

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE
CAMPUS ARACAJU
DEPARTAMENTO DE DESENVOLVIMENTO DE ENSINO
COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

RODRIGO TRINDADE ALVES

ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO PRÉ-
MOLDADO COM LIGAÇÕES VIGA-PILAR ARTICULADAS

MONOGRAFIA

ARACAJU

2017

RODRIGO TRINDADE ALVES

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO PRÉ-
MOLDADO COM LIGAÇÕES VIGA-PILAR ARTICULADAS**

Monografia apresentada como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel, da Coordenação do
Curso de Engenharia Civil, do Instituto Federal de
Sergipe – Campus Aracaju.

Orientador: Prof. M.Sc. Marcílio Fabiano Goivinho
da Silva

ARACAJU

2017

Alves, Rodrigo Trindade.

A474a Análise da estabilidade global de estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado pré-moldado com ligações viga-pilar articuladas / Rodrigo Trindade Alves. – Aracaju, 2017.
72 f.

Monografia (Graduação) – Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia de Sergipe - IFS. Coordenação do Curso de Engenharia Civil.
Orientador: Prof. Me. Marcílio Fabiano Goivinho da Silva.

1. Estrutura de concreto pré-moldado 2. Ligações articuladas 3. Estabilidade global 4. Efeitos de segunda ordem I. Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia de Sergipe – IFS II. Silva, Marcílio Fabiano Goivinho da. III. Título.

CDU 624.012.3

ESPAÇO DESTINADO AO TERMO DE APROVAÇÃO

Dedico este trabalho a meus pais, José Alves e Rita de Cássia, e a minha irmã Mariana.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, primeiramente.

Aos meus pais, pelo esforço, dedicação, e por acreditarem no meu sucesso, e à minha irmã, Mariana, pela companhia em todos os momentos.

A Emanuella, pelo carinho e companheirismo, me ajudando durante toda a jornada ao longo do curso.

Ao professor Marcílio Fabiano Goivinho da Silva, pela orientação, confiança e paciência durante toda essa etapa. Muito obrigado.

Aos professores José Resende Góes e Rodolfo Santos da Conceição, pelo conhecimento compartilhado nas áreas de estruturas pré-moldadas e análise estrutural.

Aos colegas Jobson e Joaquim, pela disposição em ajudar durante a realização deste trabalho.

Aos engenheiros de suporte da AltoQi, pelos esclarecimentos quanto ao uso do Eberick.

"A geometria existe por toda parte. É preciso, porém, olhos para vê-la, inteligência para compreendê-la e alma para admirá-la. O beduíno rude vê as formas geométricas, mas não as entende; o sunita entende-as, mas não as admira; o artista, enfim, enxerga a perfeição das figuras, compreende o belo e admira a ordem e a harmonia! Deus foi o grande geômetra. Geometrizou a Terra e o Céu."

MALBA TAHAN, O HOMEM QUE
CALCULAVA

RESUMO

ALVES, Rodrigo TRINDADE. **Análise da estabilidade global de estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado pré-moldado com ligações viga-pilar articuladas.** 72 páginas. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2017.

A análise da estabilidade global em estruturas pré-moldadas de concreto é indispensável, principalmente naquelas onde as ligações entre viga e pilar são articuladas. A verificação dos efeitos causados pelos esforços horizontais, como os efeitos de segunda ordem, tem relevância considerável devido à grande deslocabilidade dessas estruturas. O uso de parâmetros de instabilidade para verificar a necessidade da análise dos efeitos de segunda ordem, como é o caso do Gama-Z, e de processos para obtenção dos esforços e deslocamentos finais, como o caso do P-Delta, permite ao projetista verificar o grau de estabilidade da estrutura e conduzir com segurança a um pré-dimensionamento eficaz. Sabendo que as estruturas de concreto armado têm comportamento não linear, é preciso, inclusive, avaliar se há ou não necessidade de considerar as não linearidades, tanto física quanto geométrica. Portanto, o presente trabalho discute o comportamento de uma edificação modular de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado com ligações viga-pilar articuladas, onde a estabilidade é garantida pelos pilares engastados nas fundações, através das recomendações normativas preconizadas pela NBR 9062/2017. Tal análise examina a estrutura em diferentes configurações de geometria e rigidez dos pilares utilizando o *software* Eberick, um sistema computacional de análise e dimensionamento de estruturas de concreto. Assim, são obtidos os valores dos parâmetros de instabilidade e dos esforços finais, através da análise por meio do Gama-Z e do processo P-Delta, constatando os limites de cada configuração no que se refere à estabilidade global e aos deslocamentos horizontais excessivos.

Palavras-chave: Pré-moldados de concreto. Ligações articuladas. Estabilidade global. Efeitos de segunda ordem.

ABSTRACT

ALVES, Rodrigo TRINDADE. **Global stability analysis for multi-storey precast concrete structures with beam-to-column pinned connections**. 72 pages. Monograph (Bachelor) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2017.

The global stability analysis of precast concrete structures is essential, especially those which the beam-to-column connections are pinned. The evaluation of the effects generated by the horizontal forces, as the second-order effects, is widely relevant due to the substantial displacements of these structures. The use of instability parameters to verify the necessity of second-order effects analysis, as well as in the case of Gamma-Z, and process to obtain the final effects and displacements, as in P-Delta, allows the structural designer to check the stability intensity and leads safety to an effective pre-dimensioning. Considering that concrete structures have nonlinear behavior, the nonlinearities need to be evaluated, if necessary, both physical and geometrical. Now, therefore, this study shows the behavior of a multi-storey modulated building, made with precast reinforced concrete with beam-to-column pinned connections, in which the stability is provided by columns inset in the foundations, through the normative recommendations referred by NBR 9062/2017. The analysis examines the structure in different configurations of the geometry and of the columns' stiffness using a *software* for design and analysis of reinforced concrete, the Eberick. It intends, therefore, to achieve the instability parameters and final effects values, through the Gamma-Z analysis and the P-Delta process, determining each configuration limits in relation to the global stability and the horizontal deformations.

Keywords: Precast concrete; Pinned connections; Global stability; Second-order effects.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Limites para deslocamentos globais em edificações com múltiplos pavimentos	18
Figura 2 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).....	20
Figura 3 - Imperfeições geométricas globais	21
Figura 4 - Estruturas de nós deslocáveis e nós fixos.....	23
Figura 5 - Estados não deformados e deformados da estrutura.....	26
Figura 6 - Posições deslocadas em iterações sucessivas	27
Figura 7 - Organização do trabalho.....	31
Figura 8 - Vista superior do pórtico unifilar.....	36
Figura 9 - Corte no eixo X do pórtico unifilar	37
Figura 10 - Corte no eixo Y do pórtico unifilar	37
Figura 11 - Exemplos dos elementos empregados	38
Figura 12 - Exemplo de ligação articulada.....	39
Figura 13 - Estrutura em construção situada em Aracaju	39
Figura 14 - Vista superior - disposição dos pilares e direção das forças de vento	41
Figura 15 - Vistas do modelo 1-3-3	42
Figura 16 - Vistas dos modelos 1-3-4, 2-3-4 e 3-3-4	42
Figura 17 - Vistas dos modelos 2-3-5 e 3-3-5	43
Figura 18 - Vistas dos modelos 2-3-6 e 3-3-6.....	44
Figura 19 - Vistas do modelo 1-4-3	44
Figura 20 - Vistas dos modelos 1-4-4, 2-4-4 e 3-4-4	45
Figura 21 - Vistas dos modelos 2-4-5 e 3-4-5.....	46
Figura 22 - Vistas dos modelos 2-4-6 e 3-4-6.....	46
Figura 23 - Vistas do modelo 1-5-3	47
Figura 24 - Vistas dos modelos 1-5-4, 2-5-4 e 3-5-4	47
Figura 25 - Vistas dos modelos 2-5-5 e 3-5-5.....	48
Figura 26 - Vistas dos modelos 2-5-6 e 3-5-6.....	49
Figura 27 - Planta de fôrma do pavimento tipo.....	62
Figura 28 - Corte A-A	63
Figura 29 - Corte B-B	64
Figura 30 - Ajustando o coeficiente de ponderação do peso próprio para 1,30	65
Figura 31 - Modificando as propriedades da NLF e NLG	66
Figura 32 - Alterando as classes de concreto e de agressividade	66
Figura 33 - Classes de concreto.....	67
Figura 34 - Configurando os fatores para as forças de vento	67
Figura 35 - Categorias de rugosidade do terreno	68
Figura 36 - Forças devido ao vento em diferentes pavimentos e direções.....	68
Figura 37 - Configuração dos Estados Limites de Serviço	69
Figura 38 - Característica das lajes alveolares padrões	69
Figura 39 - Configurações de vinculação e carregamento das vigas.....	70
Figura 40 - Adotando as vinculações como articuladas	70
Figura 41 - Definindo o tipo da laje e seus carregamentos verticais.....	71
Figura 42 - Modelo tridimensional do lançamento da estrutura.....	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Limites de deslocamentos horizontais globais	18
Tabela 2 - Fatores de redução da rigidez dos elementos	23
Tabela 3 - Modelos utilizados	40
Tabela 4 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelo 1-3-3).....	42
Tabela 5 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 1-3-4, 2-3-4 e 3-3-4)	43
Tabela 6 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-3-5 e 3-3-5).....	43
Tabela 7 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-3-6 e 3-3-6).....	44
Tabela 8 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelo 1-4-3).....	45
Tabela 9 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 1-4-4, 2-4-4 e 3-4-4)	45
Tabela 10 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-4-5 e 3-4-5).....	46
Tabela 11 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-4-6 e 3-4-6).....	47
Tabela 12 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelo 1-5-3).....	47
Tabela 13 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 1-5-4, 2-5-4 e 3-5-4)	48
Tabela 14 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-5-5 e 3-5-5).....	48
Tabela 15 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-5-6 e 3-5-6).....	49
Tabela 16 - Resultados de Gama-Z para diferentes resistências características do concreto.....	50
Tabela 17 - Deslocamento no topo da estrutura devido as ações do vento (1ª ordem)	52
Tabela 18 - Variação do deslocamento no topo da edificação após o processo P-Δ.....	53
Tabela 19 - Momentos de tombamento majorados (40 MPa)	54
Tabela 20 - Momentos de tombamento majorados (60 MPa)	54
Tabela 21 - Comparação entre os acréscimos nos esforços usando γ_z e P-Δ (40 MPa).....	55
Tabela 22 - Comparação entre os acréscimos nos esforços usando γ_z e P-Δ (60 MPa).....	55
Tabela 23 - Limites aceitáveis para estruturas com diferentes seções de pilares	57

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	JUSTIFICATIVA	13
1.2	OBJETIVOS	14
1.2.1	Objetivo Geral	14
1.2.2	Objetivos Específicos	14
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	15
2.1	INSTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	15
2.2	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	16
2.2.1	Combinações no Estado Limite Último (ELU)	17
2.2.2	Combinações no Estado Limite de Serviço (ELS)	17
2.3	ESFORÇOS HORIZONTAIS	19
2.3.1	Forças Devido ao Vento	19
2.3.2	Efeitos devido ao desaprumo	21
2.4	NÃO LINEARIDADE FÍSICA E GEOMÉTRICA	22
2.5	PARÂMETROS DE INSTABILIDADE	23
2.6	CÁLCULO DOS EFEITOS TOTAIS COM O PROCESSO P- Δ	26
2.7	ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS SEGUNDO A NBR 9062/2017	28
3	METODOLOGIA	30
3.1	CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA	30
3.2	ESTUDO DE CASO	30
3.3	PLANEJAMENTO DA PESQUISA	30
3.4	FERRAMENTAS UTILIZADAS	31
3.5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	32
4	MODELAGEM ESTRUTURAL	33
4.1	CRITÉRIOS DE PROJETO	33
4.1.1	Propriedades dos Materiais e Durabilidade	33
4.1.2	Cargas Verticais	34
4.1.3	Ação do Vento	35
4.1.4	Não Linearidade Geométrica e Física	35
4.2	ARRANJO ESTRUTURAL ADOTADO	36
4.2.1	Elementos Empregados no Sistema Estudado	38
4.2.2	Fatores Influentes na Escolha do Modelo Adotado	39
4.3	MODELOS UTILIZADOS	40

4.3.1	Forças Devido ao Vento nos Modelos.....	41
4.4	ANÁLISE DA ESTABILIDADE.....	49
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	50
5.1	RESULTADOS DE GAMA-Z.....	50
5.2	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DE 1ª ORDEM.....	51
5.3	VARIAÇÃO DO DESLOCAMENTO APÓS O PROCESSO P-DELTA	52
5.4	RELAÇÃO ENTRE GAMA-Z E P-DELTA	53
5.5	INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DOS PILARES.....	56
5.6	FATORES LIMITADORES DO NÚMERO DE PAVIMENTOS	57
6	CONCLUSÃO.....	58
	REFERÊNCIAS	59
	APÊNDICE A – PLANTA DE FÔRMA E CORTES ESQUEMÁTICOS DO MODELO 1-5-4.....	62
	APÊNDICE B – ROTEIRO DA CONFIGURAÇÃO, LANÇAMENTO E ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA NO SOFTWARE EBERICK V10	65

1 INTRODUÇÃO

Segundo a NBR 9062/2017, elementos pré-moldados de concreto armado são aqueles moldados previamente e fora do local de utilização definitiva na estrutura, podendo ainda ser pré-fabricados, ou seja, executados industrialmente, em instalações permanentes de empresas destinadas para este fim.

Não se pode precisar a data em que começou o uso de pré-moldados. O próprio nascimento do concreto armado ocorreu com a pré-moldagem de elementos, fora do local de seu uso. Sendo assim, pode-se afirmar que a aplicação desses elementos começou concomitante a invenção do concreto armado (VASCONCELOS, 2002).

A NBR 9062/2017 estabelece os requisitos para o projeto, a execução e o controle das estruturas de concreto pré-moldado, seja ele armado ou protendido. A revisão desta norma em 2017 trouxe grandes avanços com relação à versão anterior, publicada em 2006, principalmente no aspecto da análise da estabilidade global de estruturas pré-moldadas.

Segundo Acker (2002), as estruturas de concreto moldadas no local comportam-se como pórticos tridimensionais, uma vez que a rigidez das ligações garante a continuidade dos esforços e deslocamentos. Já no caso das estruturas em concreto pré-moldado, o conceito de pórticos tridimensionais não é aplicado, pois é difícil conseguir ligações resistentes à flexão com rigidez suficiente para promover um comportamento de pórtico. Neste caso, a estabilidade das estruturas pré-moldadas deve ser garantida por meio de sistemas apropriados de contraventamento.

A estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado sofre grande influência de suas ligações, uma vez que a deslocabilidade da estrutura é limitada pelos esforços absorvidos pela ligação (MARIN, 2009). No caso de uma estrutura com ligação viga-pilar articulada, a estabilidade global é garantida pelos pilares engastados nas fundações.

Dentre os pontos mais importantes na avaliação da estabilidade global de uma estrutura de concreto pré-moldado com ligações articuladas estão o estudo de parâmetros de instabilidade, os esforços horizontais provocados pela força do vento, a rigidez dos materiais e a não linearidade física dos materiais e a não linearidade geométrica da estrutura, podendo esta ser calculada pelo processo P- Δ .

O efeito de primeira ordem é obtido através da análise da estrutura em sua configuração inicial, devido às forças horizontais e suas respectivas distâncias de aplicação em relação à base da edificação. A reação a estes esforços é definida como momento de tombamento. Já os efeitos de segunda ordem são obtidos com a estrutura deformada, devido às cargas verticais e aos

deslocamentos horizontais provocados pelos efeitos de primeira ordem. A reação a estes esforços é chamada de momento de segunda ordem. Da soma entre os esforços de primeira e segunda ordem resultam os esforços finais de cálculo.

A presença de ligações, em sua maioria articuladas ou semirrígidas, faz com que as estruturas em concreto armado pré-moldado sejam mais deslocáveis do que as estruturas monolíticas, onde a rigidez das ligações permite uma melhor redistribuição dos esforços. Assim, a consideração da ação do vento é indispensável, visto que os efeitos de segunda ordem são significativos em grande parte das estruturas pré-moldadas com ligações viga-pilar articuladas.

Portanto, com a consolidação do uso de estruturas pré-moldadas no mercado da construção civil e com a revisão da norma que estabelece as exigências necessárias para a sua análise estrutural, é necessário que haja uma teoria apropriada para projetos dessa tipologia construtiva, principalmente devido à presença das ligações, articuladas e semirrígidas, o que as difere das estruturas moldadas no local e modifica o conceito de estabilidade da estrutura.

1.1 JUSTIFICATIVA

Estudos recentes apontam uma retomada no crescimento da produção de pré-moldados de concreto para o ano de 2017, apesar de uma queda superior a 12% em 2016 (CASTELO, 2016). Entender que a pré-fabricação, na essência, é a forma de industrializar as estruturas de concreto, é fundamental para que as mudanças culturais necessárias sejam compreendidas e aplicadas, visando ampliar os benefícios deste sistema construtivo (DONIAK, 2013). Portanto, o uso de pré-moldados de concreto em estruturas de múltiplos pavimentos é uma alternativa ao uso das técnicas convencionais, onde o concreto é moldado *in loco*, proporcionando agilidade e maior controle de qualidade às construções.

A NBR 9062/2017 traz consigo um maior aprofundamento na análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado se comparada com suas versões anteriores.

Com o crescente uso dessa tipologia construtiva para edificações de múltiplos pavimentos, e com advento de novas regras na análise da estabilidade global dessas estruturas, os principais motivos que justificam este trabalho são:

- a) O uso de ligações viga-pilar articuladas em estruturas de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado, onde a estabilidade global é um fator limitador das características construtivas;

- b) A carência de estudos na área de estabilidade global em estruturas pré-moldadas de concreto armado com ligação viga-pilar articulada;
- c) A obrigatoriedade na consideração das ações horizontais, como o vento, pelas NBR 6118/2014 e NBR 9062/2017, resultando em esforços adicionais que afetam a estabilidade global da estrutura e os efeitos de segunda ordem;
- d) Além disto, a própria revisão recente da NBR 9062, em vigor desde março de 2017, que traz uma nova abordagem no conceito de estabilidade global de estruturas pré-moldadas.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Realizar a análise da estabilidade global de estruturas modulares de concreto pré-moldado com ligações articuladas sob a luz da NBR 9062/2017, variando sua geometria e sua classe de concreto, para verificar a evolução dos parâmetros de instabilidade e dos efeitos de segunda ordem.

1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Discutir os conceitos de estabilidade global e de efeito de segunda ordem, inclusive quando aplicados às estruturas pré-moldadas de concreto armado;
- b) Analisar através de *software* apropriado o comportamento dos parâmetros de instabilidade, à medida que a estrutura sofre variação em sua geometria e em seus materiais;
- c) Comparar os efeitos de segunda ordem para cada modelo estudado;
- d) Verificar as limitações geométricas de uma estrutura com ligações viga-pilar articuladas quanto a sua estabilidade.
- e) Relacionar o acréscimo de deslocamento causado pelos efeitos de 2ª ordem com os valores de γ_z .

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Diversos fatores influenciam no estudo da estabilidade global em estruturas pré-moldadas de concreto armado. Bachmann e Steinle (2011) citam que a análise da estabilidade nessas construções deve considerar efeitos como o arranjo e a geometria da estrutura, os carregamentos verticais, as cargas horizontais devido ao vento, desaprumo, os efeitos de segunda ordem e a rigidez dos elementos. No presente trabalho, são abordados esses pontos, indispensáveis na concepção de estruturas de concreto pré-moldado.

2.1 INSTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

De acordo com Moncayo (2011), a verificação da estabilidade global visa garantir a segurança da estrutura perante o estado limite último de instabilidade, situação que representa a perda da capacidade resistente da estrutura, causada pelo aumento das deformações, conforme o item 15.2 da NBR 6118/2014.

A estabilidade global da estrutura é associada à sua capacidade de transmitir com segurança as ações laterais, como vento e desaprumo, para a fundação, incluindo os efeitos de segunda ordem, e apresentar rigidez suficiente para limitar os movimentos devido a estas mesmas ações (EL DEBS, 2000).

Segundo a NBR 6118/2014, os efeitos de segunda ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (onde o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada. A análise estrutural com efeitos de segunda ordem deve assegurar que, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo.

Bueno (2009) descreve os efeitos de segunda ordem como sendo resultado de deslocamentos laterais expressivos que imprimem esforços adicionais consideráveis devido ao carregamento vertical atuando na configuração deformada, sendo a análise destes efeitos indispensável na avaliação da estabilidade global da estrutura.

Ou seja, os efeitos de primeira ordem são resultado dos esforços laterais atuantes na estrutura em seu estado original, enquanto os efeitos de segunda ordem são consequência dos esforços causados pelas cargas verticais aplicadas na estrutura deformada pelos efeitos de primeira ordem.

A NBR 6118/2014 apresenta três tipos de instabilidade existentes nas estruturas, são eles:

- 1) Perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio (flambagem), para casos onde a estrutura não possui imperfeições geométricas iniciais (situação teórica, ideal) em situações especiais de carregamento;
- 2) Perda de estabilidade sem bifurcação de equilíbrio, para casos onde há passagem brusca de uma configuração para outra reversa da anterior (ponto-limite com reversão), geralmente associado a estruturas abatidas, que, segundo Marin (2009), são casos onde a estrutura analisada encontra-se no ponto limite e muda dinamicamente sua configuração de equilíbrio para uma forma afastada e estável de equilíbrio quando submetida a um aumento de carga.
- 3) Não há perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio, no entanto pode haver perda de estabilidade quando o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor do que o aumento da solicitação (ponto-limite sem reversão). De acordo com Marin (2009), esse tipo de instabilidade é característico das estruturas de concreto armado, onde há sempre imperfeições geométricas iniciais e o material tem comportamento não-linear.

2.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

No projeto de estruturas pré-moldadas de concreto armado, de modo geral, aplicam-se os processos de cálculo estabelecidos na NBR 6118/2014, levando em consideração o estabelecido nas NBR 6123/1988, NBR 6120/1980 e NBR 8681/2003. As peculiaridades das estruturas pré-moldadas devem ser observadas em sua norma específica, a NBR 9062/2017.

A NBR 6118/2014 define um carregamento pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período pré-estabelecido. A combinação dessas ações deve ser feita de modo a considerar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

A NBR 8681/2003 classifica as ações como permanentes, variáveis e excepcionais. As ações permanentes ocorrem com valores constantes durante praticamente toda a vida da construção, como é o caso do peso próprio da estrutura, dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes, além de efeitos como a retração e a fluência do concreto, protensão,

recalques, e imperfeições globais como o desaprumo. As ações variáveis são constituídas pelas cargas acidentais de utilização da edificação, ação do vento e água (ações variáveis diretas) e ações causadas por vibrações e variações de temperatura (ações variáveis indiretas). Por fim, casos particulares de carregamentos que devem ser analisados em suas normas específicas, as chamadas ações excepcionais.

Ainda segundo a NBR 6118/2014, as ações devem ser majoradas por um coeficiente de ponderação que leva em conta a simultaneidade das ações, a variabilidade das ações e considera possíveis erros de cálculo e execução da estrutura, o que garante mais segurança ao projeto.

2.2.1 Combinações no Estado Limite Último (ELU)

A NBR 6118/2014 classifica as combinações últimas como normais, especiais ou de construção e excepcionais. Em todas essas combinações devem ser consideradas as ações permanentes. As combinações últimas normais relacionam-se com o esgotamento da capacidade resistente para elementos de concreto armado.

A NBR 9062/2017 define que a capacidade das estruturas pré-moldadas deve ser governada pelo esgotamento da resistência dos elementos estruturais, e não pelo esgotamento da resistência das ligações.

2.2.2 Combinações no Estado Limite de Serviço (ELS)

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura. Segundo a NBR 6118/2014 elas podem ser classificadas como quase permanentes, ou seja, atuam em grande parte do tempo de vida da estrutura e são necessárias para a verificação do estado-limite de deformações excessivas. As combinações ainda podem ser consideradas frequentes quando se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e raras, quando ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura.

Em estruturas pré-fabricadas, deve ser sempre verificado o estado limite de deformação excessiva da estrutura, a partir das combinações de serviço. A NBR 9062/2017 prescreve os deslocamentos horizontais máximos em combinação frequente apresentados na Tabela 1, conforme detalhado na Figura 1 para os modelos estudados no trabalho:

Tabela 1 - Limites de deslocamentos horizontais globais

Caso	Tipo de edificação	Deslocamentos horizontais globais máximos (Combinação frequente)
A	Galpão	$H/400^a$
B	Edifício térreo com laje	$H/500^b$
C	Edifício com um pavimento (mezanino)	$H/500^b$ ou $H_i/750^c$
D	Edifício com múltiplos pavimentos	$H/1200^b$ ou $H_i/750^c$ ou $H_2/500^d$

Onde

^a H corresponde à altura da viga de rolamento da ponte rolante, caso exista, ou altura total do edifício.

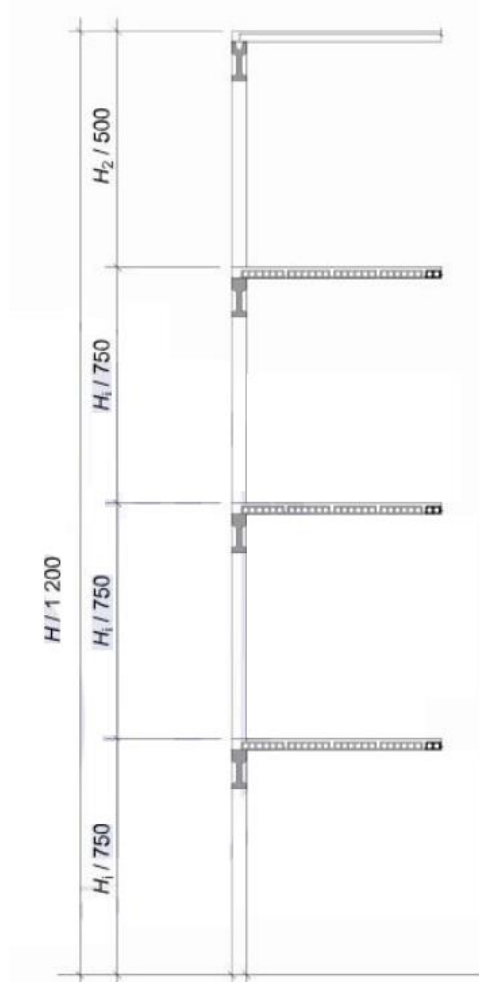
^b H corresponde a altura total do edifício.

^c H_i corresponde ao desnível entre dois pisos consecutivos.

^d H_2 corresponde ao desnível entre o ultimo piso e a face inferior da laje de cobertura.

FONTE: NBR 9062/2017

Figura 1 - Limites para deslocamentos globais em edificações com múltiplos pavimentos



FONTE: NBR 9062/2017

2.3 ESFORÇOS HORIZONTAIS

Na análise global de estruturas reticuladas de concreto, a NBR 6118/2014 define que devem ser considerados os esforços solicitantes devido à ação do vento, de acordo com o prescrito na NBR 6123/1988, e devido às imperfeições globais (desaprumo).

2.3.1 Forças Devido ao Vento

A NBR 6123/1988 determina as forças estáticas devido à ação do vento de acordo com o local onde a estrutura será construída, fatores topográficos, rugosidade do terreno ao redor da construção, o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A velocidade característica do vento (V_k) é dada pela Equação 1:

$$V_K = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

V_0 = velocidade básica do vento, adequada ao local onde a estrutura é construída, que pode ser obtido segundo o gráfico das isopletras (Fig. 2);

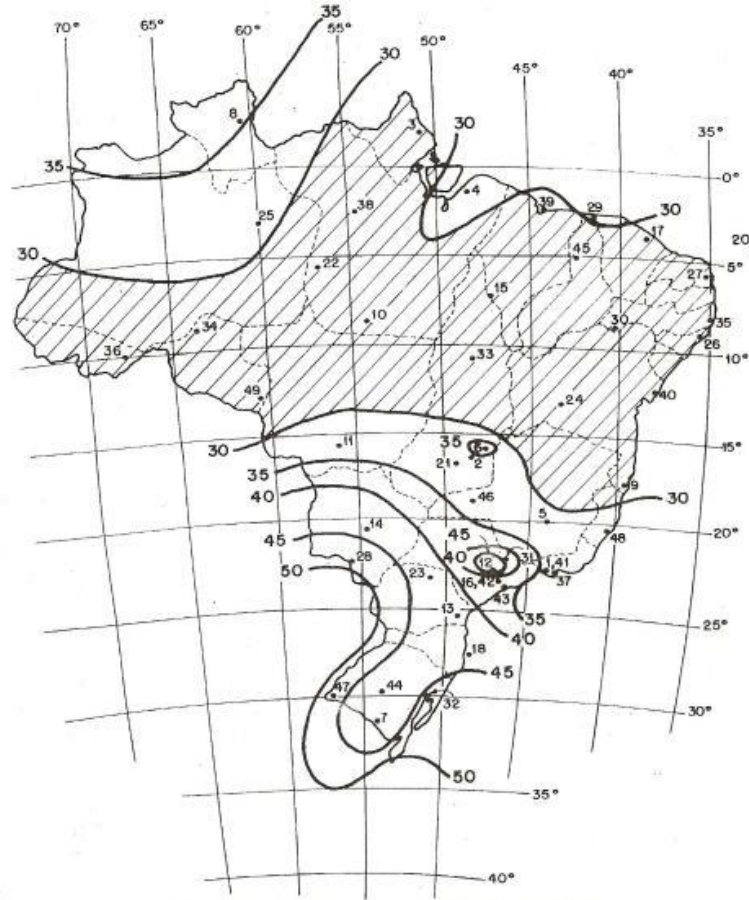
S_1 = fator topográfico que leva em conta as variações do relevo do terreno;

S_2 = fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração;

S_3 = fator baseado em conceitos estatísticos, que leva em conta o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

Os métodos para obtenção dos fatores multiplicadores (S_1 , S_2 e S_3) podem ser consultados no capítulo 5 da NBR 6123/1988.

Figura 2 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



FONTE: NBR 6123/1988

A velocidade característica do vento permite calcular a pressão dinâmica (q) através da Equação 2:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (\text{Eq. 2})$$

A componente da força global na direção do vento sobre uma edificação ou parte dela (F_a) é expressa através da Equação 3:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (\text{Eq. 3})$$

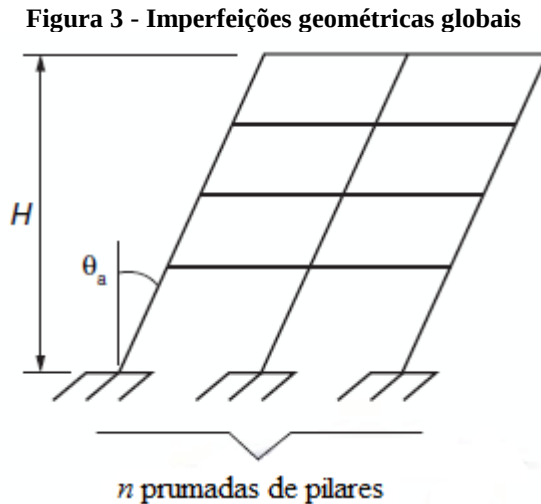
Onde:

C_a = coeficiente de arrasto;

A_e = área frontal efetiva ou área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento, também chamada de área de sombra.

2.3.2 Efeitos devido ao desaprumo

A NBR 6118/2014 define para a análise global das estruturas, sejam elas contraventadas ou não, que deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais na verificação do estado-limite último, conforme mostra a Figura 3:



FONTE: NBR 6118/2014

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (\text{Eq. 4})$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \quad (\text{Eq. 5})$$

Porém, para os modelos que serão utilizados no presente trabalho deve-se adotar $\theta_1 = 1/200$ (para pilares isolados em balanço, característica das estruturas pré-moldadas de concreto com ligação viga-pilar articulada), onde H é a altura total da edificação (em metros) e n é o número de prismas de pilares no pórtico plano.

Ainda segundo a NBR 6118/2014, as ações de vento e desaprumo devem ser consideradas conforme as seguintes possibilidades:

- 1) Caso 30% da ação do vento seja maior que a ação do desaprumo, considera-se apenas a ação do vento;

- 2) Caso 30% da ação do desaprumo seja maior que a ação do vento, considera-se apenas o desaprumo (respeitando a consideração de $\theta_{1\text{mín}}$, conforme definido acima);
- 3) Para os demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1\text{mín}}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

A comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com desaprumo calculado com θ_a , sem a consideração do $\theta_{1\text{mín}}$.

2.4 NÃO LINEARIDADE FÍSICA E GEOMÉTRICA

Segundo Reis (2012), o material tem comportamento linear quando obedece à Lei de Hooke, ou seja, quando a tensão é proporcional à deformação. Do contrário, diz-se que o material se comporta não linearmente (não linearidade física).

Devido aos efeitos da mudança de geometria da estrutura, a relação entre força e deslocamento deixa de ser linear, sendo os efeitos causados por essa não linearidade os chamados de efeitos de 2º ordem (não linearidade geométrica).

Pinto e Ramalho (2002) afirmam que considerar a não linearidade física (NLF) implica na determinação da rigidez de cada elemento estrutural a partir das relações constitutivas dos materiais, da quantidade e disposição de armadura nesse elemento, bem como do nível de solicitação do mesmo. Entretanto, a não linearidade geométrica (NLG) pode ser implementada com maior facilidade, através de análises matriciais e coeficientes como o parâmetro α e o γ_z . Neste trabalho, será empregado o coeficiente γ_z .

A NBR 9062/2017 define os fatores de redução da rigidez dos elementos adotados para a consideração da não linearidade física, que podem ser utilizados para estruturas com deslocabilidade moderada ($\gamma_z < 1,3$), conforme a Tabela 2 proposta por Miotto (2002). Os valores apresentados pela NBR 9062/2017 diferem dos valores utilizados pela NBR 6118/2014 nas estruturas de concreto moldadas *in loco*, sendo específicos para as estruturas pré-moldadas de concreto armado:

Tabela 2 - Fatores de redução da rigidez dos elementos

Ligação viga-pilar	Fator de redução	
	Vigas	Pilares
Articulada	(1,0)	0,4
Semirrígida	0,5	0,7
Rígida	0,4	0,8

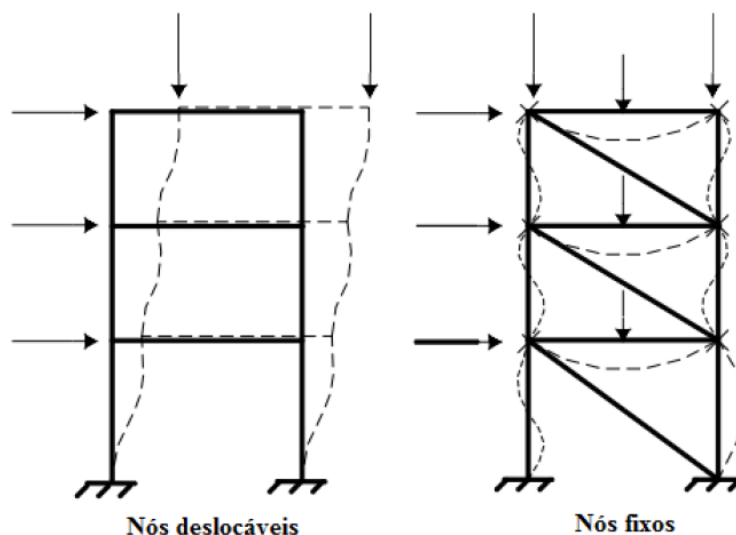
FONTE: Miotto (2002)

Nas estruturas pré-moldadas com ligação viga-pilar articulada, o fato da estabilidade global ser garantida apenas pela ação dos pilares engastados na fundação ressalta a importância da consideração da não linearidade física para esses elementos.

2.5 PARÂMETROS DE INSTABILIDADE

A NBR 6118/2014 considera, para efeito de cálculo, estruturas de nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por consequência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, pode-se considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem. Por outro lado, as estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, portanto, os efeitos globais de 2ª ordem devem ser considerados (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser observados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais.

Figura 4 - Estruturas de nós deslocáveis e nós fixos



FONTE: Fusco, 1981.

Dois são os parâmetros de instabilidade considerados pela NBR 6118/2014, o parâmetro α (alfa) e o Coeficiente γ_z (Gama-Z). São estes parâmetros que permitem ao projetista analisar a necessidade de considerar ou não os efeitos de segunda ordem, sem necessidade de cálculo rigoroso (BUENO, 2009).

A NBR 6118/2014 utiliza o parâmetro α para classificar uma estrutura como sendo de nós fixos, desde que seja reticulada e simétrica, caso o valor de α seja menor que o valor de α_1 , conforme a seguinte expressão (Eq. 6):

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{CS} I_C}} \leq \alpha_1 \quad (\text{Eq. 6})$$

Sendo:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3 \quad (\text{Eq. 7})$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4 \quad (\text{Eq. 8})$$

Onde:

n = número de níveis (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
 H_{tot} = altura total da estrutura, a partir da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
 N_k = somatório das cargas verticais atuantes na estrutura com seu valor característico;
 $E_{CS} I_C$ = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Pode ser considerado o valor da expressão $E_{CS} I_C$ de um pilar equivalente de seção constante no caso de estruturas de pórticos, treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável.

Já o coeficiente γ_z avalia a importância dos esforços de segunda ordem globais, sendo válido para estruturas pré-moldadas de concreto armado, inclusive com menos de quatro andares desde que atendam aos requisitos do item 5.1.2.12 da NBR 9062/2017, e pode ser determinado a partir dos resultados da análise de primeira e segunda ordem, para cada combinação de carregamento, de acordo com a expressão apresentada na NBR 6118/2014 (Eq. 9):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{Eq. 9})$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, momento de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus pontos de aplicação respectivos, obtidos da análise de 1ª ordem.

A estrutura é considerada de nós fixos quando o valor de γ_z for menor ou igual a 1,1, e o coeficiente encontrado é usado para majorar os esforços globais de segunda ordem para cada faixa de deslocabilidade, conforme será abordado no item 2.7 deste trabalho.

Moncayo (2011) afirma que a falta de estudos para estruturas reticuladas com menos de quatro andares faz com que os coeficientes redutores para a rigidez (γ_z) nesse tipo de edificação ainda tenham seus valores desconhecidos, sendo sugerida a utilização do parâmetro α para verificação da estabilidade e do processo P- Δ para avaliação do efeito global de segunda ordem. No entanto, a última revisão da NBR 9062/2017 confirma em seu item 5.1.2.12 que para estruturas pré-moldadas de concreto armado, mesmo em casos com menos de quatro andares, o coeficiente γ_z é válido para a análise da instabilidade da estrutura, desde que a geometria apresente regularidade, não ocorrendo grandes diferenças entre os pés-direitos de pavimentos sucessivos e não ocorrendo variações acentuadas entre os momentos de inércia dos pilares em pavimentos sucessivos.

Segundo Franco (1985), no caso de uma estrutura de nós móveis, é necessária uma análise de todo o conjunto, que leve em conta tanto a não linearidade geométrica quanto física. Não se pode, em princípio, considerar cada pilar isoladamente, como no caso das estruturas de nós fixos; no entanto, é possível, para estruturas regulares e dentro de certos limites, a adoção de métodos aproximados (como o Processo P-Delta) que permitam esse tipo de consideração.

Marin (2009) concluiu que a majoração dos esforços por γ_z conduz a melhores resultados do que os obtidos usando $0,95 \cdot \gamma_z$, na análise de estruturas de concreto pré-moldado com múltiplos pavimentos.

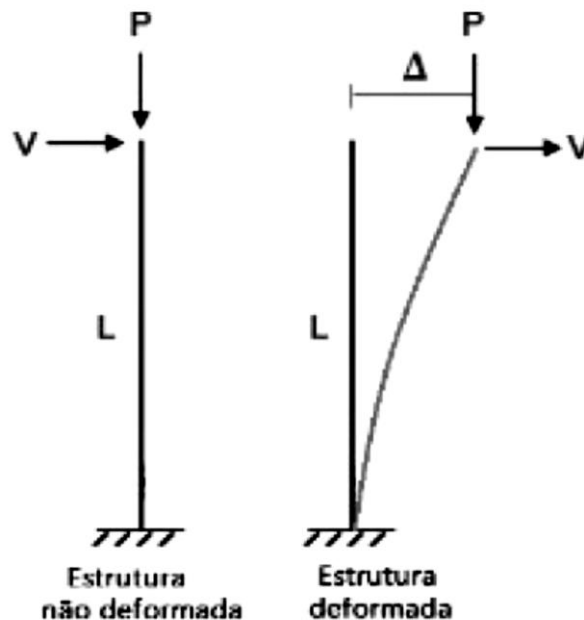
2.6 CÁLCULO DOS EFEITOS TOTAIS COM O PROCESSO P- Δ

O processo P-Delta (P- Δ) não é um parâmetro de instabilidade, e sim um processo de análise da não linearidade geométrica, sendo que a avaliação da estabilidade global é realizada apenas após a sua análise (MONCAYO, 2011).

Existem diversos métodos para levar em conta esse processo, como o Método da Carga de Gravidade Iterativa, Método da Rigidez Negativa, Método de Dois Ciclos Iterativos e Método da Carga Lateral Fictícia.

A incidência de ações laterais nos nós da estrutura provoca deslocamentos, denominados de primeira ordem. A aplicação de forças verticais nos mesmos nós, agora deslocados, geram novos esforços, causando novos deslocamentos, e assim sucessivamente (LIMA, 2001). Os momentos consequentes das forças verticais aplicadas nos nós deslocados podem ser substituídos por binários equivalentes constituídos de forças horizontais, que são chamados de forças horizontais fictícias, método aplicado pelo Sistema Computacional Eberick para consideração do processo P- Δ e que será a ferramenta utilizada neste trabalho.

Figura 5 - Estados não deformados e deformados da estrutura

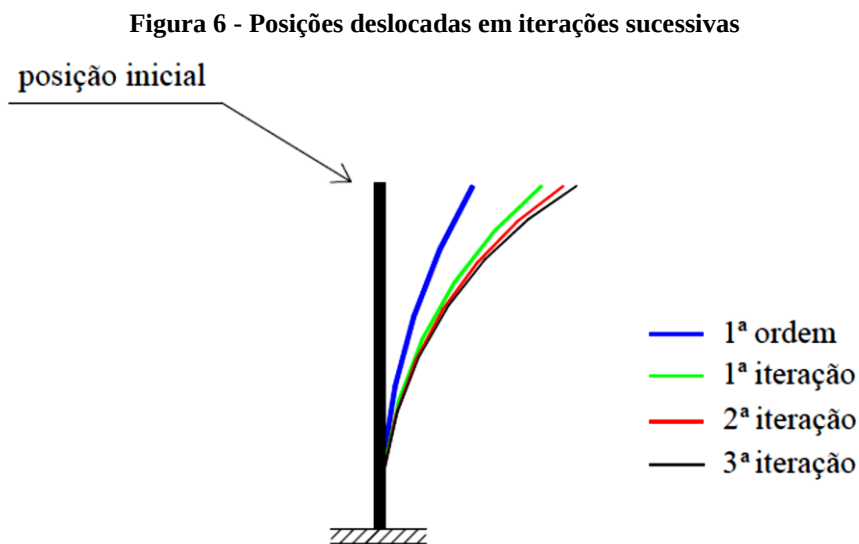


FONTE: Iglesia (2016)

Segundo Horostecki (2013), a ideia do processo P- Δ consiste em:

- 1) Aplicar as ações horizontais e verticais sobre a estrutura indeformada verificando a posição deformada;

- 2) Num segundo passo, aplicam-se novamente os esforços provenientes das ações originais sobre a estrutura indeformada, mais os esforços gerados pelos deslocamentos após a estrutura se deformar;
- 3) Esse processo é repetido em sucessivas iterações, conforme demonstra a Figura 6, até que seja alcançada uma convergência dos valores de deformação da estrutura, obtendo-se assim o seu carregamento final, levando em conta os esforços de 1ª ordem (do primeiro carregamento, quando da estrutura indeformada) e dos esforços de 2ª ordem (devido aos deslocamentos da estrutura).



FONTE: Lima (2001)

O procedimento de cálculo do efeito P- Δ varia de acordo com o *software* empregado. Iglesia (2016) explica que o procedimento utilizado pelo Sistema Computacional Eberick se baseia no estudo do equilíbrio da estrutura deformada após a análise de primeira ordem. Depois de obtidos os deslocamentos, são aplicadas as cargas horizontais em cada pilar do pórtico em função do deslocamento horizontal relativo e da carga axial, de acordo com a Equação 10:

$$H = N.\Delta/L \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde:

H = cargas horizontais adicionais em cada pilar do pórtico;

N = cargas verticais;

Δ = deslocamento horizontal;

L = altura do andar.

O conjunto das cargas fictícias é somado às cargas horizontais existentes e uma nova análise leva a novos deslocamentos horizontais. O processo é repetido até que não haja diferença significativa entre duas iterações sucessivas (em torno de 10^{-3} %). Caso no processo $P-\Delta$ não haja convergência entre duas iterações sucessivas, significa que a estrutura está inconsistente. Havendo convergência, os deslocamentos finais são obtidos pela última iteração, e com base nestes deslocamentos, são calculados os esforços internos para o dimensionamento.

2.7 ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS SEGUNDO A NBR 9062/2017

Apesar de seguir os critérios de cálculo definidos pela NBR 6118/2014 para os elementos de forma geral, quando se trata da análise da estabilidade global as estruturas pré-moldadas de concreto apresentam condições específicas que devem ser obedecidas no projeto. Além das particularidades abordadas anteriormente, outros aspectos merecem ser observados.

A NBR 9062/2017 estabelece os requisitos para o projeto, execução e controle das estruturas de concreto pré-moldado, seja ele armado ou protendido. Segundo esta norma, os sistemas estruturais usados nas estruturas pré-moldadas podem atuar isolados ou combinados entre si, proporcionando a estabilidade global conforme os seguintes arranjos:

- 1) Pilares engastados na fundação, podendo estar associados a vigas articuladas;
- 2) Pórtico composto por vigas e pilares, interligados entre si por meio de ligações resistentes a momentos fletores;
- 3) Elementos de contraventamento em estruturas verticais, como paredes, elementos celulares e elementos de contraventamento tipo X e/ou outros;
- 4) Estruturas de pisos ou cobertura que atuam como diafragmas, garantindo a transferência dos esforços horizontais para os elementos verticais de sustentação e contraventamento.

Conforme abordado no item 2.5 do presente trabalho, a estrutura é considerada com deslocabilidade reduzida caso o valor de Gama-Z seja menor que 1,10. Para casos onde o valor

de Gama-Z fique entre 1,10 e 1,20, é permitido o procedimento aproximado de determinação dos esforços globais de 2ª ordem a partir da majoração adicional das ações horizontais empregando-se o fator reduzido de $0,95\gamma_z$. Para o intervalo $1,20 \leq \gamma_z < 1,30$, emprega-se o fator de majoração com o valor integral de γ_z . Quando o valor de Gama-Z for maior ou igual a 1,30, deve-se proceder ao método de cálculo rigoroso, que considera tanto a não linearidade física quanto a geométrica.

Em sistemas estruturais onde a estabilidade é proporcionada pela ação de pilares engastados na fundação com vigas articuladas, onde o fator de restrição à rotação é menor que 0,15, devem ser verificados os efeitos de 2ª ordem, considerando a não linearidade física.

3 METODOLOGIA

3.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA

O presente trabalho classifica-se como uma revisão bibliográfica, tendo em vista que faz um levantamento sobre a análise da estabilidade global em estruturas de concreto armado, particularmente as estruturas pré-moldadas. Esta pesquisa pode ainda ser classificada como aplicada, levando em conta que serão estudados exemplos práticos utilizando as considerações feitas na bibliografia abordada.

3.2 ESTUDO DE CASO

É analisada uma estrutura de concreto pré-moldado com ligações viga-pilar articuladas, com arquitetura modulada e com repetição dos pavimentos. Os elementos estruturais utilizados e o arranjo da estrutura foram escolhidos de acordo com a realidade encontrada no mercado local, sendo esta pesquisa aplicada à região do município de Aracaju no estado de Sergipe. Os critérios de projeto também foram considerados para a mesma região, a exemplo dos dados climáticos, topográficos e de agressividade ambiental.

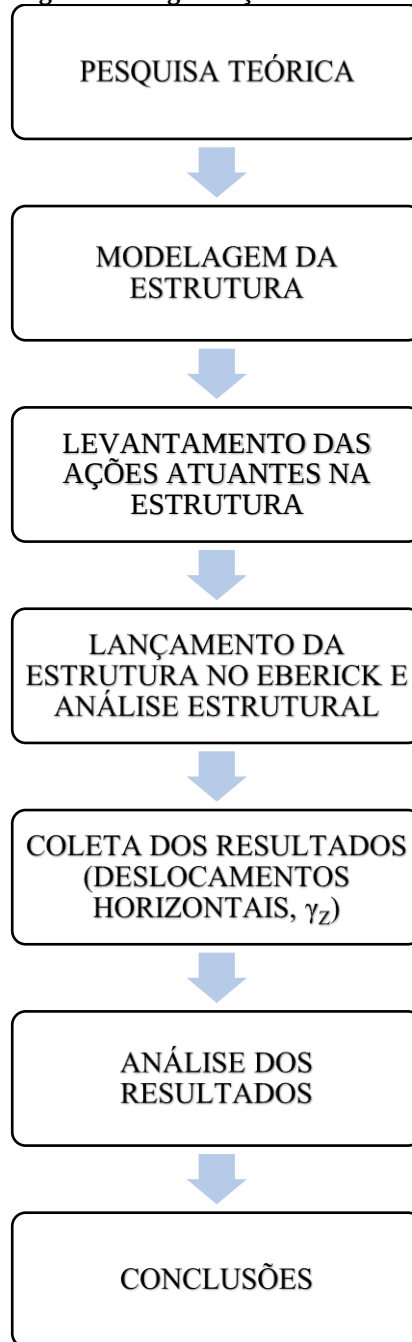
O capítulo 4 deste trabalho apresenta os modelos utilizados para o estudo de caso, onde, a partir da arquitetura de referência, são variadas as seções de pilares, números de pavimentos, número de prumadas e classes de concreto.

Nos modelos estudados, as ligações viga-pilar são articuladas, enquanto os pilares são engastados nas fundações.

Os procedimentos de cálculo foram realizados de acordo com as NBR 9062/2017, NBR 6118/2014, NBR 8681/2003, NBR 6123/1988 e NBR 6120/1980, além das demais bibliografias complementares referenciadas neste trabalho.

3.3 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A organização do trabalho é ilustrada pelo fluxograma da Figura 7 (p. 31):

Figura 7 - Organização do trabalho

FONTE: Autor (2017)

3.4 FERRAMENTAS UTILIZADAS

Para a análise da estabilidade global e determinação dos parâmetros de instabilidade e deslocamentos horizontais dos modelos estudados será utilizado o Sistema Computacional Eberick v10 desenvolvido pela empresa AltoQi, *software* para cálculo de estruturas disponibilizado pelo Instituto Federal de Sergipe para fins acadêmicos.

O Eberick v10 permite o lançamento de estruturas em concreto armado pré-moldado, além de ser capaz de calcular os efeitos de 2ª ordem em estruturas através do coeficiente γ_z e do processo P- Δ .

A análise estática linear efetuada pelo Eberick v10 avalia a estrutura usando como rigidez das peças a seção bruta de concreto, utilizando os esforços internos para o dimensionamento dos elementos estruturais e possibilitando a obtenção de valores aproximados de deslocamento. Iglesia (2016) afirma que os esforços finais obtidos na posição deformada convergente, através do processo P-Delta, são necessários para o dimensionamento dos elementos estruturais, incluindo os esforços de 2ª ordem, afirmando a importância deste processo para o cálculo da estrutura. Evidentemente, esta posição final da estrutura deve obedecer também aos critérios quanto aos estados limites de utilização.

3.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

No capítulo 5 é apresentada a análise comparativa entre os valores obtidos pertinentes ao estudo da estabilidade global nos modelos estudados, com os resultados através de γ_z e do processo P- Δ , para cada configuração da estrutura.

4 MODELAGEM ESTRUTURAL

Para caracterizar o estudo de caso de forma a se obter resultados fiéis a realidade, foram adotados critérios quanto às ações atuantes na estrutura, quanto às propriedades dos materiais e quanto à arquitetura adotada.

As situações transitórias (desmoldagem, transporte, armazenamento e montagem) não serão avaliadas, embora seja evidente a sua importância.

4.1 CRITÉRIOS DE PROJETO

4.1.1 Propriedades dos Materiais e Durabilidade

Foram considerados, para todos os elementos, a classe de agressividade ambiental III e concretos com resistência característica à compressão de 40 MPa e 60 MPa, conforme modelos, com módulos de elasticidade (E_{ci}) iguais a 35,4176 GPa e 41,6119 GPa, respectivamente. O módulo de elasticidade inicial pode ser estimado a partir do valor de f_{ck} , conforme a Equação 11 para valores de f_{ck} entre 20 MPa e 50 MPa, e conforme a Equação 12 para valores de f_{ck} entre 55 MPa e 90 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Eq. 11})$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (\text{Eq. 12})$$

Onde:

$\alpha_E = 1,0$ (agregado granítico).

Acker (2002) explica que o uso de concretos de alto desempenho em estruturas pré-moldadas é possível devido ao rigoroso manejo na produção, com uso de aditivos e controle da cura, adensamento e relação água/cimento. Seu maior benefício está relacionado com a eficiência estrutural, possibilitando estruturas mais esbeltas, duráveis e com maiores resistências.

4.1.2 Cargas Verticais

As cargas consideradas para cada pavimento tipo, de acordo com a NBR 6120/1980 e com as especificações construtivas, foram:

- a) Sobrecarga de utilização para edificação comercial (variável): 300 kgf/m²;
- b) Revestimento do piso (permanente): 85 kgf/m²;
- c) Peso da alvenaria lateral (permanente): 507 kgf/m;
- d) Peso da alvenaria transversal (permanente): 468 kgf/m;
- e) Peso da laje alveolar tipo LP 20 e capa de concreto de 5 cm de espessura (permanente): 385 kgf/m²;
- f) Peso das vigas transversais (permanente): 600 kgf/m;
- g) Peso das vigas laterais (permanente): 300 kgf/m.

As cargas consideradas para o pavimento de cobertura, foram:

- a) Sobrecarga de utilização para coberturas sem acesso ao público (variável): 200 kgf/m²;
- b) Peso da impermeabilização e proteção mecânica da laje (permanente): 85 kgf/m²;
- c) Peso da alvenaria da platibanda (permanente): 195 kgf/m;
- d) Peso da laje alveolar tipo LP 15 e capa de concreto de 5 cm de espessura (permanente): 365 kgf/m²;
- e) Peso das vigas transversais (permanente): 600 kgf/m;
- f) Peso das vigas laterais (permanente): 300 kgf/m.

Além das cargas distribuídas sobre os planos dos pavimentos, é considerado o peso próprio dos pilares (2,5 tf/m³), variável conforme altura da edificação e seção transversal dos mesmos.

O *software* utilizado possibilita a consideração de todas as combinações de ações, com suas devidas ponderações, extraíndo os resultados provenientes da combinação mais crítica.

4.1.3 Ação do Vento

Observando as características da região a que o trabalho foi aplicado e primando pela segurança, para o cálculo dos efeitos de vento segundo a NBR 6123/1988 em cada um dos níveis foram adotados os fatores:

- a) $S1 = 1,0$;
- b) $S3 = 1,0$;
- c) Rugosidade do terreno: Categoria II;
- d) $V_0 = 30 \text{ m/s}$.

O fator S2 depende da altura acima do terreno e da categoria de rugosidade, e será calculado para cada caso específico nos modelos estudados, segundo o item 5.3 da NBR 6123/1988.

Os efeitos horizontais devido ao desaprumo foram menores do que 30% dos efeitos de vento, sendo assim, foram desprezados os efeitos devido ao desaprumo em conformidade com a NBR 6118/2014.

A NBR 9062/2017 determina que a verificação dos estados limites de deformação excessiva deve sempre ser realizada nas estruturas em concreto pré-moldado, sendo os deslocamentos horizontais globais máximos devido às ações frequentes (como o vento) da ordem de $H/1200$, sendo H a altura total da edificação para edificações de múltiplos pavimentos.

4.1.4 Não Linearidade Geométrica e Física

Para a consideração da não linearidade geométrica foi utilizado o processo P-Delta através do Sistema Computacional Eberick.

Para consideração da não linearidade física dos materiais foram considerados os valores aproximados da rigidez secante em cada tipo de elemento, conforme anexo A da NBR 9062/2017:

- Lajes: $(EI)_{\text{sec}} = 0,25 E_c I_c$;
- Vigas: $(EI)_{\text{sec}} = 0,5 E_c I_c$;
- Pilares: $(EI)_{\text{sec}} = 0,4 E_c I_c$.

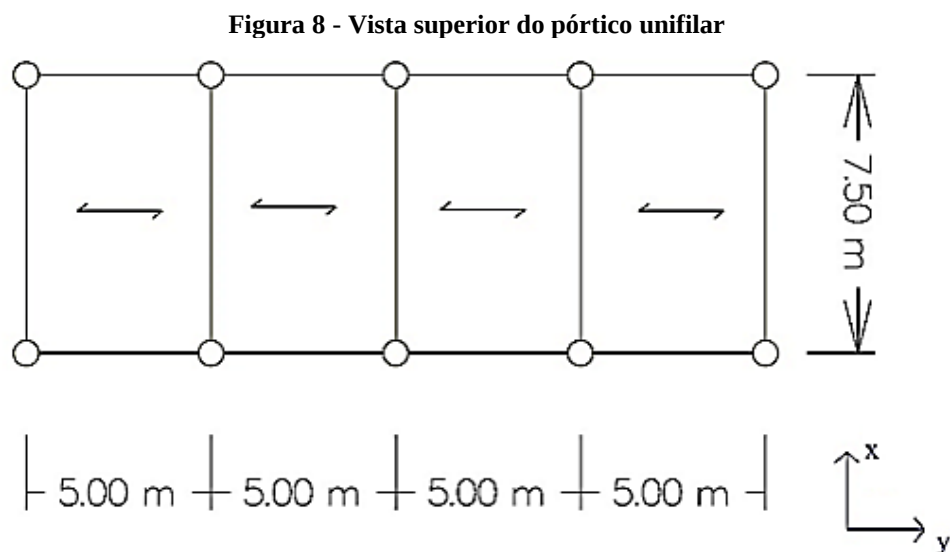
Onde E_c é o módulo de elasticidade do concreto e I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto.

4.2 ARRANJO ESTRUTURAL ADOTADO

Foram utilizados 24 modelos diferentes para o estudo do comportamento da estrutura. A arquitetura possui a mesma modulação (pé esquerdo e largura dos vãos) e sofre a ação dos mesmos carregamentos por área. Os parâmetros variados são:

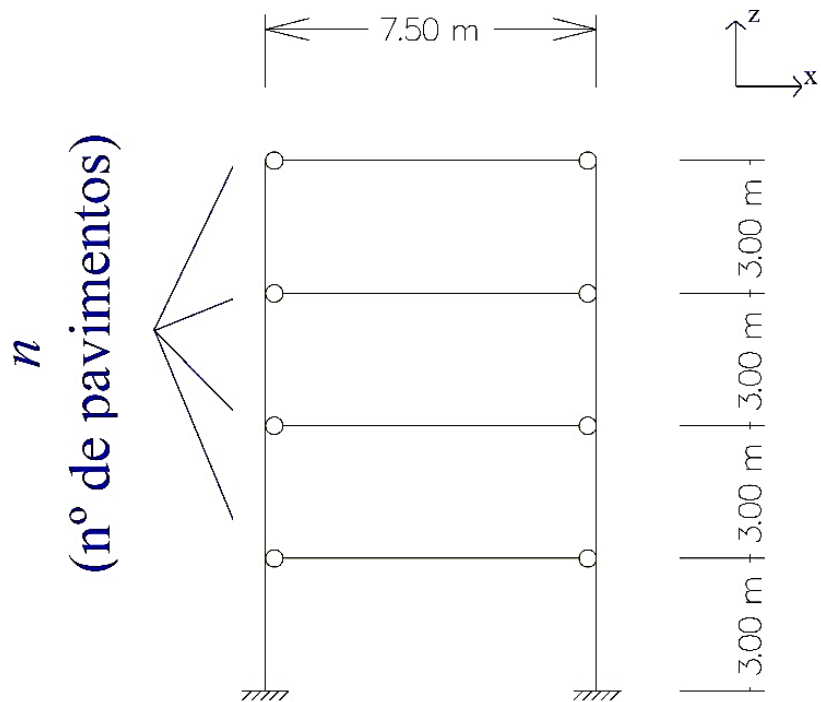
- A seção transversal padrão para todos os pilares, sendo utilizadas as seções de 40x60 cm, 60x60 cm e 50x80 cm;
- A quantidade de pórticos horizontais ao longo da direção do eixo y (p), variando de 3 a 5 pórticos;
- A quantidade de pavimentos ou níveis (n), variando de 3 a 6 pavimentos;
- A resistência característica à compressão do concreto para toda a estrutura, podendo ser de 40 MPa ou 60 MPa.

No Apêndice A podem ser vistas as plantas de fôrma e os cortes da estrutura que serviram de base para o estudo de caso. A disposição unifilar da estrutura é representada pelas figuras 8, 9 e 10:



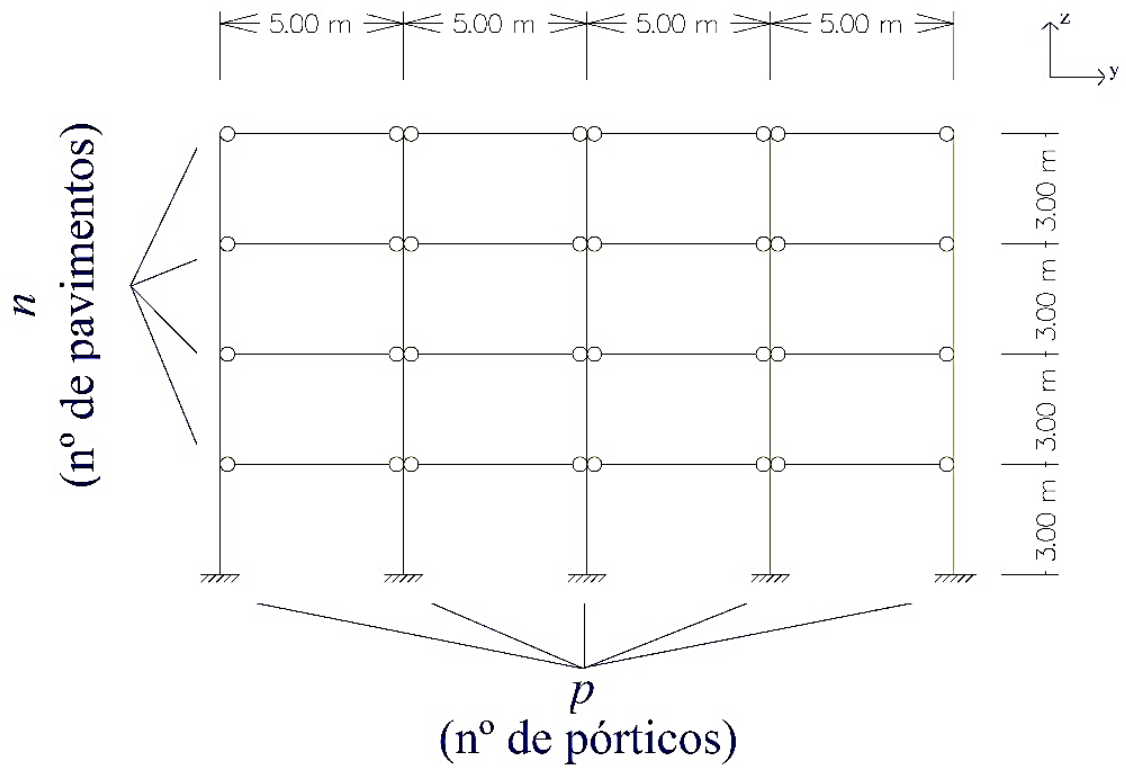
FONTE: Autor (2017)

Figura 9 - Corte no eixo X do pórtico unifilar



FONTE: Autor (2017)

Figura 10 - Corte no eixo Y do pórtico unifilar



FONTE: Autor (2017)

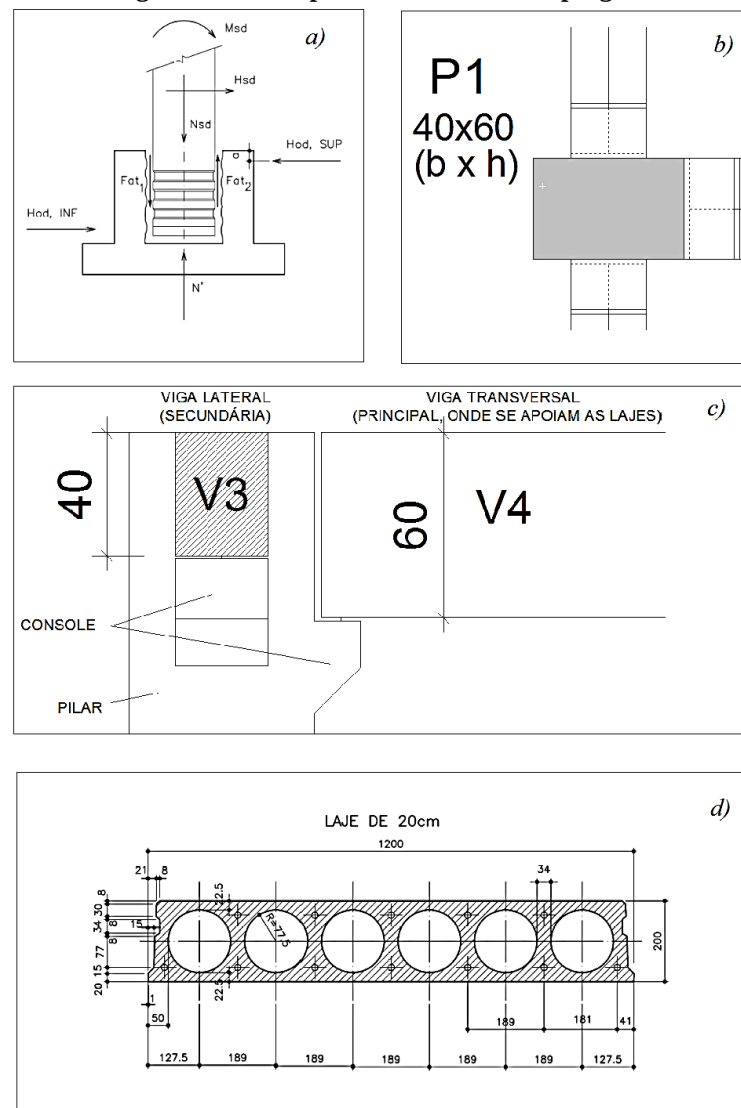
4.2.1 Elementos Empregados no Sistema Estudado

As características dos elementos utilizados no sistema estrutural estudado foram escolhidas com o objetivo de aproximar o trabalho da realidade, com seções habitualmente encontradas nas construções com pré-moldados no mercado local.

Exemplos dos padrões empregados para os elementos são ilustrados na Figura 11: fundações com colarinho para engastamento dos pilares (a), pilares de seção retangular com a direção de maior inércia no eixo do maior vão (b), vigas retangulares apoiadas em consolos trapezoidais (c), laje alveolar no padrão LP 20 (d).

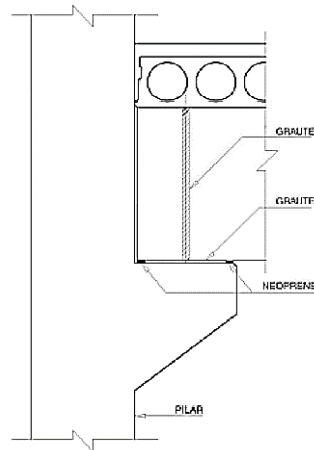
A ligações entre viga e pilar articuladas são garantidas por consoles trapezoidais com chumbador metálico (Fig. 12).

Figura 11 - Exemplos dos elementos empregados



FONTE: Melo (2007) adaptado pelo autor

Figura 12 - Exemplo de ligação articulada



FONTE: Melo (2007)

4.2.2 Fatores Influentes na Escolha do Modelo Adotado

A justificativa para a escolha dos modelos se deve aos seguintes motivos:

- a) Seções retangulares com variação de 10 em 10 cm garantem otimização dos recursos de produção (disponibilidade de fôrmas);
- b) Geometria retangular dos pavimentos garante otimização de paginação das lajes (redução de recortes);
- c) Arquitetura modulada permite utilização padrão na seção dos elementos;
- d) Geometria e tipologia construtiva são usualmente encontradas no mercado local.

Figura 13 - Estrutura em construção situada em Aracaju



FONTE: Acervo do Autor (2016)

4.3 MODELOS UTILIZADOS

Para a simplificação da apresentação dos resultados foram determinados 24 modelos diferentes, conforme a Tabela 3. As seções dos pilares estão representadas por bxh, onde b é a dimensão do pilar no eixo y e h é a dimensão no eixo x (Fig. 14). A nomenclatura adotada para cada modelo é composta por três algarismos, onde o primeiro indica a seção empregada nos pilares (1 para pilares de 40x60 cm, 2 para pilares de 60x60 cm e 3 para pilares de 50x80 cm), o segundo algarismo indica o número de prumadas na direção do eixo y e o terceiro algarismo indica o número de pavimentos:

Tabela 3 - Modelos utilizados

Nomenclatura do modelo	Seção dos pilares bxh (cm)	Número de pórticos na direção y (p)	Número de pavimentos (n)
1-3-3	40x60	3	3
1-3-4	40x60	3	4
1-4-3	40x60	4	3
1-4-4	40x60	4	4
1-5-3	40x60	5	3
1-5-4	40x60	5	4
2-3-4	60x60	3	4
2-3-5	60x60	3	5
2-3-6	60x60	3	6
2-4-4	60x60	4	4
2-4-5	60x60	4	5
2-4-6	60x60	4	6
2-5-4	60x60	5	4
2-5-5	60x60	5	5
2-5-6	60x60	5	6
3-3-4	50x80	3	4
3-3-5	50x80	3	5
3-3-6	50x80	3	6
3-4-4	50x80	4	4
3-4-5	50x80	4	5
3-4-6	50x80	4	6
3-5-4	50x80	5	4
3-5-5	50x80	5	5
3-5-6	50x80	5	6

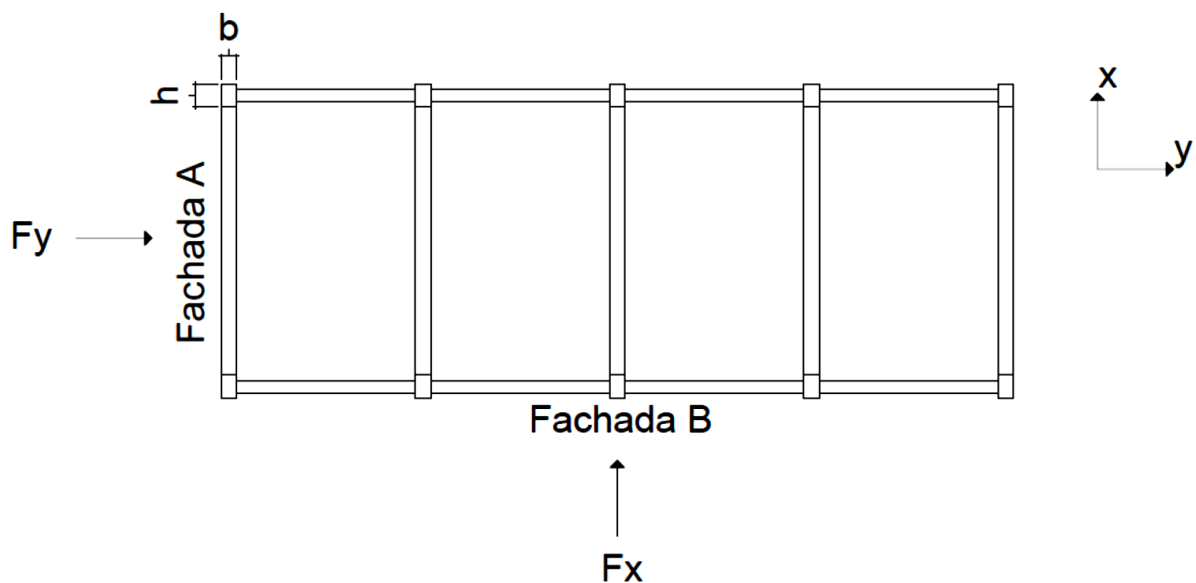
FONTE: Autor (2017)

4.3.1 Forças Devido ao Vento nos Modelos

Ao contrário das ações verticais, com distribuições iguais para todos os modelos em questão, as forças devido ao vento são particularidades de cada exemplo, em virtude das diferentes áreas efetivas e alturas totais de cada configuração.

Nos modelos estudados, as forças de vento são consideradas como cargas concentradas atuando perpendicularmente aos pilares, em cada nível de pavimento da estrutura. Para cada configuração estudada, são ilustradas as vistas laterais nas duas direções (Figura 15 à Figura 26). Além disso, da Tabela 4 à Tabela 15 são apresentadas as dimensões horizontais de cada fachada, os níveis de cada pavimento, o fator $S2$ calculado para cada nível, o coeficiente de arrasto (C_a) na direção de cada eixo e as forças em cada eixo. A Figura 14 demonstra a disposição dos pilares e a aplicação das forças de vento em relação aos eixos x e y .

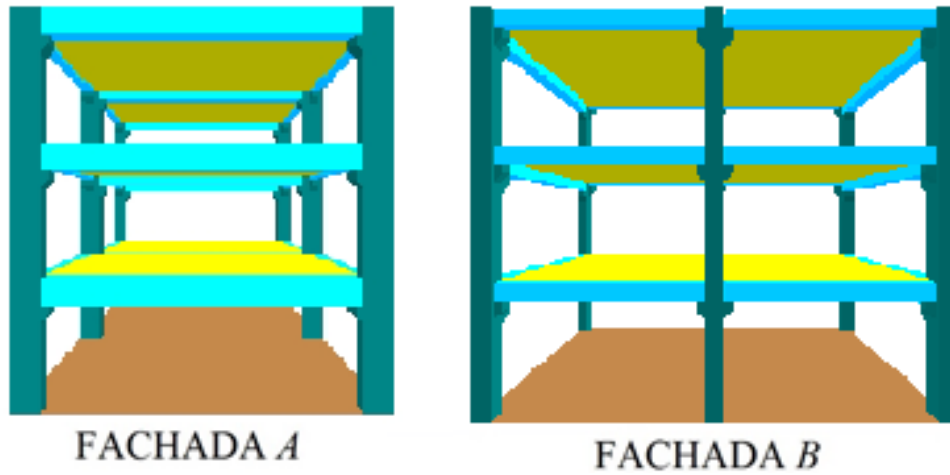
Figura 14 - Vista superior - disposição dos pilares e direção das forças de vento



FONTE: Autor (2017)

4.3.1.1 Modelo com 3 prumadas em y e 3 pavimentos (1-3-3)

Figura 15 - Vistas do modelo 1-3-3



FONTE: Autor (2017)

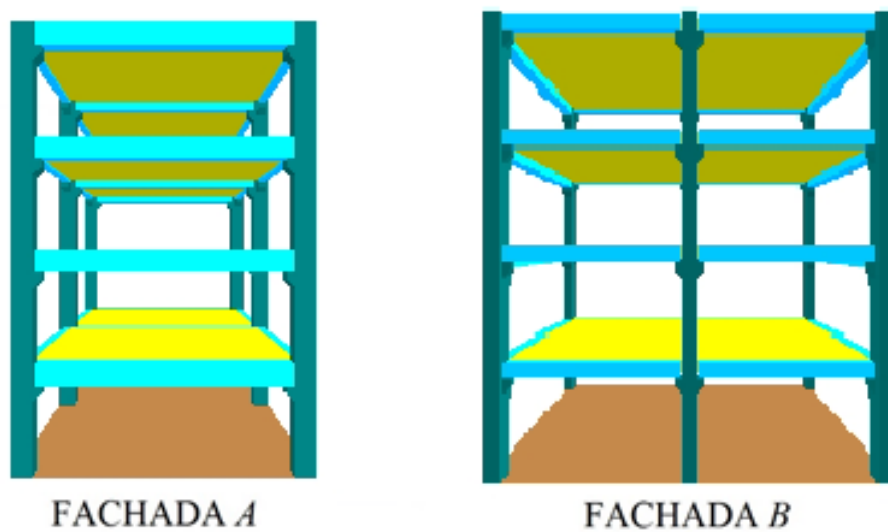
Tabela 4 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelo 1-3-3)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
3	10,00	7,50	9,00	0,98	1,20	1,05	0,98	0,64
2	10,00	7,50	6,00	0,96	1,20	1,05	1,84	1,21
1	10,00	7,50	3,00	0,89	1,20	1,05	1,61	1,06

FONTE: Autor (2017)

4.3.1.2 Modelos com 3 prumadas em y e 4 pavimentos (1-3-4, 2-3-4 e 3-3-4)

Figura 16 - Vistas dos modelos 1-3-4, 2-3-4 e 3-3-4



FONTE: Autor (2017)

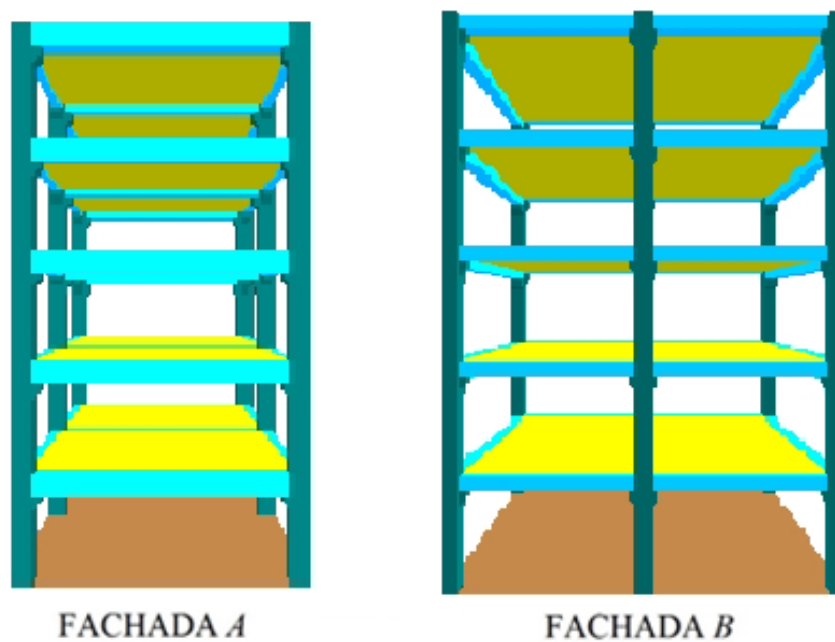
Tabela 5 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 1-3-4, 2-3-4 e 3-3-4)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
4	10,00	7,50	12,00	1,01	1,24	1,09	1,07	0,70
3	10,00	7,50	9,00	0,99	1,24	1,09	2,05	1,35
2	10,00	7,50	6,00	0,96	1,24	1,09	1,91	1,26
1	10,00	7,50	3,00	0,89	1,24	1,09	1,67	1,10

FONTE: Autor (2017)

4.3.1.3 Modelos com 3 prumadas em y e 5 pavimentos (2-3-5 e 3-3-5)

Figura 17 - Vistas dos modelos 2-3-5 e 3-3-5



FONTE: Autor (2017)

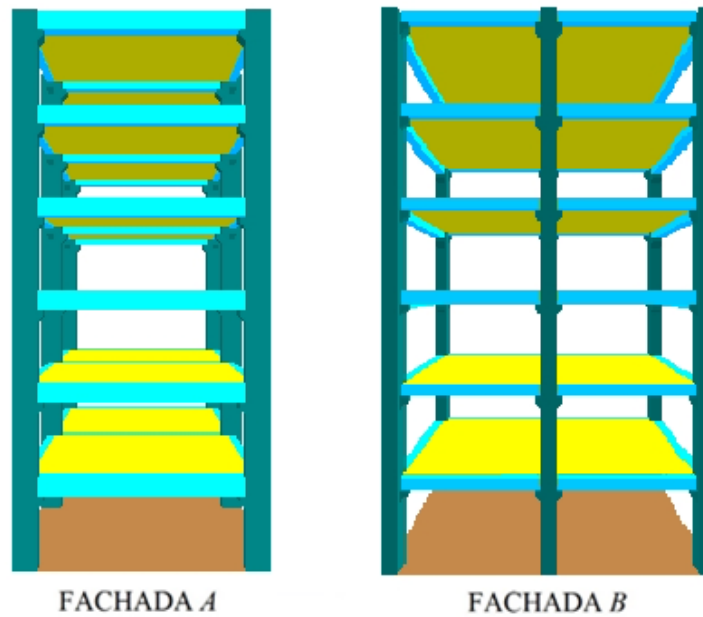
Tabela 6 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-3-5 e 3-3-5)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
5	10,00	7,50	15,00	1,03	1,28	1,13	1,14	0,76
4	10,00	7,50	12,00	1,01	1,28	1,13	2,22	1,47
3	10,00	7,50	9,00	0,99	1,28	1,13	2,11	1,40
2	10,00	7,50	6,00	0,96	1,28	1,13	1,96	1,31
1	10,00	7,50	3,00	0,89	1,28	1,13	1,72	1,14

FONTE: Autor (2017)

4.3.1.4 Modelos com 3 prumadas em y e 6 pavimentos (2-3-6 e 3-3-6)

Figura 18 - Vistas dos modelos 2-3-6 e 3-3-6



FONTE: Autor (2017)

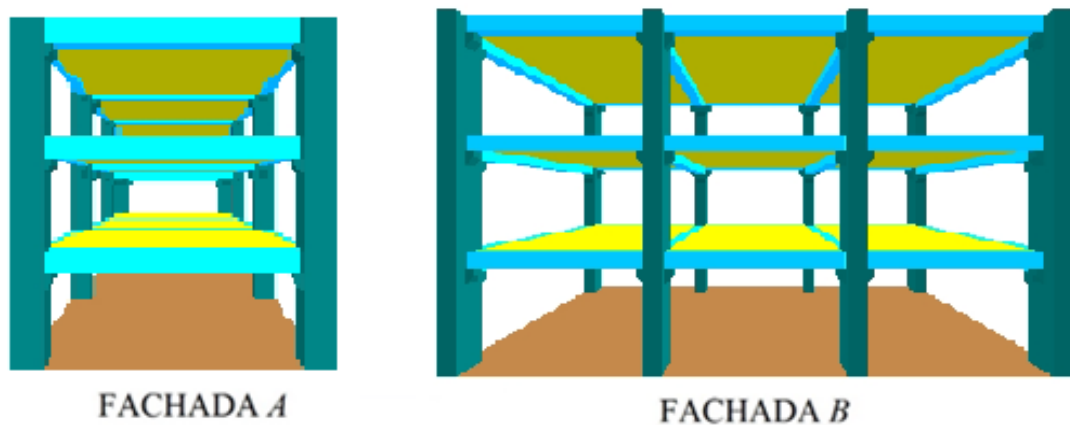
Tabela 7 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-3-6 e 3-3-6)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
6	10,00	7,50	18,00	1,05	1,31	1,16	1,21	0,80
5	10,00	7,50	15,00	1,03	1,31	1,16	2,36	1,57
4	10,00	7,50	12,00	1,01	1,31	1,16	2,27	1,51
3	10,00	7,50	9,00	0,99	1,31	1,16	2,16	1,44
2	10,00	7,50	6,00	0,96	1,31	1,16	2,01	1,34
1	10,00	7,50	3,00	0,89	1,31	1,16	1,76	1,17

FONTE: Autor (2017)

4.3.1.5 Modelo com 4 prumadas em y e 3 pavimentos (1-4-3)

Figura 19 - Vistas do modelo 1-4-3



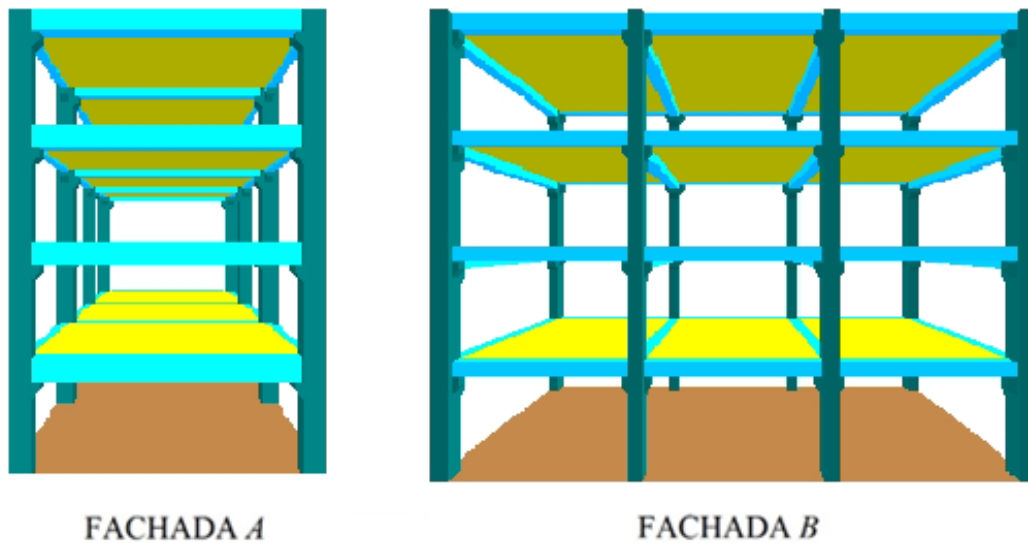
FONTE: Autor (2017)

Tabela 8 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelo 1-4-3)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
3	15,00	7,50	9,00	0,98	1,19	0,88	1,46	0,54
2	15,00	7,50	6,00	0,96	1,19	0,88	2,75	1,01
1	15,00	7,50	3,00	0,89	1,19	0,88	2,40	0,88

FONTE: Autor (2017)

4.3.1.6 Modelos com 4 prumadas em y e 4 pavimentos (1-4-4, 2-4-4 e 3-4-4)

Figura 20 - Vistas dos modelos 1-4-4, 2-4-4 e 3-4-4

FONTE: Autor (2017)

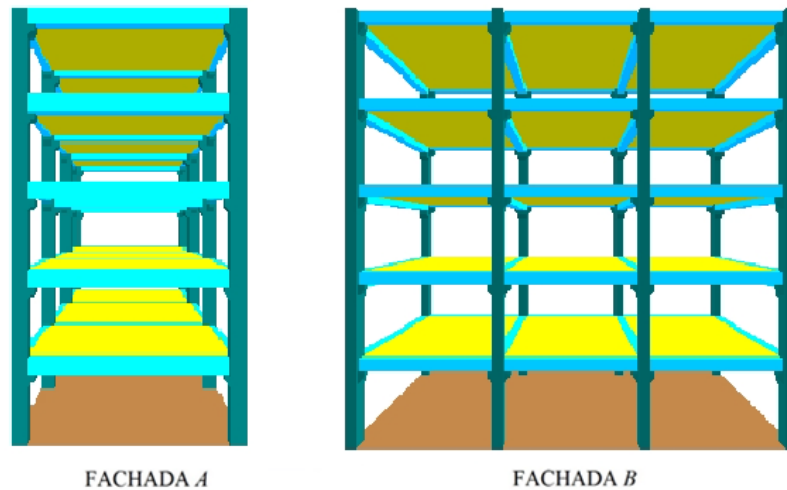
Tabela 9 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 1-4-4, 2-4-4 e 3-4-4)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
4	15,00	7,50	12,00	1,01	1,24	0,91	1,60	0,59
3	15,00	7,50	9,00	0,99	1,24	0,91	3,07	1,13
2	15,00	7,50	6,00	0,96	1,24	0,91	2,85	1,05
1	15,00	7,50	3,00	0,89	1,24	0,91	2,49	0,92

FONTE: Autor (2017)

4.3.1.7 Modelos com 4 prumadas em y e 5 pavimentos (2-4-5 e 3-4-5)

Figura 21 - Vistas dos modelos 2-4-5 e 3-4-5



FONTE: Autor (2017)

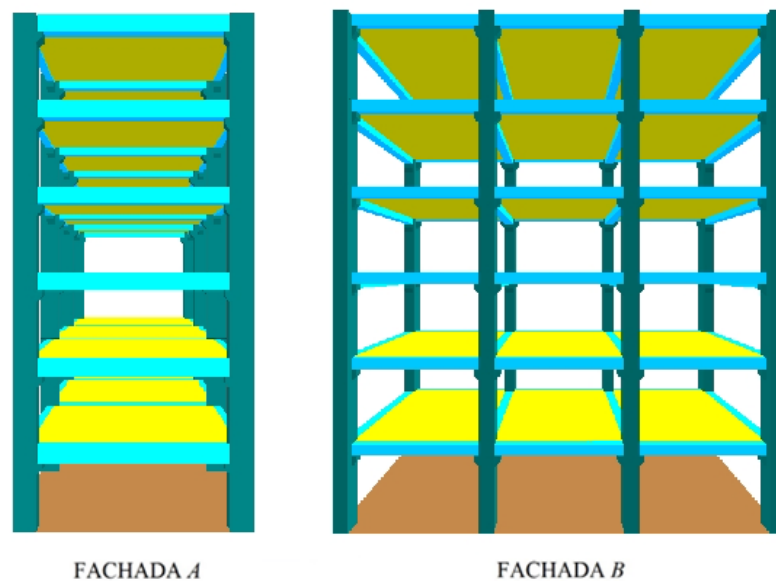
Tabela 10 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-4-5 e 3-4-5)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
5	15,00	7,50	15,00	1,03	1,27	0,93	1,71	0,63
4	15,00	7,50	12,00	1,01	1,27	0,93	3,31	1,22
3	15,00	7,50	9,00	0,99	1,27	0,93	3,15	1,16
2	15,00	7,50	6,00	0,96	1,27	0,93	2,93	1,08
1	15,00	7,50	3,00	0,89	1,27	0,93	2,56	0,94

FONTE: Autor (2017)

4.3.1.8 Modelos com 4 prumadas em y e 6 pavimentos (2-4-6 e 3-4-6)

Figura 22 - Vistas dos modelos 2-4-6 e 3-4-6



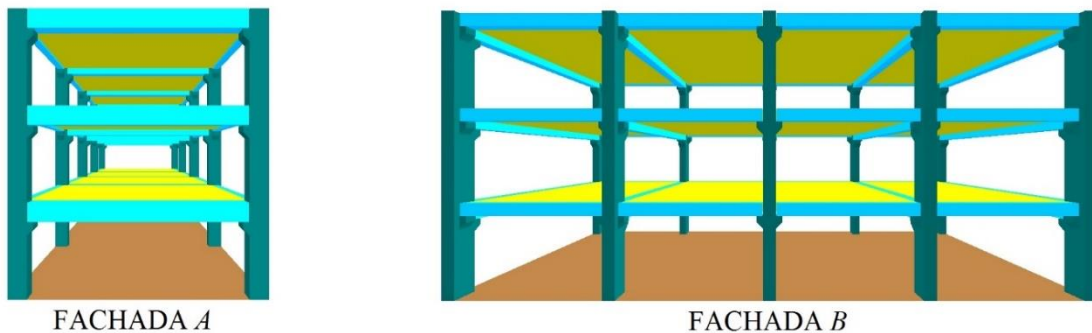
FONTE: Autor (2017)

Tabela 11 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-4-6 e 3-4-6)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
6	15,00	7,50	18,00	1,05	1,30	0,95	1,80	0,66
5	15,00	7,50	15,00	1,03	1,30	0,95	3,52	1,29
4	15,00	7,50	12,00	1,01	1,30	0,95	3,39	1,24
3	15,00	7,50	9,00	0,99	1,30	0,95	3,22	1,18
2	15,00	7,50	6,00	0,96	1,30	0,95	3,00	1,10
1	15,00	7,50	3,00	0,89	1,30	0,95	2,62	0,96

FONTE: Autor (2017)

4.3.1.9 Modelo com 5 prumadas em y e 3 pavimentos (1-5-3)

Figura 23 - Vistas do modelo 1-5-3

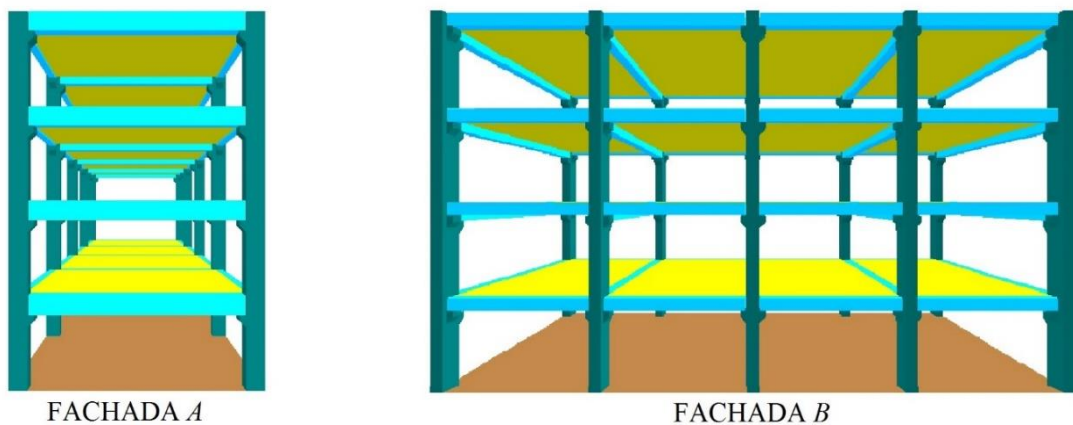
FONTE: Autor (2017)

Tabela 12 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelo 1-5-3)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
3	20,00	7,50	9,00	0,98	1,20	0,78	1,95	0,48
2	20,00	7,50	6,00	0,96	1,20	0,78	3,69	0,90
1	20,00	7,50	3,00	0,89	1,20	0,78	3,22	0,79

FONTE: Autor (2017)

4.3.1.10 Modelos com 5 prumadas em y e 4 pavimentos (1-5-4, 2-5-4 e 3-5-4)

Figura 24 - Vistas dos modelos 1-5-4, 2-5-4 e 3-5-4

FONTE: Autor (2017)

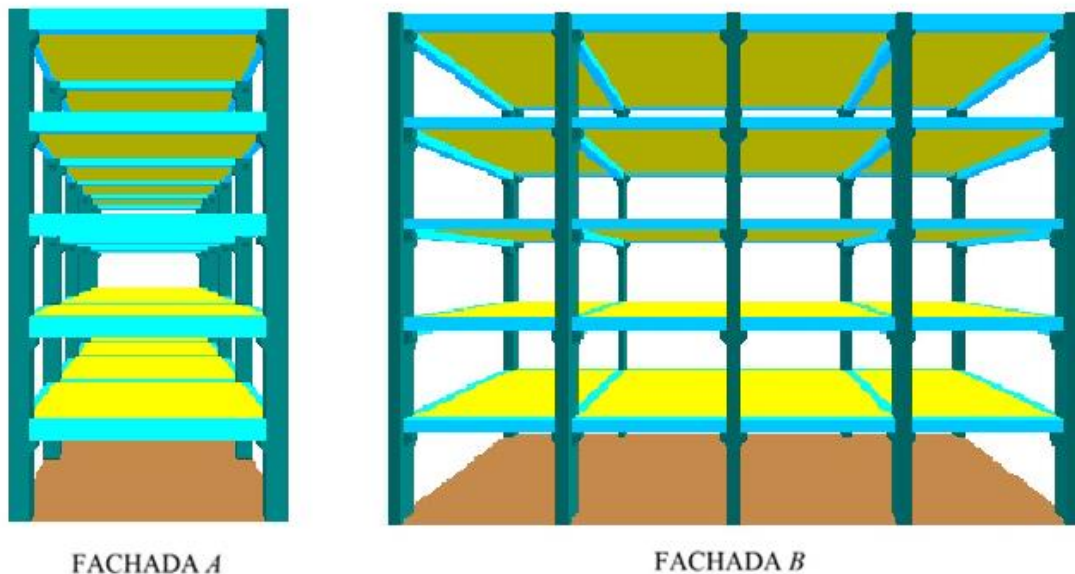
Tabela 13 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 1-5-4, 2-5-4 e 3-5-4)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
4	20,00	7,50	12,00	1,01	1,23	0,81	2,11	0,52
3	20,00	7,50	9,00	0,99	1,23	0,81	4,06	1,00
2	20,00	7,50	6,00	0,96	1,23	0,81	3,78	0,93
1	20,00	7,50	3,00	0,89	1,23	0,81	3,30	0,81

FONTE: Autor (2017)

4.3.1.11 Modelos com 5 prumadas em y e 5 pavimentos (2-5-5 e 3-5-5)

Figura 25 - Vistas dos modelos 2-5-5 e 3-5-5



FONTE: Autor (2017)

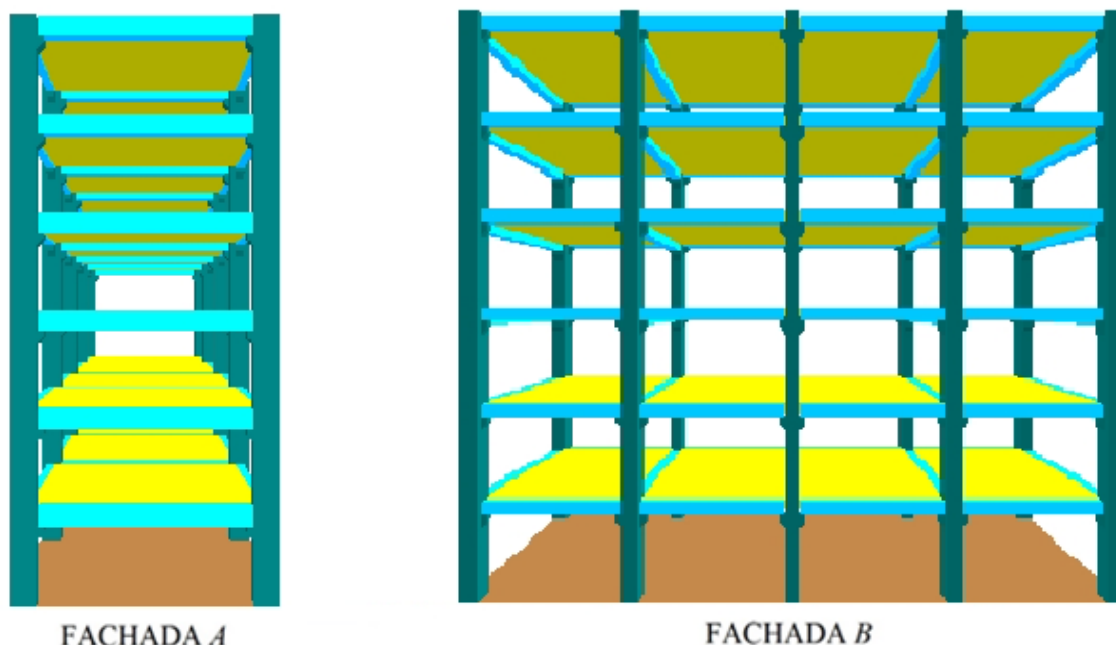
Tabela 14 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-5-5 e 3-5-5)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
5	20,00	7,50	15,00	1,03	1,26	0,83	2,26	0,55
4	20,00	7,50	12,00	1,01	1,26	0,83	4,38	1,08
3	20,00	7,50	9,00	0,99	1,26	0,83	4,17	1,02
2	20,00	7,50	6,00	0,96	1,26	0,83	3,88	0,95
1	20,00	7,50	3,00	0,89	1,26	0,83	3,39	0,83

FONTE: Autor (2017)

4.3.1.12 Modelos com 5 prumadas em y e 6 pavimentos (2-5-6 e 3-5-6)

Figura 26 - Vistas dos modelos 2-5-6 e 3-5-6



FONTE: Autor (2017)

Tabela 15 - Forças devido a ação do vento em cada nível (modelos 2-5-6 e 3-5-6)

Pavimento	Fachada B (m)	Fachada A (m)	Nível (m)	Fator S2	C _a X	C _a Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
6	20,00	7,50	18,00	1,05	1,29	0,84	2,38	0,58
5	20,00	7,50	15,00	1,03	1,29	0,84	4,65	1,14
4	20,00	7,50	12,00	1,01	1,29	0,84	4,48	1,10
3	20,00	7,50	9,00	0,99	1,29	0,84	4,26	1,04
2	20,00	7,50	6,00	0,96	1,29	0,84	3,97	0,97
1	20,00	7,50	3,00	0,89	1,29	0,84	3,47	0,85

FONTE: Autor (2017)

4.4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE

Com a estrutura modelada com seus devidos carregamentos verticais e horizontais, o Eberick v10 foi configurado de acordo com as exigências normativas específicas. O roteiro da configuração está exibido no Apêndice B. Após os ajustes necessários, foi realizado o processamento da estrutura para análise no Eberick v10.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os modelos em estudo foram processados e analisados pelo Eberick v10, de onde foram obtidos os valores de γ_z , os deslocamentos horizontais no topo da estrutura após a análise de primeira ordem, e a variação entre os deslocamentos horizontais no topo da estrutura de primeira e segunda ordem quando utilizado o processo P- Δ .

5.1 RESULTADOS DE GAMA-Z

A Tabela 16 apresenta os valores de γ_z para cada modelo, nos eixos x e y quando utilizados concretos das classes C40 e C60.

Tabela 16 - Resultados de Gama-Z para diferentes resistências características do concreto

Modelo	γ_z (40 MPa)		γ_z (60 MPa)	
	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y
1-3-3	1,08	1,20	1,07	1,17
1-3-4	1,20	1,58	1,16	1,46
1-4-3	1,09	1,22	1,07	1,18
1-4-4	1,22	1,66	1,18	1,51
1-5-3	1,09	1,23	1,08	1,19
1-5-4	1,23	1,72	1,19	1,55
2-3-4	1,13	1,13	1,11	1,11
2-3-5	1,27	1,27	1,22	1,22
2-3-6	1,56	1,56	1,44	1,44
2-4-4	1,14	1,14	1,12	1,12
2-4-5	1,30	1,30	1,25	1,25
2-4-6	1,64	1,64	1,49	1,49
2-5-4	1,16	1,16	1,13	1,13
2-5-5	1,34	1,34	1,28	1,28
2-5-6	1,74	1,74	1,57	1,57
3-3-4	1,06	1,17	1,05	1,14
3-3-5	1,12	1,37	1,10	1,30
3-3-6	1,21	1,83	1,18	1,63
3-4-4	1,07	1,19	1,05	1,15
3-4-5	1,13	1,41	1,11	1,33
3-4-6	1,23	1,95	1,19	1,71
3-5-4	1,07	1,20	1,06	1,16
3-5-5	1,13	1,44	1,11	1,35
3-5-6	1,25	2,03	1,20	1,76

FONTE: Autor (2017)

Como previsto, o valor de γ_z foi maior que 1,10 em todos os modelos em pelo menos uma das direções, caracterizando-os como estruturas de nós móveis, ou seja, devem ser considerados os efeitos de 2ª ordem.

Nos modelos com pilares de seção 40x60 cm, apenas as estruturas com 3 pavimentos se mantiveram abaixo do valor limite de γ_z (1,30).

Para os modelos com as seções de pilares de 50x80 cm, estruturas com até 4 pavimentos apresentaram deslocabilidade moderada, ficando dentro dos limites estabelecidos para γ_z .

Os modelos com pilares de seção igual a 60x60 cm atingiram até 4 pavimentos com valores satisfatórios, podendo ainda, com o uso de concreto C60, chegar a 5 pavimentos com γ_z menor que 1,30. Os bons resultados para essa configuração se devem a maior rigidez dos seus pilares no eixo y quando comparada com os outros modelos, já que para esses, nessa direção, o γ_z foi mais crítico que na direção do eixo x.

5.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DE 1ª ORDEM

A estrutura em sua configuração inicial quando submetida a esforços horizontais, como a força do vento, sofre deformação. O deslocamento horizontal no topo da estrutura devido a essas ações de primeira ordem foi verificado e confrontado com o limite de deformação previsto pela NBR 9062/2017, como é possível apurar na Tabela 17.

Modelos onde os pilares possuem seção de 40x60 cm tiveram deslocamentos toleráveis até 3 pavimentos. Foi possível atingir 4 pavimentos nas estruturas com 4 pórticos horizontais para qualquer classe de concreto analisada sem extrapolar os valores máximos de deslocamentos horizontais. Na configuração com 5 pórticos horizontais e concreto classe C60 também foi possível chegar a 4 pavimentos dentro dos limites.

Modelos com pilares de 60x60 cm ficaram dentro dos limites nas estruturas com até 4 pavimentos, para todas as quantidades de pórticos horizontais e classes de concreto utilizadas.

Os modelos com pilares de 50x80 cm chegaram a 5 pavimentos sem ultrapassar o valor máximo admissível de deslocamento, com exceção da configuração com 3 pórticos horizontais e concreto classe C40, sendo que nessa configuração o limite máximo com deslocamentos horizontais toleráveis foi de 4 pavimentos.

Ao analisar apenas os efeitos de primeira ordem, pôde-se constatar que os modelos com pilares de 50x80 cm atingiram melhores resultados do que os demais. A sua maior rigidez,

devido ao momento de inércia da seção, na direção da aplicação das maiores forças de vento (eixo x) proporcionou menores deslocamentos quando comparado com os outros modelos.

Tabela 17 - Deslocamento no topo da estrutura devido as ações do vento (1ª ordem)

Modelo	Deslocamentos Horizontais p/ fck = 40MPa (cm)		Deslocamentos Horizontais p/ fck = 60MPa (cm)		Deslocamento limite (cm) H/1200
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	
1-3-3	0,26	0,38	0,22	0,33	0,75
1-3-4	0,88	1,30	0,75	1,11	1,00
1-4-3	0,21	0,17	0,18	0,15	0,75
1-4-4	0,98	0,81	0,84	0,69	1,00
1-5-3	0,31	0,17	0,26	0,15	0,75
1-5-4	1,04	0,58	0,89	0,49	1,00
2-3-4	0,58	0,39	0,50	0,33	1,00
2-3-5	1,52	1,00	1,29	0,86	1,25
2-3-6	3,31	2,20	2,82	1,87	1,50
2-4-4	0,66	0,24	0,56	0,21	1,00
2-4-5	1,70	0,62	1,44	0,53	1,25
2-4-6	3,70	1,36	3,15	1,16	1,50
2-5-4	0,69	0,17	0,59	0,15	1,00
2-5-5	1,80	0,44	1,53	0,38	1,25
2-5-6	3,91	0,96	3,33	0,82	1,50
3-3-4	0,30	0,50	0,25	0,42	1,00
3-3-5	0,77	1,30	0,65	1,11	1,25
3-3-6	1,68	2,85	1,43	2,43	1,50
3-4-4	0,33	0,31	0,28	0,27	1,00
3-4-5	0,86	0,81	0,73	0,69	1,25
3-4-6	1,87	1,76	1,59	1,50	1,50
3-5-4	0,35	0,22	0,30	0,19	1,00
3-5-5	0,91	0,57	0,77	0,49	1,25
3-5-6	1,98	1,24	1,69	1,06	1,50

FONTE: Autor (2017)

5.3 VARIAÇÃO DO DESLOCAMENTO APÓS O PROCESSO P-DELTA

Como foi verificado na análise do γ_z , a análise de 2ª ordem deve ser considerada em todos os modelos estudados. Por meio do processo P- Δ , foram obtidas as variações entre os deslocamentos gerados pelos efeitos de primeira ordem e após a análise de segunda ordem. A amplitude dessas variações representa a grandeza dos efeitos de 2ª ordem.

Os modelos com seções de pilar igual a 40x60cm apresentaram variações acentuadas nos deslocamentos para estruturas com 4 pavimentos.

Os modelos com pilares de 60x60cm e 50x80cm demonstraram grandes variações a partir de 5 pavimentos.

A Tabela 18 apresenta as variações dos deslocamentos horizontais no topo da estrutura após o processo P- Δ :

Tabela 18 - Variação do deslocamento no topo da edificação após o processo P- Δ

Modelo	Variação do Deslocamento p/ fck = 40MPa (%)		Variação do Deslocamento p/ fck = 60MPa (%)	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1-3-3	10,63	27,17	8,90	22,30
1-3-4	27,67	91,82	22,57	68,75
1-4-3	11,60	29,97	9,70	24,53
1-4-4	30,70	106,80	24,92	78,49
1-5-3	12,20	32,06	10,18	25,91
1-5-4	32,54	118,20	26,35	85,60
2-3-4	17,79	17,66	14,76	14,67
2-3-5	39,20	38,30	32,10	31,67
2-3-6	93,94	90,01	69,57	67,56
2-4-4	19,44	19,28	16,09	15,98
2-4-5	44,45	43,59	35,53	34,98
2-4-6	110,89	104,82	80,36	77,33
2-5-4	22,19	22,00	18,30	18,30
2-5-5	51,91	50,72	40,72	40,04
2-5-6	136,87	127,83	95,14	91,16
3-3-4	8,18	23,74	6,88	19,57
3-3-5	16,52	55,98	13,71	43,86
3-3-6	31,35	149,13	25,43	103,57
3-4-4	8,86	25,96	7,44	21,34
3-4-5	18,02	62,76	14,91	48,68
3-4-6	34,62	180,86	27,95	121,49
3-5-4	9,26	27,33	7,77	22,43
3-5-5	18,91	67,08	15,63	51,72
3-5-6	36,59	202,62	29,46	132,92

FONTE: Autor (2017)

5.4 RELAÇÃO ENTRE GAMA-Z E P-DELTA

Além de funcionar como um parâmetro de instabilidade, verificando a necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem, o coeficiente γ_z também é empregado na majoração dos esforços totais. Já o processo P- Δ fornece os esforços finais após diversas iterações usando o método da carga lateral fictícia.

Para efeitos de comparação entre os resultados de γ_z e P- Δ , as Tabelas 19 e 20 apresentam os momentos de tombamento quando majorados por γ_z e quando obtidos dos esforços totais de P- Δ , para os casos onde o γ_z é menor que 1,30. Lima (2001) e Carmo (1995) perceberam que, na média, os esforços de segunda ordem obtidos com γ_z praticamente coincidem com os relativos ao processo P- Δ .

Tabela 19 - Momentos de tombamento majorados (40 MPa)

Modelo	Momentos de tombamento de 1ª ordem		Esforços majorados com γ_z (tf.m)		Esforços obtidos de P-Δ (tf.m)	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1-3-3	20,74	13,61	22,40	16,33	22,45	16,68
1-4-3	21,90	8,09	23,87	9,87	24,12	10,11
1-5-3	41,45	10,16	45,18	12,49	45,61	12,83
2-3-4	40,12	26,38	45,33	29,81	45,74	30,11
2-4-4	59,98	22,10	68,37	25,19	69,22	25,48
2-5-4	79,33	19,53	92,02	22,65	93,11	22,81
3-3-4	40,12	26,38	42,53	30,87	42,66	31,37
3-4-4	59,98	22,10	64,17	26,30	64,06	26,56
3-5-4	79,33	19,53	84,88	23,44	85,08	23,74

FONTE: Autor (2017)

Tabela 20 - Momentos de tombamento majorados (60 MPa)

Modelo	Momentos de tombamento de 1ª ordem		Esforços majorados com γ_z (tf.m)		Esforços obtidos de P-Δ (tf.m)	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1-3-3	20,74	13,61	22,19	15,92	22,18	16,08
1-4-3	21,90	8,09	23,43	9,55	23,79	9,70
1-5-3	41,45	10,16	44,77	12,09	44,88	12,32
2-3-4	40,12	26,38	44,53	29,29	44,73	29,51
2-3-5	66,91	44,45	81,63	54,23	83,79	55,59
2-4-4	59,98	22,10	67,17	24,75	67,61	24,80
2-4-5	99,94	36,82	124,93	46,02	127,89	46,77
2-5-4	79,33	19,53	89,64	22,07	90,69	22,33
2-5-5	132,25	32,41	169,28	41,48	174,06	42,61
3-3-4	40,12	26,38	42,12	30,08	42,21	30,52
3-3-5	66,91	44,45	73,60	57,79	74,16	59,67
3-4-4	59,98	22,10	62,97	25,42	63,38	25,78
3-5-4	79,33	19,53	84,09	22,65	84,17	22,93

FONTE: Autor (2017)

As Tabelas 21 e 22 representam os valores referentes a relação entre os esforços finais (1ª e 2ª ordem) e os esforços iniciais (1ª ordem). No caso de γ_z , essa relação é o próprio valor do coeficiente obtido da sua equação (Eq. 9), cujos resultados foram apresentados na Tabela

16. No caso de P- Δ , a relação é fruto da divisão entre os esforços finais gerados após suas iterações pelos esforços iniciais de 1ª ordem.

Tabela 21 - Comparação entre os acréscimos nos esforços usando γ_z e P- Δ (40 MPa)

Modelo	γ_z		P-Δ	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1-3-3	1,08	1,20	1,08	1,23
1-4-3	1,09	1,22	1,10	1,25
1-5-3	1,09	1,23	1,10	1,26
2-3-4	1,13	1,13	1,14	1,14
2-4-4	1,14	1,14	1,15	1,15
2-5-4	1,16	1,16	1,17	1,17
3-3-4	1,06	1,17	1,06	1,19
3-4-4	1,07	1,19	1,07	1,20
3-5-4	1,07	1,20	1,07	1,22

FONTE: Autor (2017)

Tabela 22 - Comparação entre os acréscimos nos esforços usando γ_z e P- Δ (60 MPa)

Modelo	γ_z		P-Δ	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1-3-3	1,07	1,17	1,07	1,18
1-4-3	1,07	1,18	1,09	1,20
1-5-3	1,08	1,19	1,08	1,21
2-3-4	1,11	1,11	1,11	1,12
2-3-5	1,22	1,22	1,25	1,25
2-4-4	1,12	1,12	1,13	1,12
2-4-5	1,25	1,25	1,28	1,27
2-5-4	1,13	1,13	1,14	1,14
2-5-5	1,28	1,28	1,32	1,31
3-3-4	1,05	1,14	1,05	1,16
3-3-5	1,10	1,30	1,11	1,34
3-4-4	1,05	1,15	1,06	1,17
3-5-4	1,06	1,16	1,06	1,17

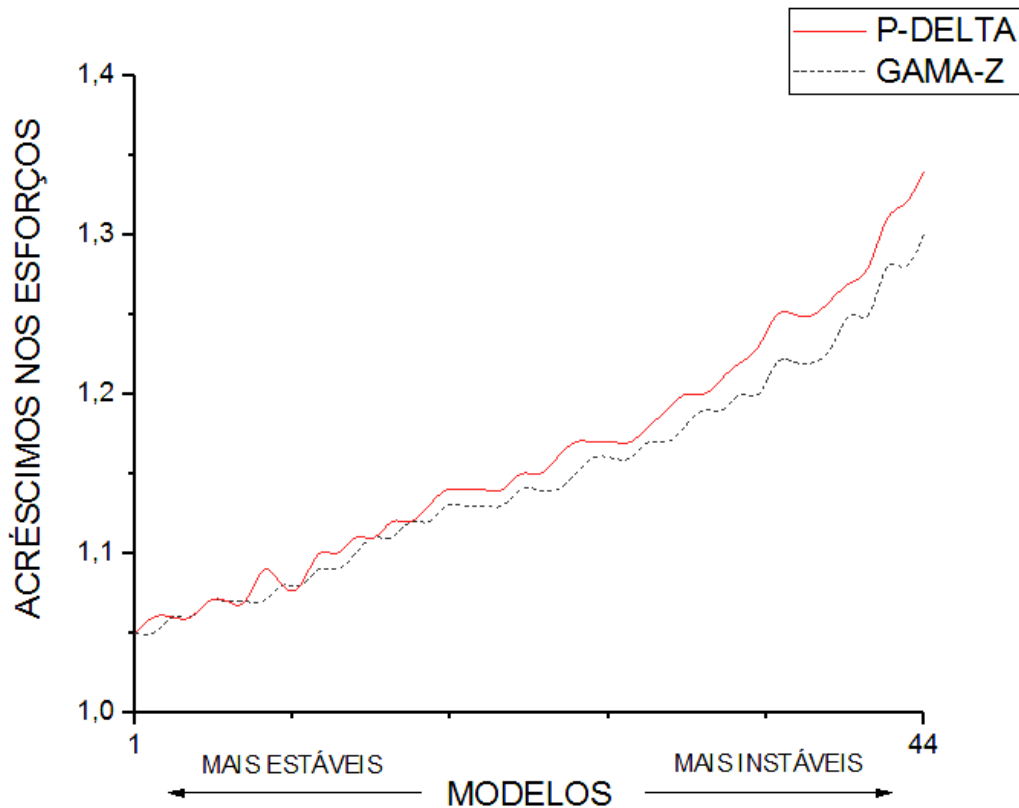
FONTE: Autor (2017)

O Gráfico 1 confronta os valores obtidos da relação entre esforços finais e de primeira ordem, para γ_z e P- Δ , seja para o eixo x ou y, de todos os resultados onde o valor de γ_z foi menor que 1,30, totalizando 44 configurações dispostas em ordem crescente de instabilidade.

É ilustrado claramente que os resultados de majoração obtidos através de γ_z e P- Δ foram bastante aproximados nas estruturas com menor deslocabilidade, chegando a uma variação de apenas 0,07%. Ao passo que aumenta a instabilidade, os resultados de γ_z e P- Δ se distanciam, alcançando divergências de até 3,16% no modelo 3-3-5 para 60 MPa, onde o γ_z atingiu o valor limite de 1,30 e os efeitos devidos ao P- Δ ultrapassaram 1,34. Valores de γ_z maiores que 1,30

não foram verificados conforme recomendação da NBR 9062/2017, que limita o coeficiente apenas a considerações abaixo desse valor, assim como as configurações de não linearidade adotadas neste trabalho.

Gráfico 1 - Divergência dos valores obtidos por Gama-Z e P-Delta



FONTE: Autor (2017)

5.5 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DOS PILARES

A rigidez da estrutura tem influência direta na estabilidade global da edificação. Para estruturas pré-moldadas com ligações articuladas, os pilares são os principais elementos na avaliação da estabilidade.

Ficou evidente que pilares com seções mais robustas e classes de concreto mais resistentes conseguiram atingir um maior número de pavimentos sem ultrapassar os limites considerados para a estabilidade global.

Como exemplo disso, as estruturas que usaram concreto classe C60 e pilares com seções de 60x60 cm foram as únicas que conseguiram chegar a 5 pavimentos dentro dos limites de γ_z . Apesar de ter maior área de seção transversal, os pilares de 50x80 cm foram menos eficientes

do que os de 60x60 cm nesse aspecto, tal fato se deve a rigidez do pilar de 60x60 cm no eixo y ser maior que a do pilar de 50x80 cm.

5.6 FATORES LIMITADORES DO NÚMERO DE PAVIMENTOS

Pôde-se perceber que diversos fatores limitam as estruturas pré-moldadas com ligação viga-pilar articuladas ao utilizá-las como edificações de múltiplos pavimentos. Sendo em sua maioria estruturas de nós móveis, é necessário considerar os efeitos de segunda ordem.

Com a análise dos principais aspectos para verificação da estabilidade global concluída em todos os modelos, é possível classificar aqueles que obtiveram uma resposta satisfatória. A Tabela 23 apresenta de forma sucinta o limite de pavimentos alcançado pela estrutura, em cada uma das três configurações de seção de pilar utilizadas. É demonstrado também o fator que limita essa estrutura, seja pela instabilidade ou seja pelas deformações horizontais excessivas.

As estruturas onde o γ_z é maior que 1,30 devem passar por procedimento de cálculo rigoroso para uma análise mais precisa e para a determinação dos esforços totais.

Tabela 23 - Limites aceitáveis para estruturas com diferentes seções de pilares

Seção dos pilares (cm)	Número de pórticos no eixo y	f_{ck} mínimo (MPa)	Número máximo de pavimentos	Fator Limitador
40x60	3, 4 ou 5	40	3	$\gamma_z > 1,30$
60x60	3,4 ou 5	40	4	Deslocamento no topo $> H/1200$
50x80	3, 4 ou 5	40	4	$\gamma_z > 1,30$

FONTE: Autor (2017)

6 CONCLUSÃO

O estudo dos diferentes modelos demonstrou que as estruturas pré-moldadas com ligações viga-pilar articuladas, quando utilizadas como sistema estrutural para edifícios de múltiplos pavimentos, nos casos analisados, não apresentaram a segurança desejada quanto a estabilidade global em alturas maiores que 4 pavimentos, seja devido aos deslocamentos horizontais estabelecidos de acordo com o estado limite de serviço, seja devido aos efeitos de segunda ordem. No entanto, as estruturas com essa tipologia de ligação ainda são uma boa solução para edificações mais baixas, garantindo agilidade na construção em locais onde a tecnologia das ligações semirrígidas não está difundida. Além disso, é importante frisar que cada projeto deve ser verificado de acordo com as suas especificidades, podendo ser obtidos resultados diferentes dos encontrados neste trabalho.

Com os resultados obtidos para γ_z , constatou-se a importância da revisão da NBR 9062 em 2017, que admite ser possível considerar os efeitos de segunda ordem através do γ_z para as estruturas pré-moldadas de concreto armado, mesmo aquelas com menos de 5 pavimentos. Tal fato foi observado no trabalho pela grande variação dos deslocamentos horizontais quando aplicados os esforços de segunda ordem provenientes do processo P- Δ , característica das estruturas de nós móveis. Além disso, as novas orientações advindas da última revisão da NBR 9062 simplificaram a análise possibilitando resultados satisfatórios.

Podem ser usados métodos para reduzir os efeitos causados pelos esforços horizontais e de segunda ordem nesse tipo de estruturas, como os contraventamentos horizontais, proporcionados pelo efeito diafragma de lajes, ou verticais, como paredes e elementos em X. Outra solução se encontra no avanço dos estudos recentes e da normatização que regem os projetos e a execução de estruturas pré-fabricadas de concreto armado, possibilitando o uso de ligações semirrígidas, que demonstram melhores resultados em edifícios com maiores alturas quando se trata da estabilidade global, fazendo delas uma opção para estruturas mais esbeltas.

REFERÊNCIAS

ACKER, A. V. **Manual de sistemas de pré-fabricados de concreto**. FIP, 2002. Tradução Marcelo Ferreira, ABCIC 2003. 129 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2014). **NBR-6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1980). **NBR-6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1988). **NBR-6123 – Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2017). **NBR-9062 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro.

BACHMANN, H.; STEINLE, A. **Precast Concrete Structures**. 1. ed. Berlin: Ernst & Sohn, 2011. 260 p.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado**. 81 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 112 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

CASTELO, A. M. **Desempenho e perspectivas do setor de pré-fabricados**. [Editorial]. *Industrializar em concreto*, v. 9, n. 9, p. 59, dez., 2016.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações**. São Carlos: EESCUSP, 2000. 456 p.

DONIAK, I. L. O. **Os desafios da industrialização em concreto**. [Editorial]. *Concreto & Construções*, v. 72, n. 72, p. 31-34, out/dez., 2013.

FRANCO, M. **Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado**. Colóquio IBRACON sobre estabilidade global das estruturas de concreto armado, São Paulo, Julho, 1985. Disponível em: Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios, Publicação Técnica do Instituto de Engenharia, p. 15-40, São Paulo, 1997.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto armado: Solicitações Normais**. Rio de Janeiro: Editora Guanabara 2, 1981. 464 p.

HOROSTECKI, A. R. N. **Estrutura deslocável mesmo calculando pelo método P-Delta**. Disponível em < http://faq.altoqi.com.br/content/254/625/pt-br/estrutura-desloc%C3%A1vel-mesmo-calculando-pelo-metodo-p_delta.html>. Acesso em: 10 de Jun. 2017.

IGLESIA, S. M. **O efeito P-Delta nas estruturas de edifícios**. Disponível em <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/wp-content/uploads/2016/08/Ebook-O-Efeito-P-Delta.pdf>>. Acesso em: 10 de Jun. 2017.

LIMA, J.S. **Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 249 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MARIN, M. C. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. 213p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MELO, C. E. E. **Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. 2. ed. São Paulo: PINI, 2007. 534 p.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com ênfase ao estudo da deformação ao momento fletor**. 263f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 221 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado.** Cadernos de Engenharia de Estruturas (USP), São Carlos, v. 19, n.19, p. 171-206, 2002.

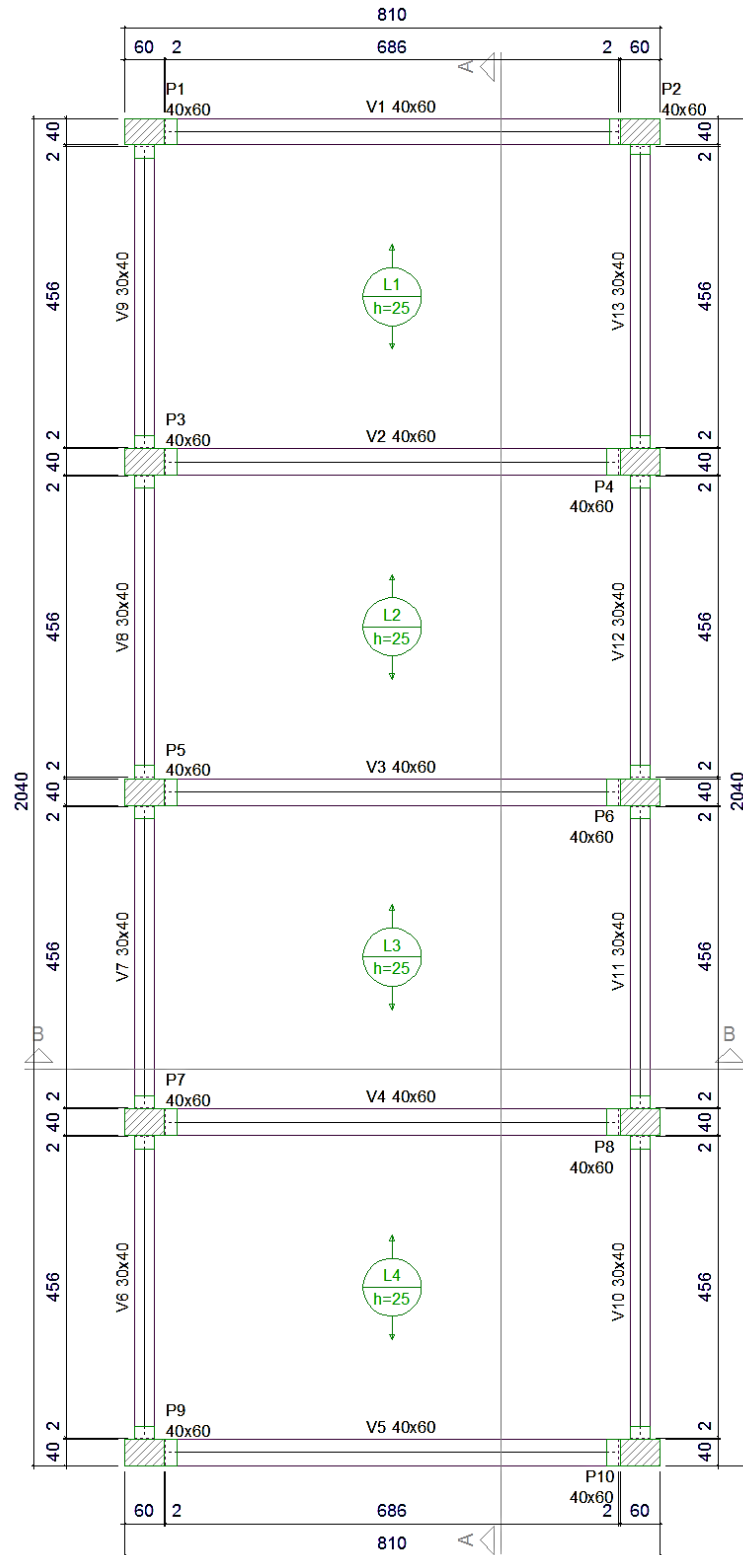
REIS, F. A. N.; **Procedimentos simplificados para pré-dimensionamento de pilares pré-moldados de concreto.** 77 p. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil Universidade Federal de São Carlos, São Carlos 2012.

VASCONCELOS, A. C. **O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações.** v.3. São Paulo: Studio Nobel, 2002. 350 p.

APÊNDICE A – PLANTA DE FÔRMA E CORTES ESQUEMÁTICOS DO MODELO

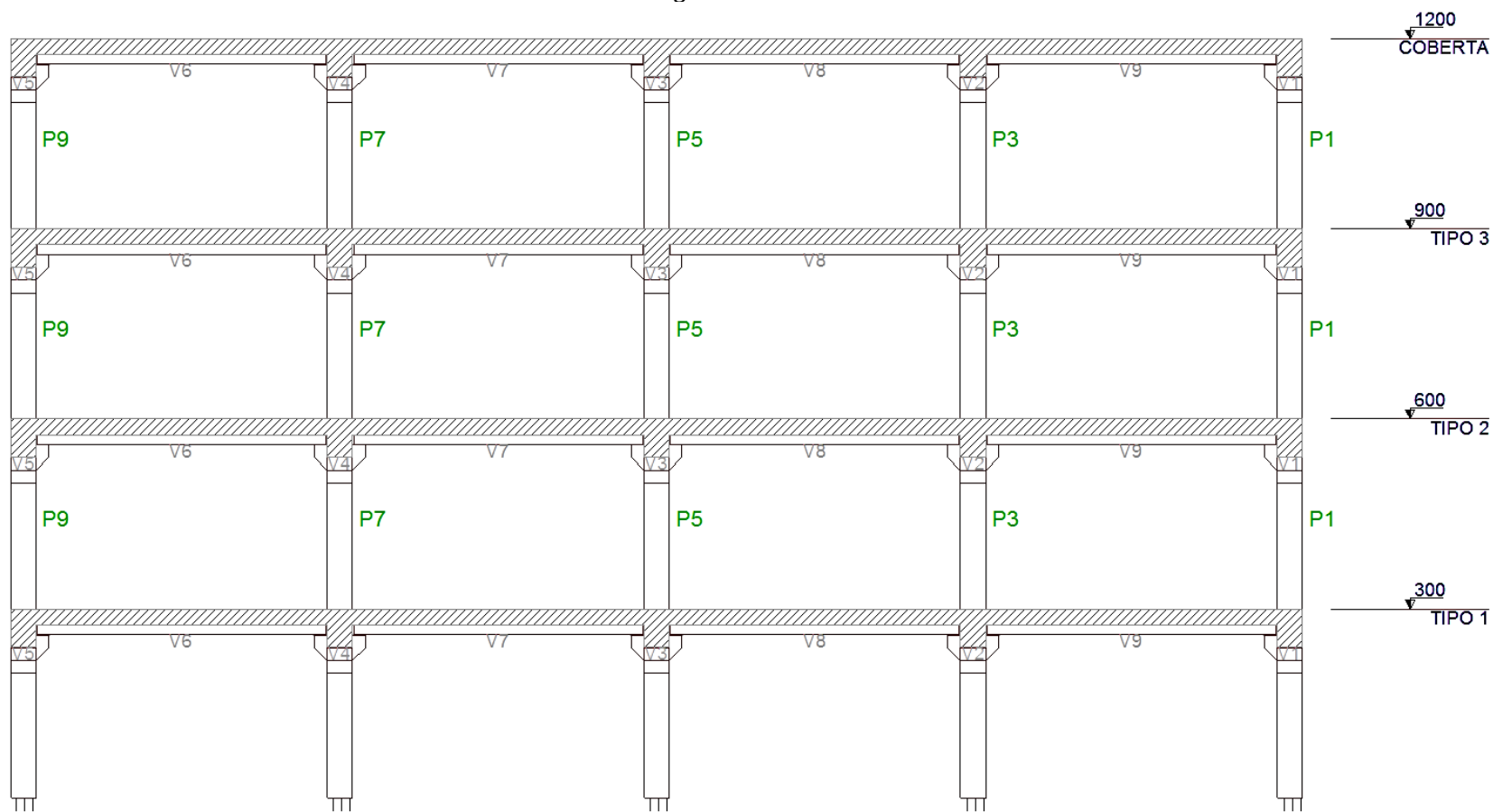
1-5-4

Figura 27 - Planta de fôrma do pavimento tipo



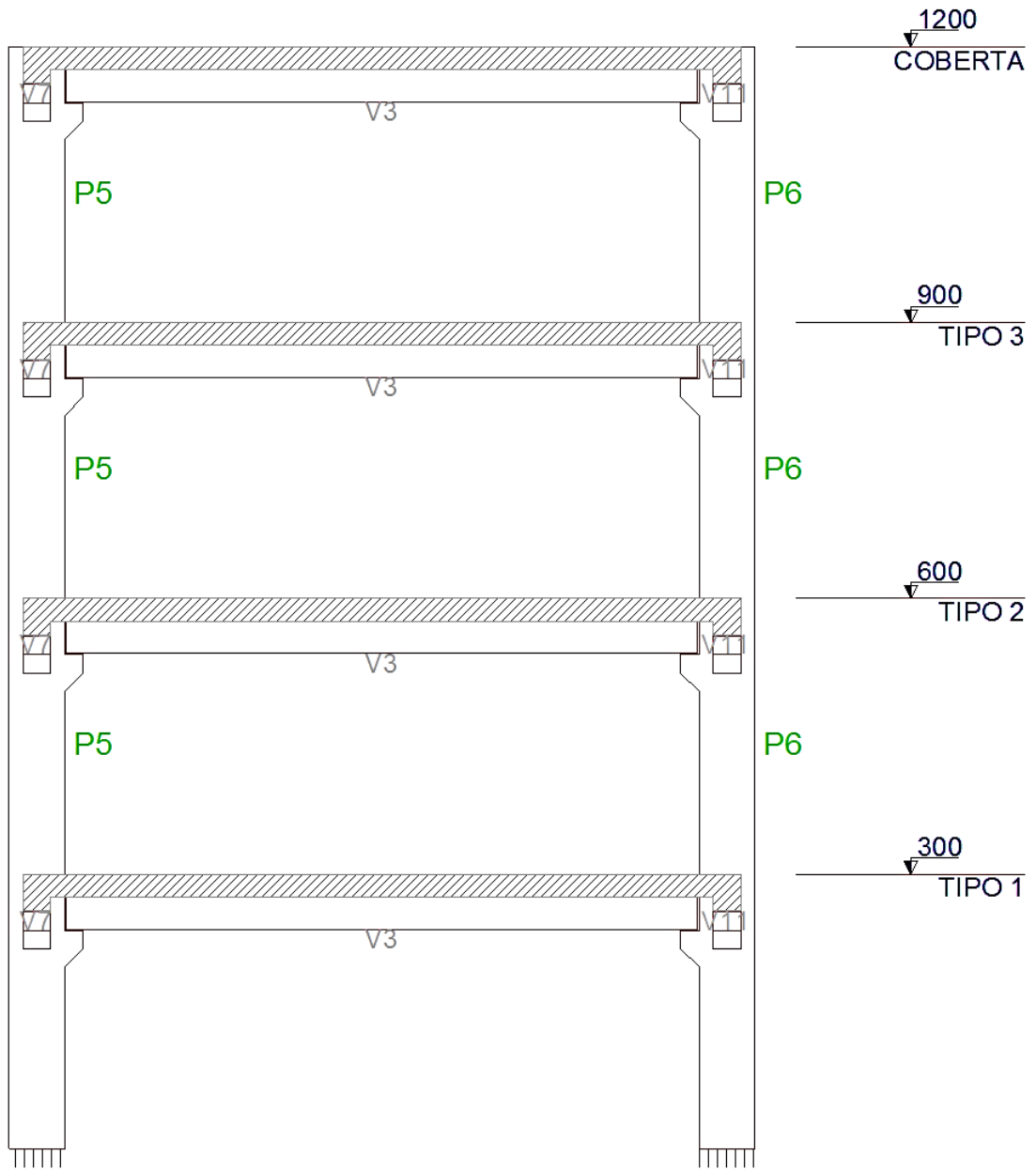
Forma do pavimento TIPO 1 (Nível 300)

Figura 28 - Corte A-A



Corte A-A

Figura 29 - Corte B-B



Corte B-B

APÊNDICE B – ROTEIRO DA CONFIGURAÇÃO, LANÇAMENTO E ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA NO SOFTWARE EBERICK V10

Esse apêndice apresenta onde foram configurados, dentro do sistema do Eberick, os critérios para a elaboração dos modelos utilizados, bem como o lançamento da estrutura e seu processamento. O programa vem com uma configuração padrão, utilizada para as estruturas moldadas *in loco* segundo a NBR 6118/2014, por isso alguns ajustes devem ser feitos de acordo com a NBR 9062/2027 para as estruturas pré-moldadas de concreto armado.

Figura 30 - Ajustando o coeficiente de ponderação do peso próprio para 1,30

Ações

Combinções

Tipo

- Permanente
 - Peso próprio**
 - Adicional
 - Solo
- Acidental
 - Acidental
 - Água
 - Subpressão
- Vento
- Desaprumo

Ação

Nome:

Indicação:

☒ Considerar para as lajes

Variabilidade

☒ Permanente

☐ Acidental direta

Coef. de ponderação

Desfavorável:

Favorável:

Fundações:

Construção:

Fatores de combinação

$\psi_0 =$

$\psi_1 =$

$\psi_2 =$

OK Cancelar Ajuda

Figura 31 - Modificando as propriedades da NLF e NLG

Análise

Geral

Redução no engaste para nós semi rígidos: 15 %

Redução na torção para os pilares: 0 %

Redução na torção para as vigas: 85 %

Aumento na rigidez axial dos pilares: 1 ...

☐ Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Não linearidade física

Rigidez das vigas: 0.5 Eci.Ic

Rigidez dos pilares: 0.4 Eci.Ic

Rigidez das lajes: 0.25 Eci.Ic

Não linearidade geométrica

☒ Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações: 10

Precisão mínima: 0.1 %

Combinação vertical de cálculo: 1.4G1+1.4G2+1.4Q+1.1A ...

Precisão numérica

Erro estimado máximo: 1 %

Valor absoluto mínimo: 100

Imperfeições globais

Tipo de estrutura: Pilares em balanço

Combinação vertical característica: G1+G2+Q+A ...

Painéis de lajes... Apoio elástico padrão...

OK Cancelar Ajuda

Figura 32 - Alterando as classes de concreto e de agressividade

Materiais e durabilidade

Aplicação

☒ Projeto inteiro

☐ Por pavimento

Pavimento

COBERTA

TIPO 3

TIPO 2

TIPO 1

Geral

Classe de agressividade: III (forte) ...

Dimensão do agregado: 19 mm

☐ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

☐ Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras

Contato com o solo: 0.2 mm

Contato com a água: 0.1 mm

Demais peças: 0.3 mm

Combinações: Frequentes

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-40	4 cm	3 cm	4 cm	Bitolas...
Pilares	C-40	4 cm	3 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-40	3.5 cm		4 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-30	3.5 cm			Bitolas...
Blocos	C-40			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-40			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-20			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-30			4.5 cm	Bitolas...
Radier	C-25			4.5 cm	Bitolas...

Elementos pré-moldados

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	
Vigas	C-40	4 cm	Bitolas...
Pilares	C-40	4 cm	Bitolas...

Etapas...

Tipo: Pré-moldado

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Figura 33 - Classes de concreto

Classes de concreto

Classes de resistência

- C-20
- C-25
- C-30
- C-35
- C-40
- C-45
- C-50
- C-60

Identificação C-40

Resistência à compressão

Resistência característica (fck) 400 kgf/cm²

Coeficiente de minoração (γ_c) 1.4

Resistência de cálculo (fcd) 285.71 kgf/cm²

Peso específico 2500 kgf/m³

Abatimento (slump) 5 cm

Tipo de agregado granito

Tipo de cimento CP-IV

Módulo de elasticidade

☒ Obter a partir do fck

Módulo secante (Ecs) 318758 kgf/cm²

Módulo inicial (Eci) 354176 kgf/cm²

Resistência à tração

☒ Obter a partir do fck

Resistência média (fctm) 35.09 kgf/cm²

Característica inferior (fctk,inf) 24.56 kgf/cm²

Característica superior (fctk,sup) 45.61 kgf/cm²

Resistência de cálculo (fctd) 17.54 kgf/cm²

OK
Cancelar
Ajuda

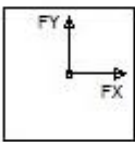
Figura 34 - Configurando os fatores para as forças de vento

Vento

Velocidade 30 m/s Mapa...

Aplicação do Vento

Ângulo 0 ° ▲ ▼



Forças médias...

Topografia

- ☐ Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento (S1 = 1.1)
- ☐ Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)
- ☒ Demais casos (S1 = 1.0)

Edificação

Maior dimensão horizontal ou vertical Menor que 20 m

Rugosidade do terreno Categoria II ...

Fator Estatístico S3

- ☐ 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 comunicações, etc.): 1.10
- ☒ Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00
- ☐ Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

OK
Cancelar
Ajuda

Figura 35 - Categorias de rugosidade do terreno

Rugosidade do terreno

Categoria de rugosidade do terreno, conforme item 5.3.1 da NBR 6123/88:

☐ Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.

☒ Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.

☐ Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.

☐ Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

☐ Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Figura 36 - Forças devido ao vento em diferentes pavimentos e direções

Forças devido ao vento

Coeficiente de arrasto

☒ Calcular coeficiente de arrasto automaticamente

Turbulência Baixa

☐ Adotar valor único para toda a estrutura

☐ Arbitrar altura total acima do solo 1200 cm

Forças

	Pavimento	Fachada X (cm)	Fachada Y (cm)	Nível (cm)	S2	Coef. Arrasto X	Coef. Arrasto Y	Força X (tf)	Força Y (tf)	
1	COBERTA	1500.00	750.00	1200.00	1.01	1.24	0.91	1.60	0.59	▲
2	TIPO 3	1500.00	750.00	900.00	0.99	1.24	0.91	3.07	1.13	
3	TIPO 2	1500.00	750.00	600.00	0.96	1.24	0.91	2.85	1.05	
4	TIPO 1	1500.00	750.00	300.00	0.89	1.24	0.91	2.49	0.92	
5										
6										
7										
8										▼

☒ Usar fachadas do croqui

Figura 37 - Configuração dos Estados Limites de Serviço

Verificações ao ELS

Rechas

Aceitabilidade sensorial (visual)

Deslocamentos visíveis devidos à carga

Vigas L/ 250

Lajes L/ 250

Muros L/ 150

Vigas PM (construção preliminar) L/ 500

Combinações Quase permanentes ▼

Aceitabilidade sensorial (vibração)

Vibrações sentidas no piso devidas à carga acidental L/ 350

Combinações Frequentes ▼

Efeitos estruturais em serviço

Deslocamentos após a construção do piso L/ 600

Combinações Frequentes ▼

Efeitos após a construção das paredes

Deslocamento em alvenarias caixilhos e revestimentos L/ 500

Deslocamento limite 10 mm

Rotação limite 0.0017 rad

Combinações Quase permanentes ▼

Movimentos laterais

Movimentos laterais do edifício devidos à ação do vento H/ 1200

HPav/ 750

Combinações Frequentes ▼

Demais situações

Combinações Frequentes ▼

OK Cancelar Ajuda

Figura 38 - Característica das lajes alveolares padrões

Lajes alveolares

Tipo Lajes alveolares padrões + - ...

Tabela de lajes

	Nome	Altura	ep (cm)	ec (cm)	Largura (cm)	Apoio mínimo (cm)	Peso (kgf/m²)	
1	LP15	20(15+5)	15.0	5.0	125.0	8.0	365	▲
2	LP20	25(20+5)	20.0	5.0	125.0	10.0	385	
3	LP26.5	32(27+5)	26.5	5.0	125.0	12.5	465	
4	LP32	37(32+5)	32.0	5.0	125.0	15.0	525	
5	LP40	45(40+5)	40.0	5.0	125.0	20.0	545	
6	LP50	55(50+5)	50.0	5.0	125.0	25.0	725	
7								
8								▼

+ - ... OK Cancelar Ajuda

Figura 39 - Configurações de vinculação e carregamento das vigas

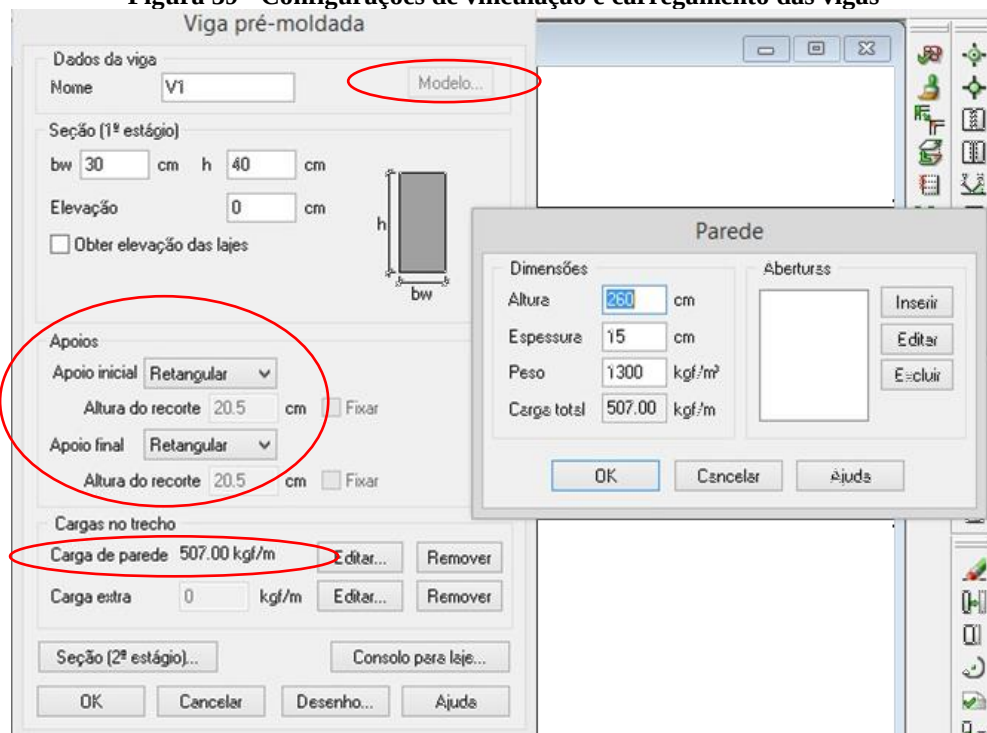


Figura 40 - Adotando as vinculações como articuladas

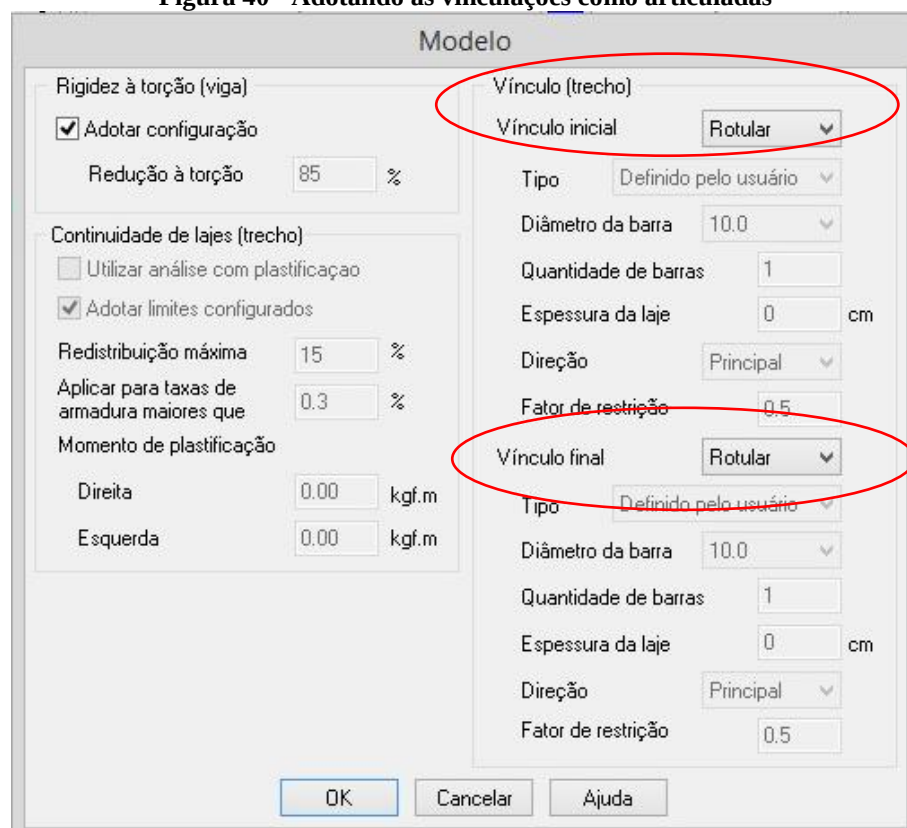


Figura 41 - Definindo o tipo da laje e seus carregamentos verticais

Laje

Nome Tipo

Ambiente

Cargas

Acidental kgf/m² Revestimento kgf/m²

Extra kgf/m²

Laje alveolar

Grupo

Laje

Enchimento

Tipo

Dimensão

Seção

Espessura cm Elevação cm

ec cm

ee cm

enx cm

eny cm



Figura 42 - Modelo tridimensional do lançamento da estrutura

Pórtico 3D

