

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

WILIAN DOS SANTOS MORAIS

VERIFICAÇÃO DE PÓRTICOS PRÉ-MOLDADOS NO ESTADO
LIMITE DE SERVIÇO – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

São Carlos
2017

WILIAN DOS SANTOS MORAIS

**VERIFICAÇÃO DE PÓRTICOS PRÉ-MOLDADOS NO ESTADO
LIMITE DE SERVIÇO – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS**

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

Área de Concentração: Sistemas Construtivos

Orientador: Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira

São Carlos
2017



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

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

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Wilian dos Santos Moraes, realizada em 23/08/2017:

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira
UFSCar

Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera
UFG

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho
UFSCar

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado a oportunidade de realizar este trabalho e vencer mais uma etapa da minha vida.

Aos meus pais e irmão pelo apoio incondicional. Pelo incentivo e palavras de esperança. Pela paciência e perseverança. Por acreditar e disseminar a importância dos valores morais que forjam o caráter de um homem.

A minha esposa Camila Machado de Lima por me apoiar nos melhores e piores momentos. Por ter sido compreensiva nos dias de muito trabalho e dedicação.

A toda equipe de pesquisadores do NETPre em especial a Bruna Catoia em sua presteza em ajudar nesse trabalho.

A MOREST Engenharia e Consultoria pela motivação. Por deixar correlacionar as minhas atividades profissionais com a pesquisa.

Ao professor Marcelo Ferreira, pela ajuda, apoio, vasto ensinamento ofertado, contribuição e incentivo.

EPÍGRAFE

“A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original.”

Albert Einstein

MORAIS, W. S. **Verificação de pórticos pré-moldados no estado limite de serviço – Estudo dos deslocamentos horizontais.** 2017. 97f. Dissertação (Mestrado em Estrutura e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, São Carlos, 2017.

Com o desenvolvimento das construções e das atividades na engenharia civil, houve uma necessidade de industrialização dos processos construtivos e de envolver toda a cadeia produtiva desde a produção até a montagem no canteiro de obra. A utilização de estruturas pré-fabricadas mostrou-se eficiente como um sistema construtivo. Nestas estruturas, além de ser verificada a situação final, deve ser verificada a situação intermediária onde a peça estará já na sua situação de serviço. Dentro do projeto de estruturas de concreto pré-moldado se faz necessário ter conhecimento das etapas de produção, transporte e montagem. A proposta desse trabalho é a verificação das estruturas pré-moldadas em situação de serviço em relação aos deslocamentos horizontais, sugerindo um fator de redução de fissuração inexistente na norma de Projeto e Execução de Estruturas Pré-Moldadas. A falta de uma análise dos elementos em serviço justifica o tema a ser abordado. No presente trabalho será realizada uma comparação crítica de alguns aspectos estruturais como a verificação dos deslocamentos, considerações sobre o efeito de vento, considerações sobre a redução da rigidez dos elementos estruturais e considerações na montagem dessas estruturas. Entretanto é possível constatar a importância da consideração da redução de rigidez nos elementos pré-moldados ao analisar os deslocamentos nas simulações e com as normas vigentes.

Palavras-Chaves: Estado limite de Serviço, Pré-Moldado, Verificação.

ABSTRACT

MORAIS, W. S. **Verification of precast frames in the limit state of service - Study of horizontal displacements.** 2017. 97f. Dissertação (Mestrado em Estrutura e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, São Carlos, 2017.

With the development of buildings and civil engineering activities, there was a need for industrialization of the construction process and to involve the entire production chain from production to installation on the construction site. The use of precast structures proved to be effective as a building system. In these structures, as well as being checked for final status must be verified to intermediate situation where the part is already on your service situation. Within the structural design of precast concrete is necessary to have knowledge of the stages of production, transport and assembly. The purpose of this work is the test of precast structures in service situation in relation to horizontal horizontal displacements, suggesting a non-existent cracking reduction factor in the Standard for Design and Execution of Precast Structures. The lack of analysis of the elements in service justifies the topic to be addressed. However, it is possible to observe the importance of considering the reduction of rigidity in the precast elements and when analyzing the displacements in the simulation and with the current norms.

Keywords: Service Limit State, Precast, Verification.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Edifício Itaparica construído pela REAGO em São Carlos em 1987	6
Figura 2: Estágios da relação momento x curvatura	15
Figura 3: Relação momento x curvatura	16
Figura 4: a) Deslocamentos verticais b) Parede com painel rígido	20
Figura 5: Estado limite de descompressão parcial	26
Figura 6: Relação momento-rotação na ligação viga-pilar – a) Curva momento-rotação b) Exemplo ilustrativo	30
Figura 7: Fator de restrição à rotação	31
Figura 8: Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição	33
Figura 9: Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típica	35
Figura 10: Excentricidade de desaprumo da estrutura montada	38
Figura 11: Imperfeições geométricas globais	39
Figura 12: Imperfeições geométricas locais	40
Figura 13: Veículo transportando a peça	43
Figura 14: Içamento de elemento pré-moldado	43
Figura 15: Içamento de elemento pré-moldado com balancim.....	44
Figura 16: Armazenamento de peças pré-moldadas com dois apoios	44
Figura 17: Armazenamento de peças pré-moldadas com três apoios	45
Figura 18: Içamento de laje alveolar	45
Figura 19: Limites para deslocamentos globais	54
Figura 20: Planta do pavimento tipo que será utilizado no estudo	60
Figura 21: Simulação das estruturas no programa de cálculo estrutural ..	61
Figura 22: Simulação das estruturas no programa de cálculo estrutural ..	62
Figura 23: Detalhamento da seção da viga e do pilar	62
Figura 24: Isopletas das velocidades básicas de vento do estado de São Paulo	64
Figura 25: Gráfico do coeficiente de arrasto, (C_a), para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência	66
Figura 26: Tipologias das ligações para estruturas pré-moldadas	67
Figura 27: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 2 PAV	69
Figura 28: Estrutura com ligações Articuladas Seção Bruta – 2PAV	70
Figura 269: Estrutura com Ligações Articuladas Seção Fissurada – 2 PAV 71	
Figura 30: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 3PAV	73
Figura 31: Estrutura com ligações Articuladas Seção Bruta – 3PAV	74
Figura 3272: Estrutura com Ligações Articuladas Seção Fissurada – 3PAV 75	
Figura 3328: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 5 PAV	76
Figura 3294: Estrutura com ligações Articulada Seção Bruta – 5PAV	77
Figura 35: Estrutura com Ligações Semirrígido Seção Fissurada – 5PAV	79

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Deslocamentos máximos	22
Tabela 2: Valores dos coeficiente gama z	47
Tabela 3: Combinação de serviço	50
Tabela 4: Limites para deslocamentos – Acessibilidade sensorial	52
Tabela 5: Limites para deslocamentos – efeitos estruturais em serviço ...	52
Tabela 6: Limites para deslocamentos – efeitos em elementos não- Estruturais	53
Tabela 7: Limites de deslocamentos horizontais globais	54
Tabela 8: Limites para deslocamentos verticais de elementos de Cobertura	56
Tabela 9: Limites para deslocamentos verticais de elementos de piso ou elementos lineares	56
Tabela 10: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 2PAV	70
Tabela 11: Estrutura com ligações Articulada e Seção Bruta – 2PAV	71
Tabela 12: Estrutura com ligações Articulada e Seção Fissurada – Viga 0,5 Pilar 0,4 – 2PAV	72
Tabela 13: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 3PAV	73
Tabela 14: Estrutura com ligações Articulada e Seção Bruta – 3PAV	74
Tabela 15: Estrutura com ligações Articulada e Seção Fissurada – Viga 0,5 Pilar 0,55 – 3PAV	76
Tabela 16: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 5PAV	77
Tabela 17: Estrutura com ligações Articulada e Seção Bruta – 5PAV	78
Tabela 18: Estrutura com ligações Articulada e Seção Fissurada – Viga 0,5 Pilar 0,7 – 5PAV	79

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	3
1.1.	Justificativa e Fundamentação	7
1.2.	Questão de Pesquisa	8
1.3.	Objetivo Geral e Específicos	9
1.4.	Delimitação da pesquisa	9
1.5.	Metodologia	10
1.6.	Apresentação da dissertação	12
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1.	Conceito de estabilidade	13
2.2.	Não linearidade física	14
2.3.	Não linearidade geométrica	18
2.3.1.	Consideração da não linearidade geométrica pelo método simplificado do γz 18	
2.4.	Estado limite de serviço – Verificação de flechas em estruturas metálicas..	19
2.5.	Relação entre o deslocamento horizontal máximo e a altura da edificação.	22

3.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS	24
3.1	Segurança e os estados limites	24
3.2	ABNT NBR 9062:2017	27
3.3	Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas.....	28
3.4	Especificações gerais de projeto.....	37
3.5	Esforços solicitantes.....	41
3.6	Estado-limite último	50
3.7	Estado-limite de serviço	50
3.8	Estado-limite de deformação.....	51
4	SIMULAÇÕES ESTRUTURAIS	57
5	Conclusão	82
5.1	Propostas para Trabalhos Futuros.....	83

1. INTRODUÇÃO

A utilização de estruturas pré-moldadas de concreto vem aumentando cada vez mais no Brasil, isto porque este sistema construtivo atende de modo satisfatório e eficiente, as exigências do mercado, como cumprimento de prazos e qualidades técnica exigidas pelas edificações destinada a várias funções, em especial às que contemplam grandes espaços, no caso de edifícios industriais. KATAOKA (2007)

O crescente emprego de elementos pré-fabricados em concreto se dá principalmente a economia e otimização dos materiais empregados em sua fabricação e montagem, tendo-se uma melhor utilização e uma expressiva redução do desperdício, Pinheiro (2014).

De acordo com Pinheiro (2014), o emprego das estruturas pré-fabricadas permite, de modo geral, a obtenção de uma estrutura eficiente e racional, por meio do emprego de estruturas mais esbeltas, com o maiores vãos livres, com o menos uso possível de escoramentos para sua fabricação, alto índice de industrialização e com um melhor desempenho dos materiais empregados se comparado a outros sistemas.

A investigação acadêmica não tem acompanhado a expansão da indústria de pré-moldado. Elliott (1997) salienta o fraco desempenho do setor pré-moldado em relação à pesquisa e a divulgação que vem sendo realizadas pelo setor das estruturas metálicas, onde o número de pesquisadores é 30 vezes maior que no segmento de pré-moldado. No Brasil, as primeiras pesquisas a considerarem o efeito de deformabilidade de ligações entre elementos pré-moldados de concreto, tiveram início na década de 90, destacam-se neste período estudos como Ferreira (1993), Soares (1998) e Ferreira (1999). Neste contexto, num momento em que os pré-fabricados de concreto vêm apresentando um aumento crescente no país é importante que tanto a pesquisa científica quanto a pesquisa aplicada possam acompanhar este processo.

Na Europa é comum ter como filosofia de projeto de estruturas pré-fabricadas de múltiplos pavimentos (a partir de 4 pavimentos), a utilização de cálculos

simplificados com a estrutura composta por ligações viga-pilar e pilar fundação articuladas (gerando também facilidades de montagem – apesar de exigir um maior número de travamentos provisórios) com o contraventamento de paredes de cisalhamento ou núcleos rígidos, Jeremias (2007).

Segundo El Debs (2000), o projeto das estruturas de concreto pré-moldado diferencia-se das de concreto moldada *in loco* quanto à análise estrutural, principalmente, pelas seguintes razões: há necessidade de considerar outras situações de cálculo além da situação final da estrutura; a necessidade de considerar as particularidades das ligações entre os elementos pré-moldados que a formam.

Lima (1995), no projeto das estruturas pré-moldadas é necessário considerar todas as etapas que compõem a produção do elemento até a sua disposição final na estrutura. Estas fases, em geral, podem ser divididas em: fase de serviço, que corresponde à situação final do elemento na estrutura, e as fases transitórias.

Ainda segundo Lima (1995), entende-se por fases transitórias ou temporárias, todas aquelas iniciadas na fabricação até o posicionamento definitivo na estrutura. Basicamente pode ser definidas como: fase de desforma, suspensão e transporte na fábrica, estocagem na fábrica ou no canteiro de montagem, transporte da fábrica à obra, suspensão no local da edificação e período antes de se efetuar a ligação definitiva.

Devido à existência de ligações entre os elementos estruturais o sistema pré-moldado se diferencia do moldado *in loco*, El Debs (2000).

Ainda para El Debs (2000) cada tipo de ligação provoca comportamentos característicos na estrutura, possibilitando um encaminhamento dos esforços nos elementos e por final modificando os deslocamentos finais.

Segundo KATAOKA (2007), as ligações são regiões que se comportam de maneira complexas, onde ocorrem concentrações de tensões, e merecem, portanto, uma atenção especial de pesquisadores e engenheiros estruturais. As ligações, de uma maneira geral, não se comportam exatamente da forma com que são consideradas na análise estrutural, pois estas são idealizadas de modo a permitir totalmente os deslocamentos relativos entre os elementos, ou seja, o que não acontece na realidade. O que ocorre é que as ligações apresentam certa deformação quando solicitadas, sendo denominadas semirrígidas.

As estruturas pré-fabricadas de concreto possuem um comportamento diferente das estruturas moldadas no local devido principalmente as ligações. Nas estruturas moldadas no local, as ligações são geralmente monolíticas, o que não ocorre nas estruturas pré-fabricadas, modificando o comportamento perante à estabilidade da estrutura (JEREMIAS 2007).

De acordo com Jeremias (2007), nas estruturas reticuladas em concreto pré-moldado, a estabilidade global é grandemente influenciada pela resistência e rigidez à flexão das ligações viga-pilar. Partindo-se do princípio que a maior parte das ligações viga-pilar típica possuam um engastamento parcial, as idealizações de projeto para articulação ou engastamento perfeito podem ser inadequadas para a determinação dos efeitos de segunda ordem na estrutura.

Ainda segundo Jeremias (2007), a busca contínua de uma modelagem estrutural mais realista, tem apontado para uma consideração apropriada dos efeitos relacionados às não-linearidades, que afetam significativamente o comportamento estrutural.

Segundo Elliott (1997) é de certa forma uma tendência nos países europeus a utilização em estruturas pré-fabricadas, de peças robustas com taxas de aço relativamente baixas que demandam equipamentos de içamento pesados (com capacidade de 60 a 100 KN). Essa tendência existe porque o aço tem um custo mais elevado comparado ao Brasil.

Entretanto no Brasil, a realidade é outra. A utilização de ligações semirrígidas para garantir a estabilidade pelo efeito de pórtico já é uma realidade atual. Na figura 1.1 o edifício pré-fabricado pioneiro com 10 pavimentos foi construído pela REAGO em 1987 na cidade de São Carlos (SP), onde foram empregadas vigas com ligações por meio de chapa soldada para momentos positivos e negativos.

Figura 1: Edifício Itaparica construído pela REAGO em São Carlos em 1987.



Fonte: VASCONCELOS, A.C. **O Concreto no Brasil - Pré-fabricação:** Monumentos - Fundações. São Paulo: Editora Studio Nobel, 2002.

Segundo a ABNT NBR 9062:2015 – Projeto e Execução de Estruturas de concreto pré-moldado no item 5.4.2.1 devem ser verificados, obrigatoriamente, ao estado-limite de serviço, conforme prescrito na ABNT NBR 6118:2014, atendendo ao disposto 5.2.1.4. A análise deve ser efetuada considerando todas as fases por que possam passar os elementos estruturais, os quais sejam suscetíveis a condições desfavoráveis quanto aos estados limites últimos e de serviço.

Quando se calcula uma peça de concreto armado ou protendido, deve-se garantir a segurança no estado limite último, assim como verificar as condições de serviço. Então, além das verificações no estado limite último é preciso verificar a estrutura em funcionamento, ou seja, em serviço ou uso. Essas verificações correspondem aos estados limites de serviço de fissuração e deformação excessiva. Não basta uma estrutura ter uma segurança à ruptura; é preciso que funcione adequadamente e que tenha durabilidade compatível ao que foi projetada.

A fissuração excessiva de uma peça em concreto protendido (pode haver fissuração como será visto na protensão parcial) pode comprometer significativamente sua durabilidade. Embora não seja a única causa, ou condição necessária, pode-se dizer que, quando de sua ocorrência, há grande risco de haver uma degradação rápida do concreto, cobertura insuficiente da armadura, presença de produtos químicos,

agentes agressivos, etc., contribuem ou podem ser determinantes na durabilidade da estrutura. Examinados esses fatores, o engenheiro estrutural deve evitar que a peça sofra fissuração excessiva, devido à flexão, detalhamento adequado da armadura na seção transversal e, se for o caso, aumentando a sua quantidade.

Segundo Carvalho em relação à questão de fissuração, em geral, deseja-se evitar situação em que a mesma possa causar uma diminuição na vida útil da estrutura, principalmente provocando a deterioração da armadura por corrosão. O uso de fator água-cimento (a/c) adequado e cobrimentos mínimos adequados para armadura também fazem parte das prescrições de se evitar a corrosão da armadura, portanto, a adoção de resistência mínima de concreto e verificação de estado de fissuração se completam, dando condições, junto com as boas técnicas de detalhamento e de confecção da estrutura, para que haja garantia de uma vida útil mínima.

A questão do estado limite de deformação excessiva está ligado realmente às questões de estética e funcionamento adequado. Deformação excessiva em piso pode ser uma questão estética para quem consegue perceber este defeito, mas pode ser, o caso de piso industrial, uma impossibilidade de se montar máquinas que tolerem um pequeno desnível entre seus apoios. (CARVALHO 2007)

Finalmente, embora tenha se colocado como verificação dos estados limite de serviço, os estados limites relativos a fissuração pode, no caso de concreto protendido, ser usados como procedimentos de dimensionamento da armadura longitudinal.

1.1. Justificativa e Fundamentação

O tema é de grande interesse para o engenheiro de estruturas de concreto pré-moldado no aspecto em que oferecerá critérios e procedimentos para a verificação em situação de serviço.

Os desafios do trabalho poderão ser vencidos com um profundo estudo e comparação de casos de estruturas pré-moldadas correntes e verificação no estado limite de serviço conforme os parâmetros da ABNT NBR 6118:2014.

Ferreira (2001) desenvolveu procedimentos para projeto de ligações viga-pilar. No mesmo trabalho, foi proposto um sistema de classificação para ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas. O NETPre, Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldado na UFSCAR, vem trabalhando no aprimoramento de procedimentos para projeto que considerem a interação da não-linearidade física (NLF) no elemento de viga com a (NLF) da relação momento-rotação da ligação viga-pilar com o objetivo de determinar a resistência de nós de pórticos de forma mais exata.

O Efeito da ligação semirrígida na estrutura promove deslocamentos horizontais bem inferiores ao de estruturas com ligações rotuladas, conseqüentemente os efeitos de 2ª Ordem também são menores, bem como o momento nos pilares e na fundação.

Pode-se dizer que com a industrialização da construção civil há necessidade de estruturas pré-moldadas desenvolverem os processos, atender os curtos prazos de construção e com o avanço tecnológico torne-se uma alternativa mais viável a execução de edifícios altos em concreto pré-moldado. No entanto, a literatura sobre os limites utilizados nas normas vigentes e os procedimentos para verificação no estado limite de serviço são escassas. Observou-se na revisão bibliográfica, pouco material específico sobre o assunto foi encontrado.

Observa-se então a importância de compilar o material encontrado e fundamentar com a análise estrutural com a cálculo em concreto, além das normas estruturais, criar procedimentos de projeto para a verificação do estado limite de serviços de estrutura pré-moldadas.

O trabalho promove uma verificação dos limites de serviços em estruturas pré-moldadas com o intuito de contribuir para a CE's - Comissão de estudos da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, para revisão de norma, desenvolvidas juntamente no NETPRE – Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-Moldado de Concreto.

1.2. Questão de Pesquisa

A utilização dos limites recomendados pela ABNT NBR 9062:2017 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado para as verificações de estado limite

de serviços atendem a todos as estruturas pré-moldadas utilizadas atualmente? E os deslocamentos horizontais globais estão coerentes com a realidade atual?

1.3. Objetivo Geral e Específicos

O objetivo principal do presente trabalho é contribuir para o estudo das considerações a serem feitas no projeto para verificação de estruturas pré-moldadas em situação de serviço.

Para isso estabelecerá os seguintes objetivos específicos:

- Contribuição ao estudo da verificação de deslocamentos horizontais nas estruturas em concreto pré-moldado;
- Contribuição ao estudo de um fator de rigidez equivalente da estrutura a ser considerada para combinações no ELS;
- Considerações sobre as combinações a serem realizadas para a situação em serviço das estruturas em concreto pré-moldado;

1.4. Delimitação da pesquisa

Dentro do estudo proposto apresentam-se algumas delimitações como forma de direcionar a pesquisa, sendo estas:

- A verificação em serviço irá fixar-se no estado-limite de deformação;
- Estudo apenas com a combinação frequente de serviço;
- O modelo numérico possui 3 (três) tipologias em estrutura pré-moldada: 1 (um) edifício térreo com um pavimento (mezanino), 1 (um) edifício térreo com duas lajes, 1 (um) edifício com 5 (cinco) pavimentos;
- Edifícios comerciais com vão de 8 metros de pórticos com 10 metros de vão de laje (vãos mais utilizados para esse tipo de edifício);
- Edifícios com geometria regular (simétricos);
- Edifícios com ação acidental padrão de 5 kN/m² (500kg/m²);
- Lajes dos pavimentos trabalham como diafragmas rígidos;
- Coeficiente γ_z menor 1,2 – como estão na norma ABNT NBR 9062:2017.

1.5. Metodologia

1ª Etapa: Embasamento Teórico: Para atingir o objetivo desejado, primeiramente foi realizado um levantamento bibliográfico baseado na ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 9062:2017, ACI 318-08, PCI (1988), FIB (2002), artigos, dissertações, teses e textos técnicos reunindo informações sobre os seguintes temas: ação do vento em edificações, redução da rigidez dos elementos estruturais, ligações entre os elementos em concreto pré-moldado e processos de montagem das estruturas. Terminou-se a revisão fundamentos teóricos com o estudo de como devem ser simuladas as estruturas pré-moldadas em programas específicos, mostrando quais considerações estruturais para cada tipo de modelagem estudada.

2ª Etapa: Simulação Estrutural em Programa Específico: Foram simuladas doze estruturas diferentes a partir de um projeto arquitetônico genérico, para o Estado Limite de Serviço. Com uso comercial, tendo como ações verticais o peso próprio da estrutura, sua sobrecarga por norma estipulada foi de (5 kN/m²) e com esforços laterais na estrutura, o vento de norma, de acordo com a ABNT NBR 6123:88. Utilizando pórticos com ligações articuladas e semirrígida. Foram modeladas três estruturas. Logo após realizou-se os estudos de casos numéricos para determinar deslocamentos existentes nas estruturas de concreto pré-moldado.

A primeira estrutura de nove metros de altura (pavimento térreo com cinco metros de pé direito e o outro pavimento com quatro metros de pé direito) simulará edifícios de um pavimento. O segundo com treze metros de altura emulará um edifício de três pavimentos, e a terceira e última de vinte e um metros de altura, um prédio de cinco andares.

Utilizou-se no modelo numérico as considerações de fissuração nos elementos pré-moldados (pilar e viga) e nas ligações (pilar e viga) para a análise da estrutura reticulada na situação de serviço e no final verificou se os resultados com os deslocamentos prescritos na norma da ABNT NBR 9062:2017 em relação aos limites em serviço de estruturas pré-moldadas.

Foi utilizado o programa ATIR STRAP® 2016 para a modelagem estrutural e verificação de esforços internos na estrutura.

3ª Etapa – Análise de Resultados e Conclusão: Com a simulação estrutural dos edifícios que empregam pórticos com ligações articuladas e semirrígidas. A não

linearidade física da seção foi apresentada de maneira aproximada para a análise da estabilidade global em estruturas reticuladas, foi feita a verificação de seus comportamentos globais. Tal aferição levou em consideração o desempenho estrutural, sendo observados os esforços no Estado Limite Último (E.L.U.) nos pilares, nas vigas, ligações, o efeito de segunda ordem nas estruturas (a partir do coeficiente γ_z) e o deslocamento estrutural no Estado Limite de Serviço.

Verificou-se então, a partir das deformações quais deslocamentos estão de acordo com a norma e qual a prática realizada para o atendimento da norma.

Com os exemplos numéricos e de análises buscou-se alcançar os objetivos determinados, para tanto os exemplos escolhidos foram situações em que a adoção do modelo apresente importância significativa.

1.6. Apresentação da dissertação

O presente trabalho verifica os deslocamentos prescrito pela norma de pré-moldados, ABNT NBR 9062:2017, sendo que a divisão dos capítulos é dada da seguinte maneira:

Capítulo 1: Introdução ao assunto, justificando-o e estabelecendo seus objetivos. Mostra a metodologia utilizada para seu desenvolvimento e suas delimitações.

Capítulo 2: Refere-se a revisão bibliográfica para as considerações em estrutura pré-moldada.

Capítulo 3: Dimensionamento e verificação dos elementos.

Capítulo 4: Neste capítulo apresenta-se como foi desenvolvida a simulação numérica das estruturas.

Capítulo 5: Conclusão.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Conceito de estabilidade

Segundo REIS & CAMOTIN (2001), na análise e dimensionamento de estruturas a noção de “estabilidade” aparece sempre associada ao conceito de equilíbrio, na medida em que é utilizada para classificar “configurações de equilíbrio”. Assim, admite-se que uma estrutura, submetida a um sistema de forças exteriores, exhibe uma configuração de equilíbrio caracterizada pelos valores de deslocamentos dos seus pontos. A estabilidade dessa configuração pode ser avaliada pelo comportamento da estrutura, após sofrer uma perturbação causada por uma pequena ação exterior arbitrária. A configuração de equilíbrio é dita “estável” ou “instável” consoante ao regresso ou não da estrutura, quando cessa a perturbação.

Segundo MARIN (2009), o item 15.2 da ABNT NBR 6118:2014, em estruturas de concreto armado o estado limite último de instabilidade é atingido sempre que, ao crescer a intensidade do carregamento e, portanto das deformações, há elementos submetidos à flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da solicitação.

Existem nas estruturas três formas básicas de instabilidade:

- Instabilidade por bifurcação do equilíbrio ou por flambagem. Este tipo de instabilidade está associado a uma situação teórica, ideal, onde não há imperfeições geométricas iniciais. O elemento quando submetido a um carregamento axial crescente de compressão no centro geométrico da seção sofre uma mudança brusca na configuração de equilíbrio indeformada e estável para uma nova configuração de equilíbrio deformada e estável;
- Instabilidade por ponto limite com reversão ou por “snap-through”. Este tipo de instabilidade está associado geralmente às estruturas abatidas, onde a estrutura analisada se encontra no ponto limite e uma vez submetida a um

aumento de carga muda dinamicamente sua configuração de equilíbrio para uma forma afastada e estável de equilíbrio;

- Instabilidade por ponto limite sem reversão. Este tipo de instabilidade é característico das estruturas de concreto armado, onde sempre há imperfeições geométricas iniciais e o material tem comportamento elasto-plástico.

Nas estruturas de concreto armado a instabilidade ocorre devido à interação entre fenômenos de instabilidade, correspondentes a não-linearidade geométrica, e a plasticidade, correspondente a não-linearidade física.

2.2. Não linearidade física

Segundo Lins (2013), a não-linearidade física pode ser interpretada como sendo um comportamento desproporcional entre tensão e deformação, decorrentes das propriedades intrínsecas do material. A desproporcionalidade entre tensão e deformação do concreto armado ocorre devido as características de seus materiais constituintes. Tanto o concreto quanto o aço da armadura apresentam comportamento não-linear. Além do concreto apresentar um comportamento tipicamente não-linear, ele ainda é agravado pelos efeitos da fissuração e fluência. O aço componente da armadura, embora apresente um comportamento mais regular em relação ao do concreto, e afetado pelo efeito do escoamento.

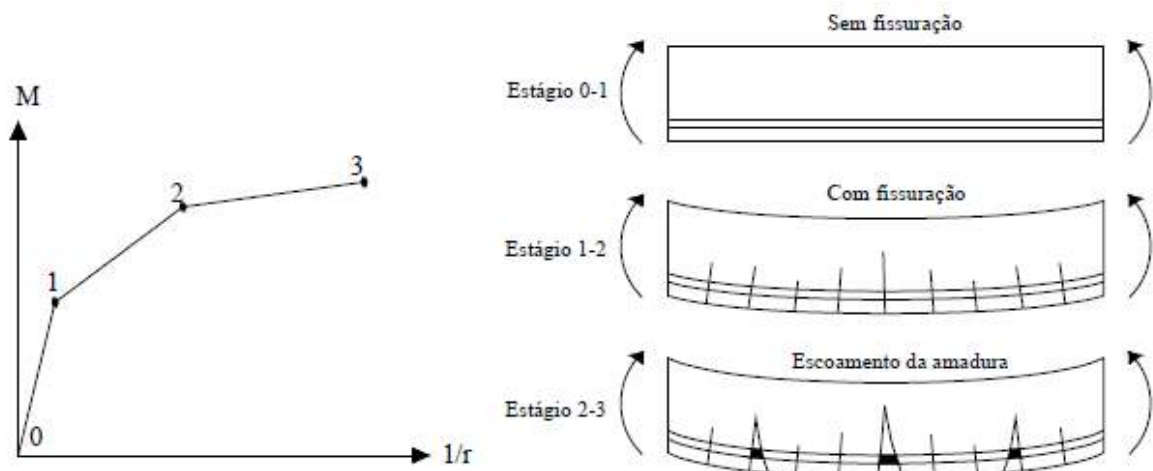
A consideração da não-linearidade física pode ser feita segundo o diagrama momento (M) x normal (N) x curvatura ($1/r$) ou segundo tratamento matricial que leva em conta as relações constitutivas dos materiais.

Nos últimos anos, muitos avanços ocorreram no campo da análise da não-linearidade física, seja pelo desenvolvimento de modelos mais representativos das relações constitutivas entre os materiais ou pelo estudo via mecânica do dano e da fratura. No presente trabalho é analisada a NLF segundo os diagramas M x N x $1/r$, devido a sua maior simplicidade e aplicabilidade em projetos estruturais.

A não-linearidade física refere-se ao fato do material empregado na estrutura não ter um comportamento que obedece à lei de Hooke, ou seja, quando a deformação é proporcional a tensão.

Dependendo da intensidade do carregamento a que a estrutura está submetida, pode ser atingido o momento de fissuração. A fissuração provoca uma redução na área íntegra de concreto, diminuindo assim o momento de inércia da seção (I). A deformação diferida ao longo do tempo devido à fluência e o escoamento das armaduras também se referem a não linearidade física. A Figura 2, ilustra os diversos estágios da relação momento x curvatura.

Figura 2: Estágios da relação momento x curvatura



Fonte: Fib (1999).

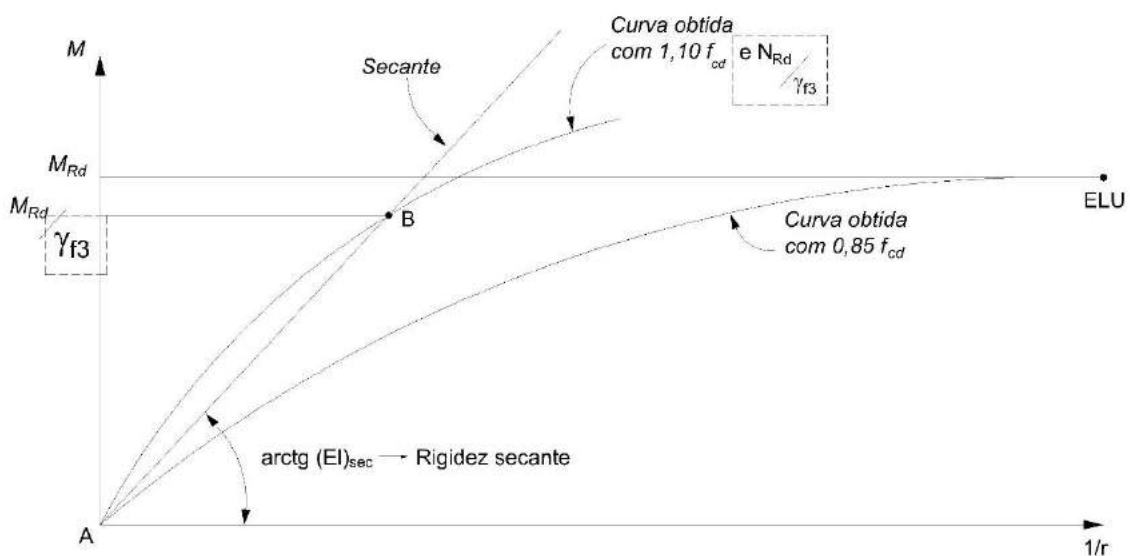
A relação momento x curvatura pode ser dividida em três estágios, de acordo com o acréscimo de carregamento:

- **Estágio 0-1:** Neste estágio o nível de tensões que o concreto armado está submetido não é suficiente para ultrapassar o limite de resistência à tração do concreto. A distribuição de tensões é linear ao longo da seção transversal. Não existem fissuras visíveis;
- **Estágio 1-2:** Este estágio tem início no ponto caracterizado pelo momento de fissuração do concreto, a partir do qual é considerado que apenas o aço é responsável por absorver as tensões de tração. O ponto que define o final deste estágio é caracterizado pelo momento de escoamento da armadura tracionada ou pelo esmagamento do concreto comprimido. A distribuição de tensões é admitida linear ao longo da

seção transversal neste estágio, sendo possível a visualização de fissuras;

- **Estágio 2-3:** Este estágio tem início no ponto caracterizado pelo momento de escoamento da armadura tracionada ou pela plastificação do concreto comprimido, a partir do qual o acréscimo de momento fletor é pequeno quando comparado com os estágios anteriores. Neste estágio grandes deformações ocorrem, conseqüentemente é grande a magnitude das aberturas das fissuras. Finalmente o estágio tem como limite o momento último ou de ruptura.

Figura 3: Relação momento x curvatura



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

A ABNT NBR 6118:2014 prescreve que para efeito de cálculo no ELU a tensão de compressão de projeto no concreto deve ser multiplicada por 0,85.

Segundo Carvalho & Figueiredo Filho (2004) o valor de $0,85 f_{cd}$ é atribuído a duração do carregamento no ensaio do corpo-de-prova, uma vez que o concreto apresenta resultados de resistência à compressão maior para ensaios de curta duração. Nas estruturas usuais o carregamento permanece atuando na estrutura durante toda sua vida útil, sob ações permanentes, a resistência à compressão do concreto diminui com o tempo, dá-se o nome de efeito Rüsç a este comportamento.

Segundo França (1991), o cálculo da rigidez obtido a partir das relações constitutivas baseadas em valores de cálculo da resistência pode conduzir a uma superavaliação dos efeitos da não-linearidade. Para efeito de consideração da rigidez a tensão de compressão de projeto no concreto deve ser multiplicada por 1,10. À origem deste coeficiente pondera o fato de que nem todas as seções do elemento estrutural sejam constituídas de material com valores correspondentes aos quantis estatísticos inferiores, isto é, nem todas as seções são igualmente ao longo do elemento e afetadas pelas condições que compõe o coeficiente γ_m (coeficiente de ponderação das resistências).

A formulação proposta para consideração da rigidez de elementos estruturais em concreto armado da ABNT NBR 6118:2014 teve origem nos estudos de FRANÇA (1991), onde o valor de $1,1f_{cd}$ foi definido. Conforme a ABNT NBR 6118:2014, a rigidez dos elementos deve ser calculada com o valor de tensão no concreto de $1,1f_{cd}$, já incluído o efeito Rüsçh.

Em relação à segurança nas ações, para análises de 2ª ordem com o auxílio do diagrama $M \times N \times 1/r$, a ABNT NBR 6118:2014 sugere a utilização da formulação de segurança em que as ações são majoradas de γ_f/γ_{f3} . Posteriormente a obtenção dos efeitos de 2ª ordem as ações são majoradas de γ_{f3} , com $\gamma_{f3} = 1,1$. Segundo a NBR 8681:2003 o coeficiente γ_{f3} considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado.

O cálculo da rigidez secante conforme apresenta a ABNT NBR 6118:2014 é obtido da seguinte forma:

- i) Primeiramente é calculado o momento resistente da seção transversal do elemento (M_{rd}), com o valor de $0,85f_{cd}$ de tensão no concreto e ações atuantes majorada de $\gamma_f(N_d)$.
- ii) Posteriormente é construído o diagrama $M \times N \times 1/r$ com o valor de $1,1f_{cd}$ de tensão no concreto e ações atuantes majoradas de $\gamma_f/\gamma_{f3} (N_d/\gamma_{f3})$.
- iii) A rigidez secante é definida pela relação entre o momento resistente (M_{rd})/ γ_{f3} e a correspondente curvatura obtida no diagrama $M \times N \times 1/r$ construído com o valor de $1,1f_{cd}$ de tensão no concreto e ações atuante majorada de $\gamma_f/\gamma_{f3} (N_d/\gamma_{f3})$.

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 para os elementos em concreto pré-moldado pode-se adotar o coeficiente de ponderação da resistência do material para o concreto, $\gamma_c = 1,3$ e para o aço, $\gamma_s = 1,1$. Em estruturas em concreto pré-fabricado, o fato da armadura, bem como as formas dos elementos serem executados em uma indústria permite maior precisão no posicionamento das armaduras do elemento, desta forma o coeficiente de ponderação da resistência do material pode ser reduzido.

A obtenção da rigidez em elementos submetidos à força normal pode ser obtida de maneira mais precisa de acordo com os diagramas momento x normal x curvatura. Com o auxílio destes diagramas de interação é possível analisar a validade de expressões aproximadas para a estimativa de rigidez.

2.3. Não linearidade geométrica

A não-linearidade geométrica pode ser interpretada como sendo um comportamento desproporcional entre ações e deformações de um determinado elemento estrutural ou estrutura, decorrente da modificação da configuração geométrica inicial. Esse efeito é mais significativo em estrutura ou elemento estrutural que apresentam grandes deslocamentos ou deformações.

Os efeitos de segunda ordem apresentam uma contribuição considerável para a manifestação e ampliação da não-linearidade geométrica. A interação entre os deslocamentos horizontais de primeira ordem, decorrente de ações horizontais, e forças verticais faz com que a estrutura se distancie gradativamente de sua posição inicial indeformada, até que a mesma consiga adquirir uma configuração equilibrada deformada. O distanciamento da configuração inicial influencia na excentricidade das ações verticais, ocasionando conseqüentemente um acréscimo das solicitações nos elementos que compõe a estrutura.

2.3.1. Consideração da não linearidade geométrica pelo método simplificado do γ_z

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 15.7.2 apresenta um maneira simplificada de considerar a não linearidade geométrica. Desenvolvido por Franco e Vasconcelos

(1991), o processo consiste em avaliar os esforços finais, a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \cdot \gamma_z$. O processo é válido apenas para os casos em que o coeficiente γ_z for inferior a 1,3.

Carmo (1995) apresenta um roteiro de como utilizar esse processo na análise das estruturas de concreto de edifícios. Portanto:

- a) Realiza-se uma análise de primeira ordem da estrutura para as ações horizontais em valores de cálculo e rigidez dos elementos reduzidas, levando em consideração a não-linearidade física de forma aproximada.
- b) determinam-se os deslocamentos horizontais da estrutura bem como os seus esforços de primeira ordem;
- c) determina-se o parâmetro de estabilidade global γ_z . Conforme a Equação

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

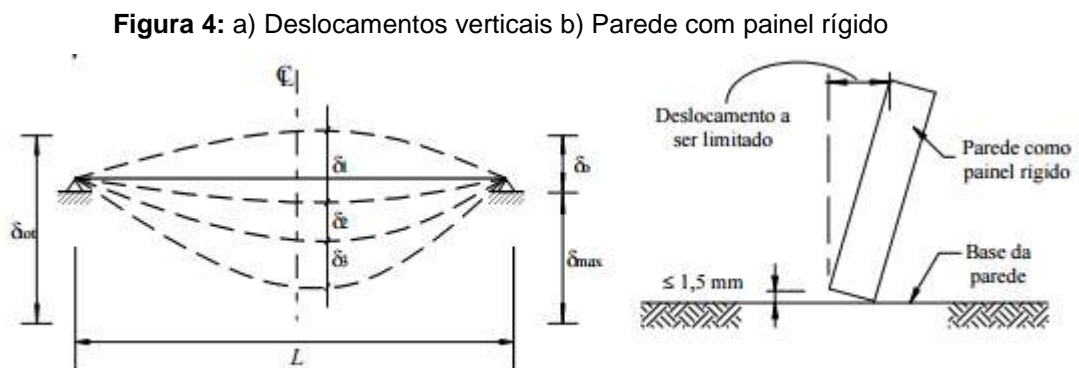
d) classifica-se a estrutura em de nós fixos ou moveis. Para as estruturas de nós fixos, multiplica-se a força do vento por $0,95\gamma_z$, acrescentando-se aos esforços determinados na análise de primeira ordem decorrentes das ações horizontais. Para as estruturas de nós moveis, prossegue-se da mesma forma, porém, os esforços de primeira ordem devidos as ações horizontais são ponderados por γ_z , sempre que o mesmo estiver compreendido entre os valores de 1,10 e 1,30.

2.4. Estado limite de serviço – Verificação de flechas em estruturas metálicas

Segundo a norma ABNT NBR 8800:2008, para a verificação dos estados-limites de serviço, devem ser utilizadas as combinações de serviço dadas no dessa norma, não sendo necessário considerar as imperfeições iniciais geométricas e de material. Para as estruturas de pequena e média deslocabilidade pode ser feita análise elástica de primeira ordem. Para as estruturas de grande deslocabilidade, devem ser considerados os efeitos não lineares geométricos globais e locais.

Os valores máximos para os deslocamentos verticais (flechas) e horizontais são dados na Tabela 1. O deslocamento $\delta_{m\acute{a}x}$ está normalmente relacionado à

aparência da estrutura, devendo-se usar combinações quase permanentes, conforme Anexo B. No entanto, nas situações em que esse deslocamento venha a afetar o funcionamento de equipamentos, a causar empouçamentos na cobertura ou mesmo danos permanentes a elementos não estruturais sujeitos à fissuração, como paredes divisórias e forros, colocados antes que as ações consideradas passem a atuar, deve-se então utilizar, no primeiro e segundo casos, combinação frequente e, no terceiro, rara. No caso dos deslocamentos verticais, tais valores têm como referência uma viga simplesmente apoiada, mostrada na figura 4, na qual δ_0 é a contra flecha da viga, δ_1 é o deslocamento devido às ações permanentes, sem efeitos de longa duração, δ_2 é o deslocamento devido aos efeitos de longa duração das ações permanentes (se houver), δ_3 é o deslocamento devido às ações variáveis, incluindo, se houver, os efeitos de longa duração devidos aos valores quase permanentes dessas ações, $\delta_{máx}$ é o deslocamento máximo da viga no estágio final de carregamento levando-se em conta a contraflecha e δ_{total} é a soma de $\delta_1, \delta_2, \delta_3$. A consideração dos efeitos de longa duração deve ser feita conforme ABNT NBR 8800:2008.



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

No cálculo dos deslocamentos verticais a serem comparados com os valores máximos dados na Tabela 1, pode-se deduzir o valor da contra flecha da viga até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes (δ_1 da Figura 6 a)).

Segundo Silva (2012), em cada situação, o responsável técnico pelo projeto deve decidir qual(is) deslocamento(s), dado(s) esquematicamente na Figura 6 a), deve(m) ser comparado(s) com os valores máximos da Tabela 3.3 e quais os

carregamentos (ou parte desses) serão considerados no cálculo, levando-se em conta a sequência de construção.

Na maioria das vezes, apenas a parcela do deslocamento devida às ações variáveis δ_3 , somada à parcela (se houver) dos efeitos de longa duração das ações permanentes δ_2 , é responsável por causar danos aos elementos não estruturais. São comuns, entretanto, situações em que se deve somar também o deslocamento de parte das ações permanentes (aquela que passa a atuar somente após a construção do elemento não estrutural considerado) ou mesmo considerar o deslocamento máximo, $\delta_{m\acute{a}x}$. Deve-se também avaliar, em cada situação, a probabilidade de ocorrência simultânea de duas ou mais ações variáveis.

Para galpões em geral e edifícios de um pavimento com paredes de alvenaria, deve ser limitado o deslocamento horizontal (perpendicular à parede) de maneira que a abertura da fissura que possa ocorrer na base da parede não seja superior a 1,5 mm, entendida a parede como painel rígido (Figura 6 b).

Tabela 1: Deslocamentos máximos

Descrição	δ^a
Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
Terças de cobertura ^g	$L/180^e$
	$L/120^f$
Vigas de cobertura ^g	$L/250^h$
Vigas de piso	$L/350^h$
Vigas que suportam pilares	$L/500^{h)}$
Vigas de rolamento: ⁱ⁾ - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas - Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN - Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas - Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600^{i)}$
	$L/800^{i)}$
	$L/1000^{i)}$
	$L/400$
	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento: Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/300$ $H/400^{k,j}$
	$H/400$ $H/500^m$

^a é L o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).
^b Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).
^c Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.
^d Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.
^e Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.
^f Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.
^g Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.
^h Considerar combinações raras de serviço
ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto
^j No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não poderá ser superior a 50 mm
^k O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.
^m Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

2.5. Relação entre o deslocamento horizontal máximo e a altura da edificação

A relação entre o deslocamento horizontal máximo e a altura do edifício, denominada relação flecha-altura por Carmo (1995), se configura com valores práticos para a verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva (ELS-DEF). A relação entre as duas grandezas pode ser determinada de forma global ou fracionada por pavimento.

Os deslocamentos laterais excessivos das edificações ocasionam efeitos indesejáveis relacionados a aspectos construtivos, estruturais e psicológicos. Com o

intuído de minimizar a ocorrência desses efeitos, os textos normativos apresentam propostas de limites aceitáveis na qual a estrutura pode deslocar.

3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS

Antes de abordar o assunto de dimensionamento pretende-se discorrer sobre segurança e os estados limites.

3.1 Segurança e os estados limites

Os estados-limite considerados no cálculo das estruturas de concreto são: estado-limite último e estado-limite de serviço.

No presente trabalho será tratado do estado-limite de serviço, apesar de ser apontado algumas considerações no estado-limite último como introdução ao tema central.

Para Araújo (2014), além dos aspectos econômicos e estéticos, uma estrutura de concreto armado deve ser projetada para atender aos seguintes requisitos:

- 1) Segurança: dentro do nível preestabelecido, a estrutura deve suportar as ações que lhe são impostas durante a sua vida útil, incluindo a sua fase de construção, sem a ocorrência de rupturas ou perda de equilíbrio estático;
- 2) Bom desempenho em serviço: nas condições normais de utilização, as deformações da estrutura devem ser suficientemente pequenas para não provocar danos inaceitáveis em elementos não estruturais, não afetar o seu uso ou a sua aparência, nem causar desconforto aos usuários; o grau de fissuração não deve afetar o uso ou aparência da estrutura, nem prejudicar a proteção da armadura;
- 3) Durabilidade: a estrutura deve se manter em bom estado de conservação sob a influência ambientais previstas, sem necessidade de reparos de alto custo ao longo de sua vida útil.

De acordo com o item 10.3 da ABNT NBR 6118:2014, a segurança das estruturas de concreto deve ser sempre verificada em relação aos seguintes estados-limites últimos:

- a) Perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;

- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais;
- c) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Provocado por solicitações dinâmicas;
- e) Colapso progressivo;
- f) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200;

Observa-se que o requisito da segurança está relacionado com os estados-limite último, enquanto a durabilidade, a aparência e o conforto estão ligados aos estados limites de utilização ou serviço.

O estado-limite de serviço, conforme item 10.4 da NBR 6118:2014, é aquele relacionado à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

A segurança das estruturas de concreto exige a verificação de alguns estados-limites de serviço, descritos na seção 3 da norma ABNT NBR 6118:

- **Estado-limite último (ELU):** Estado-limite relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.
- **Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F):** Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a $f_{ct,f}$ (A resistência à tração direta f_{ct} pode ser considerada igual a $0,9 f_{ct,sp}$ ou $0,7 f_{ct,f}$, ou, na falta de ensaio para a obtenção de $f_{ct, sp}$ e $f_{ct, f}$ pode ser avaliado o seu valor médio ou característico por meio de equações que serão expressas em seguida) (13.4.4: **Limite para fissuração e proteção das armaduras** – A abertura máxima característica w_k das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm, conforme tabela 13.4 da mesma norma, sob ação das combinações frequentes, não tem importância significativa na corrosão das armaduras. 17.3.4: **Estado-limite de descompressão e**

de formação de fissuras – Nos elementos onde se utiliza armadura de protensão, pode ser necessária a verificação da segurança em relação aos estados-limites de descompressão e de formação de fissuras. Essa verificação pode ser feita calculando-se a máxima tensão de tração do concreto no estágio I, onde o concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais).

No item 13.4.3 **Controle da fissuração quanto a aceitabilidade sensorial e à utilização.**

“No caso das fissuras afetarem a funcionalidade da estrutura, como por exemplo, no caso da estanqueidade de reservatórios, devem ser adotados limites menores para as aberturas das fissuras. Para controles mais efetivos da fissuração nessas estruturas é conveniente a utilização da proteção.

Por controle de fissuração quanto à aceitabilidade sensorial, entende-se a situação em que as fissuras passam a causar desconforto psicológico aos usuários, embora não representem perdas de segurança da estrutura. Limites mais severos de aberturas de fissuras podem ser estabelecidos com o contratante.”

- **Estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W):** Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados. No caso do concreto protendido nível 1 (protensão parcial) $w_k \leq 0,2$ mm para combinação frequente.
- **Estado-limite de descompressão (ELS-D):** Estado no qual em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. Verificação usual no caso do concreto protendido.
- **Estado-limite de descompressão parcial (ELS-DP):** Estado no qual se garante a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão.

Figura 5: Estado limite de descompressão parcial



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

- **Estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE):** Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão para a verificação em vazio. Onde verifica-se se a peça protendida está em segurança quando atuar a protensão no tempo “zero” (sem perdas) e apenas os esforços de ações permanentes.
- **Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF):** Estado em que as deformações atingem os limites fixados para a utilização normal.
- **Estado-limite de vibração excessiva (ELS-VE):** Estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal de construção.

3.2 ABNT NBR 9062:2017

Com a revisão da norma ABNT NBR 9062:2017 as considerações em relação a como as características dos materiais e elementos devem ser consideradas para o seu dimensionamento e um novo método de cálculo de ligações semirrígidas. As simulações da estabilidade global foi alterada, com isso, mudou os esforços nos pilares.

Foi inserido o anexo A na ABNT NBR 9062:2017 a que sugere valores para a consideração da não linearidade física dos elementos. Tal necessidade vem do estudo de Marin (2009), no qual mostra que existe uma diminuição de rigidez dos elementos pré-moldados com base em diagramas de momento-normal-curvatura ($M \times N \times 1/r$).

De acordo com a norma a não linearidade física para análise global de segunda ordem pode ser considerada por meio de uma aproximação linear modificando as rigidezes secantes dos elementos estruturais de acordo com a lista a seguir:

- - Lajes:
 - $(EI)_{sec} = 0,25 E_{ci} I_c$
- - Vigas em Concreto Armado:
 - $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c$
- - Vigas em concreto protendido, considerando toda a seção composta:
 - $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} I_c$
- - Pilares:

- $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci}l_c$ para estruturas com ligação viga-pilar articulada com 1 pavimento ou galpões
- $(EI)_{sec} = 0,55 E_{ci}l_c$ para estruturas com ligação viga-pilar semirrígida com até 4 pavimentos
- $(EI)_{sec} = 0,7 E_{ci}l_c$ para estruturas com ligação viga-pilar semirrígida

Em segundo lugar tem-se que a ligação deve se manter em regime elástico de tensões para que ela possa ser considerada na análise global da estrutura.

Por último, tem-se que a rigidez da ligação agora apresenta uma equação simplificada para seu cálculo.

Sendo assim, Ferreira et al. (2010), apresentam uma nova metodologia para modelagem de estruturas de múltiplos pavimentos em pré-moldado de concreto.

3.3 Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas

3.3.1 Sistemas estruturais para garantia da estabilidade global

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.1.2.1, para garantir a estabilidade global, os sistemas estruturais usados nas estruturas pré-moldadas podem atuar isolados ou em combinação entre si, o presente trabalho optou: Caso 1: pela estrutura onde a estabilidade é proporcionada por ação de pilares engastados na fundação, podendo estar associados a vigas articuladas; Caso 2: pela estrutura onde a estabilidade é proporcionada por ação de pórticos compostos por pilares e vigas, interligadas entre si por meio de ligações resistentes a momento fletores.

3.3.2 Classificação de estruturas pré-moldadas segundo a sua deslocabilidade

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.1.2.2, item b) onde as estruturas com deslocabilidade moderada são aquelas onde os efeitos de 2ª ordem não são desprezíveis (estão no intervalo entre 10% a 30%) dos respectivos efeitos de 1ª ordem. Neste caso permite-se o processo descrito no item 5.1.2.12 da norma.

3.3.3 Critério de projeto

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.1.2.3, a estrutura deve ser analisada em relação à estabilidade, em todas as fases, considerando o comportamento das ligações na época da montagem, que podem ser diferentes daquelas da estrutura concluída, utilizando-se contraventamentos provisórios sempre que necessários.

No caso dos 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. Todavia, há estruturas em que os deslocamentos horizontais são grandes e que, não obstante, dispensam a consideração dos efeitos de 2ª ordem, por serem pequenas as forças normais e, portanto, pequenos os acréscimos dos deslocamentos produzidos por elas.

Quando a estabilidade for proporcionada por meio da ação de pórtico, através de ligações resistentes à flexão, as quais possuem comportamento semirrígido, onde os valores do fator de restrição à rotação estão compreendidos entre 0,15 e 0,85, inclusive 0,15, conforme o item 5.1.2.7 da norma, aplicam-se os critérios de projeto de ligações com resistência à flexão de comportamento semirrígido descrito por Ferreira (2015).

3.3.4 Consideração da não linearidade física

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.1.2.4, a não linearidade física deve ser levada em conta mediante a redução da rigidez dos elementos estruturais com base em diagramas momento-normal-curvatura ($M \times N \times 1/r$). Quando for pertinente ao projeto desenvolvido, deve ser considerado o efeito de emprego de armadura ativa e o efeito da fluência.

A não linearidade física pode ser considerada por meio de uma aproximação linear com uso da rigidez secante da relação momento-normal-curvatura, conforme ABNT NBR 6118:2014.

Na análise de estabilidade global, a não linearidade física deve ser considerada segundo o menor valor de rigidez secante obtido das hipóteses de combinação de

ações definidas para o ELU. Nesta análise devem ser consideradas as situações transitórias.

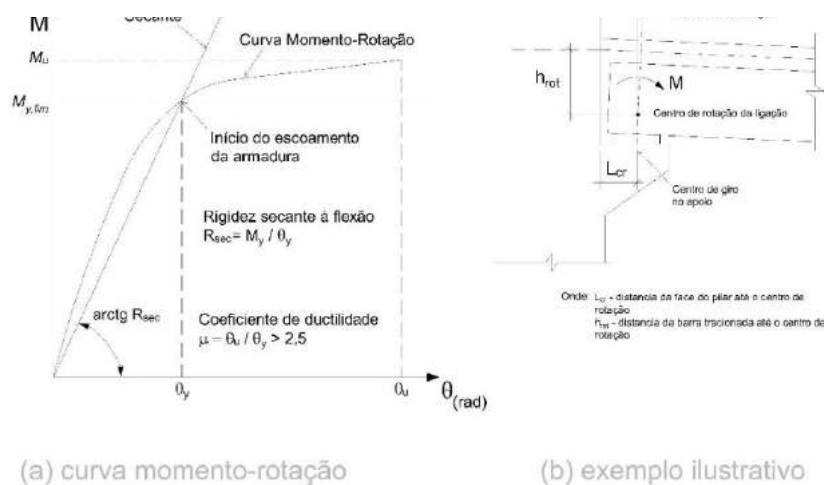
3.3.5 Consideração aproximada da não linearidade física da não linearidade física

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.1.2.5, quando se aplicar uma consideração aproximada e simplificada para a não linearidade física na análise global de 2ª ordem da estrutura em concreto pré-moldada, sugere-se a utilização de rigidez secante dos elementos estruturais, conforme o anexo A da norma.

3.3.6 Rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.1.2.6, a rigidez ao momento fletor de uma ligação viga-pilar é definida pela relação momento-rotação. A resposta não linear das ligações pode ser feita com base na análise linear, utilizando a rigidez secante (R_{sec}), conforme indicada na figura 8. A rotação localizada na região da ligação na extremidade da viga, associada à rigidez secante, deve ser medida no centro de giro no apoio, conforme figura 5.1 quando se aplicar uma consideração aproximada e simplificada para a não linearidade física na análise global de 2ª ordem.

Figura 6: Relação momento-rotação na ligação viga-pilar – a) Curva momento-rotação b) Exemplo ilustrativo



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Sendo,

R_{sec} rigidez secante da curva momento-rotação da ligação viga-pilar;

$M_{y,lim}$ momento limite no início do escoamento da armadura de continuidade da ligação viga-pilar;

M_u momento último na extremidade da viga no limite de plastificação da ligação viga-pilar;

θ_y rotação relativa viga-pilar no início do escoamento da armadura de continuidade;

θ_u rotação relativa viga-pilar máxima no limite de plastificação da ligação;

μ rotação relativa viga-pilar máxima no limite de plastificação da ligação;

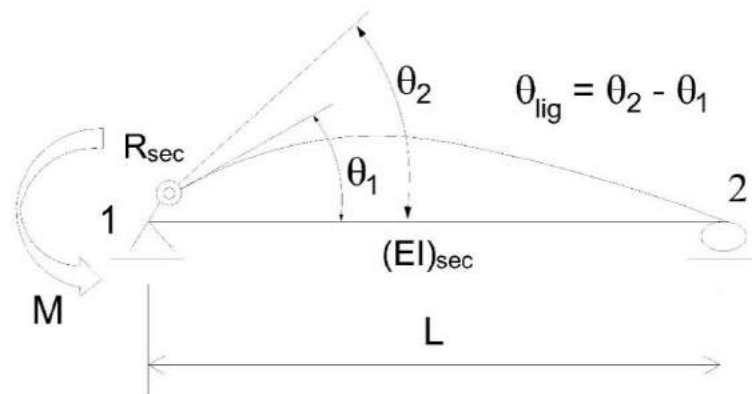
L_{cr} distância da face do pilar até o centro de rotação;

L_{rot} distância da barra tracionada até o centro de rotação;

3.3.7 Fator de restrição à rotação

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.1.2.7, o fator de restrição à rotação pode ser definido pela razão da rotação θ_1 da extremidade do elemento em relação à rotação combinada θ_2 do elemento e da ligação, devido ao momento de extremidade, conforme figura 4 da norma.

Figura 7: Fator de restrição à rotação



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

O fator de restrição à rotação α_R pode ser estabelecido em função do fator de rigidez relativa entre a rigidez relativa entre a rigidez da ligação e a rigidez do elemento por ela conectado, conforme a equação a seguir:

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}} \right]^{-1}$$

Sendo,

$3(EI)_{sec}$ é a rigidez secante da viga considerada na análise estrutural, ou conforme indicação no Anexo A da norma;

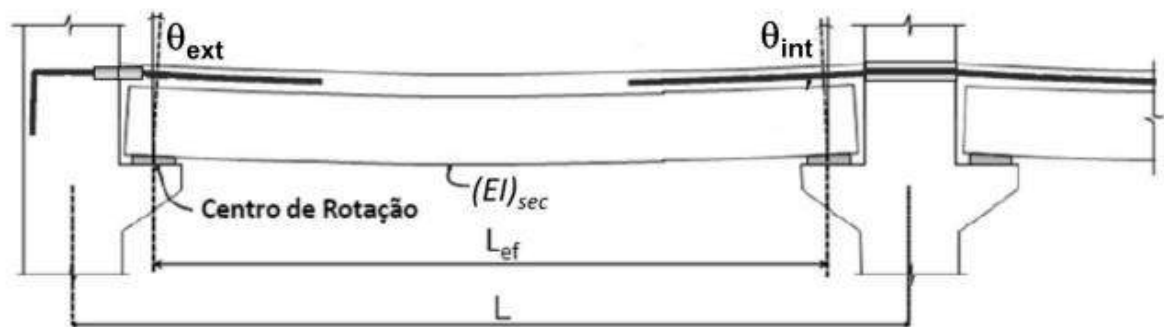
L_{ef} é o vão efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga, definido conforme Figura 5 da norma;

R_{sec} é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar.

O limite do fator de restrição α_R para ligações semirrígidas é dado por:

$$0,15 \leq \alpha_R < 0,85$$

Figura 8: Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Sendo,

L_{ef} distância efetiva de cálculo

θ_{ext} rotação da ligação de um pilar de extremidade

θ_{int} rotação da ligação de um pilar interno da edificação

3.3.8 Critério de projeto de ligação com resistência à flexão de comportamento semirrígido

Em função do estudo de caso apresentado neste trabalho faz-se necessário indicar os critérios de projeto para esse tipo de ligação e que foi considerado no modelo, segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.1.2.9, o projeto e a execução de estruturas cujas ligações são semirrígidas devem atender ao seguinte:

- a) o projeto da ligação deve levar em conta simultaneamente os critérios de resistência e de rigidez, onde a resistência da ligação deve ser compatível com os esforços mobilizados em função da resposta do seu comportamento semirrígido efetivo na análise estrutural;
- b) o projeto da estrutura pré-moldada com ligações semirrígidas pode ser baseado na análise linear aproximada utilizando a rigidez secante da ligação (R_{sec}). Este procedimento é válido quando o momento solicitante elástico de projeto $M_{sd,rig}$ (engastamento perfeito na ligação) não exceder o momento limite de escoamento $M_{y,lim} = 0,9 \cdot A_s \cdot f_{yk} \cdot d$, para qualquer combinação de ações no ELU;
- c) a rigidez secante para a relação momento-rotação da ligação viga-pilar deve estar baseada em modelos analíticos de referências técnicas ou com base na comprovação experimental.
- d) no caso de ligações viga-pilar típicas de seção composta com solidarização no local, com continuidade da armadura negativa passando no pilar por meio de bainhas corrugadas preenchidas com graute ou por meio de luvas inseridas no pilar, permite-se o cálculo aproximado da rigidez secante negativa;
- e) quando houver inversão dos esforços solicitantes, com superação dos momentos negativos pelos momentos positivos em decorrência de combinações de ações, onde o vento é uma ação variável principal, a rigidez da ligação positiva deverá ser levada em conta na análise estrutural.
- f) devem ser considerados os efeitos de carregamentos repetidos verticais e horizontais e ações reversíveis com atenção particular à deformação incremental nas ligações e fadiga de baixos ciclos. Nesse caso, a rigidez secante deverá ser considerada pelo menor valor da rigidez obtida a partir da envoltória de combinações das ações;
- g) no projeto e detalhamento das ligações com fator de restrição inferior a 0,15, consideradas como articuladas, deve-se verificar a capacidade de acomodação das

rotações da ligação para as situações de estado limite de serviço ELS e estado limite último ELU para evitar o surgimento de esforços não previstos na região da ligação;

h) no caso de ligações viga-pilar internas, com armaduras longitudinais negativas complementares passando nas laterais dos pilares, na capa estrutural moldada in loco, recomenda-se garantir um percentual mínimo de 50% da armadura resistente atravessando os pilares (por meio de bainha grauteada ou por meio de luvas rosqueadas). A largura das faixas laterais para colocação da armadura complementar será limitada a 1,5 vezes a largura do pilar. Deve-se dispor de armadura de costura transversal à armadura complementar para garantir o seu funcionamento.

3.3.9 Cálculo da rigidez secante à flexão negativa em ligações viga-pilar com armadura de continuidade no local

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.1.2.10, no caso de ligações viga-pilar típicas de seção composta com solidarização no local, com continuidade da armadura negativa por meio de bainhas corrugadas passando no pilar preenchidas com graute ou por meio de luvas inseridas no pilar, as rotações efetivas nas ligações são decorrentes de mecanismos de deformação que ocorrem tanto na interface viga-pilar quanto na zona de transição na extremidade da viga, denominada região da ligação, a qual compreende trecho entre a face do pilar e o centro de giro no apoio da viga.

Considerando o limite do valor da tensão na armadura de continuidade igual a $\sigma_s \leq f_{yk}$, conforme critério de projeto do item anterior, a rigidez secante para a relação momento-rotação pode ser calculada por:

$$R_{sec} = k \cdot \frac{A_s E_s d^2}{L_{ed}}$$

Sendo,

k é o coeficiente de ajustamento da rigidez secante;

L_{ed} é o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade;

d é a altura útil da seção resistente na ligação negativa;

E_s é o módulo de elasticidade do aço;

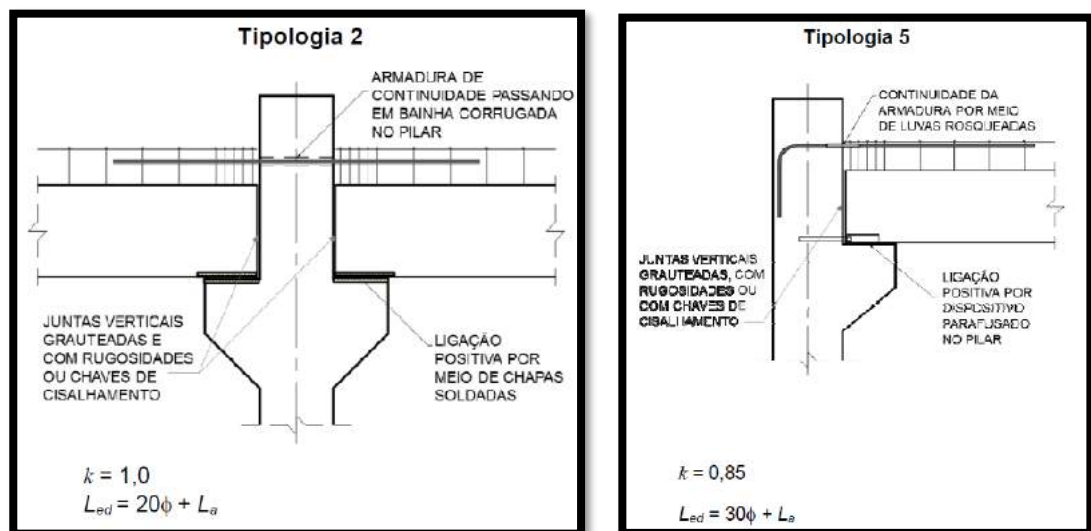
A_s é a armadura de continuidade negativa, respeitando o limite $M_{y,lim}$;

Na figura 9 da norma ABNT NBR 9062:2017, figura 11 são apresentadas algumas referências para o comprimento efetivo de deformação L_{ed} para o cálculo da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típica.

Para as ligações típicas da figura 9, recomenda-se a distância entre a face pilar e a extremidade da viga pré-moldada, possibilitando uma boa condição de preenchimento da junta vertical com graute ou com concreto de resistência $f_{ck} \geq 30\text{MPa}$. Na figura 9, ϕ corresponde ao diâmetro equivalente obtido da média ponderada da porcentagem de armadura negativa passantes dentro e fora do pilar.

No estudo de caso utilizaremos as seguintes tipologias 2 e a 5, conforme imagens a baixo:

Figura 9: Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típica



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

3.3.10 Procedimento simplificado para a análise não linear com efeitos globais de 2ª ordem

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.1.2.12, o coeficiente γ_z deve ser determinado a partir dos resultados dos deslocamentos de primeira ordem, para cada caso de carregamento, considerando o efeito das ligações semirrígidas na estrutura pré-moldada. Entretanto, o coeficiente γ_z deve ser determinado a partir dos resultados dos deslocamentos de 1ª ordem, para cada caso de carregamento, considerando o

efeito das ligações semirrígidas na estrutura pré-moldada. Entretanto, o coeficiente γ_z é válido para analisar a instabilidade da estrutura mesmo para casos de estrutura pré-moldadas com menos de 4 andares, desde que a geometria da estrutura apresente regularidade, não ocorrendo discrepâncias significativas entre os pé-direitos nos pavimentos sucessivos, não ocorrendo variações bruscas acentuadas entre os momentos de inércia dos pilares nos pavimentos sucessivos. Para o cálculo dos deslocamentos de 1ª ordem, devem ser considerados os efeitos da rigidez secante da relação momento-rotação das ligações e a não linearidade física aproximada dos elementos estruturais. O valor do coeficiente γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Sendo,

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento referente ao pilar equivalente da estrutura analisada, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

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

Considera-se a estrutura com deslocabilidade reduzida para condição $\gamma_z \leq 1,10$, para a qual são desprezíveis os efeitos globais de 2ª ordem. As estruturas pré-moldadas com ligações semirrígidas são consideradas com deslocabilidade moderada para o intervalo de $1,10 < \gamma_z < 1,30$, permitindo-se neste caso o procedimento aproximado para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem em estruturas com nós móveis, o qual consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional das ações horizontais da combinação de ações consideradas pelo coeficiente γ_z . Para o intervalo $1,10 < \gamma_z < 1,20$, emprega-se o fator de majoração reduzido de $0,95 \gamma_z$ enquanto para o intervalo $1,20 \leq \gamma_z \leq 1,30$, emprega-se o fator de majoração com o valor integral γ_z . Para valores $\gamma_z \geq 1,30$, deve-se proceder a um cálculo rigoroso, considerando a não linearidade geométrica e a não linearidade física.

3.4 Especificações gerais de projeto

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.2.1.3, a análise da estrutura pré-moldada deve levar em conta as retrações e as eventuais deformações diferenciais entre concretos de diferentes idades, composições e propriedades mecânicas, ou seja, deve-se levar em conta os materiais componentes dos elementos pré-moldados, a resistência das peças e a fase de moldagem do elemento estrutural até a sua de montagem devem ser verificadas os seus componentes.

Uma das particularidades da estrutura pré-moldada são as fases construtivas que esse sistema passa, segundo a norma devem ser analisadas todas as condições desfavoráveis que possam imprimir solicitações no estado limite último e de serviço previsto na ABNT NBR 6118:2014. Considera-se como fases frequentes que exigem dimensionamento e verificação dos elementos as seguintes: de fabricação, de manuseio, de armazenamento, de transporte, de montagem, das fases transitórias da construção e da obra finalizada

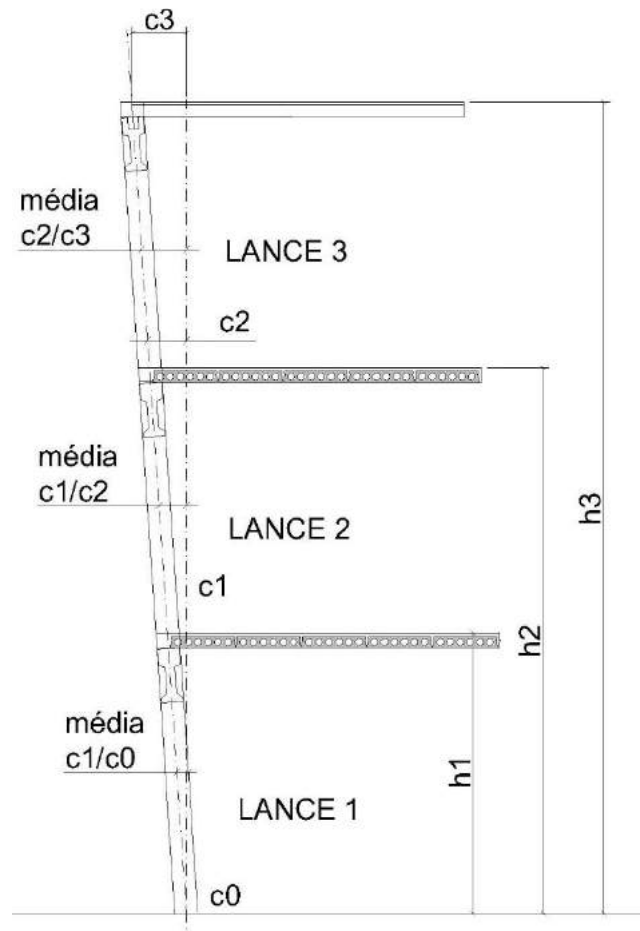
Dentro do aspecto da tolerância a norma estabelece alguns limites de montagem, pode se destacar para o trabalho desenvolvido item 5.2.2.6, em que:

- A tolerância em relação à verticalidade é de $\pm 1/300$ da altura até o máximo de 2,5 cm, confirmada após a montagem do elemento pilar;

3.4.1 Imperfeições de montagem

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.2.3.1, em relação ao dimensionamento dos pilares deve ser considerar desaprumos do elemento ao fim da montagem ou montagem solidarizada para a carga total. Deve ser realizada a verificação do elemento em todos os lances, considerando a situação mais desfavorável entre o momento mínimo, conforme ABNT NBR 6118:2014, e as excentricidades de desaprumos do elemento, conforme figura 10.

Figura 10: Excentricidade de desaprumo da estrutura montada



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

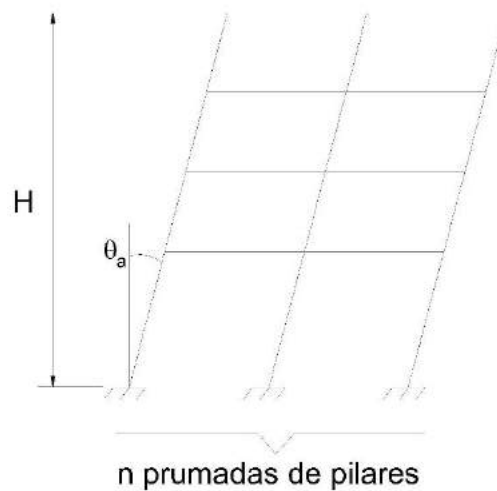
A excentricidade de desaprumo deve ser considerada igual a $H/400$ em ambas as direções do pilar, sendo que H corresponde aos valores de h_1 , h_2 , h_3 e assim sucessivamente, conforme figura 10.

A consideração de desaprumo do elemento não exclui as verificações de imperfeições globais necessárias.

No item 11.3.3.4 da ABNT NBR 6118:2014, recomenda que na verificação do estado-limite último das estruturas reticuladas, no caso estruturas pré-moldadas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais descarregada. Essas imperfeições são divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais.

Na análise global das estruturas em relação as imperfeições globais, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, conforme mostra figura 11:

Figura 11: Imperfeições geométricas globais



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \qquad \theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}}$$

Sendo,

$\theta_{1 \min}$ 1/300 para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1 \max}$ 1/200;

H é a altura total da edificação, expressa em metros (m);

n é o número de prumadas de pilares no pórtico plano;

A consideração das ações de vento e desaprumo deve ser realizada de acordo com as seguintes possibilidades:

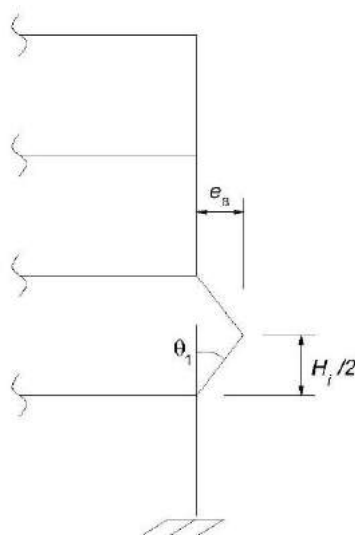
- Quando 30 % da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.
- Quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de $\theta_{1 \min}$, conforme definido acima.
- Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1 \min}$. 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 $\theta_{1 min}$.

Nota, segundo a ABNT NBR 6118:2014 o desaprumo não precisa ser considerado para os Estados Limites de Serviço.

Em relação a imperfeições locais, admite no caso usuais de estruturas reticuladas, a consideração apenas da falta de retilidade ao longo do lance de pilar seja suficiente, conforme figura 12.

Figura 12: Imperfeições geométricas locais



b) Falta de retilidade no pilar

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

3.5 Esforços solicitantes

3.5.1 Ações a considerar em estruturas pré-moldadas

3.5.1.1 Ações

Denomina-se ação, um conjunto de influência, capaz de produzir estados de tensão ou deformação em uma estrutura. Segundo a ABNT NBR 6118:2014 na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura, levando-se em conta os possíveis estados últimos e os estados de serviços.

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.3.1.1, para o cálculo dos esforços solicitantes, deve ser considerado a influência das ações constituídas pelas ações permanentes, variáveis (incluindo o vento), efeitos de temperatura, choques, vibrações, ações repetidas, deslocamento de apoio. Neste trabalho foram consideradas as seguintes ações para a verificação no estado limite de serviço: fluência do concreto, retração do concreto, solicitações dinâmicas no manuseio, transporte e montagem, alça ou dispositivos de içamento.

A fluência e retração do concreto os esforços foram determinados segundo a ABNT NBR 6118:2014, levando em conta as fases transitórias de construção,

Em relação ao processo de execução do efeito dinâmico devido ao manuseio, transporte e montagem dos elementos estruturais pré-moldados e pré-fabricados, deve ser considerado o item da norma ABNT NBR 9062:2017, item 5.3.2.1, onde devem ser consideradas de forma aproximada a análise estática equivalente, considerando-se um coeficiente de ampliação dinâmica, conforme a equação a seguir:

$$g_{eq,d} \geq \gamma_f \cdot \beta_a \cdot g_{eq,k}$$

Sendo,

$g_{eq,k}$ é a carga estática característica permanente;

$g_{eq,d}$ é a carga estática permanente;

β_a é a carga estática equivalente de cálculo permanente;

γ_f é o coeficiente de ponderação das ações, com valor igual a 1,30 para esta análise aproximada.

Para as considerações de β_a , coeficiente mínimo de ampliação dinâmica a ser utilizado para determinar a carga estática equivalente na verificação dos elementos deve ser dado por:

$\beta_a = 1,30$, na ocasião do transporte, com carga permanente em situação desfavorável;

$\beta_a = 0,8$, na ocasião do transporte com carga permanente em situação favorável, ou outro valor definido em verificação experimental comprovada;

$\beta_a = 1,3$, na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento;

$\beta_a = 1,4$, na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento sob circunstâncias desfavoráveis, tais como formato do elemento ou detalhes que dificultem a sua extração da fôrma ou superfície de contato com a fôrma maior que 50 m²;

$\beta_a < 1,3$, na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem quando os elementos forem de peso superior a 300 kN. O valor de β_a deve ser estabelecido conforme experiência local, bem como formas e equipamentos de içamentos adotados;

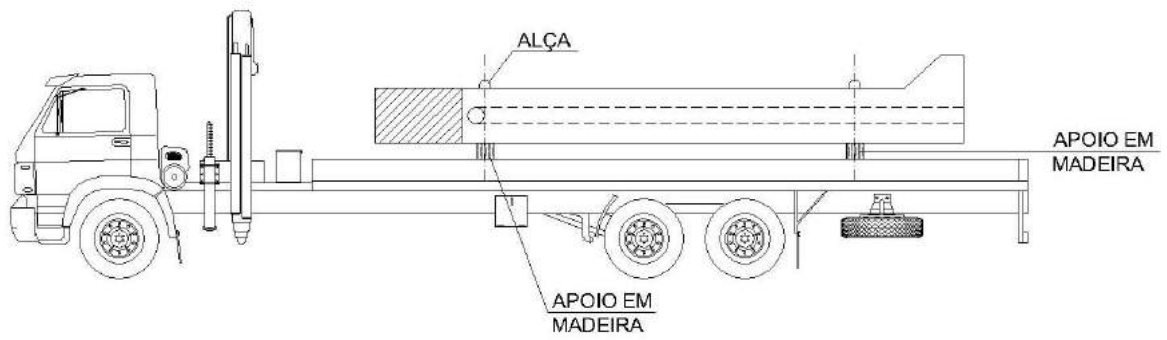
$\beta_a = 3,0$, para projetos dos dispositivos de içamento, para saque, manuseio e montagem, em contato com a superfície do elemento ou ancorado no concreto.

$\beta_a = 1,3$, para o caso de transporte e içamento de pilares, sendo obrigatória a limitação da tensão da armadura a $0,50 f_{yk}$.

As alças e pinos de içamento são consideradas ligações temporárias com o equipamento de manuseio e montagem das peças, mas que devem ser dimensionadas e atender a norma. A alça em sua parte externa trabalha predominantemente à tração e, na parte imersa no concreto, ao cisalhamento por aderência.

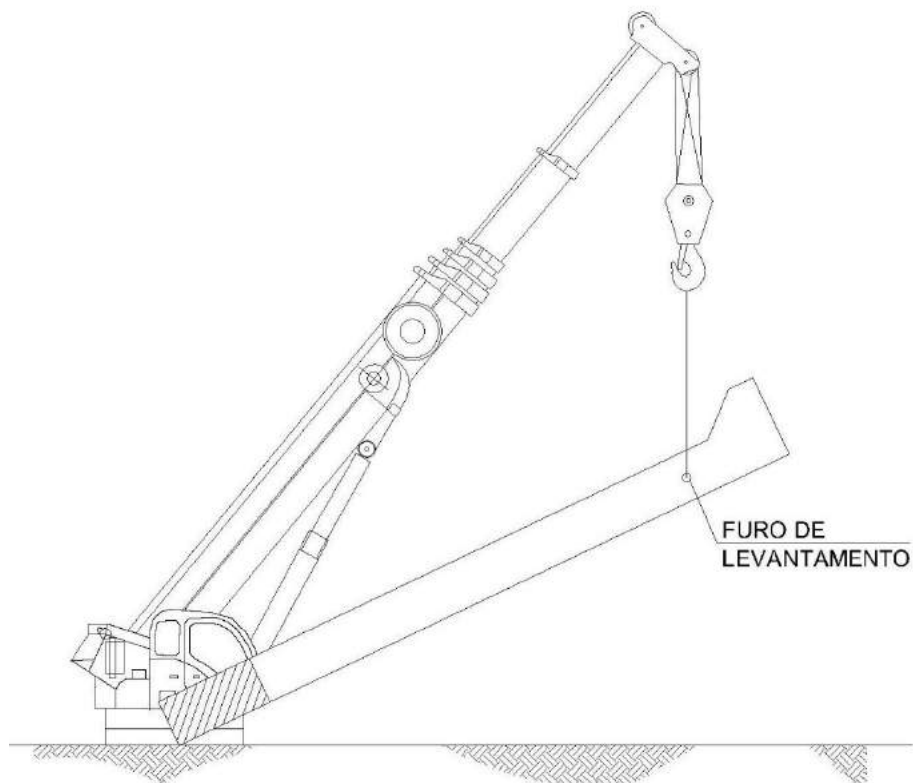
O concreto que se encontra na região próxima ao dispositivo de içamento deve ser verificado quanto as tensões radiais atuantes, devendo ser verificado quanto à necessidade de adoção de armadura complementar de reforço para a prevenção de fissuras.

Figura 13: Veículo transportando a peça



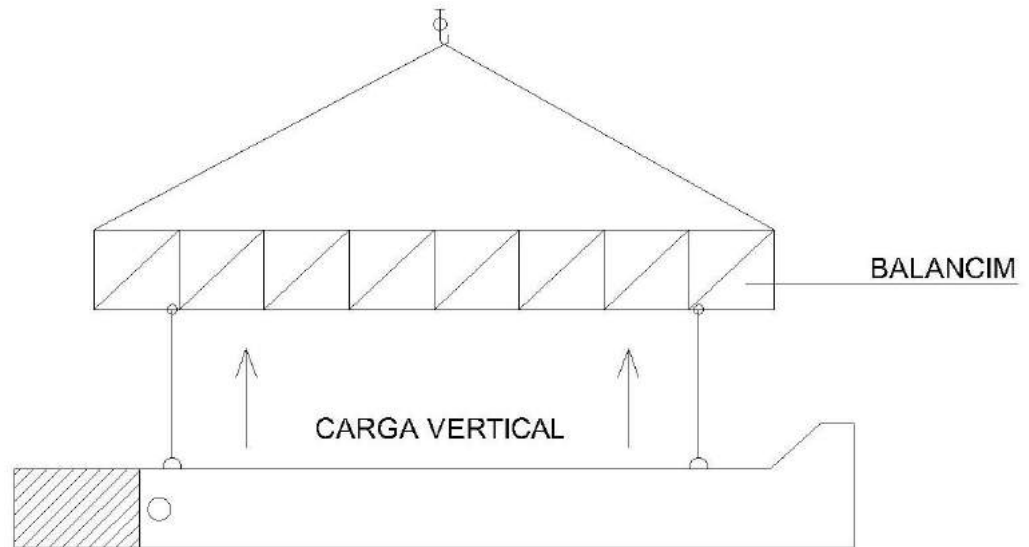
Fonte: Munte (2007)

Figura 14: Içamento de elemento pré-moldado



Fonte: Munte (2007)

Figura 15: Içamento de elemento pré-moldado com balancim

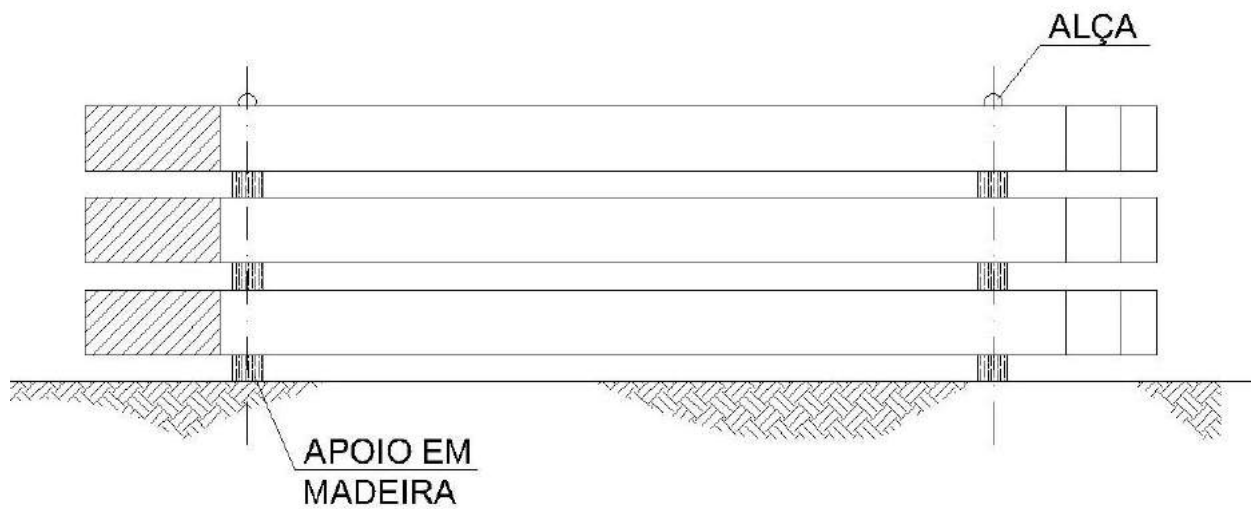


Fonte: Munte (2007)

Figura 16: Armazenamento de peças pré-moldadas com dois apoios

SITUAÇÃO - A

PARA PILARES DE ATÉ 13,00m



Fonte: Munte (2007)

Figura 17: Armazenamento de peças pré-moldadas com três apoios

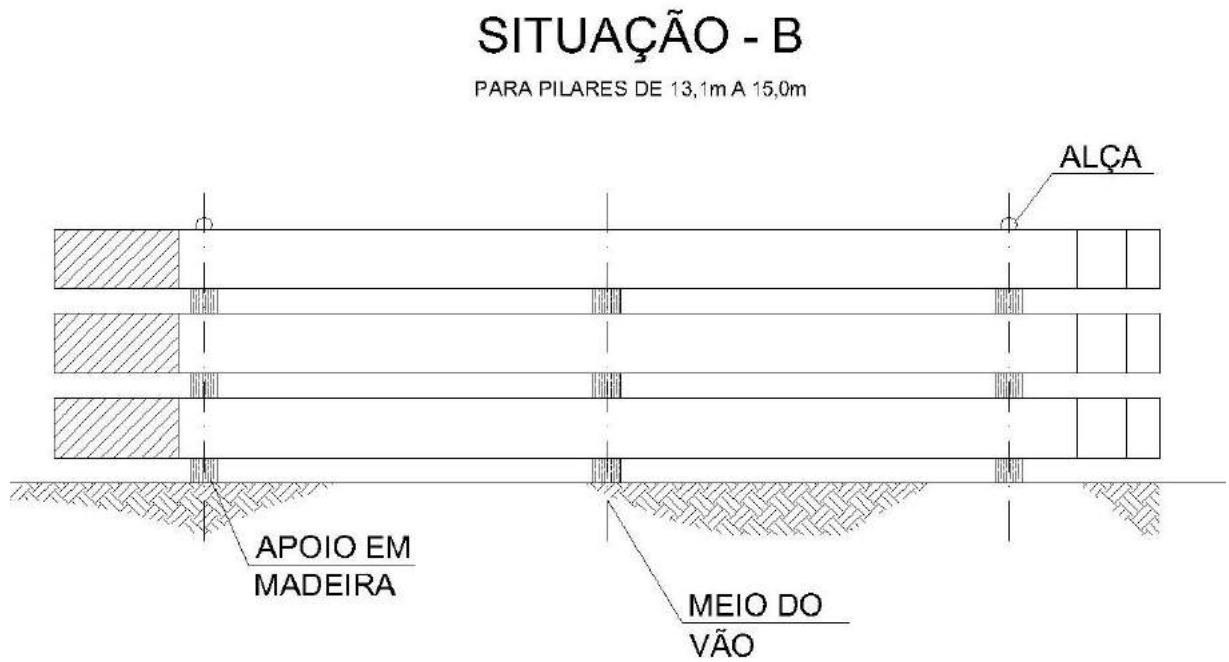
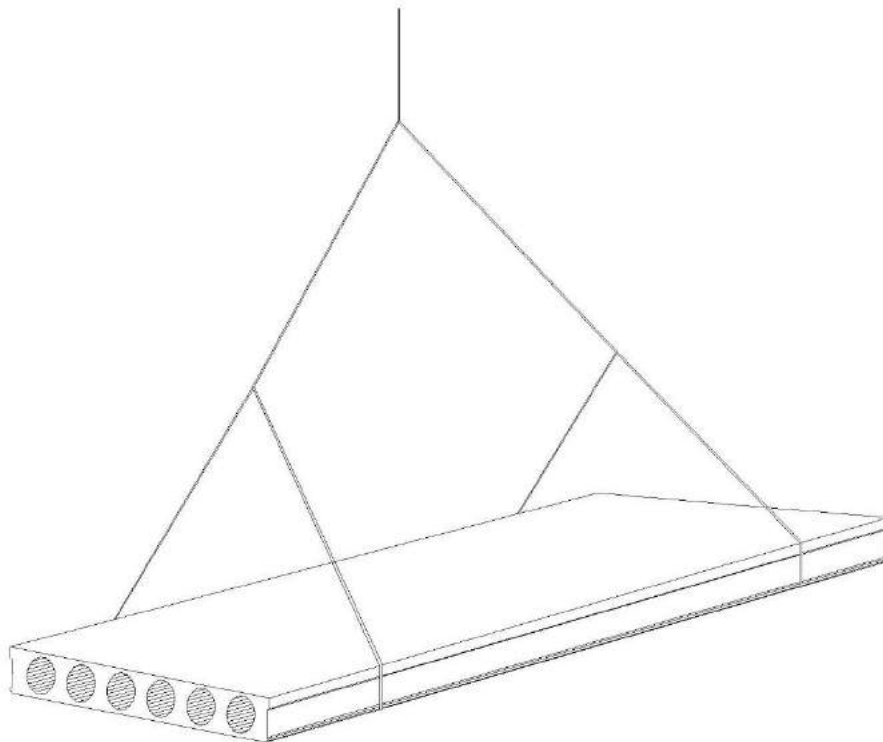


Figura 18: Içamento de laje alveolar



3.5.1.2 Coeficiente de ponderação das ações

De acordo com o item 11.7 da ABNT NBR 6118:2014, as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação γ_f e obtidos pelo produto de três outros:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

Sendo,

γ_{f1} – Considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} – Considera a simultaneidade de atuação das ações
 $\gamma_{f2} = \psi_0 \cdot \psi_1$ ou ψ_2 , tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014.

γ_{f3} – Considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, sejam por desvios gerados nas construções, seja por deficiência dos métodos de cálculo empregado.

Em geral, o coeficiente de ponderação das ações para o estado-limite de serviço é dado pela expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f2}$$

Sendo: γ_2 tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer;

$\gamma_{f2} = 1,0$ para combinações raras; $\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes e
 $\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

Tabela 2: Valores dos coeficiente gama z

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

ψ_0 – Fator de redução de combinação para o estados-limite último;

ψ_1 – Fator de redução de combinação de combinação frequente para estado limite de serviço;

ψ_2 – Fator de redução de combinação quase-permanente para o estado limite de serviço.

3.5.1.3 Coeficiente de ponderação para estados-limite de serviço

Em geral, o coeficiente de ponderação das ações, para os estados-limite de ações, para os estados-limite de serviço, é tomado igual a γ_{f2} , ($\gamma_f = \gamma_{f2}$), em que γ_{f2} tem valor variável conforme a verificação desejada, conforme a seguir, sendo os valores dos fatores de redução ψ_1 e ψ_2 os referentes às combinações de serviço da tabela 11.2 da norma ABNT NBR 6118:2014.

3.5.1.4 Combinação de ações em serviço

Após a etapa de projeto, deve se analisar o comportamento da estrutura sob as condições de utilização, ou seja, antes da ruína. Assim, a estrutura deve ser suficientemente rígida para que suas deformações, sob a ação da carga em serviço não provoquem danos inaceitáveis em elementos não estruturais, não afetem o seu uso ou a sua aparência, nem causem desconforto aos usuários. Além disso, o grau de fissuração, em geral inevitável nas peças fletidas de concreto armado, não deve afetar a durabilidade da estrutura. Portanto, a segunda etapa do projeto consiste na comprovação da não ocorrência dos estados limites de utilização. Carvalho (2008)

Os estados limites de serviço decorrem de ações cujas combinações podem ter diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura. Essas combinações são classificadas do seguinte modo:

- a) Combinações quase permanentes: são combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade desse período;
- b) Combinações frequentes: são combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham durante total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%.

Segundo Carvalho (2008), para se realizar as verificações em serviço é preciso finalmente definir em quais situações, ou sob que verificação deve ser feita. No item 11.8 da ABNT NBR 6118:2014 são apresentadas as combinações a serem feitas.

O carregamento é definido pela combinação das ações que tem probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período preestabelecido como já dito anteriormente.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança e relação aos estados-limite último e aos estados-limite de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço respectivamente.

Em todas as combinações, as ações permanentes devem ser tomadas em sua totalidade; das ações variáveis devem ser tomadas apenas as parcelas que produzem efeito desfavoráveis para a segurança.

As ações incluídas em cada uma das combinações devem ser consideradas com seus valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação. As combinações das ações necessárias às verificações nos estados-limite último e estados-limite de serviços estão definidas no item 11.8 da ABNT NBR 6118:2014. O presente trabalho descreverá as combinações de serviço.

3.5.1.5 Combinações quase permanente de serviço

Nas combinações quase permanentes admite-se que as ações atuem durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformação excessiva. Nessas combinações, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes. Carvalho (2008)

3.5.1.6 Combinações frequentes de serviço

Nas combinações frequentes as ações se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limite de formação e abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Nesta combinação a variável principal γ_{q1} é tomada com seu valor frequente $\Psi_1 \cdot F_{q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanente $\Psi_2 \cdot F_{qk}$.

3.5.1.7 Combinações raras de serviço

Nas combinações raras as ações ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissura. Nessas combinações, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico $F_{q1,k}$, e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $F_{q1,k}$. Carvalho (2008)

Tabela 3: Combinação de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
<p>onde</p> <p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p>F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p>ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p>ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

3.6 Estado-limite último

Segundo a ABNT NBR 9062:2017, os elementos devem ser verificados, obrigatoriamente, ao estado-limite último conforme a ABNT NBR 6118:2014.

3.7 Estado-limite de serviço

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.4.2.1, os elementos em concreto armado e protendido devem ser verificados, obrigatoriamente, ao estado-limite de serviço, conforme prescrição ABNT NBR 6118:2014 e atendendo toda fases frequentes, desde a fabricação, manuseio, armazenamento, transporte, montagem, das fases transitórias da construção e da obra finalizada.

3.8 Estado-limite de deformação

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.4.3.1, para verificação em serviço do estado limite de deformação excessiva da estrutura, devem ser consideradas as combinações de serviços, considerando o módulo de elasticidade secante do concreto.

Para verificar os estados-limite de deformação excessiva, devem ser analisadas, além das combinações de ações a ser empregadas, as características geométricas das seções, os efeitos de fissuração, fluência do concreto e as flechas-limite, que são diretamente ligadas à destinação ou ao tipo de elemento estrutural.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, não há altura útil a partir da qual é dispensável o cálculo dos deslocamentos, ou seja, é sempre necessário avaliar as flechas nos elementos estruturais.

No item 17.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, estabelece critérios para a verificação dos valores limites para a deformação da estrutura mais especificamente, rotação e deslocamento em peças lineares, analisadas isoladamente e submetida à combinação de serviço das ações (quase permanente, frequentes e raras).

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 os valores dos deslocamentos e rotações deverão ser determinados por meio de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções da peça estrutura, ou seja, que considerem a presença da armadura, a existência de fissuração no concreto ao longo dessa armadura e as deformações diferidas no tempo.

Para o caso de interface ou encunhamento entre a estrutura pré-moldada e outras estruturas ou elementos não estruturais, devem ser seguidas as prescrições de deslocamentos-limites da ABNT NBR 6118:2014, tanto nas peças isoladas como para a edificação global.

De acordo com a tabela 13.3 deste trabalho em relação aos deslocamentos limites são valores práticos utilizados para a verificação em serviço do estado limite de deformação excessiva da estrutura. Os deslocamentos excessivos e a tendência à vibração dos elementos estruturais podem ser desejáveis por diversos motivos, podendo ser classificados em quatro grupos:

- a) **Aceitabilidade sensorial:** esse limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável. A limitação da flecha para

prevenir essas vibrações em situações especiais de utilização deve ser realizada conforme a seção 23 da norma;

- b) **Efeitos específicos:** os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) **Efeitos em elementos não-estruturais:** deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão ligados a ela;
- d) **Efeitos em elementos estruturais:** os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados e incorporado ao modelo estrutural adotado.

Tabela 4: Limites para deslocamentos – Acessibilidade sensorial

Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Visual	Deslocamento visível em elementos estruturais	Total (combinação quase permanente)	$l/250$
Outros	Vibrações sentidas no piso	Em razão de cargas acidentais	$l/350$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Tabela 5: Limites para deslocamentos – efeitos estruturais em serviço

Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total (combinação quase permanente)	$l/250^{(1)}$
	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contra-flecha}^{(2)}$

Pavimentos que devem permanecer planos		Ocorrido após a instalação das divisórias	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após o nivelamento do aparelho	Conforme definido pelo fabricante

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

(1) Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas; entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $l/350$.

Tabela 6: Limites para deslocamentos – efeitos em elementos não-estruturais

Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção de paredes	$l/500^{(1)}$ ou 10 mm ou $\theta = 0,0017 \text{ rad}^{(2)}$
	Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Após a instalação da divisória	$l/250^{(1)}$ ou 25 mm
	Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para a combinação frequente ($\Psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ $H_i/850^{(3)}$ entre pavimentos ⁽⁴⁾
	Movimentos térmicos verticais	Provocada por diferença de temperatura	$l/400^{(5)}$ ou 15 mm
Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$
	Revestimento colados	Ocorrido após a construção do forro	$l/350$
	Revestimentos pendurados ou com juntas	Provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$l/175$

Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Provocado pelas ações decorrentes da frenação	H/400
------------------------	---------------------------	---	-------

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

- (1) O vão l deve ser tomado na direção em que a parede ou a divisória se desenvolve.
- (2) Rotação nos elementos que suportam as paredes.
- (3) H é a altura total do edifício e H_i , o desnível entre os dois pavimentos vizinhos.
- (4) Este limite se aplica ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, por causa da atuação de ações horizontais; não se devem incluir os deslocamentos ocorridos em razão de deformações axiais nos pilares; o limite também se aplica para o deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis, conectados a duas paredes de contraventamento, quando H_i representa o comprimento do lintel.
- (5) O valor de l refere-se a distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

As combinações frequentes devem ser utilizadas para a verificação do estado limite de deformação excessiva decorrentes do vento ou de variações de temperatura, ou seja, os deslocamentos horizontais globais da estrutura pré-moldadas sem encunhamento e devem obedecer às prescrições da tabela 7 da norma ABNT NBR 9062:2017, conforme detalhado na figura 21 deste trabalho.

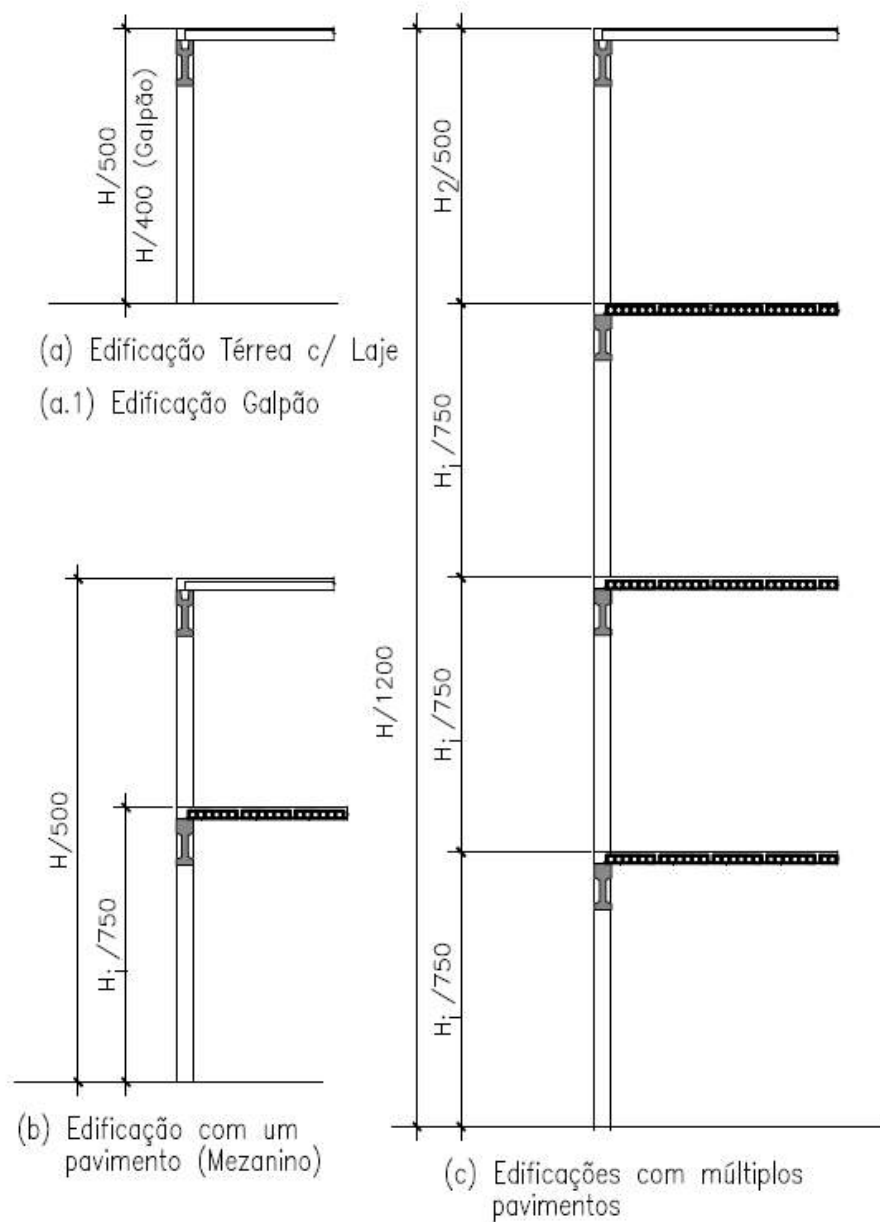
Tabela 7: Limites de deslocamentos horizontais globais

Caso	Tipo de edificação	Deslocamentos horizontais globais máximos (Combinação frequente)
A	Galpão	$H/400^{(1)}$
B	Edifício térreo com laje	$H/500^{(2)}$
C	Edifício com um pavimento (mezanino)	$H_i/500$ ou $H_i/750^{(3)}$
D	Edifício com múltiplos pavimentos	$H_i/1200$ ou $H_i/750^{(3)}$ ou $H_2/500^{(4)}$

onde:
(1) H corresponde a altura da viga de rolamento da ponte rolante, caso exista, e/ou altura total do edifício;
(2) H corresponde a altura total do edifício;
(3) H_i corresponde ao desnível entre dois pisos consecutivos;
(4) H_2 corresponde ao desnível entre o último piso e face inferior da laje da cobertura.

Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Figura 19: Limites para deslocamentos globais



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 no item 5.4.3.4, para os deslocamentos em estruturas pré-moldadas sem interface de apoio ou encunhamento com outros elementos, deve ser considerado na etapa inicial no momento da montagem, e a longo

prazo durante a vida útil da estrutura, segue as tabelas e as seguintes combinações de referência:

Conforme tabela 8, com os limites estabelecido para elementos estruturais de cobertura onde devem ser verificados a fluência e deformação lenta da estrutura considera-se a combinação quase permanente.

Tabela 8: Limites para deslocamentos verticais de elementos de cobertura

Caso	Limite
Contraflechas iniciais ou diferida do tempo, incluído o efeito das ações permanentes	$L/150$
Flechas positivas, para carga eventual de empoçamento de água, diferidas no tempo	$L/400$
Flechas positivas, sem possibilidade de empoçamento de água, diferidas no tempo	$L/250$

Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Conforme tabela 9, com os limites estabelecido para elementos estruturais de piso, ou lineares devem ser verificados a fluência e deformação lenta da estrutura considera-se a combinação quase permanente.

Tabela 9: Limites para deslocamentos verticais de elementos de piso ou elementos lineares

Caso	Limite
Contraflechas flecha imediata de fabricação	$L/300$ ($\pm L/500$ para peças protendidas)
Flecha inicial positivas imediatamente após a montagem da peça (sem solidarização)	$L/500$
Contra flecha inicial no momento de montagem da peça	$L/300$
Flecha inicial positiva após a solidarização da estrutura sem sobre carga	$L/350$
Flecha da peça solidarizada final diferida no tempo ($L \leq 15$ m)	$L/250$
Flecha da peça solidarizada final diferida no tempo (15 m $< L \leq 20$ m)	$L/300$
Flecha da peça solidarizada final diferida no tempo ($L > 20$ m)	$L/350$

Onde L é o vão do elemento linear

Fonte: ABNT NBR 9062:2017

4 . SIMULAÇÕES ESTRUTURAIS

Neste capítulo mostram-se como foram feitas as modelagens das doze estruturas propostas na metodologia de pesquisa. Três edifícios para cada tipo de ligação adotada (articulado ou semirrígido) os pórticos com ligações resistentes a momento fletor foram modelados de acordo com os objetivos expostos para esse trabalho. A diferença entre os edifícios da mesma solução de estabilização estrutural está na altura das edificações (nove, treze e vinte e um metros de altura).

Os edifícios correntes em estrutura pré-moldada têm o primeiro pavimento com altura maior (cinco metros) devido à tendência do mercado de fazer os primeiros andares com pé-direito mais altos. Os outros pavimentos têm alturas iguais (quatro metros cada), até o último pavimento. Em todas as simulações os pilares foram considerados engastados em suas bases.

Considerações na simulação:

- Concreto utilizado C30 para vigas e C40 para pilares;
- Peso próprio da estrutura;
- Peso de capa de concreto moldada no local de 6cm de altura (150 kg/m^2);
- Peso de fechamento em painéis pré-moldados de 300 kg/m^2
- Sobrecargas Permanentes + Acidentais de 500 kg/m^2 ;
- Laje atuando como diafragma rígido;
- Ação do vento de acordo com a norma ABNT NBR 6123:1988 – Estruturas consideradas na cidade de São Paulo, $V_0 = 40 \text{ m/s}$
- Combinação;
- O consolo foi considerado como off set do programa, ou seja, como uma barra rígida;
- A estrutura está engastada no solo, ou seja, apoio fixo,

Para as combinações de ações utilizou-se a ABNT NBR 6118:2014, para a verificação da estrutura tanto no Estado Limite Último quanto no Estado Limite de Serviço.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2013), as combinações de ações que têm a ação de vento como secundária apresentam os maiores valores de fatores de segunda ordem (γ_Z). Porém, as combinações de ações para o Estado Limite Último foram feitas levando em consideração tanto a carga acidental como principal, quanto a ação do vento. Isso se deve ao fato de que nas estruturas aperticadas, as combinações em que o vento é a ação principal, os momentos fletores positivos nas ligações são maiores que em outras combinações. Sendo assim, seguiu-se a seguinte equação:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \psi_{0j} F_{q2j})$$

Sendo:

F_d – Valor de cálculo das ações para combinação última;

$\gamma_g = 1,3$ - Coeficiente de ponderação de ação no estado limite último para peças pré-moldadas com alto controle de qualidade;

$\gamma_{\varepsilon g} = 1,4$ - Coeficiente de ponderação de ação no estado limite último para ações permanentes;

$\gamma_q = 1,4$ - Coeficiente de ponderação de ação no estado limite último para ações acidentais;

$\psi_{0j} = 0,7$ (Acidentais), $0,6$ (Vento) – Fator de redução de combinação do Estado Limite Último para ações variáveis secundárias.

Para o Estado Limite de Serviço foi considerada a combinação frequente para verificação de deslocamentos e o vento como ação principal.

$$F_{d, serv} = F_{gk} + F_{\varepsilon gk} + \psi_1 F_{q1k} + \psi_2 F_{q2k}$$

Sendo:

$F_{d, serv}$ – Valor de cálculo das ações para combinação de serviço;

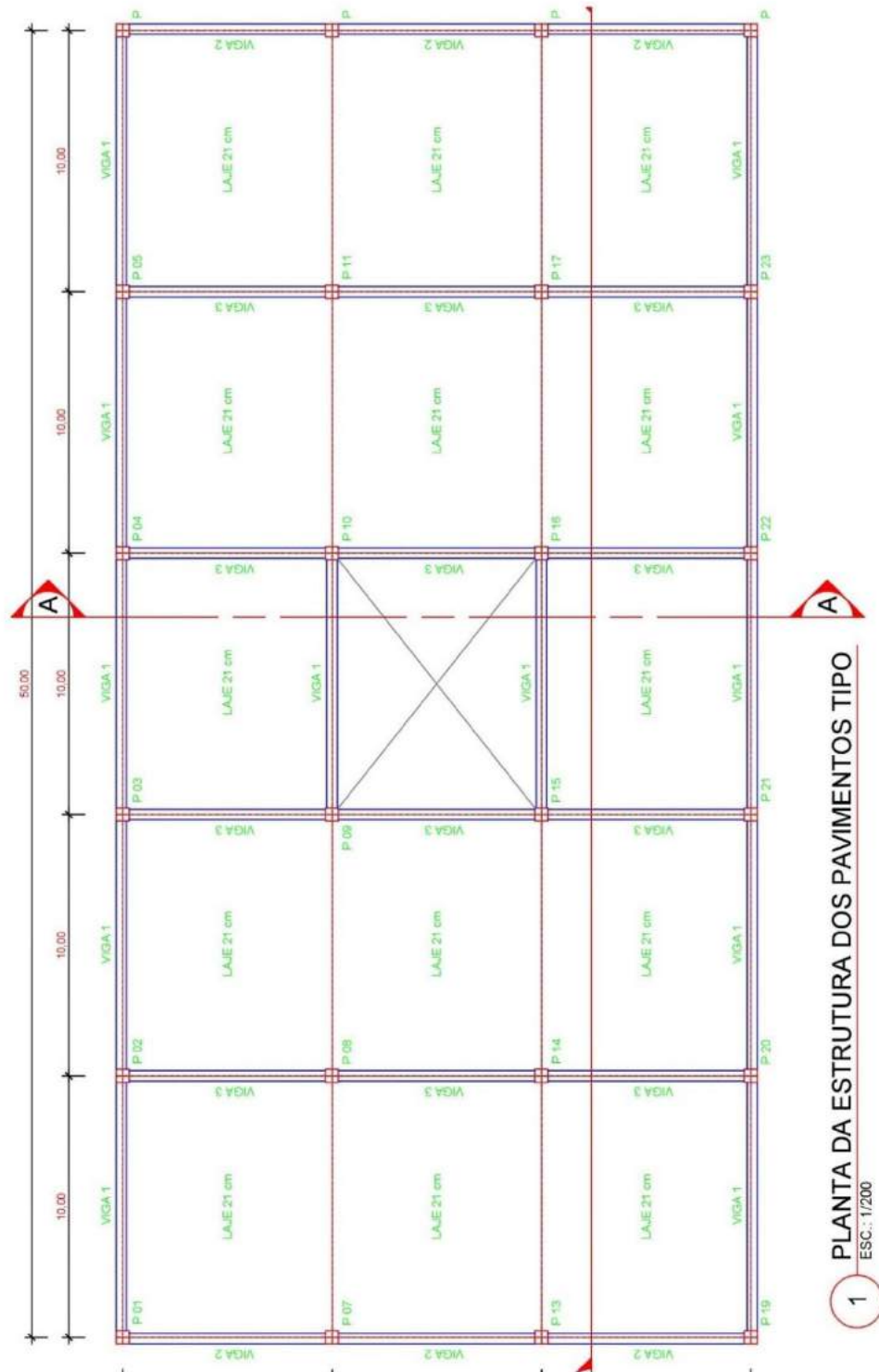
$\psi_1 = 0,3$ – Fator de redução para combinações frequentes no Estado Limite de Serviço (Vento);

$\psi_2 = 0,4$ - Fator de redução para combinações quase permanentes no Estado Limite de Serviço (Acidental);

$\gamma_q = 1,4$ - Coeficiente de ponderação de ação no estado limite último para ações acidentais.

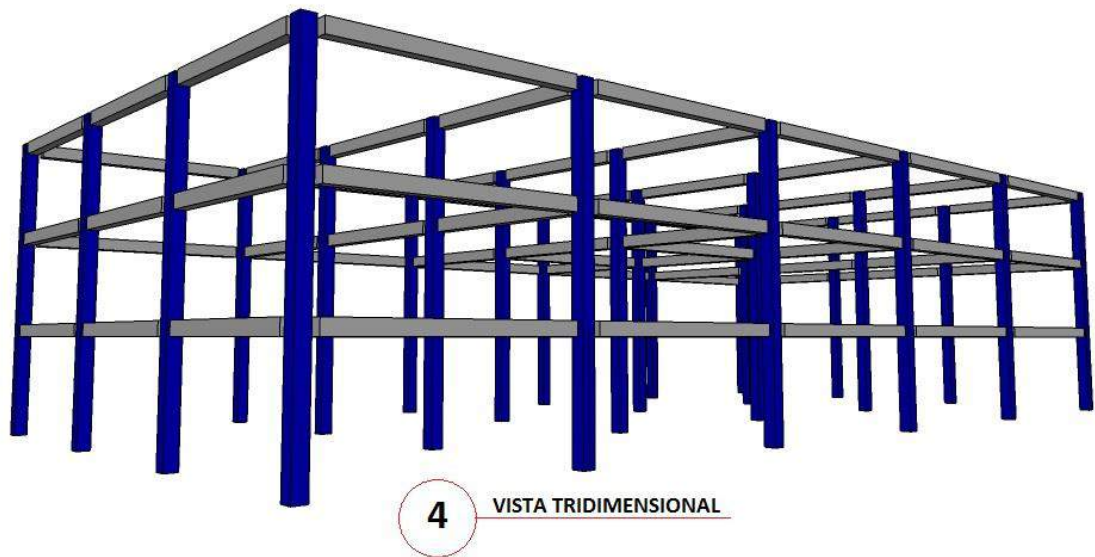
O projeto utilizado para tal verificação tem 3 módulos com vãos de vigas de 8,0 metros e 5 módulos de vãos de laje e viga de 10,0 metros, que são vãos usuais no mercado de estruturas pré-moldadas, conforme figura 20.

Figura 20: Planta do pavimento tipo que será utilizado no estudo



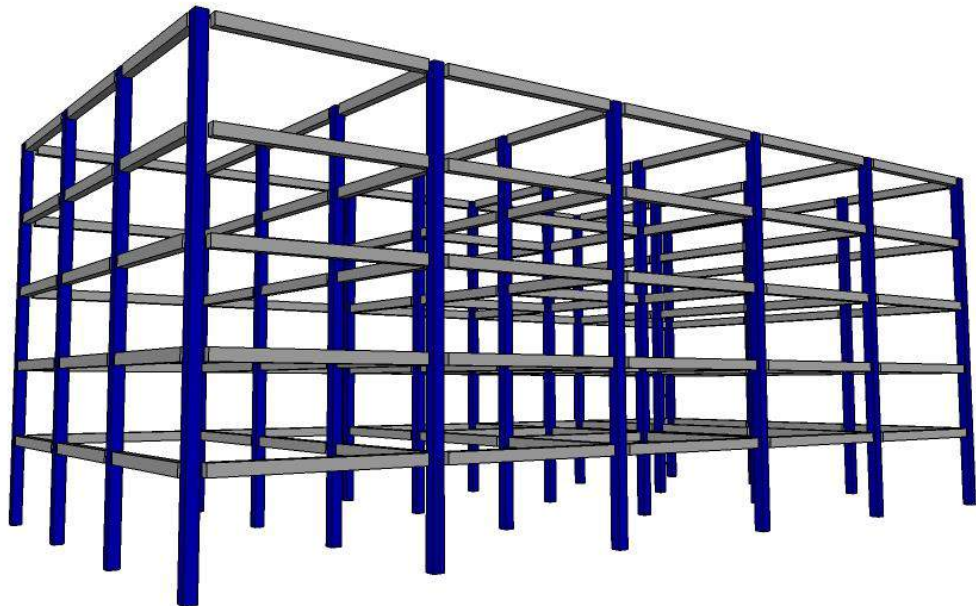
Fonte: Próprio Autor (2017)

Figura 21: Simulação das estruturas no programa de cálculo estrutural



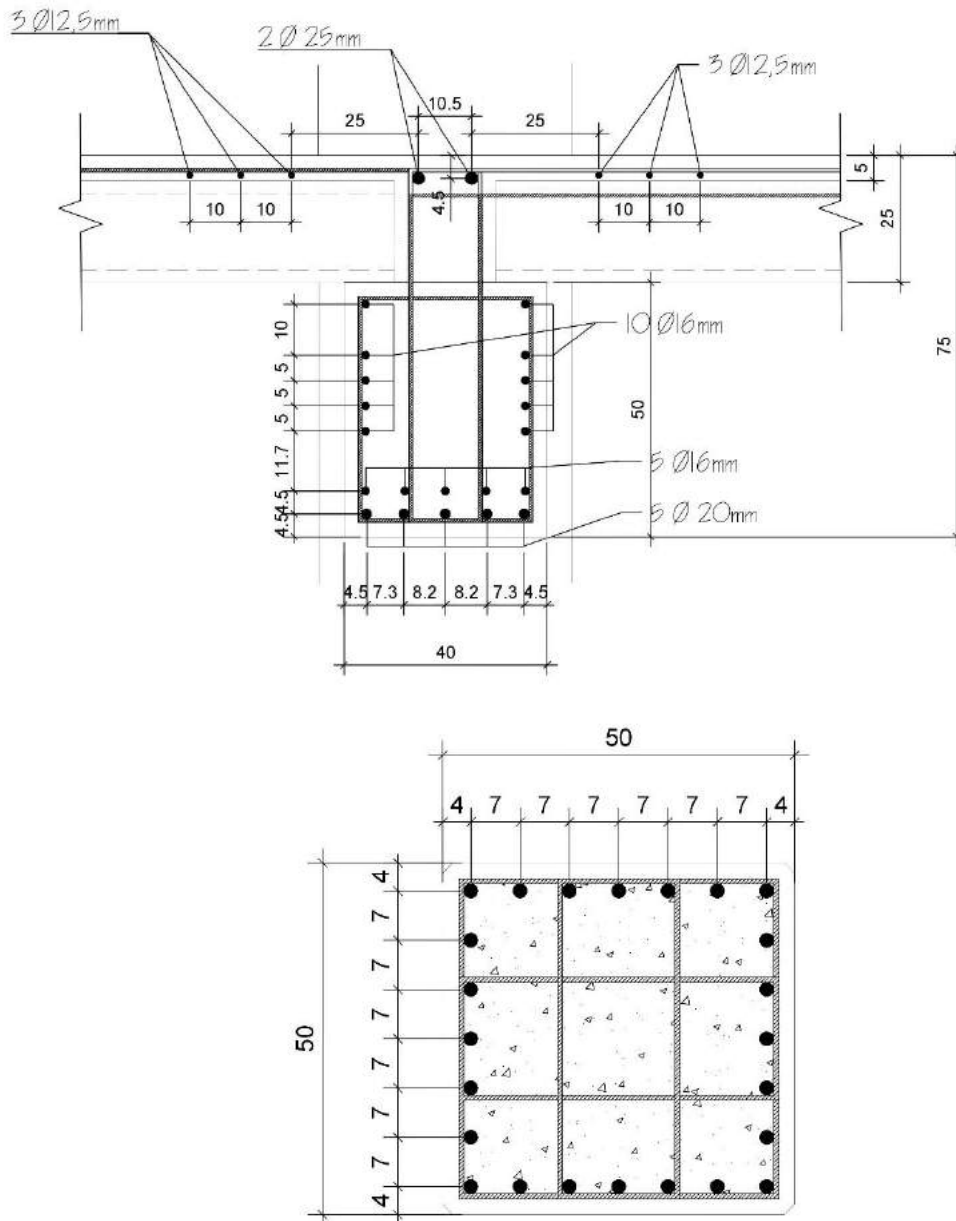
Fonte: Próprio Autor (2017)

Figura 22: Simulação das estruturas no programa de cálculo estrutural



Fonte: Próprio Autor (2017)

Figura 23: Detalhamento da seção da viga e do pilar



Fonte: Próprio Autor (2017)

O software escolhido para o estudo do comportamento das estruturas é o SAE STRAP® devido a sua simplicidade, rapidez na obtenção dos esforços e por ter a capacidade de utilização das rigidezes das ligações calculadas com da formulação da ABNT NBR 9062:2017.

4.1 Cálculo do vento (dois, três e cinco pavimentos) conforme a ABNT NBR 6123:1988

Para calcular as pressões devidas ao vento na estrutura é necessário detalhar três parâmetros: Características da edificação, Velocidade característica do vento, a Pressão de obstrução e Efeitos estáticos devidos ao vento. Sendo assim, a partir da norma ABNT NBR6123:1988 faz-se o cálculo da ação do vento nas estruturas estudadas:

Cálculo da ação de vento no edifício de cinco pavimentos:

O edifício a ser verificado apresenta as seguintes características:

- Comprimento (l_1): 50m
- Largura (l_2): 24m
- Altura (h): 21 m
- Coeficiente de Arrasto

Velocidade característica do Vento:

A velocidade característica do vento é calculada a partir da seguinte equação:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Sendo:

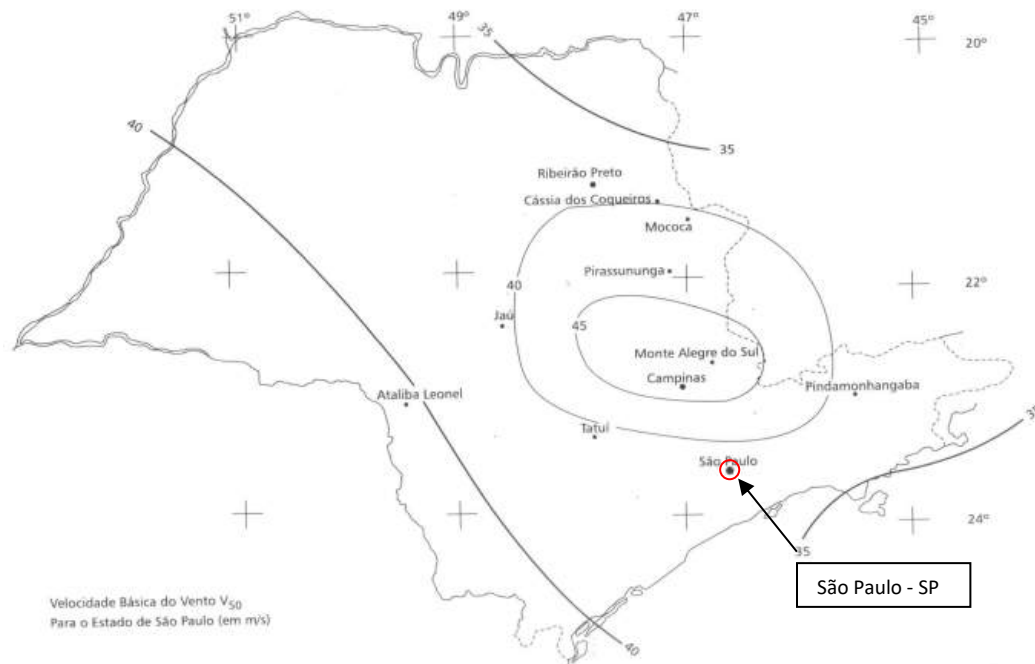
- V_0 => Velocidade básica do vento no local;
- S_1 => Fator topográfico;
- S_2 => Ponderação da rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno;
- S_3 => Fator estatístico.

A Velocidade básica do vento (V_0) é encontrada a partir de tratamentos estatísticos de informações encontradas por postos de leituras que seguem as condições:

- Localização dos aparelhos de leitura da velocidade de vento (anemômetros e anemógrafos) em terrenos planos, a 10 metros de altura;
- Inexistência de obstáculos que possam alterar o fluxo de ar no local da medida;
- Leitura da velocidade média sobre três segundos.

Para a cidade de São Paulo, a velocidade básica utilizada é de **40m/s** (Ver figura 24):

Figura 24: Isopletas das velocidades básicas de vento do estado de São Paulo



(FONTE: Gonçalves, 2004)

O fator topográfico (S_1) que considera as variações de relevo do terreno nos entornos da edificação foi considerado igual a $S_1 = 1$, sendo que esse valor corresponde a terrenos planos ou fracamente acidentados.

O fator estatístico (S_3) que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da estrutura foi utilizado sendo igual a $S_3 = 1$, sendo que esse valor corresponde a edificações para comércio e indústria com alto índice de ocupação.

O fator estatístico (S_2) 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 de parte dela tem seu valor calculado a partir da seguinte equação:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot (z/10)^p$$

Sendo:

- z: altura acima do nível geral do terreno, limitada a altura gradiente;
- F_r : Fator rajada;
- b: parâmetro meteorológico;
- p: função da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo.

De acordo com a norma NBR 6123:1988, a categoria na qual as edificações em questão se encaixa em relação à rugosidade do terreno é a **categoria IV** –

Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zonas florestais, industriais ou urbanizadas. Exemplos: zonas de parques, bosques com muitas florestas, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades e áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvida. A cota média dos obstáculos é considerada igual a 10 metros. Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas categoria V

Considera-se então que as estrutura em volta dos objetos estudados apresentam alturas similares e então o vento apresenta baixa turbulência

Também de acordo com a NBR 6123:1988 o tempo médio de rajada deve ser considerado para ambas as direções da obra deve estar de acordo com as dimensões de suas fachadas

Como esses valores, é possível encontrar a velocidade característica do vento, e então através da equação a seguir, encontrar a pressão de obstrução na estrutura:

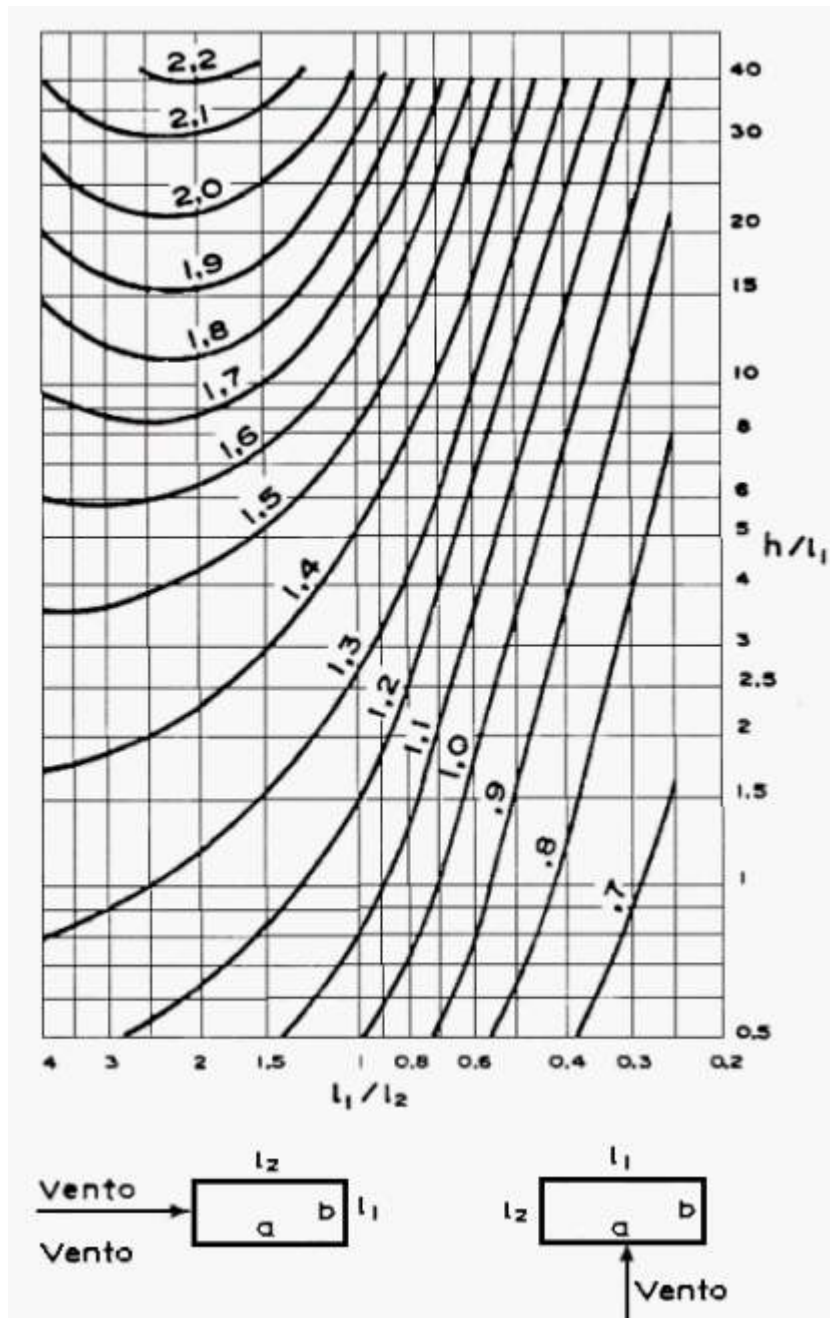
$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Toda a ação de vento é dinâmica, devido a variação da velocidade no tempo, porém se o período médio de mudança da velocidade do vento for maior ou igual a cem vezes o período de vibração da estrutura, pode-se considerar o efeito do vento como estático. Como essa condição se verifica para a maioria dos casos de análise de estruturas, são empregados então coeficientes para o cálculo de efeitos estáticos.

De acordo com Gonçalves et al. (2013) para edificações cuja altura supera em muito as dimensões em planta, bem como possuem condições de abertura dominante à barlavento e à sota-vento que podem conduzir a várias hipóteses de pressão nas faces da estrutura, é possível utilizar um coeficiente amplificador denominado coeficiente de arrasto (C_a) para substituir todas as hipóteses de cálculo.

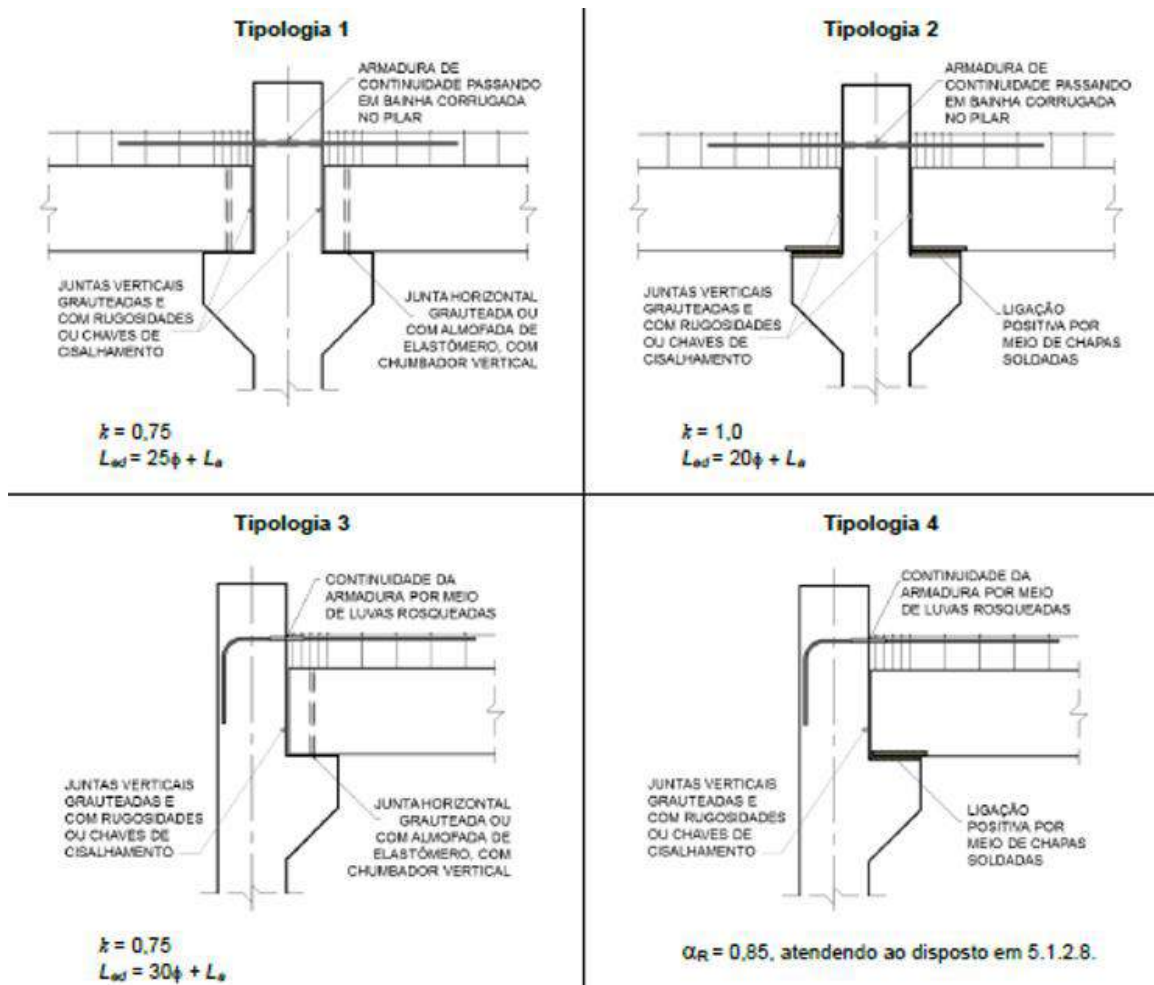
Por apresentar vento de baixa turbulência, o gráfico utilizado para cálculo do coeficiente de arrasto é mostrado na figura 25.

Figura 25: Gráfico do coeficiente de arrasto, (C_a), para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



Multiplicando então o coeficiente de arrasto pela pressão de obstrução, temos a pressão a ser considerada nos estudos das estruturas.

Figura 26: Tipologias das ligações para estruturas pré-moldadas



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Para essa estrutura concebeu-se a utilização de pilares com seção de 50x50 cm, vigas laterais protendidas com seção de 40x50cm (VIGA 1, 2 e 3). Todas as vigas são consideradas como compostas para verificação global da estrutura, utilizando a laje e a capa estrutural para aumentar sua altura total. Também foi considerado que essas vigas apoiam sobre consolos com aparelhos elastoméricos.

Inicialmente considerou-se a estrutura com ligações monolíticas e com seção bruta.

A partir da simulação, encontrou-se os valores de deslocamento para esse tipo de estrutura.

4.2 Pórticos com ligações resistente ao momento fletor

Para as simulações foram utilizados três tipos de ligações. As estruturas com até 3 pavimentos foram consideradas com ligação rígida e articulada, utilizando assim chumbadores e almofada de elastômero (tipo 1 e 3 da ABNT NBR 9062:2017). Já para as estruturas com cinco pavimentos foram utilizadas ligações com chapas soldadas (Tipo 2 da norma ABNT NBR 9062:2017). Para todas elas encontraram-se suas rigidezes a partir da equação da norma ABNT NBR 9062:2017:

$$R_{sec} = \frac{kA_s E_s d^2}{L_{ed}}$$

Na qual:

L_{ed} – Comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade (segundo figura 6.3)

d – Altura útil da seção resistente na ligação negativa

E_s – Módulo de elasticidade do aço

A_s – Armadura de continuidade negativa.

k – Coeficiente de ajustamento da rigidez secante

Os parâmetros L_{ed} e k são apresentados na Figura 6.3 deste trabalho e também são apresentados na norma de pré-moldados.

Para estas três estruturas seguiram-se os passos preconizados por Ferreira et al. (2010) para simulação de estruturas aporricadas em pré-moldado de concreto. São então mostradas as simulações de estrutura de acordo com a quantidade de pavimentos.

4.3 Edifício com Dois Pavimentos

Para essa estrutura concebeu-se a utilização de pilares com seção de 50 cm x 50 cm, vigas laterais protendidas com seção de 30 cm x 50cm (VIGA 1 e 2) e vigas centrais também protendidas com seção de 40 cm x 60 cm (VIGA 3). Todas as vigas são consideradas como compostas para verificação global da estrutura, utilizando a laje e a capa estrutural para aumentar sua altura total. Também foi considerado que essas vigas apoiam sobre consolos com aparelhos elastoméricos.

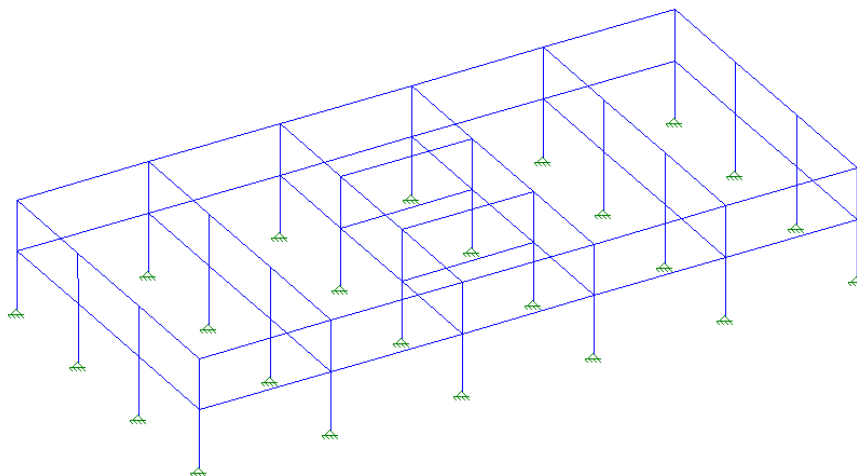
Inicialmente considerou-se a estrutura com ligações monolíticas e rigidez das vigas e pilares diminuídas de acordo com as diretrizes da norma ABNT NBR 6118:2014 (multiplicada a rigidez das vigas por 0,4 e dos pilares por 0,8).

A partir da simulação, encontram-se os maiores valores de momento fletor nas ligações, e com isso permitiu-se pré-dimensionar a quantidade necessária de armaduras nas ligações (tabela 6.1). O pré-dimensionamento é feito através da equação:

$$A_s \geq M_{Sd,rig} / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d)$$

Também foi verificado através da simulação que o γ_z da estrutura com ligação monolítica é de 1,08 na direção X e 1,1 na direção Y. O valor limite do γ_z de acordo com as premissas dadas por Ferreira et al. (2010) é de 1,1; sendo assim a estrutura está de acordo com as prescrições.

Figura 27: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 2 PAV



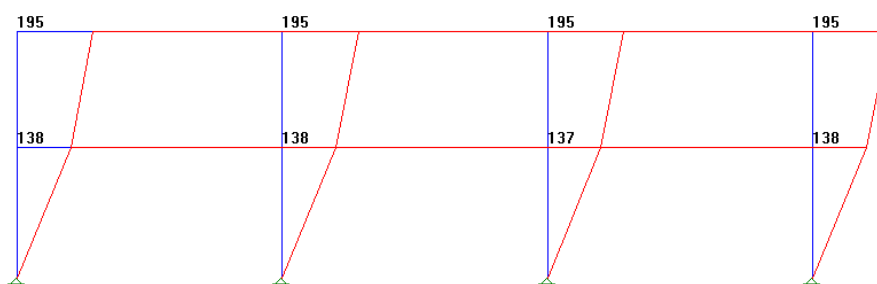
Fonte: STRAP - Próprio Autor (2017)

Após as considerações anteriores analisou-se os deslocamentos horizontais provenientes das ações. Na tabela 10 apresenta os resultados para cada lance.

Tabela 10: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 2PAV

Limites da ABNT NBR 9062:2017			Resultado Modelagem	
	Valores (mm)	Resultado (mm)	Modelo (mm)	Verificação
Hi/500 ³	9000/500	18,0	0,0195	O.k.!
Hi/400 ²	4000/400	8,0	0,057	O.k.!
Hi/750 ¹	5000/750	6,6	0,138	O.k.!

1: 1º pavimento; 2: 2º pavimento; 3: Da fundação ao topo, conforme figura 19.

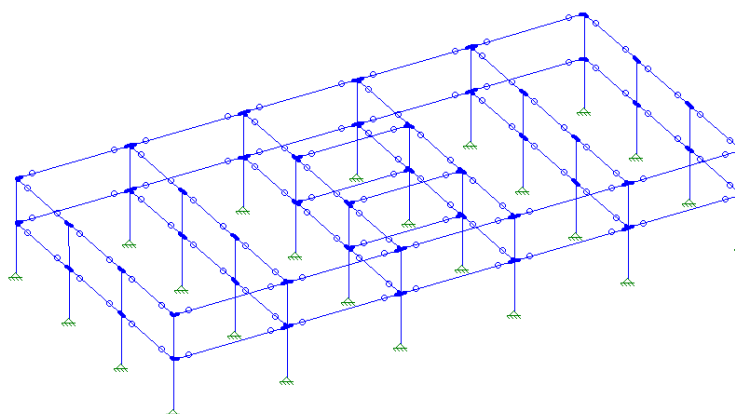


VALORES * 10⁻⁴ NA DIREÇÃO X2
DESLOCAMENTOS (só nós) (cm) CARREG. N.º5 COMB 05

Regimento: 5 - COMB 05 Tipo: Direção global X2 Exibir > 1. % do máximo
Carreg. Comb Envolv. Anterior Próximo relativo
Pressione [F1] para obter Ajuda

Observa-se pela tabela 10 que todos os lances estão de acordo com a norma. Após essa simulação articulou-se as ligações com a seção bruta, conforme figura 28 e logo após foi apresentado os resultados, conforme tabela 11.

Figura 28: Estrutura com ligações Articuladas Seção Bruta – 2PAV

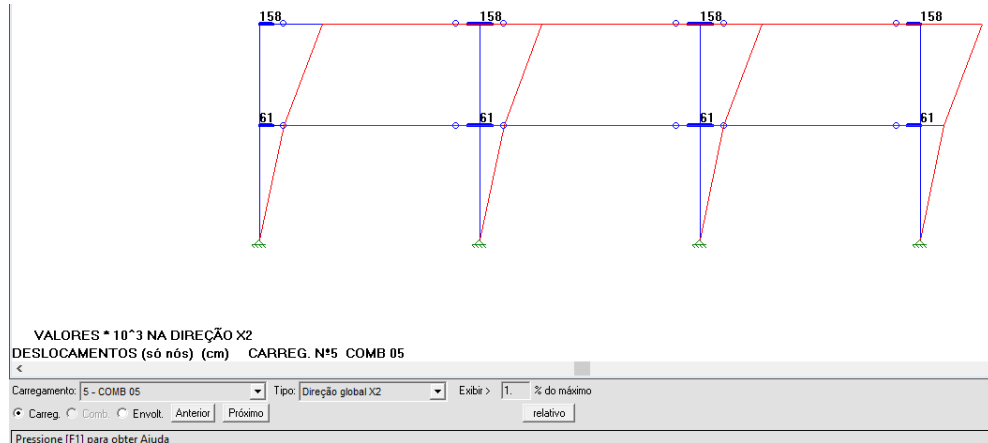


Fonte: STRAP - Próprio Autor (2017)

Tabela 11: Estrutura com ligações Articulada e Seção Bruta – 2PAV

Limites da ABNT NBR 9062:2017			Resultado Modelagem	
	Valores (mm)	Resultado (mm)	Modelo (mm)	Verificação
Hi/500 ³	9000/500	18,0	0,158	O.k.!
Hi/400 ²	4000/500	8,0	0,97	O.k.!
Hi/750 ¹	5000/750	6,6	0,61	O.k.!

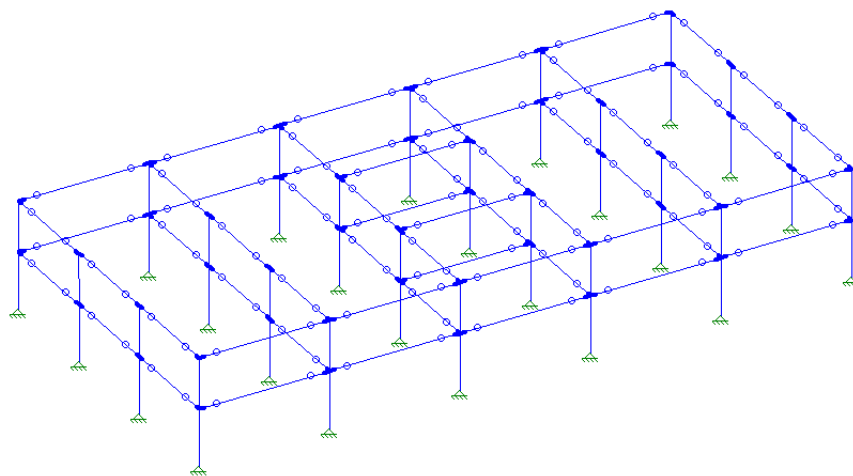
1: 1º pavimento; 2: 2º pavimento; 3: Da fundação ao topo, conforme figura 19.



Observa-se também pela tabela 11 que todos os lances estão de acordo com a norma.

Após essa simulação articulou-se as ligações com a seção fissurada das vigas e pilares, conforme figura 28 e logo após foi apresentado os resultados, conforme tabela 11.

Figura 29: Estrutura com Ligações Articuladas Seção Fissurada – 2 PAV

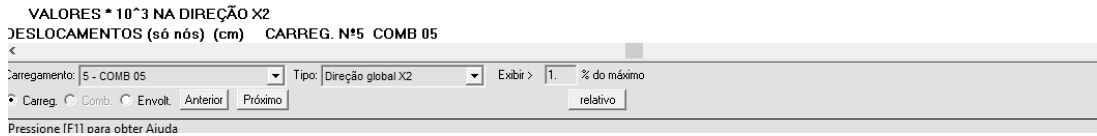
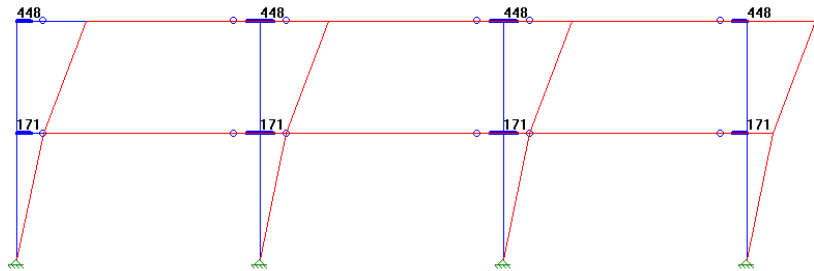


Fonte: STRAP - Próprio Autor (2017)

Tabela 12: Estrutura com ligações Articulada e Seção Fissurada – Viga 0,5 Pilar 0,4 – 2PAV

Limites da ABNT NBR 9062:2017			Resultado Modelagem	
	Valores (mm)	Resultado (mm)	Modelo (mm)	Verificação
Hi/500 ³	9000/500	18,0	0,448	O.k.!
Hi/400 ²	4000/400	8,0	0,277	O.k.!
Hi/750 ¹	5000/750	6,6	0,171	O.k.!

1: 1º pavimento; 2: 2º pavimento; 3: Da fundação ao topo, conforme figura 19.



Para o edifício com 2 pavimentos todas as situações de norma foram atendidas, ou seja, com seção bruta, articulada com seção bruta e articulada com seção fissurada.

4.4 Edifício com três Pavimentos

Para essa estrutura concebeu-se a utilização de pilares com seção de 50 cm x 50 cm, vigas laterais protendidas com seção de 30 cm x 50 cm (VIGA 1 e 2) e vigas centrais também protendidas com seção de 40 cm x 60 cm (VIGA 3). Todas as vigas são consideradas como compostas para verificação global da estrutura, utilizando a laje e a capa estrutural para aumentar sua altura total. Também foi considerado que essas vigas apoiam sobre consolos com aparelhos elastoméricos.

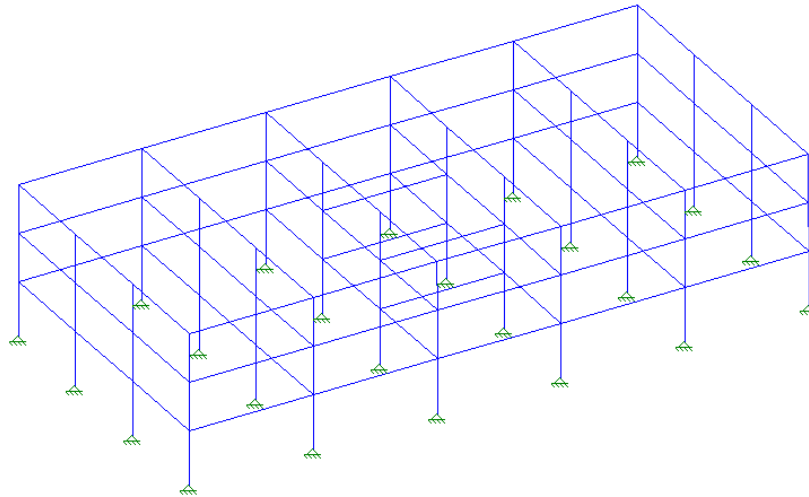
Inicialmente considerou-se a estrutura com ligações monolíticas e rigidez das vigas e pilares diminuídas de acordo com as diretrizes da norma ABNT NBR 6118:2014 (multiplicada a rigidez das vigas por 0,4 e dos pilares por 0,8).

A partir da simulação, encontram-se os maiores valores de momento fletor nas ligações, e com isso permitiu-se pré-dimensionar a quantidade necessária de armaduras nas ligações (tabela 6.1). O pré-dimensionamento é feito através da equação:

$$A_s \geq M_{Sd,rig} / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d)$$

Também foi verificado através da simulação que o γ_z da estrutura com ligação monolítica é de 1,09 na direção X e 1,1 na direção Y. O valor limite do γ_z de acordo com as premissas dadas por Ferreira et al. (2010) é de 1,1; sendo assim a estrutura está de acordo com as prescrições.

Figura 30: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 3PAV

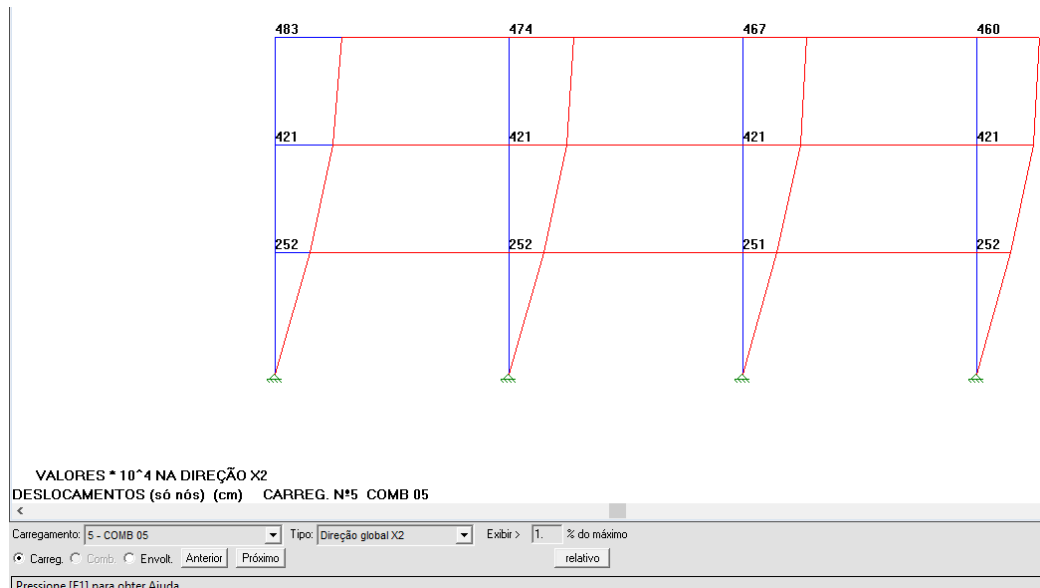


Fonte: STRAP - Próprio Autor (2017)

Tabela 13: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 3PAV

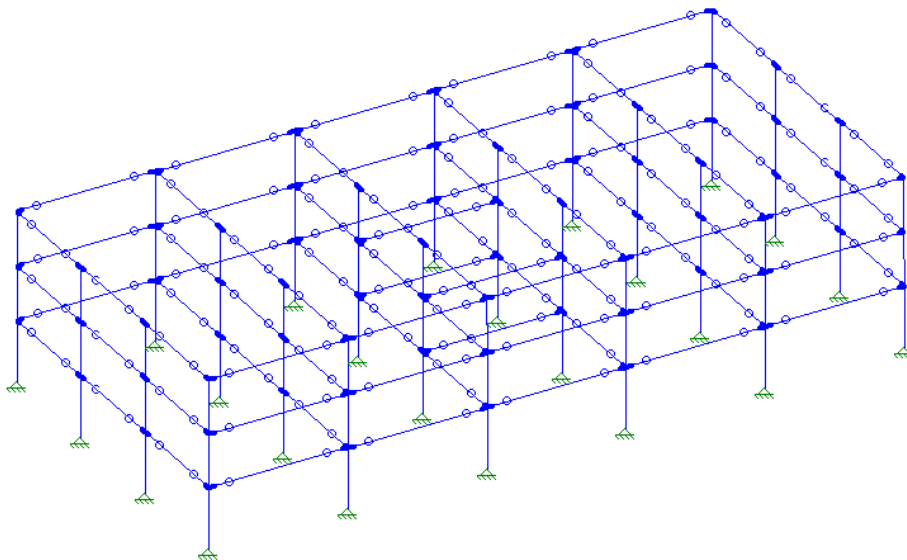
Limites da ABNT NBR 9062:2017			Resultado Modelagem	
	Valores (mm)	Resultado (mm)	Modelo (mm)	Verificação
Hi/1200 ³	13000/1200	10,83	0,483	O.k.!
Hi/500 ²	4000/500	8,0	0,062	O.k.!
Hi/750 ¹	5000/750	6,6	0,0169	O.k.!

¹: 1º pavimento; ²: 2º pavimento; ³: Da fundação ao topo, conforme figura 19.



Observa-se pela tabela 13 que todos os lances estão de acordo com a norma. Após essa simulação articulou-se as ligações com a seção bruta, conforme figura 31 e logo após foi apresentado os resultados, conforme tabela 14.

Figura 31: Estrutura com ligações Articuladas Seção Bruta – 3PAV



Fonte: STRAP - Próprio Autor (2017)

Tabela 14: Estrutura com ligações Articulada e Seção Bruta – 3PAV

Limites da ABNT NBR 9062:2017			Resultado Modelagem	
	Valores (mm)	Resultado (mm)	Modelo (mm)	Verificação
Hi/1200	13000/1200	10,83	8,67	O.k.!
Hi/500	4000/500	8,0	3,67	O.k.!
Hi/750	5000/750	6,6	1,73	O.k.!

1: 1º pavimento; 2: 2º pavimento; 3: Da fundação ao topo, conforme figura 19.

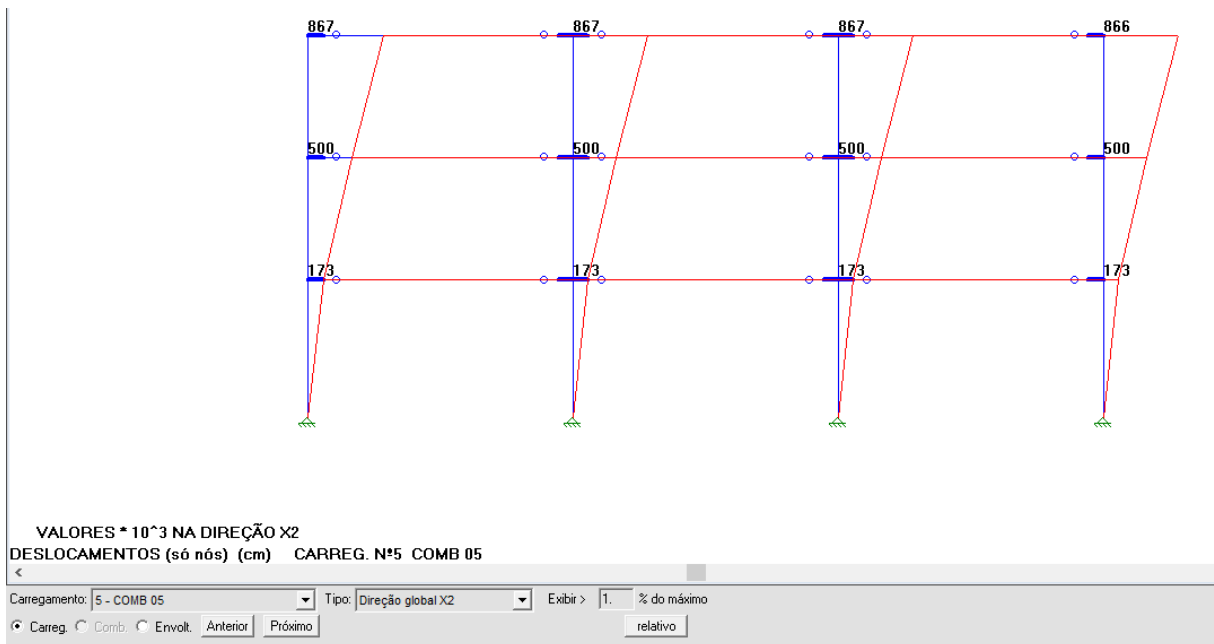
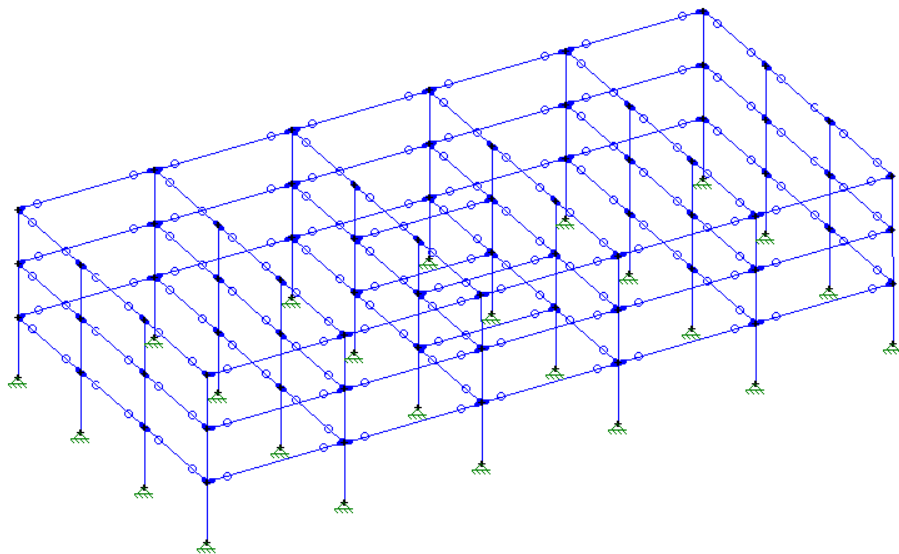


Figura 32: Estrutura com Ligações Articuladas Seção Fissurada – 3PAV

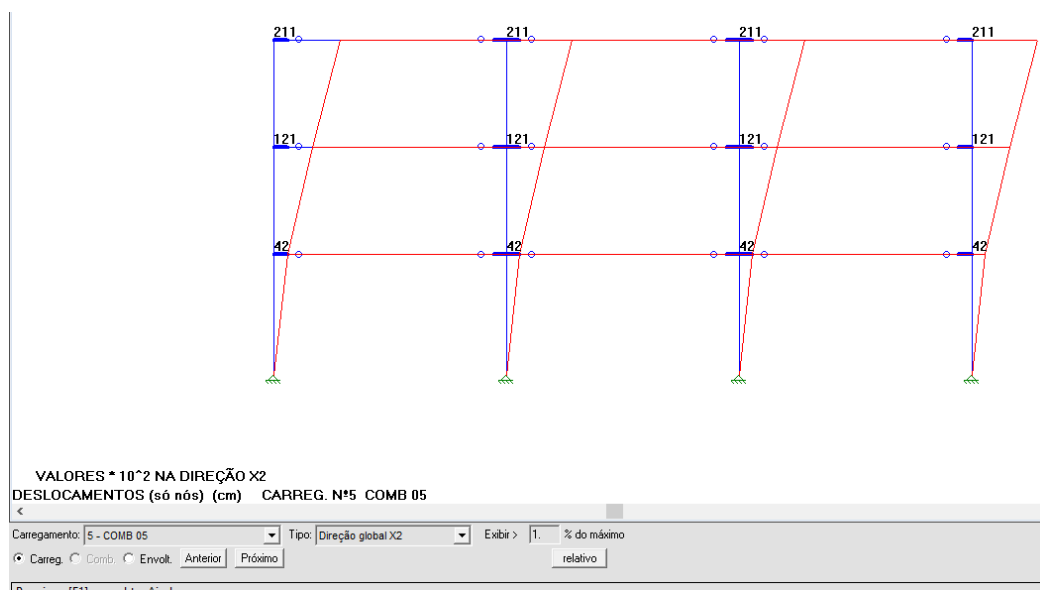


Fonte: STRAP - Próprio Autor (2017)

Tabela 15: Estrutura com ligações Articulada e Seção Fissurada – Viga 0,5 Pilar 0,55 – 3PAV

Limites da ABNT NBR 9062:2017			Resultado Modelagem	
	Valores (mm)	Resultado (mm)	Modelo (mm)	Verificação
$H_i/1200^3$	13000/1200	10,83	21,11	NÃO O.k.!
$H_i/500^2$	4000/500	8,0	9,0	NÃO O.k.!
$H_i/750^1$	4000/750	5,3	7,9	O.k.!
$H_i/750^1$	5000/750	6,6	4,2	O.k.!

1: 1º e 2º pavimento; 2: 3º Pavimento e 3: Da fundação ao topo conforme figura 19.



Para o edifício com 3 pavimentos as situações com seção bruta e seção articulada atenderam aos limites de deslocamento da norma, porém a situação articulada com seção fissurada não foi atendida.

Para o atendimento dessa situação, ao invés de articular as ligações deve-se optar por ligações semirrígidas.

4.5 Edifício com cinco Pavimentos

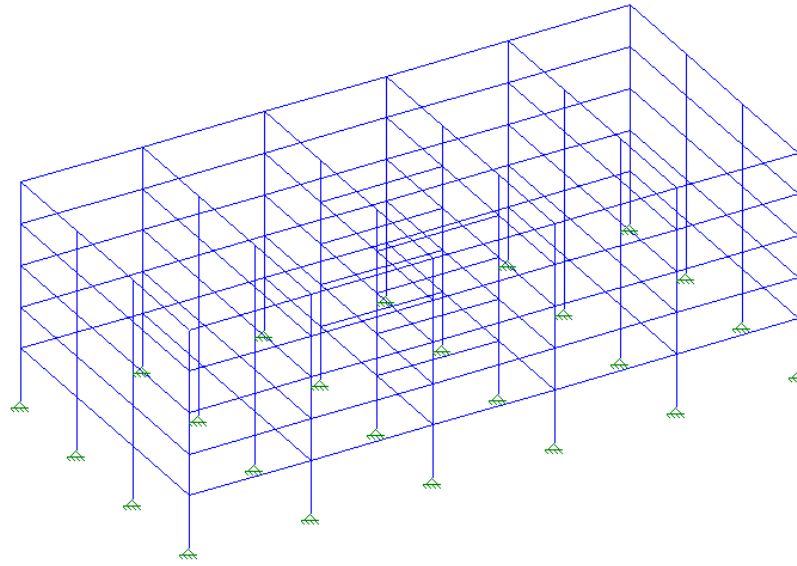
Para essa estrutura concebeu-se a utilização de pilares com seção de 50 cm x 50 cm, vigas laterais protendidas com seção de 30 cm x 50cm (VIGA 1 e 2) e vigas centrais também protendidas com seção de 40 cm x 60 cm (VIGA 3). Todas as vigas são consideradas como compostas para verificação global da estrutura, utilizando a laje e a capa estrutural para aumentar sua altura total. Também foi considerado que essas vigas apoiam sobre consolos com aparelhos elastoméricos.

Inicialmente considerou-se a estrutura com ligações monolíticas e rigidez das vigas e pilares diminuídas de acordo com as diretrizes da norma ABNT NBR 6118:2014 (multiplicada a rigidez das vigas por 0,4 e dos pilares por 0,8).

A partir da simulação, encontram-se os maiores valores de momento fletor nas ligações, e com isso permitiu-se pré-dimensionar a quantidade necessária de armaduras nas ligações (tabela 6.1). O pré-dimensionamento é feito através da equação:

$$A_s \geq M_{Sd,rig} / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d)$$

Também foi verificado através da simulação que o γ_z da estrutura com ligação monolítica é de 1,1 na direção X e 1,1 na direção Y. O valor limite do γ_z de acordo com as premissas dadas por Ferreira et al. (2010) é de 1,1; sendo assim a estrutura está de acordo com as prescrições.

Figura 33: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 5 PAV

Fonte: STRAP - Próprio Autor (2017)

Tabela 16: Estrutura com Ligações Rígidas e Seção Bruta – 5PAV

Limites da ABNT NBR 9062:2017			Resultado Modelagem	
	Valores (mm)	Resultado (mm)	Modelo (mm)	Verificação
Hi/1200 ³	21000/1200	17,5	1,29	O.k.!
Hi/500 ²	4000/500	8,0	0,08	O.k.!
Hi/750 ¹	4000/750	5,3	0,50	O.k.!
Hi/750 ¹	4000/750	5,3	0,50	O.k.!
Hi/750 ¹	4000/750	5,3	0,50	O.k.!
Hi/750 ¹	5000/750	6,6	0,50	O.k.!

¹: 1º, 2º, 3º, 4º pavimento; ²: 5 Pavimento; ³: Da fundação ao topo, conforme figura 19.

Observa-se pela tabela 16 que todos os lances estão de acordo com a norma.

Após essa simulação articulou-se as ligações com a seção bruta, conforme figura 34 e logo após foi apresentado os resultados, conforme tabela 17.

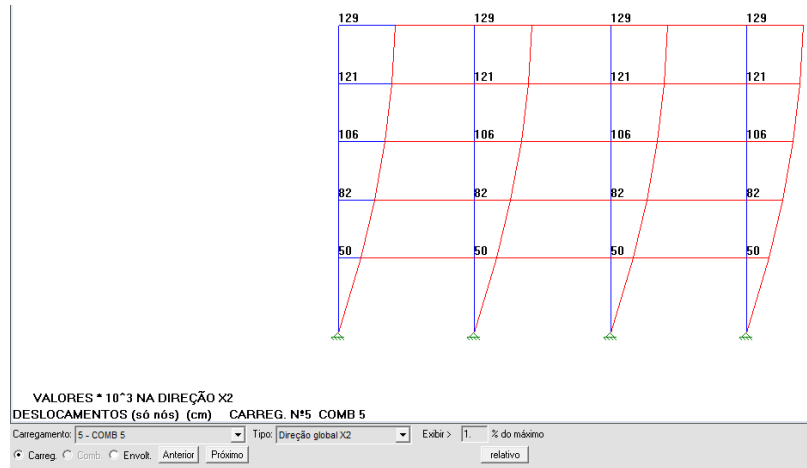
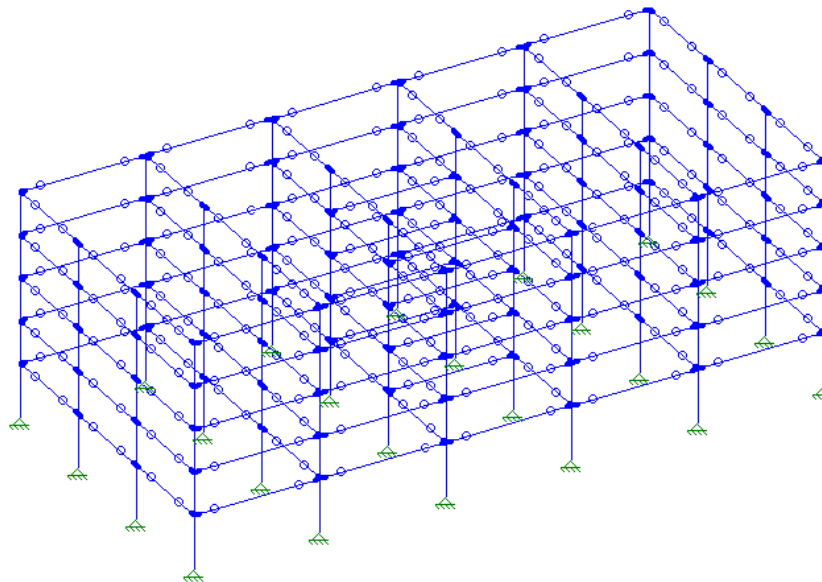


Figura 34: Estrutura com ligações Articulada Seção Bruta – 5PAV

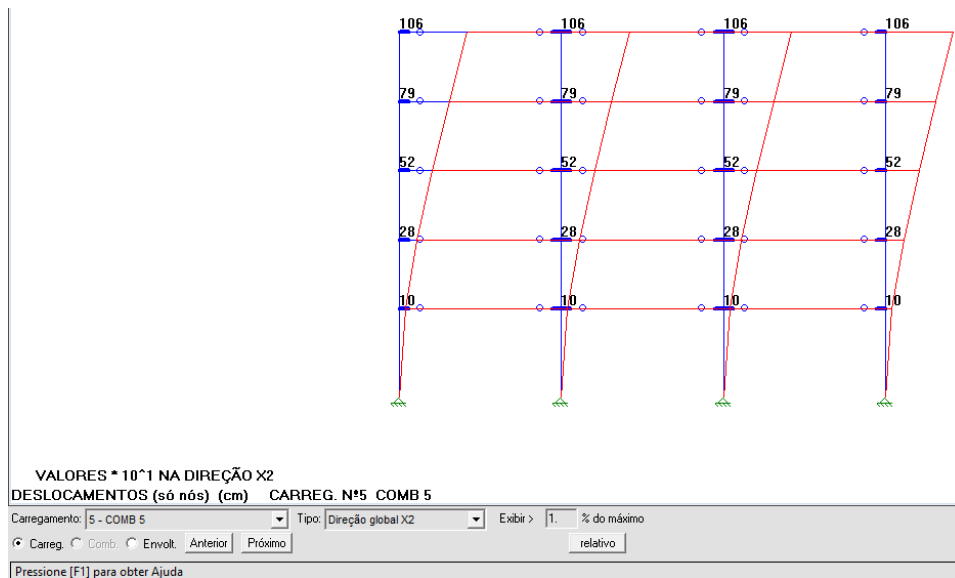


Fonte: STRAP - Próprio Autor (2017)

Tabela 17: Estrutura com ligações Articulada e Seção Bruta – 5PAV

Limites da ABNT NBR 9062:2017			Resultado Modelagem	
	Valores (mm)	Resultado (mm)	Modelo (mm)	Verificação
Hi/1200 ³	21000/1200	17,5	18,6	Ñ O.k.!
Hi/500 ²	4000/500	8,0	7,7	O.k.!
Hi/750 ¹	4000/750	5,3	2,7	O.k.!
Hi/750 ¹	4000/750	5,3	1,8	O.k.!
Hi/750 ¹	5000/750	6,6	1,0	O.k.!

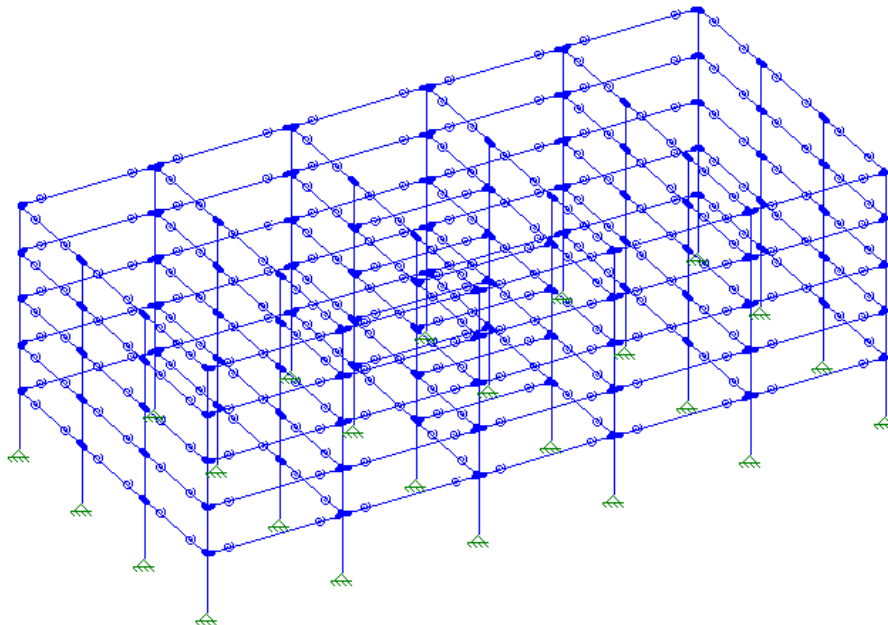
1: 1º, 2º, 3º, 4º pavimento; 2: 5 Pavimento; 3: Da fundação ao topo, conforme figura 19.



Para o edifício com 5 pavimentos articulou-se as ligações e verificou-se a necessidade de ligações semirrígidas. Adotou-se $\alpha R = 0,85$, com isso o coeficiente de mola correspondente.

Após essas considerações na tabela 18 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais com ligação semirrígida.

Figura 35: Estrutura com Ligações Semirrígido Seção Fissurada – 5PAV

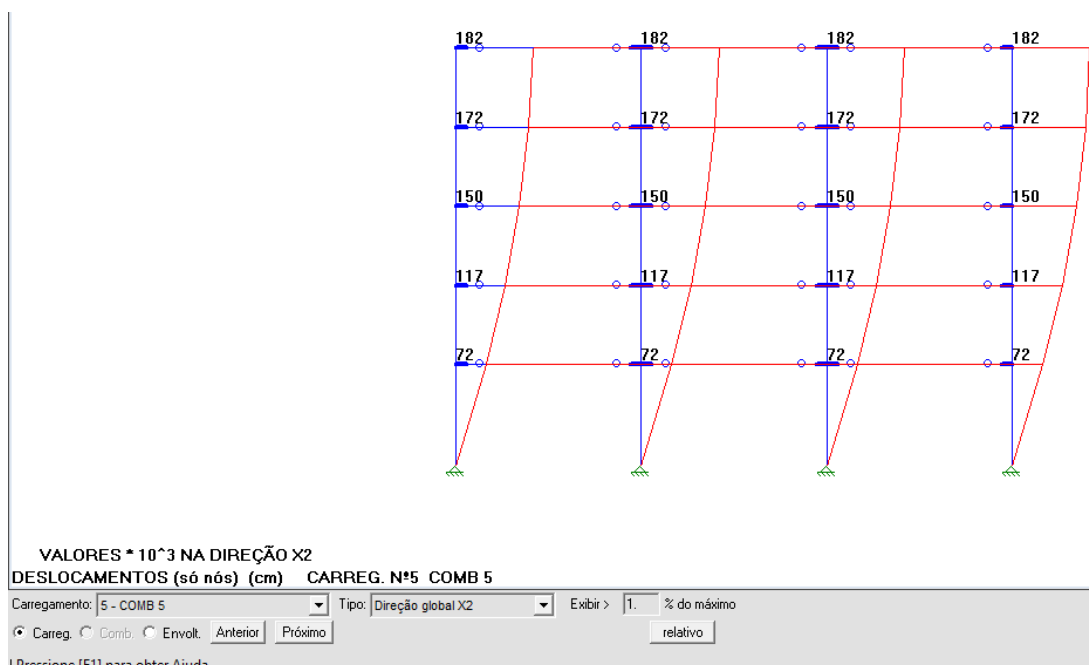


Fonte: STRAP - Próprio Autor (2017)

Tabela 18: Estrutura com ligações Articulada e Seção Fissurada – Viga 0,5 Pilar 0,7 – 5PAV

Limites da ABNT NBR 9062:2017			Resultado Modelagem	
	Valores (mm)	Resultado (mm)	Modelo (mm)	Verificação
Hi/1200 ³	21000/1200	17,5	1,82	O.k.!
Hi/500 ²	4000/500	8,0	0,10	O.k.!
Hi/750 ¹	4000/750	5,3	0,22	O.k.!
Hi/750 ¹	4000/750	5,3	0,33	O.k.!
Hi/750 ¹	5000/750	6,6	0,72	O.k.!

1: 1º, 2º, 3º, 4º pavimento; 2: 5 Pavimento; 3: Da fundação ao topo, conforme figura 19.



A partir dos dados encontrados nas simulações estruturais, foram feitas comparações entre o comportamento das estruturas em várias tipologias de alturas e ligações diferentes. Verificou-se que os limites para o serviço, no caso os estudos dos deslocamentos das estruturas pré-moldadas estão com uma grande folga.

Foram analisados modelos com a seção bruto e seção fissurada. Todos os modelos foram atendidos nessas duas situações anteriores, porém quando se altera o tipo de ligação das estruturas, passando de rígida, para articulada e semirrígida a verificação de deslocamento não é atendida.

5. Conclusão

Quando a estrutura é pré-moldada e a sua ligação é articulada, conseqüentemente seus deslocamentos serão maiores. A fissuração no pilar e a redução da rigidez e deve ser considerada quando analisar a estabilidade global da estrutura.

Nos prédios mais altos adota-se ligações semirrígidas para a estabilidade global da estrutura, mas a fissuração no pilar também deve ser levada em conta. Para o prédio de 5 pavimentos utilizou-se na ligação semirrígida de 80% de engastamento e com a verificação em serviço onde é considerado 30% do vento, ou seja, o vento é minorado, mas o pilar irá fissurar da mesma forma, por isso não se deve considerar a seção bruta na análise semirrígida.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 a deformação real da estrutura depende do processo construtivo, face a grande variabilidade dos parâmetros, não se pode esperar uma grande precisão nas previsões de deslocamentos dadas pelos processos analíticos existentes atualmente.

A verificação em serviço deve ser realizada através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural. A fissuração é um dos fatores que devem ser considerados pois nas estruturas pré-moldadas possui etapas transitórias, diferente da estrutura moldada in loco. A desforma, armazenamento, transporte, estocagem e montagem são etapas que afetam diretamente a rigidez do elemento.

A figura 19, apresenta os limites estabelecidos pela ABNT NBR 9062:2017 entre pavimentos e total para três tipologias de edifícios. Os limites entre pavimentos sempre são atendidos pela norma, porém quando se verifica o limite total os valores não são atendidos.

É importante ressaltar que os limites entre pavimentos ($H_i/500$ e $H_i/750$) devem considerar as solicitações em serviço, ou seja, levando-se em conta a rigidez real dos elementos estruturais.

A segurança é um fator importante para a estrutura. O presente trabalho optou por uma estrutura com um bom comportamento. A estrutura tem que ser compatível com a rigidez dos elementos adjacentes, como as paredes em alvenaria, para que não cause problemas. O limite $H/750$ entre pavimentos é importante para assegurar a não deslocabilidade e até mesmo patologias.

A principal contribuição do trabalho foi mostrar que não se deve considerar a seção bruta para análise em serviço. A estrutura real não se comporta dessa forma.

Mais estudos devem ser feitos no que diz respeito para outros valores a serem considerados em peças de concreto pré-moldado.

5.1 Propostas para Trabalhos Futuros

Muitos assuntos ainda devem ser aprofundados no estudo de deslocamentos em serviço. Sendo assim seguem algumas ideias que não foram aprofundadas nesta dissertação, mas certamente devem ser investigadas:

- Valores mais precisos para a consideração da fissuração;
- Valores de redução da rigidez para cada etapa transitória;

Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16475: Painéis de parede de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017, 61 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988, 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro, 2017 86 p.

ACKER, A. V. (2002). **Manual de sistemas pré-fabricados de concreto**. Tradução de Marcelo de Araujo Ferreira. ABCIC.

ARAUJO, J. M (2014). **Curso de Concreto Armado** – Rio Grande: Dunas, 2014. V. 4, 4. Ed.

EL DEBS, M. K. (2000). **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São , Editora da EESC-USP.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas de Concreto Armado**: Segundo a NBR 6118:2003 3. Ed. São Carlos. EdUFSCar, 2007. 367 p.

FERREIRA, M. A. (1993). **Estudo da deformabilidade de ligações para a análise linear em pórticos plano de elementos pré-moldados de concreto**. São Carlos. 166p. Dissertação – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

FERREIRA, M. A.; ELLIOTT, K. S.; HASAN, S. A. Precast Concrete Framed Structures with Semi-Rigid Connections'. **State of Art Research Report, School of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham, 2010**.

FÉDÉRATION INTERNACIONALE DU BETON (1999). **Structural concrete: textbook on behaviour on desing and performance update of the CEB/FIP model code 1990**. Bulletin FIB. Lausanne, v.1-3.

HENRIQUES, A. A. R. (1998). **Segurança estrutural**: texto de apoio à disciplina. Faculdade de engenharia – Universidade do Porto.

JEREMIAS JR, A. C. **Análise da estabilidade de Estruturas pré-moldadas de concreto: Influência das ligações semirrígida**. São Carlos. 2007. 193f. Dissertação - Universidade Federal de São Carlos, 2014.

KATAOKA, M. N. (2007). **Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto**. 134f. Dissertação - Universidade Federal de São Carlos, 2007.

LIMA, M.C.V. (1995). **Instabilidade lateral das vigas pré-moldadas em regime de serviço e durante a fase transitória**. 146p. Dissertação – Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

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

PINHEIRO, G. L. (2014) **Estudo da Influência do preenchimento de alvéolos em lajes alveolares submetidas à força cortante**. 114f. Dissertação – Universidade Federal de São Carlos, 2014.

REIS, A.; CAMOTIN, D. (2001). **Estabilidade Estrutural**. Lisboa: McGraw-Hill.

SANTOS, A. P (2010). **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldados**. 190f. – Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

SILVA, V.P. (2012). **Notas de aula: Dimensionamento de estruturas de aço**. Escola Politécnica da USP.

SOUZA A. S. (2006). **Comportamento de elementos pré-moldados de concreto com ligações semi-rígidas**. 118f. Dissertação - Universidade Federal de São Carlos, 2006.

ELLIOTT, K.S **Desing and construction of precast concrete structures**, São Carlos: USFACAR / Departamento de Engenharia Civil, 2005. Workshop.

MOTA, J. E. (2006). **Contribuição ao projeto de estruturas de multi-piso reticuladas em concreto pré-moldado**. São Carlos: EESC. Texto de Qualificação Doutorado.

PINTO, R. S. (1997). **Não-linearidade Física e Geométrica no Projeto de edifícios usuais de Concreto Armado**. 201f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

PCI INDUSTRY HANDBOOK COMMITTEE (2004). **PCI desing handbook: precast and prestressed concrete**. 6. ed. Chicago: PCI.

PCI CONNECTION DETAILS COMMITTEE (2008). **PCI connections manual for precast and prestressed concrete construction**. 1. ed. Chicago: PCI.

SÁLES, J. J.; MALITE, M.; GONÇALVES, R. M. (2004). **Segurança nas estruturas**. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. (Notas de aula da disciplina "SET-403 – Sistemas Estruturais").

VASCONCELOS, A.C. **O Concreto no Brasil - Pré-fabricação: Monumentos - Fundações**. São Paulo: Editora Studio Nobel, 2002.

ZAGOTTIS, D. A. (1974). **Introdução da segurança no projeto estrutural**. São Paulo: Construção pesada.