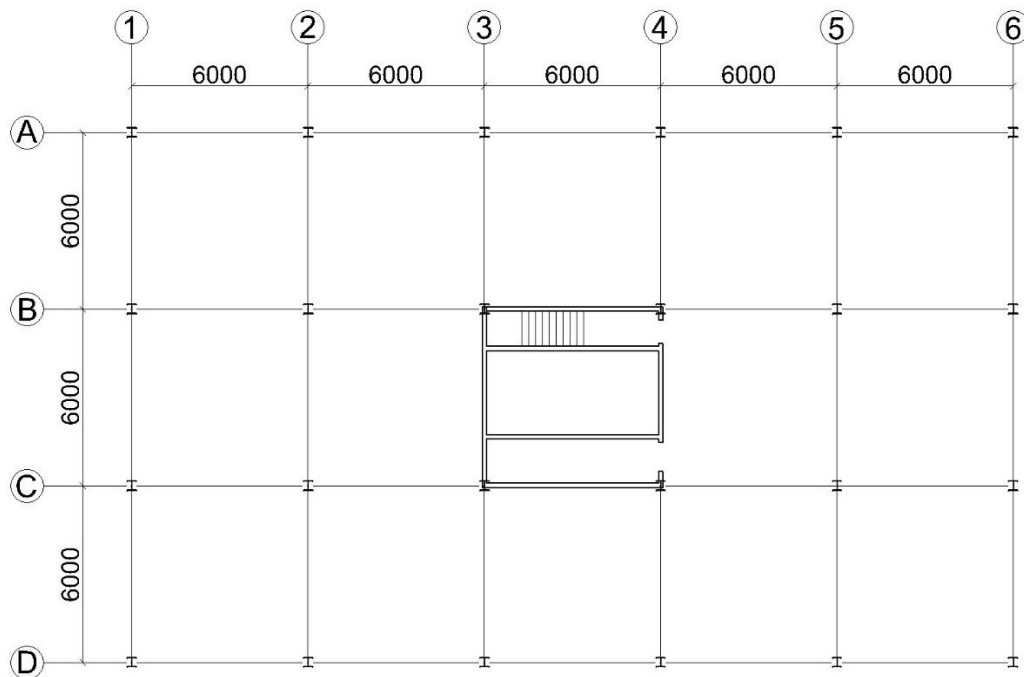
Na Figura 10 podemos conferir a planta baixa do pavimento tipo, em seguida na Figura 11, têm-se a planta de cobertura do edifício.

Figura 10 - Planta pavimento tipo



Fonte: Autoria própria (2021).

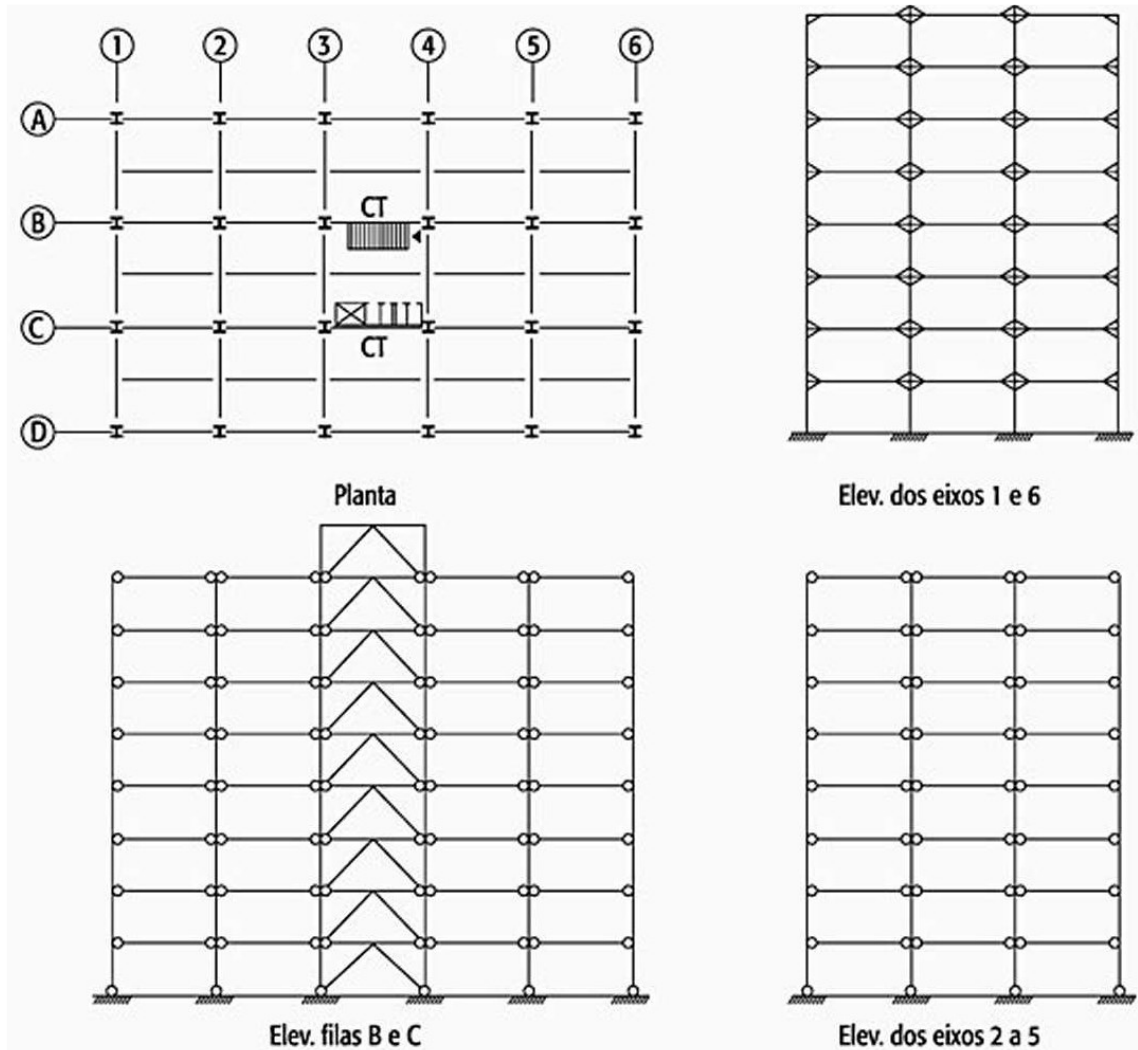
Figura 11 - Planta de cobertura



Fonte: Autoria própria (2021).

Para reduzir o custo das ligações da estrutura, em Bellei, Pinho e Pinho (2008) foram definidas diversas ligações entre vigas e pilares e também entre pilares e base como ligações flexíveis como apresentado na Figura 12.

Figura 12 – Elevações dos eixos e vinculações.

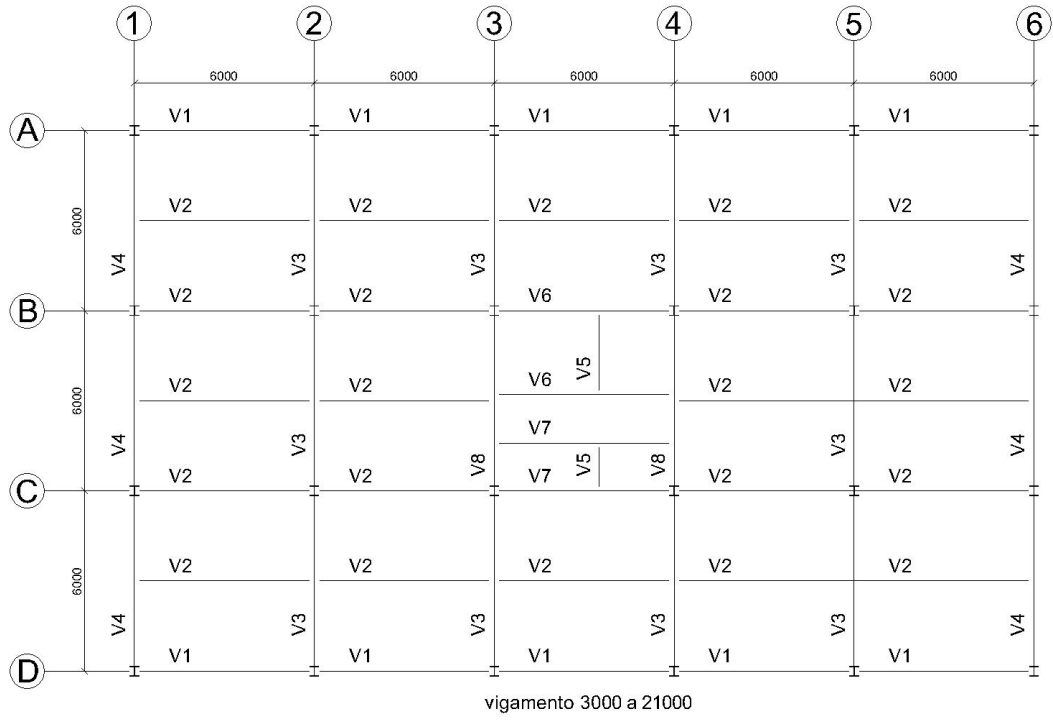


Fonte: Bellei, Pinho e Pinho (2008, p. 78).

6.2 Lançamento dos elementos estruturais

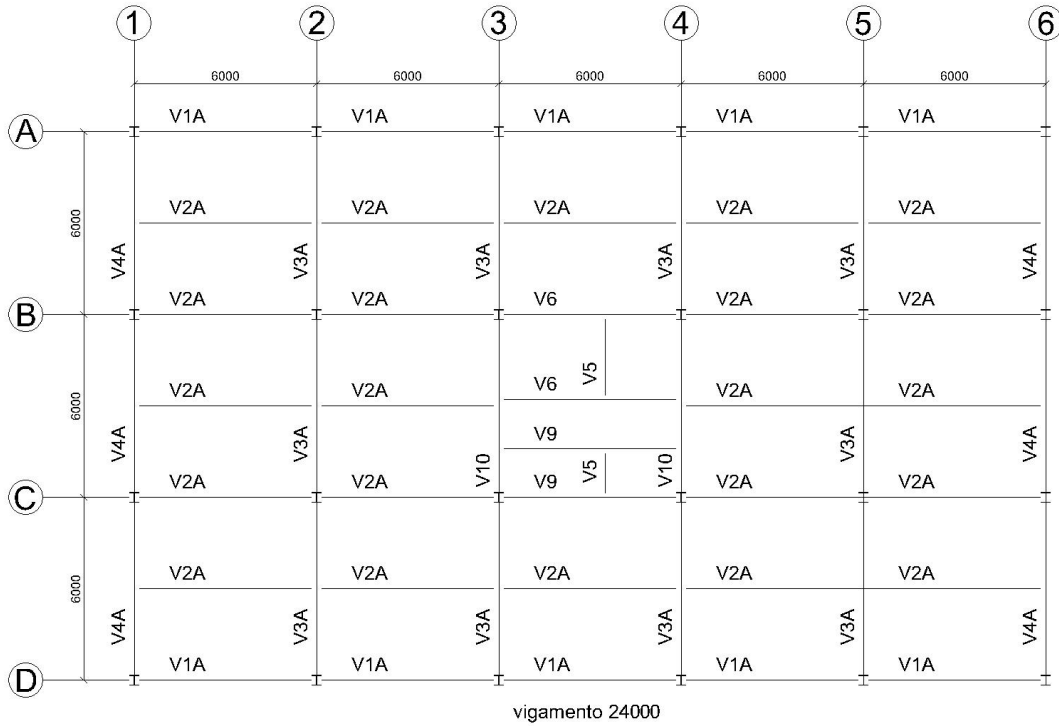
Os elementos estruturais foram inicialmente lançados igualmente ao modelo apresentado em Bellei, Pinho e Pinho (2008), para realizar a verificação da modelagem 3D no software. Nas Figuras 13 a 18 podemos conferir a indicação das vigas e pilares.

Figura 13 – Vigamento cota 3000mm à cota 21000mm



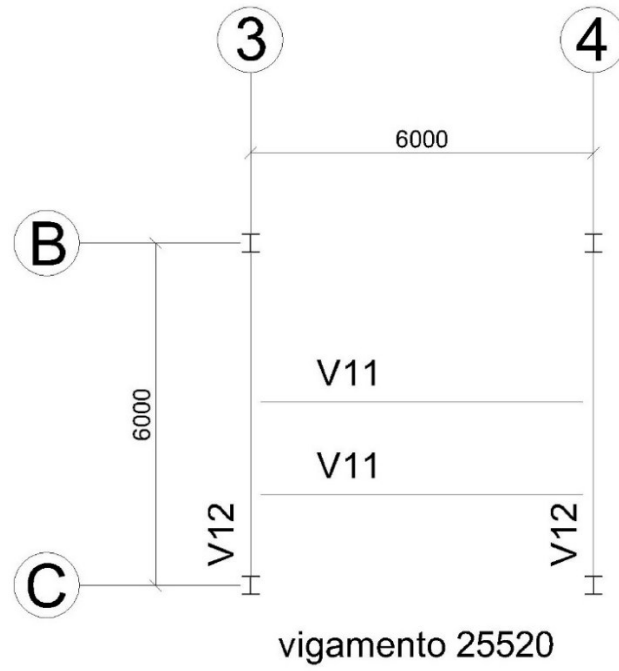
Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 14 – Vigamento 24000mm



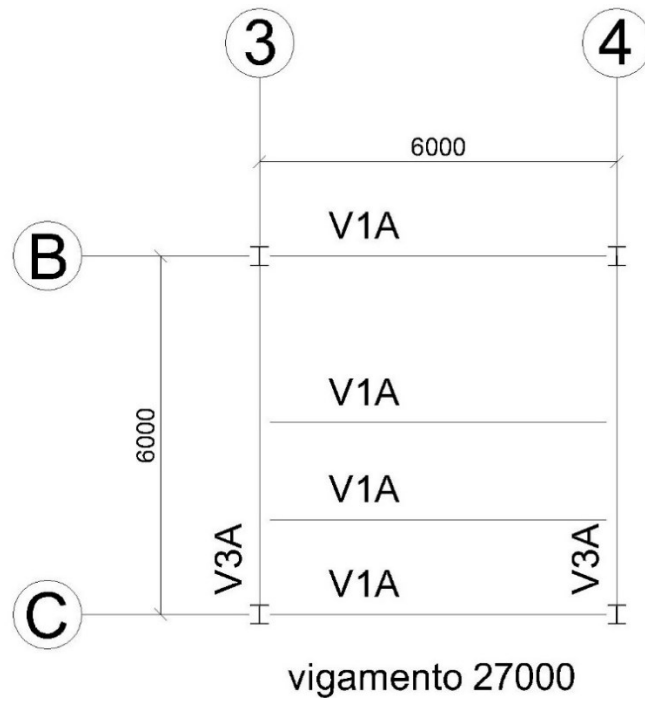
Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 15 - Vigamento 25520mm



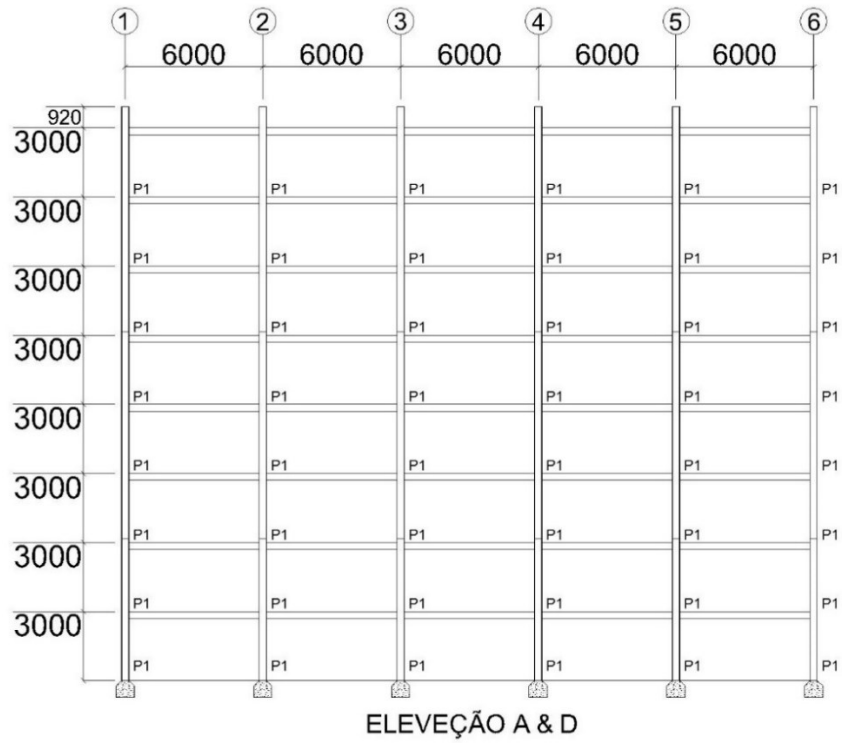
Fonte: Autoria própria (2021) .

Figura 16 – Vigamento 27000mm



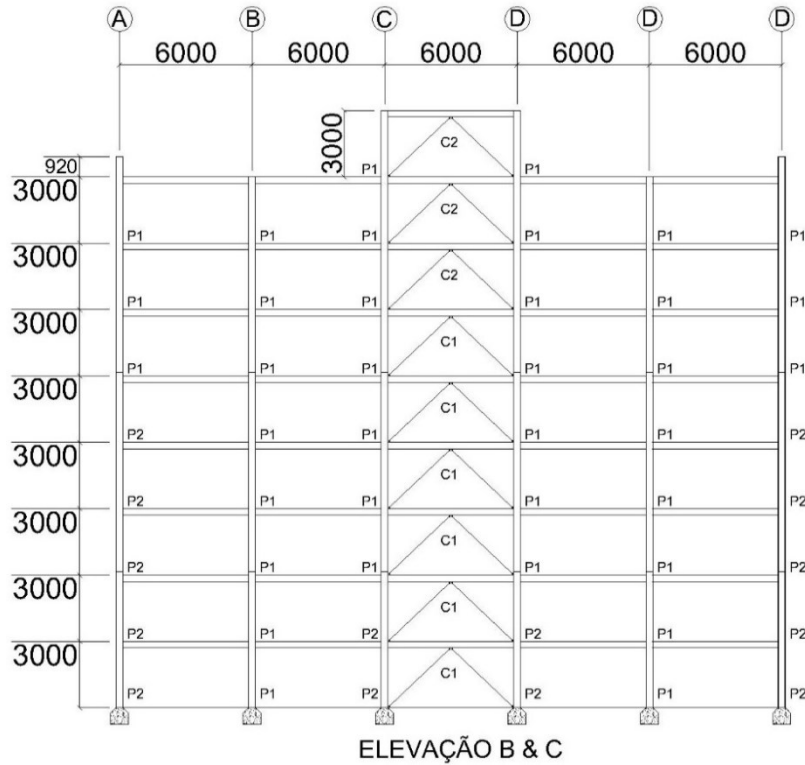
Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 17 – Pilares linha A e D



Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 18 - Pilares B e C



Fonte: Autoria própria (2021).

Na Tabela 13 é possível conferir os perfis utilizados em Bellei, Pinho e Pinho (2008) na modelagem da estrutura.

Tabela 13 – Vigas e pilares modelo de Bellei, Pinho e Pinho (2008)

Vigas e Pilares	Perfil
V1	W 310 X 21,0
V2	W 310 X 32,7
V3	W 360 X 39,0
V4	W 460 X 68,0
V5	W 200 X 19,3
V6	W 360 X 39,0
V7	W 360 X 39,0
V8	W 460 X 60,0
V9	W 360 X 39,0
V10	W 460 X 68,0
V 11	W 410 X 46,1
V 22	W 460 X 52,0
V1A	W 310 X 21,0
V2A	W 310 X 32,7
V3A	W 360 X 39,0
V4A	W 360 X 32,7
P1	HP 310 X 79,0
P2	HP 310 X 93,0
C1	2 L 76x76x12,7
C2	2 L 76x76x6,4

Fonte: A autoria própria (2021).

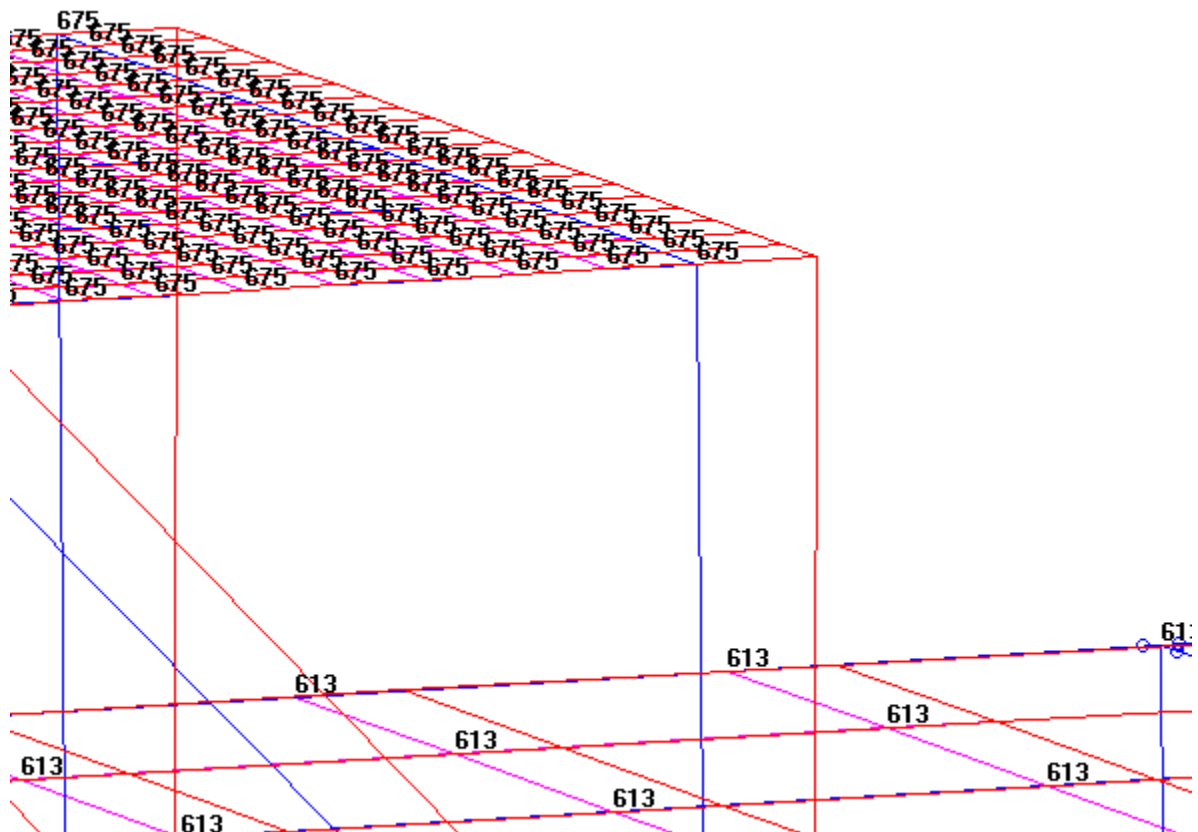
Em todos os elementos estruturais foram utilizados o aço estrutural ASTM 572 Gr. 50.

6.3 Validação do modelo estrutural

Para validar a modelagem estrutural foram lançadas no software as vigas e os carregamentos apresentados em Bellei, Pinho e Pinho (2008), para verificar os deslocamentos gerados na estrutura, tanto no eixo do Vento 0 como no eixo do vento 90.

Na direção do Vento 0, segundo Bellei, Pinho e Pinho (2008) a estrutura atingiu um deslocamento máximo horizontal de 1,3 cm aplicando o carregamento diretamente no sistema de contraventamento. Já na modelagem 3D do presente trabalho, o valor foi menor pois o carregamento foi aplicado em toda a lateral do prédio, o que faz com que todos os pilares do edifício auxiliem na resistência dos esforços, atingindo um deslocamento máximo de 0,675 cm como podemos ver na Figura 19.

Figura 19 – Deslocamentos no topo na direção Vento 0, valores em 10^3 cm

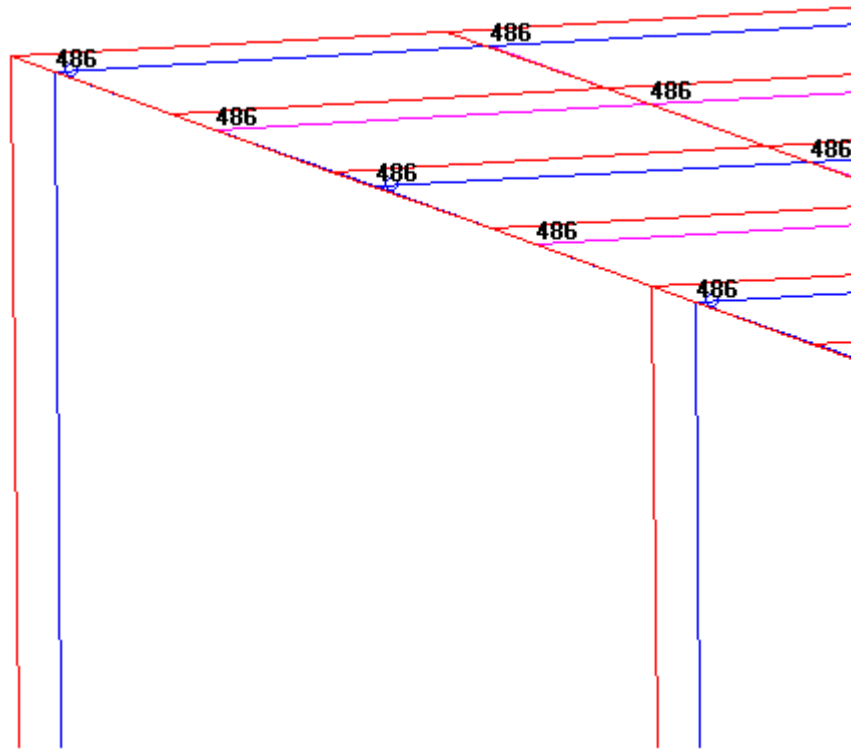


Fonte: Autoria própria (2021).

Na direção dos pórticos, segundo Bellei, Pinho e Pinho (2008) a estrutura atingiu um deslocamento máximo de 5,62 cm aplicando o carregamento do edifício

diretamente nos pórticos. Já no modelo 3D do presente trabalho, aplicando o carregamento de forma distribuída no edifício, o deslocamento máximo no topo do pórtico foi de 4,86 cm, como é possível verificar na Figura 20 ampliada do topo do pórtico.

Figura 20 – Deslocamento no topo na direção Vento 90, valores em 10^2 cm



Fonte: Autoria própria (2021).

Com o modelo validado é possível aplicar as cargas no edifício de acordo com a norma ABNT NBR 6120:2019 e ABNT NBR 6123:1988.

6.4 Carregamentos e combinações

Definir os carregamentos de forma correta é imprescindível para uma boa avaliação dos esforços de cada elemento da estrutura, assim como uma correta aplicação no software, evitando grandes problemas e grandes prejuízos.

Neste trabalho as vinculações do modelo e o modo de aplicação das cargas foram validados de acordo com o exemplo apresentado em Bellei, Pinho e Pinho (2008).

6.4.1 Cargas Verticais

As cargas verticais podem ser divididas em cargas permanentes e cargas acidentais. As cargas permanentes são devido a elementos que sempre estarão presentes durante toda a vida útil do edifício, já as cargas acidentais podem ser estar ou não presentes durante a vida útil do edifício.

As cargas permanentes do edifício são provenientes da estrutura metálica em si, a laje de concreto, os revestimentos de piso, forros, paredes externas, paredes internas, parede da caixa d'água, platibanda, impermeabilização da cobertura e a água da caixa d'água.

A carga dos perfis metálicos foi calculada automaticamente pelo programa. Para laje de concreto de 9 cm foi considerada uma carga de $2,25 \text{ kN/m}^2$, enquanto que para o revestimento de piso foi considerado como $0,63 \text{ kN/m}^2$ e o forro de gesso foi considerado $0,375 \text{ kN/m}^2$. As paredes externas com 1,20 m de altura foram consideradas com $3,24 \text{ kN/m}$, enquanto que as paredes internas foram consideradas com $7,07 \text{ kN/m}$. A parede da caixa d'água responde por um carregamento igual a $4,97 \text{ kN/m}$ e para a platibanda adotou-se $2,48 \text{ kN/m}$. A impermeabilização da cobertura é responsável por um carregamento de $0,5 \text{ kN/m}^2$ e a ação devido à caixa d'água é igual a $13,41 \text{ kN/m}^2$.

As cargas acidentais dos pavimentos são consideradas de acordo com a ABNT NBR 6120:2019 para call center, que para os pavimentos será considerado $3,0 \text{ kN/m}^2$, para as escadas $3,0 \text{ kN/m}^2$, para a cobertura $1,0 \text{ kN/m}^2$ e para o elevador 50 kN/m^2 .

6.4.2 Ação do vento

As ações horizontais calculadas no projeto são devidas à força do vento, diferenciadas a cada pavimento, e por ângulo de incidência. Pela geometria retangular do edifício, as forças do vento são calculadas com incidência de 0° e 90° , sendo o 0° incidindo na menor face e 90° na face com maior dimensão.

Na Tabela 14 é possível conferir os coeficientes usados para calcular a velocidade característica do Vento (V_k)

Tabela 14 – Cálculo de V_k

Pavimento	V0 (m/s)	S1	S2	S3	V_k (m/s ²)
1	45,00	1,00	0,717	1,00	32,25
2	45,00	1,00	0,781	1,00	35,17
3	45,00	1,00	0,822	1,00	36,99
4	45,00	1,00	0,852	1,00	38,35
5	45,00	1,00	0,876	1,00	39,43
6	45,00	1,00	0,897	1,00	40,34
7	45,00	1,00	0,914	1,00	41,13
8	45,00	1,00	0,929	1,00	41,82
Cx d'água	45,00	1,00	0,943	1,00	42,44

Fonte: Autoria própria (2021).

Na Tabela 15 é possível conferir os valores de carga distribuídas nas barras dos andares tanto na direção Vento 0° como na direção Vento 90°, assim como o coeficiente de arrasto em cada direção.

Tabela 15 – Cálculo da carga de vento

Pavimento	q (kN/m ²)	Coef. de arrasto Vento 0°	Coef. de arrasto Vento 90°	Altura de influência 0° (m)	Altura de influência 90° (m)	(continua)	
						Ação Vento 0° (kN/m)	Ação Vento 90° (kN/m)
1	0,64	0,97	1,22	4,5	4,5	2,78	3,50
2	0,76	0,97	1,22	3,0	3,0	2,21	2,77
3	0,84	0,97	1,22	3,0	3,0	2,44	3,07
4	0,90	0,97	1,22	3,0	3,0	2,62	3,30
5	0,95	0,97	1,22	3,0	3,0	2,77	3,49
6	1,00	0,97	1,22	3,0	3,0	2,90	3,65

Tabela 15 – Cálculo da carga de vento

(continuação)

7	1,04	0,97	1,22	3,0	3,0	3,02	3,79
8	1,07	0,97	1,22	2,5	2,5	2,60	3,27
Caixa d'agua	1,10	0,97	1,22	2,0	2,0	2,14	2,69

Fonte: Aatoria própria (2021).

No primeiro pavimento, a altura de influência é considerada 4,5m para resistir os esforços da cota 0 até a cota 4,5m. No 8º pavimento é considerado 2,5m para a altura de influência, englobando a altura do último andar mais 1 metro de platibanda. No nível da caixa d'agua é considera-se 2 metros, pois 1 metro já está considerado no nível inferior devido a platibanda.

6.4.3 Combinações

As combinações aplicadas para dimensionamento do edifício seguiram as recomendações da norma ABNT NBR 8800:2008, e podem ser conferidas na Tabela 16.

Tabela 16 – Combinações

Combinações	
C1	$1,4*CP + 1,5*CA$
C2	$1,4*CP + 1,5*CA + 0,84*Vento\ 0$
C3	$1,4*CP + 1,5*CA + 0,84*Vento\ 90$
C4	$1,4*CP + 1,05*CA + 1,4*Vento\ 0$
C5	$1,4*CP + 1,05*CA + 1,4*Vento\ 90$
C1_ELS	$1,0*Vento0$
C2_ELS	$1,0*Vento90$

Fonte: Aatoria própria (2021).

6.5 Classificação e dimensionamento da estrutura

Após a verificação da estrutura com as cargas aplicadas, foi realizado um levantamento dos deslocamentos da estrutura em cada pavimento, tanto para as combinações de primeira quanto de segunda ordem, para classificar a estrutura quanto sua deslocabilidade.

As combinações críticas de deslocamento são as combinações 2 e 3, onde o vento é a ação variável principal, onde terão os maiores deslocamentos horizontais, e foram as combinações utilizadas para classificação da estrutura, nas Tabelas 17 e 18 pode-se conferir os resultados.

Tabela 17 – Classificação da estrutura combinação 2

Classificação 2			
Pavimento	U1 (cm)	U2 (cm)	U2/U1
1	0,12	0,12	1,00
2	0,24	0,25	1,04
3	0,37	0,39	1,05
4	0,50	0,53	1,06
5	0,63	0,66	1,05
6	0,75	0,79	1,05
7	0,86	0,91	1,06
8	0,95	1,00	1,05
9	1,03	1,09	1,06

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 18 – Classificação da estrutura combinação 3

(continua)

Combinação 3			
Pavimento	U1 (cm)	U2 (cm)	U2/U1
1	0,48	0,55	1,15
2	1,21	1,41	1,17
3	1,96	2,29	1,17
4	2,65	3,09	1,17

(continuação)

5	3,24	3,77	1,16
6	3,71	4,30	1,16
7	4,05	4,67	1,15
8	4,26	4,90	1,15
9	4,35	5,00	1,15

Fonte: Autoria própria (2021).

A classificação da estrutura se encaixa no modelo de média deslocabilidade pela combinação 3, portanto deve-se reduzir a rigidez a flexão e a rigidez axial das barras para 80% do seu valor e dimensionar novamente a estrutura.

Após realizar o dimensionamento da estrutura com os novos valores de rigidez do aço as vigas e pilares chegamos a uma tabela com os perfis utilizados, e pode ser conferido na Tabela 19.

Tabela 19 – Vigas e pilares do modelo.

(continua)

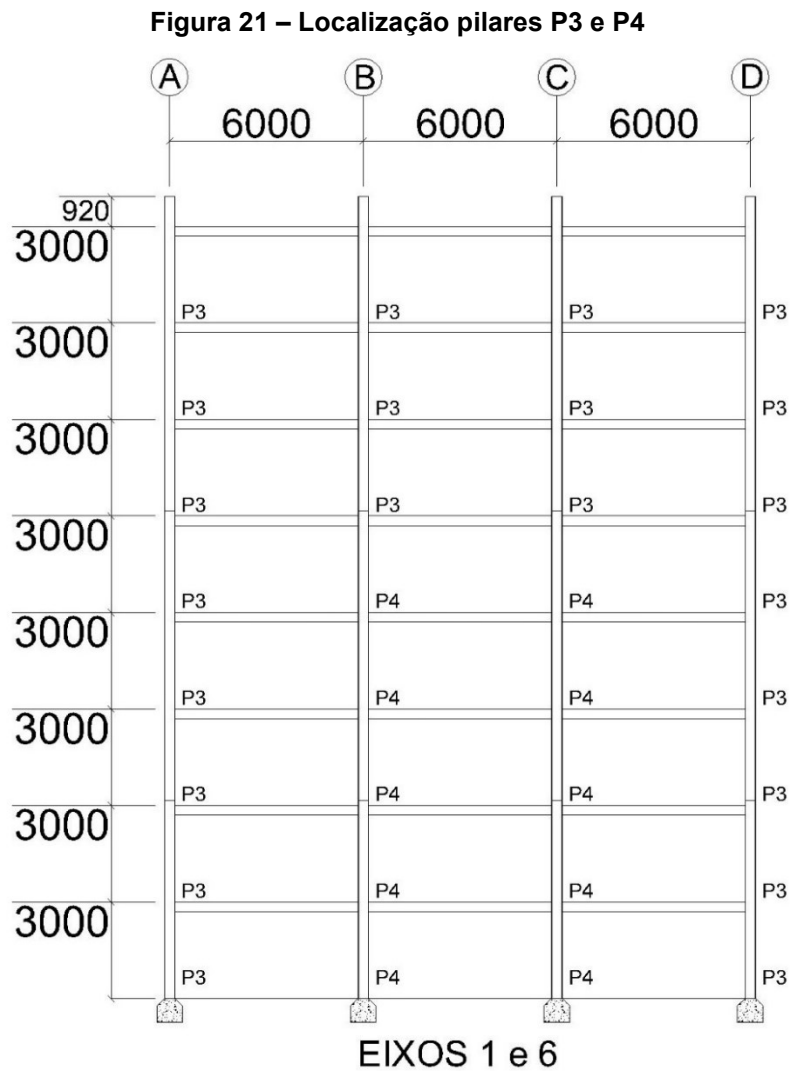
Vigas e Pilares	Perfil
V1	W 250 X 32,7
V2	W 310 X 44,5
V3	W 460 X 68,0
V4	W 460 X 52,0
V5	W 200 X 15,0
V6	W 460 X 60,0
V7	W 150 X 13,0
V8	W 460 X 60,0
V9	W 360 X 39,0
V10	W 530 X 82,0
V 11	W 410 X 46,1
V 12	W 460 X 52,0
V1A	W 250 X 32,7
V2A	W 310 X 44,5
V3A	W 460 X 68,0
V4A	W 460 X 52,0

(continuação)

P1	HP 310 X 110,0
P2	HP 310 X 125,0
P3	W 530 x 101
P4	W 610 x 125
C1	2 L 127x127x6,4
C2	2 L 101,6x101,6x6,4

Fonte: Autoria própria (2021).

Os pilares P3 e P4 estão localizados nos pórticos, como pode ser visto na Figura 21.



Fonte: Autoria própria (2021).

Em seguida deve ser verificado o ELS da estrutura, o que pode ser conferido nas Tabelas 20 e 21.

Tabela 20 – ELS topo do pilar

Deslocamento horizontal topo do pilar			
Combinação	Δ (cm)	Δ_{\max} (cm)	Verificação
C1_ELS	1,12	6,00	OK!
C2_ELS	5,07	6,00	OK!
$\Delta_{\max} = L/400$	L (cm) =	2400	

Fonte: Aatoria própria (2021).

Tabela 21 – ELS topo da caixa d'agua

Deslocamento horizontal topo da caixa d'agua			
Combinação	Δ (cm)	Δ_{\max} (cm)	Verificação
C1_ELS	1,77	6,75	OK!
C2_ELS	6,01	6,75	OK!
$\Delta_{\max} = L/400$	L (cm) =	2700	

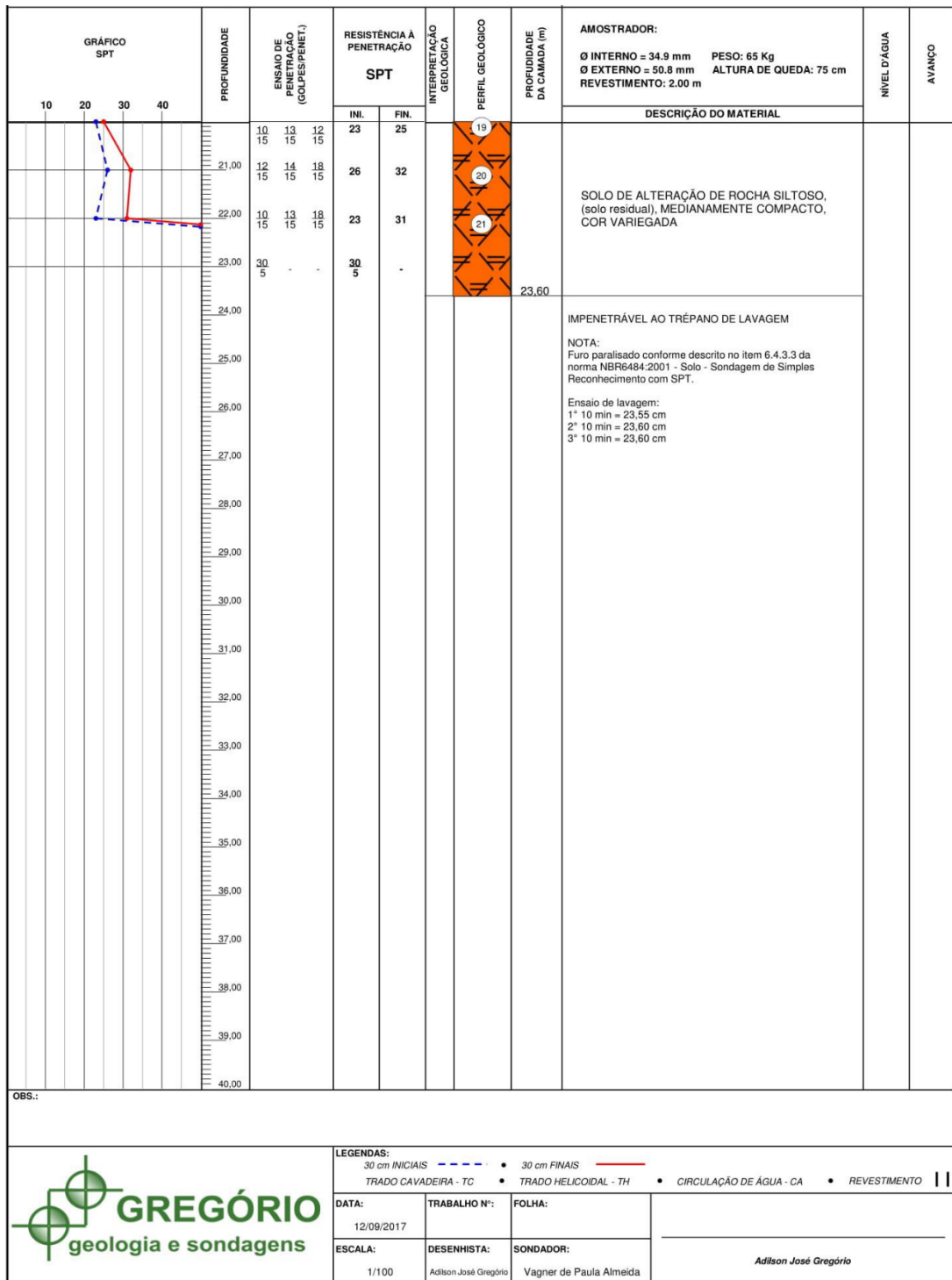
Fonte: Aatoria própria (2021).

Todos os valores de deslocamentos consideram o pilar A1 para topo do pilar e o pilar B3 Para o topo da caixa d'agua.

6.6 Estaqueamento e coeficiente de mola.

Para realizar o estaqueamento da estrutura é necessário realizar ensaios do solo na região de execução da estrutura. O mais comum e que será utilizado como base neste trabalho é o ensaio N_{spt}, que para o solo de aplicação em questão pode ser observado nas Figuras 22 e 23.

Figura 23 – Sondagem de reconhecimento do solo SPT no centro de Campo Mourão.



Fonte: Bedano (2019, p. 46)

Utilizando esses dados das camadas do solo como base é possível calcular as resistências admissíveis de uma estaca no solo utilizando o método Aoki-Velloso, considerando uma estaca moldada in-loco com perfuração do tipo hélice-contínua e

diâmetro de 60 cm, os dados foram retratados em uma planilha do Excel, demonstrados na Figura 24.

Figura 24 – Tensões admissíveis do solo

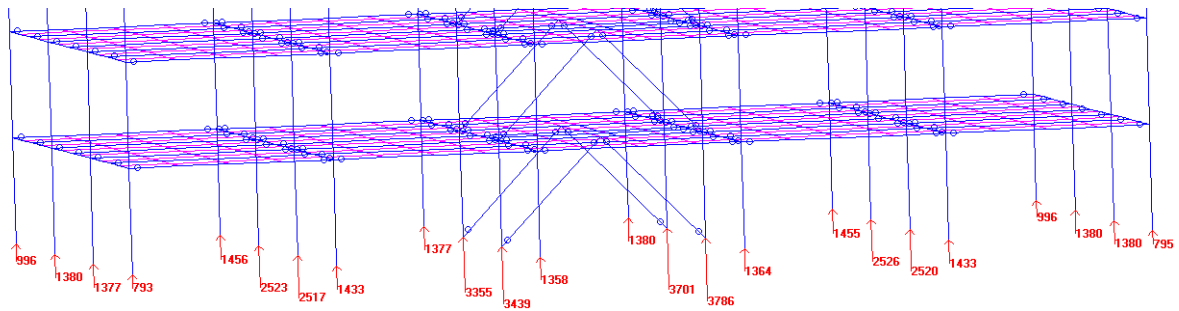
RELATÓRIO FINAL				
Estaca	Tipo		Diametro (cm)	N.A (m)
Moldada in-loco	Hélice Contínua		60	16
Carga Admissível na cota de apoio da Estaca (kN)				
Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
20	1036,98	922,55	803,45	920,99

Carga Geotécnica Admissível (kN)				
Profundidade (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
0	0	0	0	0
1	105,75	55,13	107,44	89,44
2	135,81	50,89	139,02	108,57
3	115,08	91,57	154,57	120,41
4	125,44	125,37	171,53	140,78
5	118,19	155,67	177,75	150,54
6	126,48	175,67	192,52	164,89
7	134,77	212,11	206,65	184,51
8	178,32	248,95	235,40	220,89
9	190,76	286,09	264,51	247,12
10	203,20	312,16	293,92	269,76
11	215,64	344,09	314,14	291,29
12	245,70	382,10	339,58	322,46
13	277,84	409,41	370,47	352,57
14	259,18	459,41	392,01	370,20
15	359,74	510,51	433,73	434,66
16	400,18	574,09	476,85	483,71
17	425,06	627,39	530,63	527,69
18	502,81	710,39	576,70	596,63
19	808,39	834,27	683,00	775,22
20	1036,98	922,55	803,45	920,99

Fonte: Autoria própria (2021).

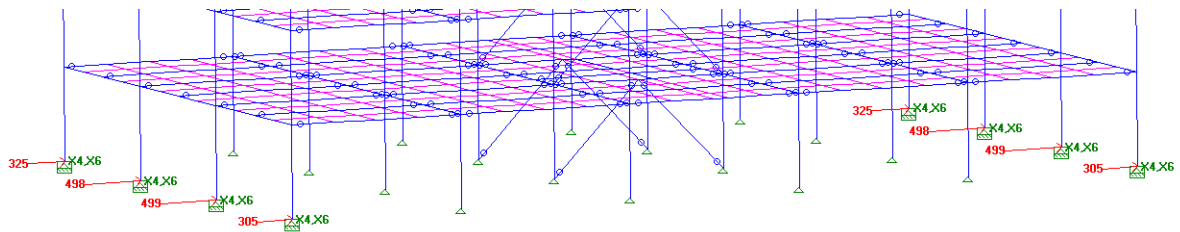
Do modelo computacional foi retirado a envoltória de carregamentos de reações de apoio como podemos conferir na Figura 25.

Figura 25 – Envoltória de reações de apoio em kN



Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 26 - Envoltória de reações de apoio em kNm



Fonte: Autoria própria (2021).

Os pilares da edificação foram separados em três grupos para realização do estaqueamento: o grupo 1 onde englobam todos os pilares externos, o grupo 2 onde engloba os 4 pilares centrais e o grupo 3 onde englobam os pilares internos intermediários da estrutura, e o estaqueamento foi definido de acordo com a Tabela 22.

Tabela 22 – Estaqueamento do edifício.

Grupos	Número de estacas	Profundidade (metros)
1	2	20
2	4	20
3	3	20

Fonte: Autoria própria (2021).

Para realizar a interação solo estrutura é necessário realizar uma simulação do solo dentro do software de análise estrutural, e uma forma de realizar tal simulação é com o uso de molas sob os pilares do edifício com coeficientes de mola calculados.

Para realizar o cálculo dos coeficientes de mola foi utilizado o método analítico do Manual teórico do SISES (MANUAL TEORICO TQS, 2011) para estacas de 60cm de diâmetro, o qual leva em conta o N_{spt} do respectivo solo para estimar um coeficiente para a mola a cada metro do solo, as molas possuem valores para o eixo x, y e z, onde z é o eixo que recebe as forças gravitacionais do edifício. Podemos conferir os valores na Tabela 23.

Tabela 23 – Coeficientes de mola

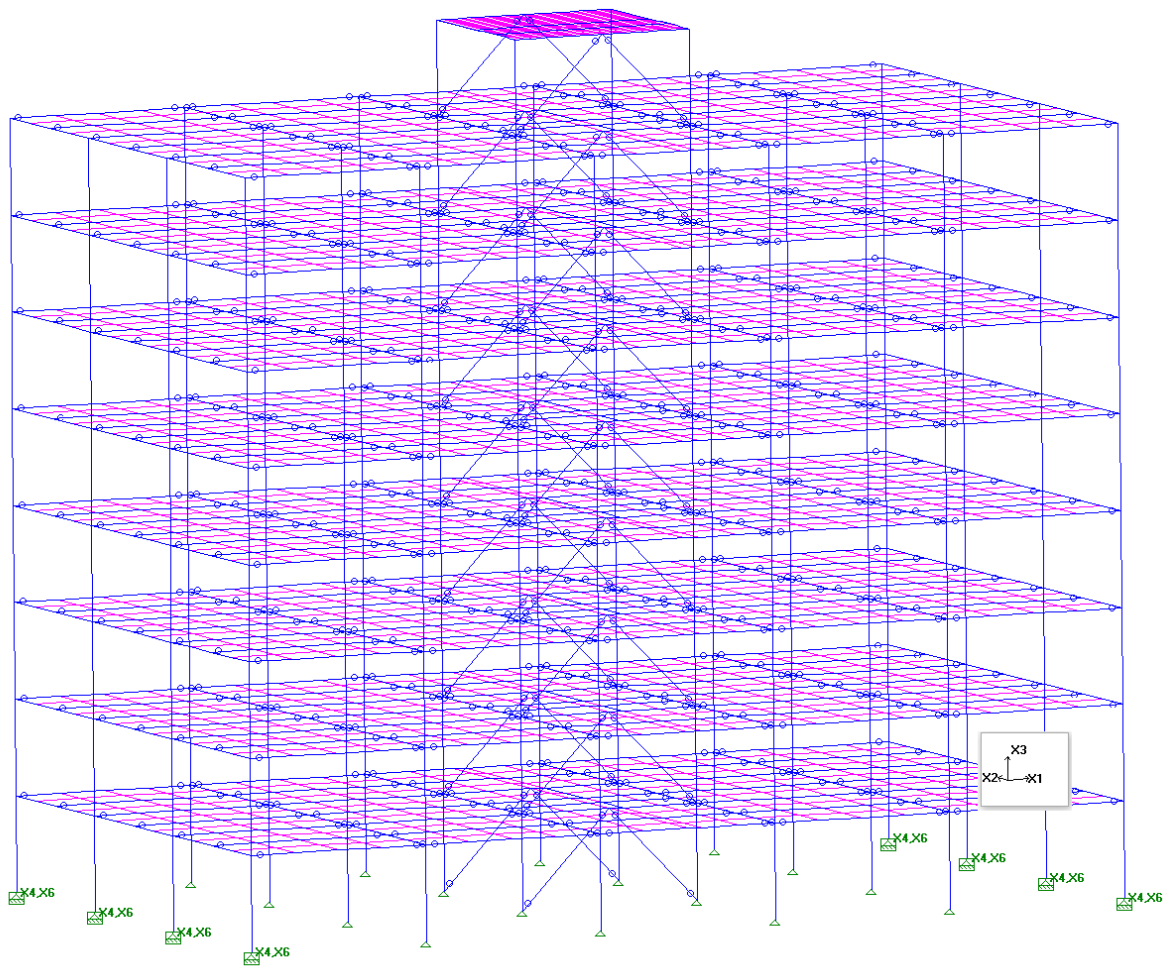
Profundidade (m)	σ_{solo} (Kgf/cm ²)	Kv (Kgf/cm ³)	Kz(kN/m)	Kx e Ky (kN/m)
1	1,2	2,56	7098,28	15063,01
2	1,6	3,28	9094,67	19299,49
3	0,8	1,84	5101,89	10826,54
4	1,0	2,20	6100,08	12944,78
5	0,8	1,84	5101,89	10826,54
6	0,8	1,84	5101,89	10826,54
7	0,8	1,84	5101,89	10826,54
8	1,2	2,56	7098,28	15063,01
9	1,2	2,56	7098,28	15063,01
10	1,2	2,56	7098,28	15063,01
11	1,2	2,56	7098,28	15063,01
12	1,4	2,92	8096,47	17181,25
13	1,2	2,56	7098,28	15063,01
14	2,4	4,80	13309,27	28243,15
15	2,6	5,20	14418,38	30596,75
16	2,6	5,20	14418,38	30596,75
17	3,2	6,40	17745,70	37657,54
18	4,8	8,00	22182,12	47071,92
19	6,0	8,00	22182,12	47071,92
20	4,8	8,00	22182,12	47071,92

Fonte: Autoria própria (2021).

7 RESULTADOS

Para avaliar os efeitos da interação solo-estruturas, as simulações foram realizadas com os mesmos perfis e mesmo carregamentos, tendo como diferença entre elas as condições de apoio. Com isso, temos as comparações de deslocamento lateral, momento fletor e força axial no pilar mais solicitado e momento fletor na viga mais solicitada. Em seguida será demonstrado o resultado do dimensionamento da estrutura considerando a interação solo-estrutura e apresentada a comparação da quantidade de kg de aço empregado nas estruturas. Na Figura 26 podemos conferir os eixos empregados no edifício.

Figura 27 - Eixos



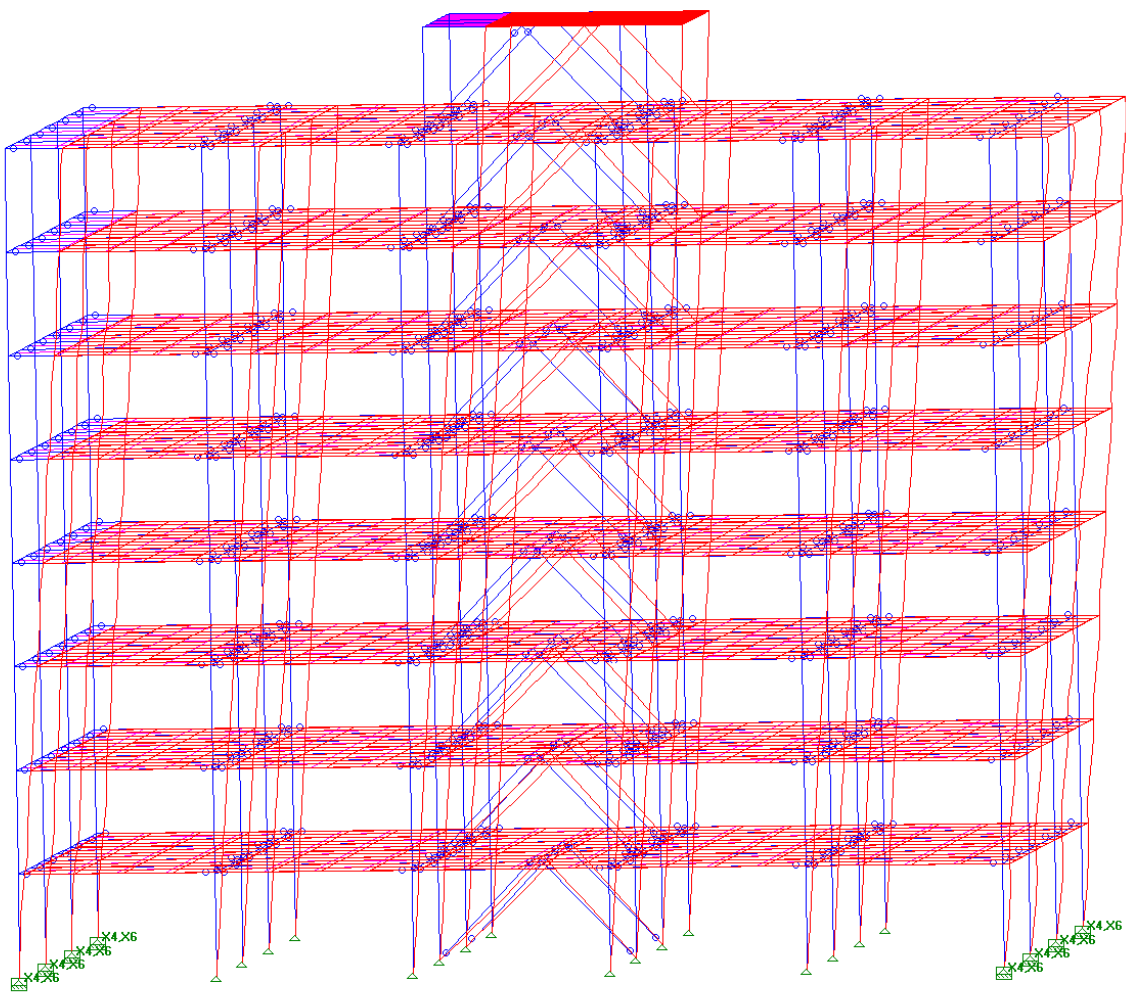
Fonte: Autoria própria (2021).

7.1 Deslocamentos

Os deslocamentos laterais são comparados no topo dos pilares de extremidade e no topo da caixa d'água nas duas direções e considerando a combinação de maior deslocamento

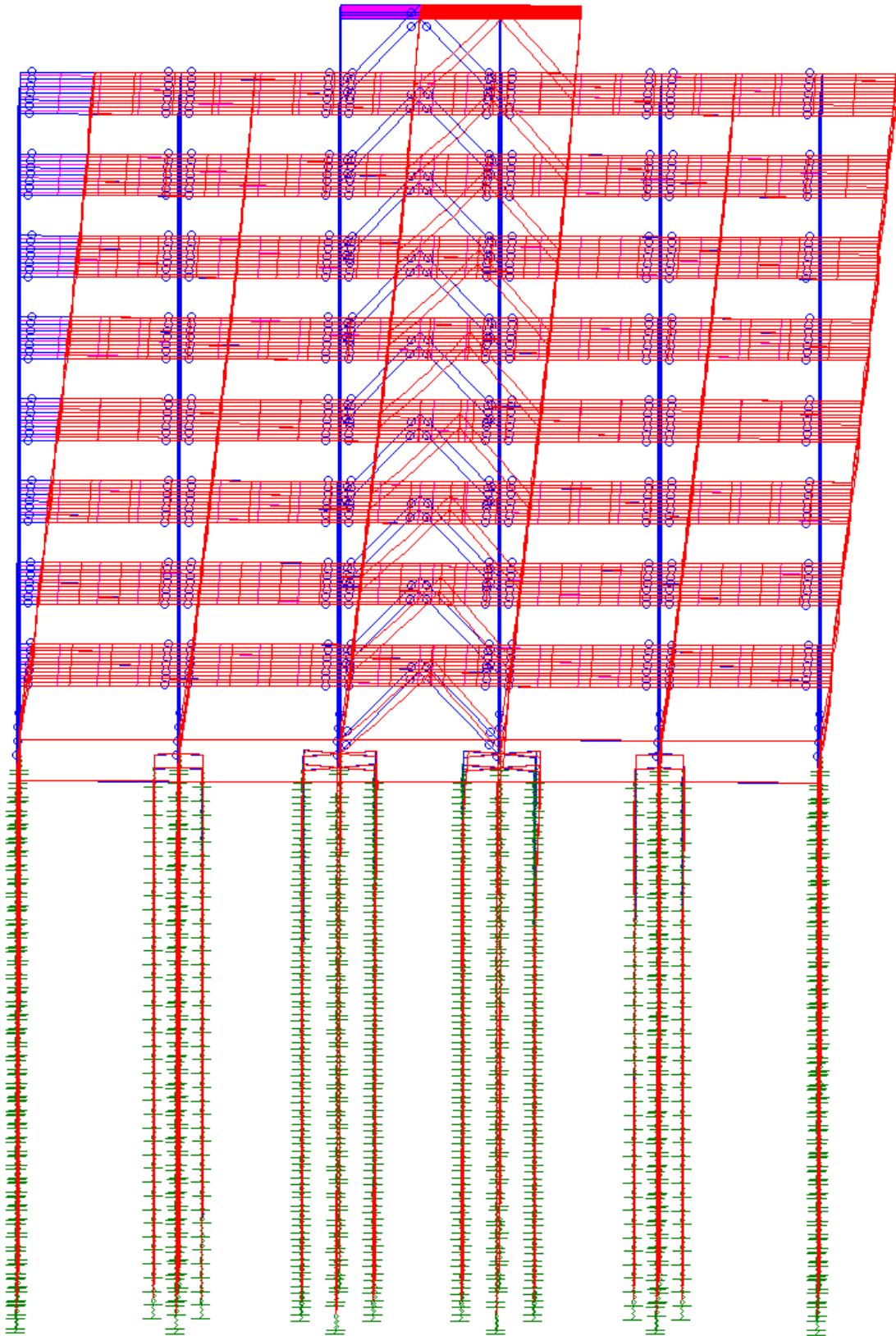
Para o sentido X1 a combinação com o maior deslocamento é a de número 4, e podemos ver a estrutura deformada nas Figuras 27 e 28, estrutura com vínculos rígidos e vínculos elásticos, respectivamente.

Figura 28 – Modelo com vínculos rígidos, estrutura deslocada X1



Fonte: Autoria própria (2021).

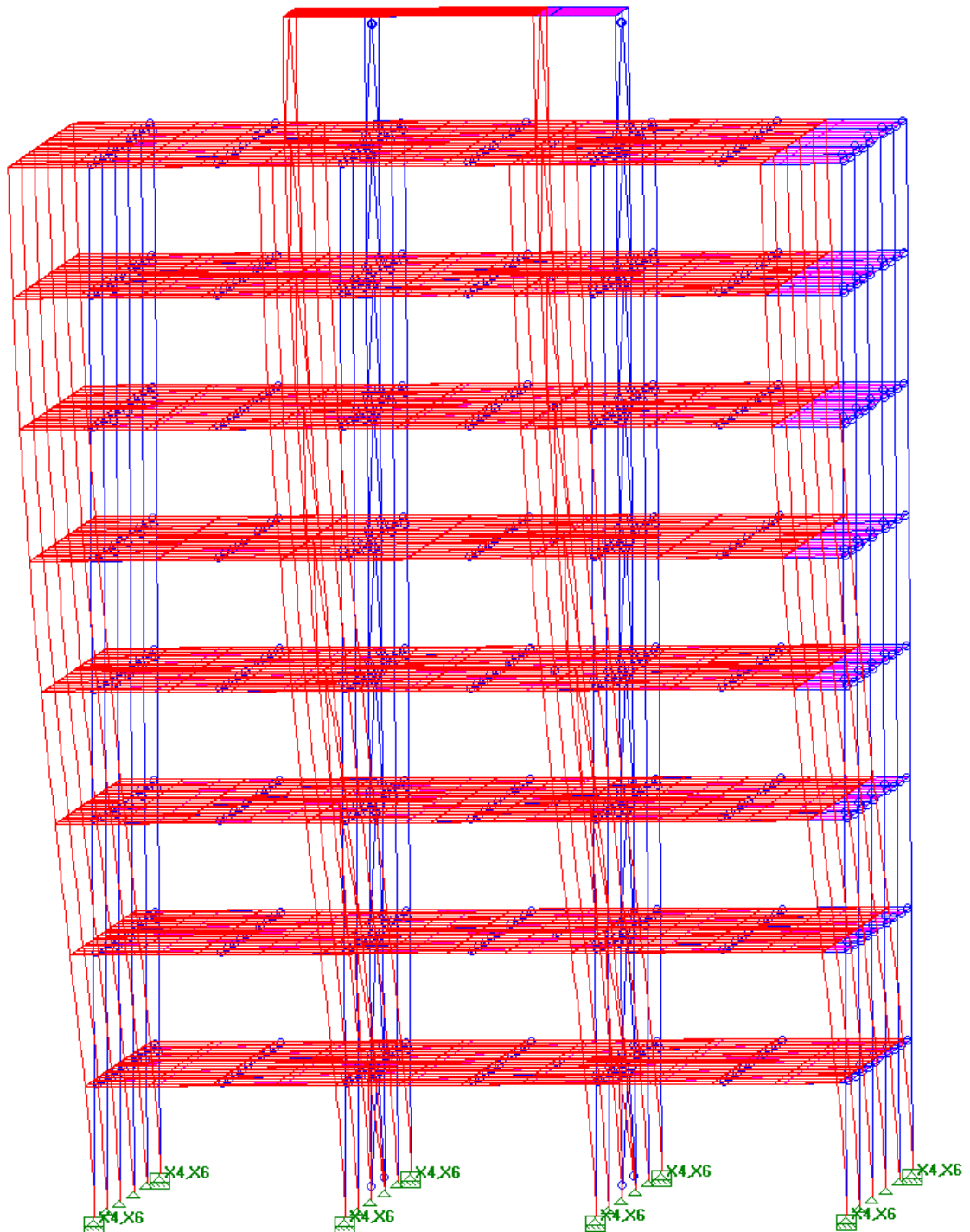
Figura 29 – Modelo com vínculos elásticos, estrutura deslocada X1



Fonte: Autoria própria (2021).

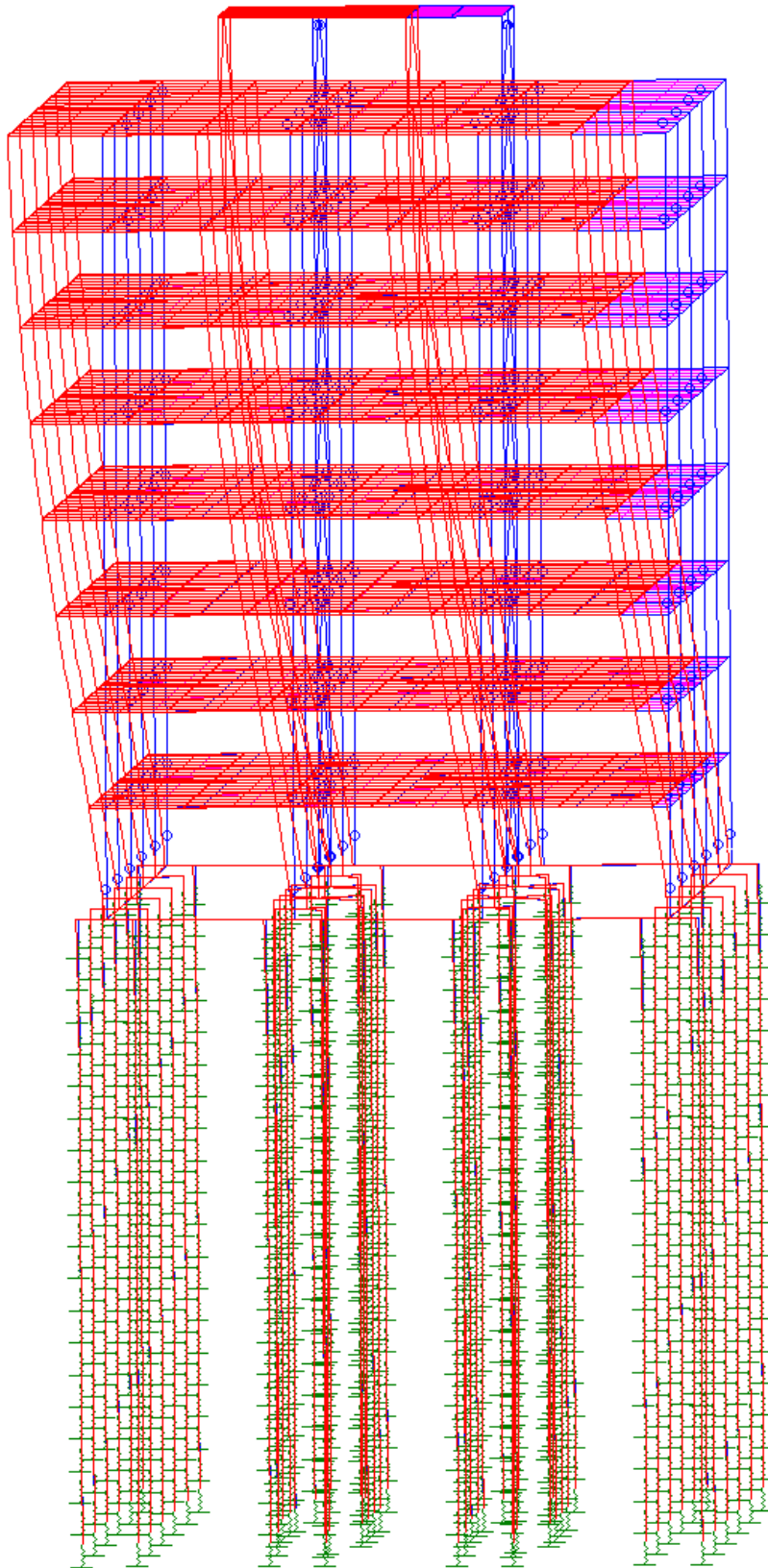
Para o sentido X2 a combinação com o maior deslocamento é a de número 5. Podemos ver a estrutura deslocada nas Figuras 29 e 30.

Figura 30 – Modelo com vínculos rígidos, estrutura deslocada X2



Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 31 – Modelo com vínculos elásticos, estrutura deslocada X2



Fonte: Autoria própria (2021).

Na Tabela 24 são apresentados os valores de deslocamentos no topo dos pilares e topo da caixa d'água.

Tabela 24 – Deslocamentos

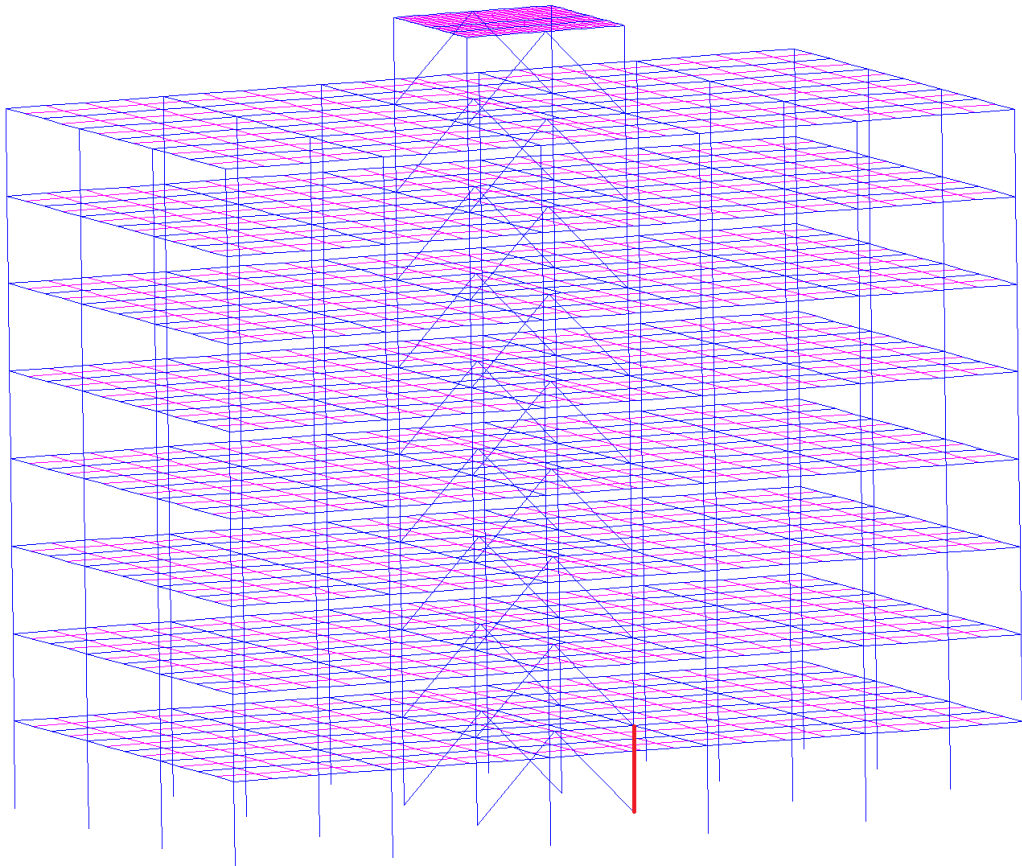
	Vínculos Rígidos (cm)	Vínculos Elásticos (cm)
Pilares X1	1,59	2,67
Caixa d'água X1	1,73	2,92
Pilares X2	7,11	9,90
Caixa d'água X2	7,26	10,10

Fonte: Aatoria própria (2021).

7.2 Pilares

Para efeito de comparação, foi escolhido o trecho do primeiro andar do pilar mais solicitado, podemos visualizar o pilar destacado na Figura 31.

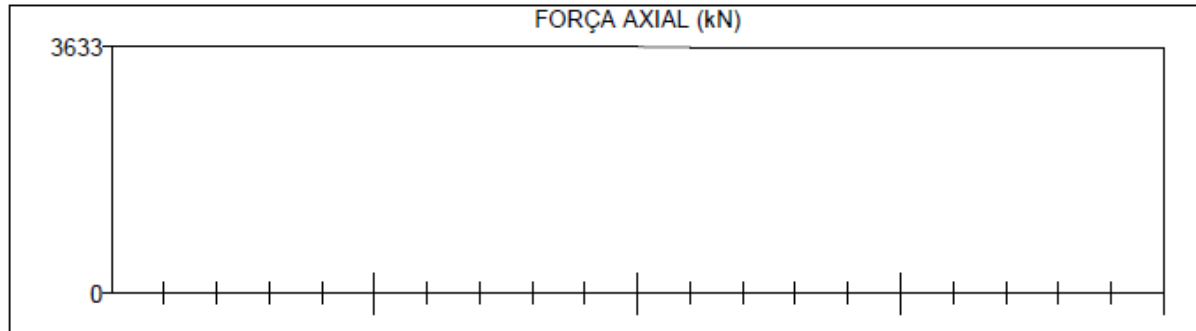
Figura 32 - Pilar mais solicitado



Fonte: Aatoria própria (2021).

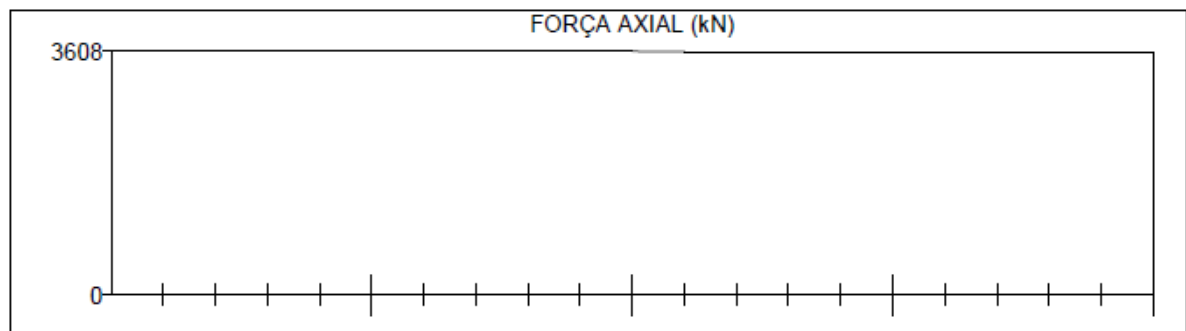
Para força axial, a combinação de maior solicitação do trecho do pilar é a combinação 2, cujos resultados são apresentados nas Figuras 32 e 33.

Figura 33 – Modelo com vínculos rígidos, força axial



Fonte: Autoria própria (2021).

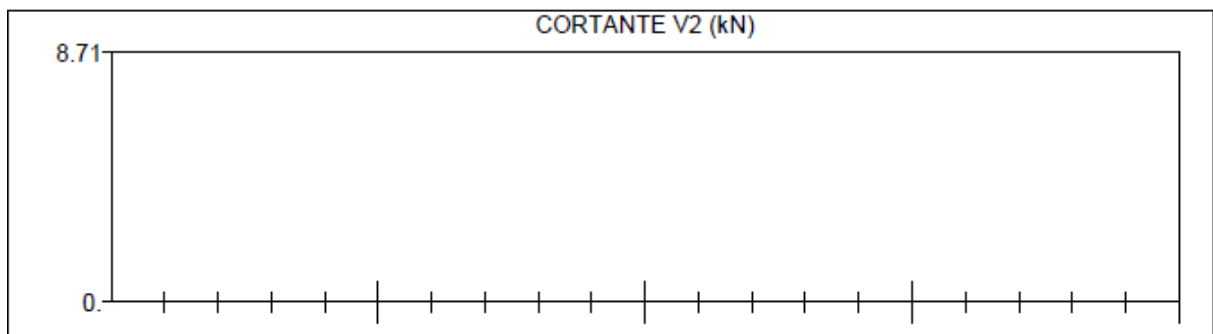
Figura 34 – Modelo com vínculos elásticos, força axial



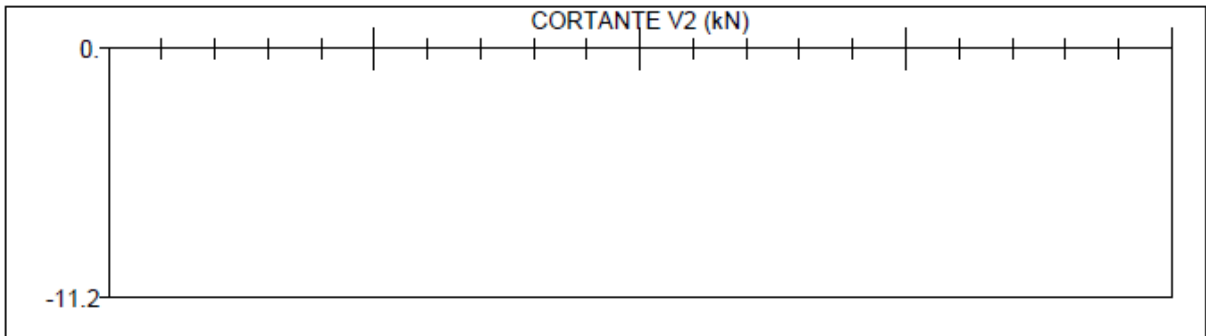
Fonte: Autoria própria (2021).

Para o efeito de cortante em X a combinação mais crítica é a combinação 5, cujos resultados são apresentados nas Figuras 34 e 35.

Figura 35 – Modelo com vínculos rígidos, cortante em X

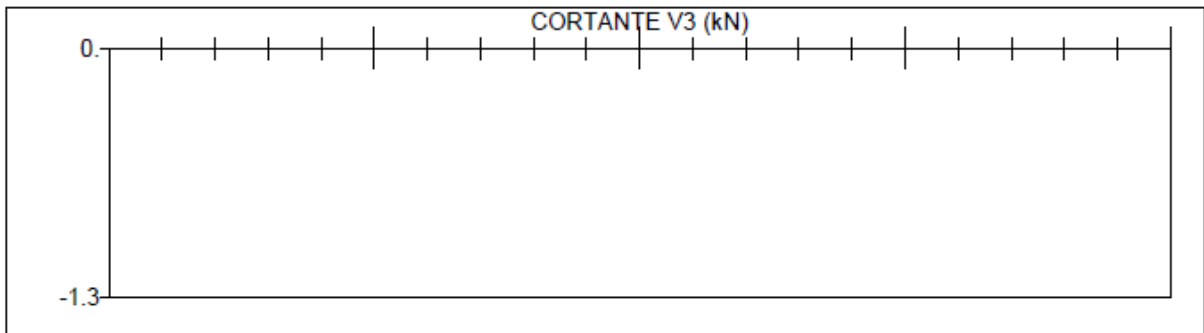


Fonte: Autoria própria (2021).

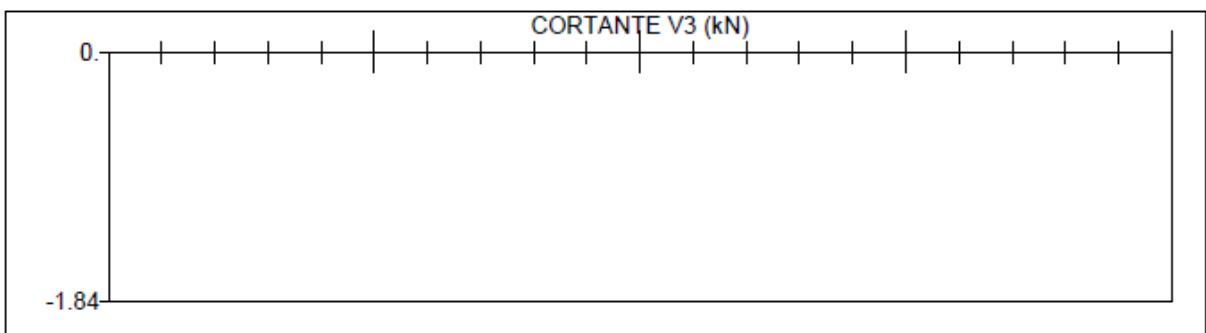
Figura 36 – Modelo com vínculos elásticos, cortante em X

Fonte: Autoria própria (2021).

Para os efeitos de cortante em Y a combinação mais crítica é a combinação 2, cujos resultados são apresentados nas Figuras 36 e 37.

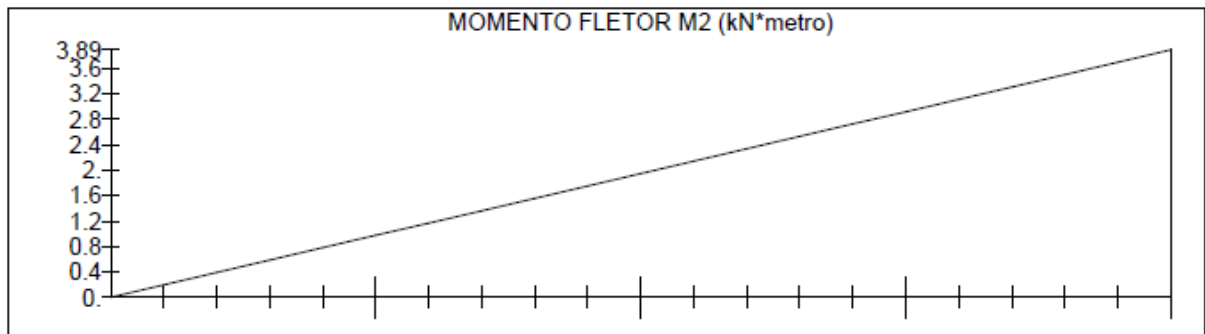
Figura 37 – Modelo com vínculos rígidos, cortante em Y

Fonte: Autoria própria (2021).

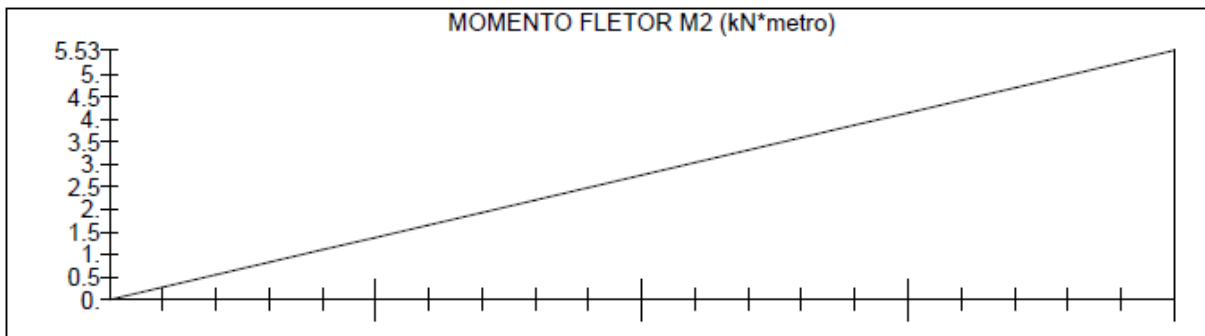
Figura 38 – Modelo com vínculos elásticos, cortante em Y

Fonte: Autoria própria (2021).

Para os efeitos de momento em X a combinação mais crítica é a combinação 2 e os resultados considerando os dois modelos são apresentados nas Figuras 38 e 39.

Figura 39 – Modelo com vínculos rígidos, momento em X

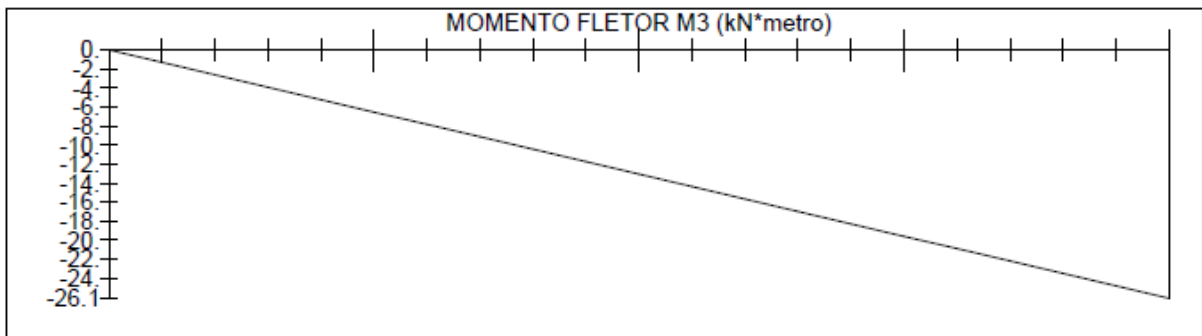
Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 40 – Modelo com vínculos elásticos, momento em X

Fonte: Autoria própria (2021).

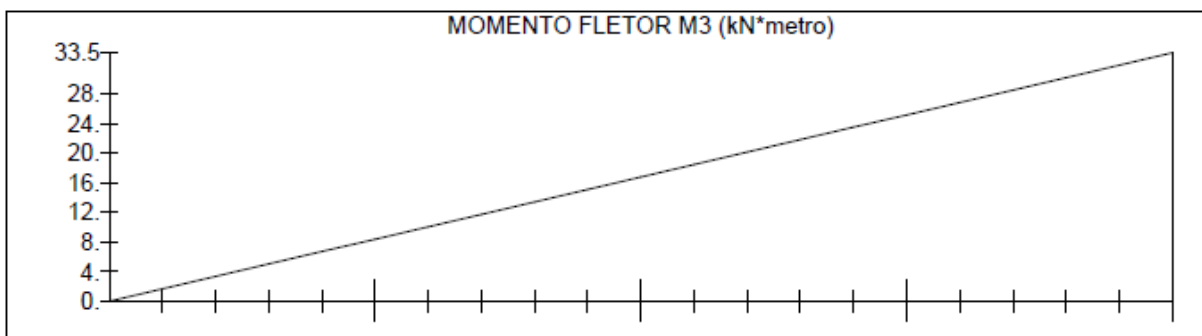
Para comparação de momento em Y a combinação crítica é a combinação número 5, vemos nas Figuras 40 e 41.

Figura 41 – Modelo com vínculos rígidos, momento em Y



Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 42 – Modelo com vínculos elásticos, momento em Y

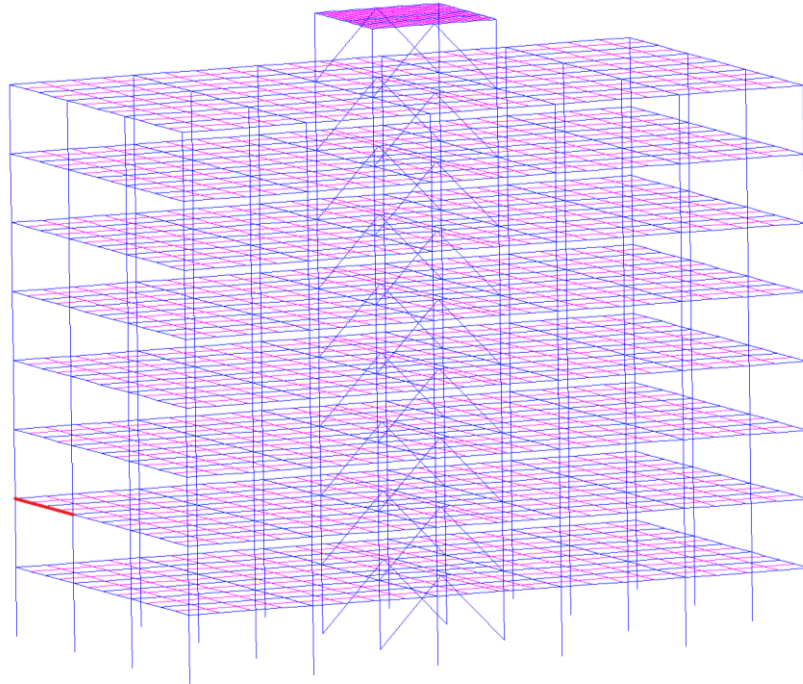


Fonte: Autoria própria (2021).

Pode se verificar que, no geral, que houve um aumento nos esforços de cortante e momento fletor no pilar analisado.

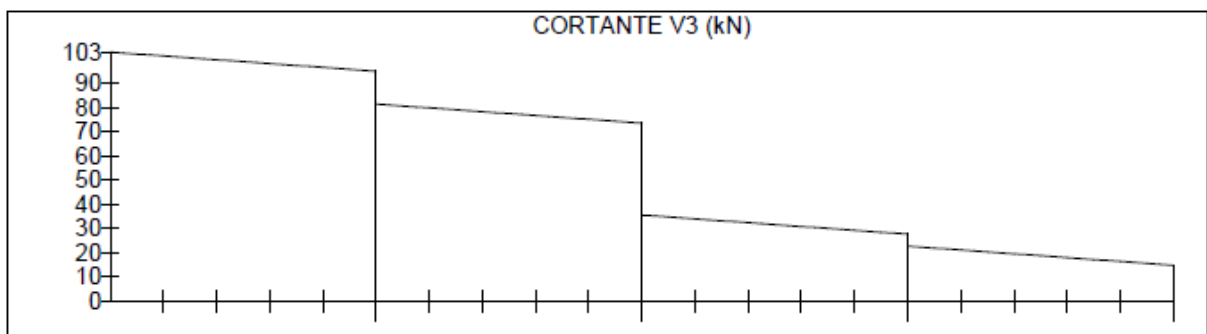
7.3 Vigas

As vigas serão comparadas os esforços de cortante V3 e momento M2, os quais são os que possuem valores mais relevantes, podemos conferir a viga comparada na Figura 42.

Figura 43 – Viga engastada

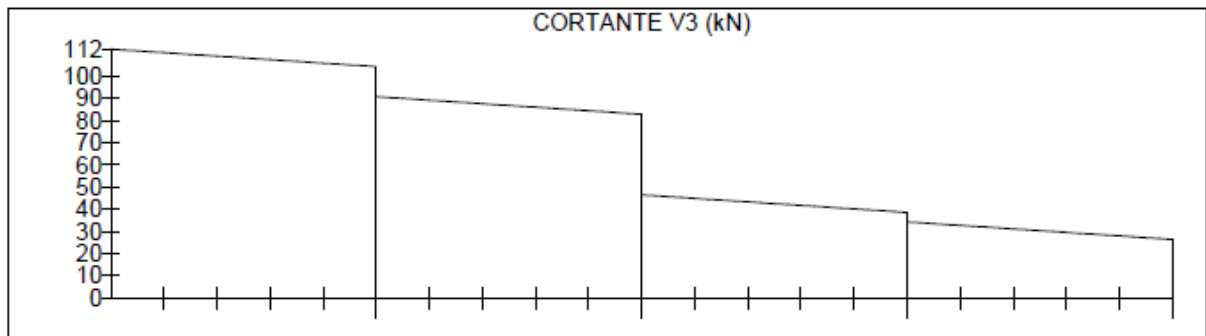
Fonte: Autoria própria (2021).

Para fins de comparação dos esforços de força cortante em Y combinação crítica é a de número 5, as comparações podem ser vistas na Figura 43 e 44.

Figura 44 – Modelo com vínculos rígidos, cortante em Y

Fonte: Autoria própria (2021).

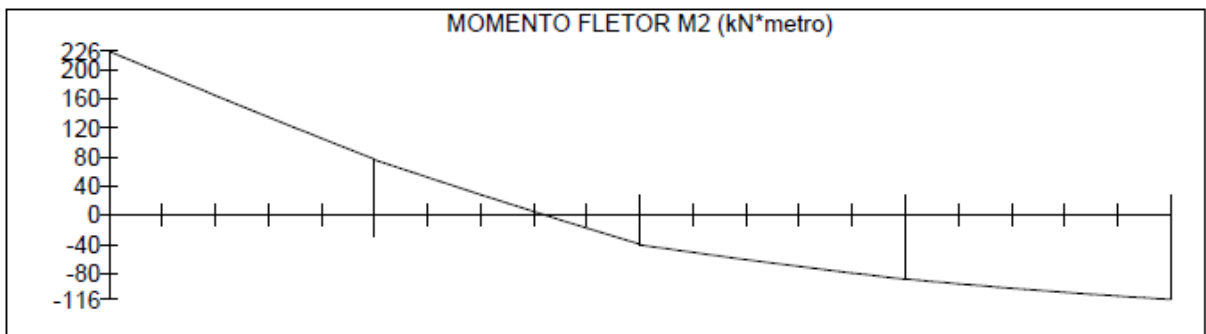
Figura 45 – Modelo com vínculos elásticos, cortante em Y



Fonte: Autoria própria (2021).

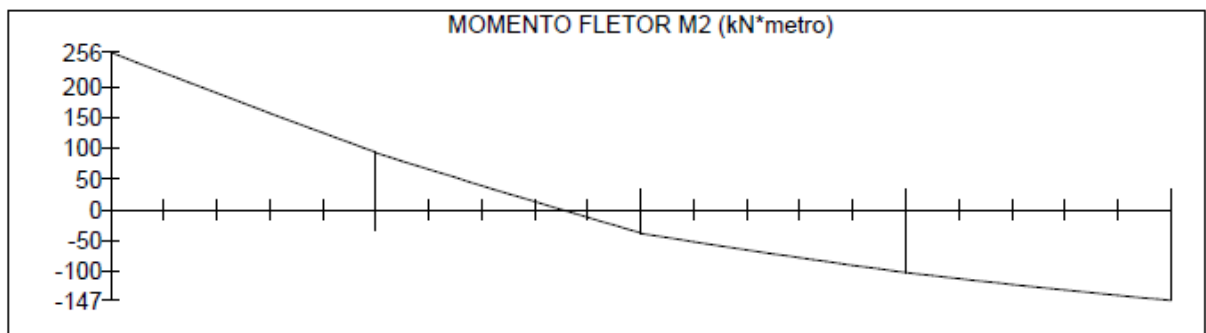
Para a comparação de momentos em X, a combinação mais crítica é de número 5, e os resultados podem ser vistos nas Figuras 45 e 46.

Figura 46 – Modelo com vínculos rígidos, momento em X



Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 47 – Modelo com vínculos elásticos, momento em X



Fonte: Autoria própria (2021).

7.4 Dimensionamento e comparação

Com a adição das bases elásticas no modelo, as cargas se distribuem de forma diferente na estrutura, e com isso é necessário realizar um novo dimensionamento para otimização dos perfis.

Após realizar as otimizações é possível realizar a comparação da quantidade de aço empregada na estrutura somando o peso de aço dos perfis.

No caso deste estudo, ao se adicionar os vínculos elásticos os pilares centrais receberam um incremento de esforços, porém sem a necessidade de um perfil mais robusto, assim como os demais perfis, todos suportaram os esforços com as mesmas dimensões do modelo com vínculos rígidos.

Ao realizar o dimensionamento da estrutura é necessário classificar a estrutura quanto a deslocabilidade por meio da razão entre deslocamento de segunda ordem e o deslocamento de primeira ordem. Verificou-se que a estrutura possui um grau de deslocabilidade semelhante a estrutura com apoios, sendo classificada como de média deslocabilidade, onde a rigidez axial e a flexão dos perfis deve ser considerada como 80% de seu valor inicial.

Então, foi realizado novamente a classificação da estrutura quanto à deslocabilidade, os dados são apresentados nas Tabelas 25 e 26.

Tabela 25 – Classificação da estrutura com vínculos rígidos, combinação 2

Combinação 2			
Pavimento	U1 (cm)	U2 (cm)	U2/U1
1	0,25	0,28	1,12
2	0,44	0,48	1,09
3	0,63	0,68	1,07
4	0,82	0,89	1,09
5	1,00	1,09	1,09
6	1,17	1,28	1,09
7	1,34	1,45	1,08
8	1,48	1,61	1,09
9	1,62	1,76	1,09

Fonte: Autoria própria (2021)

Tabela 26 – Classificação da estrutura com vínculos elásticos, combinação 3

Combinação 3			
Pavimento	U1 (cm)	U2 (cm)	U2/U1
1	0,97	1,18	1,22
2	1,84	2,25	1,22
3	2,67	3,25	1,22
4	3,39	4,12	1,22
5	4,00	4,83	1,21
6	4,49	5,39	1,20
7	4,85	5,79	1,19
8	5,07	6,03	1,19
9	5,18	6,15	1,19

Fonte: Autoria própria (2021)

Em seguida procedeu-se a verificação de ELS da estrutura, conforme apresentado a seguir nas Tabelas 27 e 28.

Tabela 27 – ELS topo do pilar, modelo com vínculos elásticos

Deslocamento horizontal topo do pilar			
Combinação	Δ (cm)	Δ_{\max} (cm)	Verificação
C1_ELS	1,78	6,00	OK!
C2_ELS	5,98	6,00	OK!
$\Delta_{\max} = L/400$	L (cm) =	2400	

Fonte: Aatoria própria (2021).

Tabela 28 – ELS topo da caixa d'água, modelo com vínculos elásticos

Deslocamento horizontal topo da caixa d'água			
Combinação	Δ (cm)	Δ_{\max} (cm)	Verificação
C1_ELS	1,94	6,75	OK!
C2_ELS	6,17	6,75	OK!
$\Delta_{\max} = L/400$	L (cm) =	2700	

Fonte: Aatoria própria (2021).

Após o dimensionamento da estrutura, a estrutura se manteve estável e respeitando os limites de estado limite de serviço, o que mostra que o dimensionamento está adequado.

Para a estrutura em questão não houve necessidade de aumento na seção dos perfis, porém os esforços de fato aumentaram, o que demonstra que em algumas situações haverá a necessidade de aumento de algumas seções do edifício para suportar o incremento dos esforços.

8 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos no trabalho demonstram que a interação solo-estrutura pode ser importante para garantir o desempenho e a qualidade das edificações. A hipótese inicial do trabalho é de que poderia haver diferenças entre considerar ou não o comportamento da fundação no modelo, e que ao final do trabalho a hipótese se provou correta, embora não tenha afetado o dimensionamento da estrutura

O modelo com apoios clássicos é um modelo simples e que considera que o solo como uma estrutura rígida, que não sofre recalques. É um apoio hipotético que é muito utilizado, porém não demonstra com fidelidade os resultados de esforços reais nos elementos da estrutura.

A modelagem com vínculos elásticos, é uma modelagem mais complexa que leva em conta o comportamento do solo onde a estrutura irá se apoiar. Os apoios são configurados como molas que absorvem os carregamentos da estrutura. Com esse tipo de modelagem, pode-se obter resultados mais realísticos garantindo uma segurança mais adequada e um maior conhecimento do comportamento da estrutura em questão, ao custo de um ensaio de campo do tipo SPT.

Com isso podemos concluir que a utilização do método de interação solo-estrutura é recomendada ao dimensionar as estruturas, pois os perfis já estarão adequados a receber os esforços dos diferentes recalques em cada ponto da estrutura, favorecendo a segurança do edifício como um todo e das pessoas que irão utilizar o edifício.

O presente trabalho gerou certos questionamentos que podem ser estudados em futuros trabalhos, que é o caso da influência do número de estacas no estudo da interação solo-estrutura, para avaliar a influência do aumento do número nos resultados.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, O. H. G. **Análise do comportamento de estacas verticais submetidas a ações horizontais**. 2017. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Campo Mourão, 2017.
- AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. **Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento de estacas**, 1996. In: SEFE III – 3º Seminário Engenharia Fundações Especiais, São Paulo, 1996. Anais, São Paulo.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**, 1975. Proceedings, 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires, vol 1.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:2019 - Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:1988 Versão corrigida 2:2013 - Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. - Rio de Janeiro, 2008.
- BEDANO, F. **Análise da interação solo estrutura em edifício em concreto armado sobre fundações profundas via MEF**. 2019. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Campo Mourão, 2019.
- BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. Fifth edition. The McGraw-Hill Companies, Inc (1997).
- BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2008.
- CHRISTAN, P. **Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. 2012. Dissertação (Mestrado) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Curitiba, 2012.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

COLARES, G. M. C. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2006.

CRESPO, V. A. S. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo**. 2004. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2004.

KHOURI, M. E. **Contribuição ao projeto de estacas e de pontes de concreto armado com consideração das não-linearidades física e geométrica e interação solo-estrutura**. 2001. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2001.

MORRISON, N. **Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de Winkler**. Universidad Politécnica de Cataluna, Barcelona-Espanha, 1993.

MANUAL TEÓRICO TQS, **SISEs – Sistema de interação solo-estrutura**. Informática TQS. 2011.

MORRISON, N. **Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de Winkler**. Universidad Politécnica de Cataluna, Barcelona-Espanha, 1993

OSHIMA, S. T. **Uma combinação MEC/MEF para análise da interação de estacas inclinadas e o solo**. 2004. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2004.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

PORTO, T.; SILVA, R. M. **Study of a structural masonry building with the analysis of soil-structure interaction**. Mecánica Computacional, Vol XXIX, págs. 1555-1574 (artigo completo). Buenos Aires, Argentina, 15-18 Noviembre, 2010.

ROJAS, J. W. J.; **Notas de aula de estruturas de fundações, Estacas sob esforços transversais**. Porto Alegre, 2007.

SILVA, N. U. P. **Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura**. 2006. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, 2006.

TQS Informática. **CRV – Sapatas e Tubulões**. Disponível em: <https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3828&language=pt-br>. Acesso em: 11 out. 2020.