

LUCAS ALMEIDA GUERRA

**CONSIDERAÇÕES E AVALIAÇÕES DAS SOLICITAÇÕES EM
ESTRUTURAS DE EDIFICAÇÕES DE PAREDES DE CONCRETO PRÉ-
MOLDADO UTILIZANDO O MODELO DE PÓRTICO TRIDIMENSIONAL -
ESTUDO DE CASO**

LUCAS ALMEIDA GUERRA

**CONSIDERAÇÕES E AVALIAÇÕES DAS SOLICITAÇÕES EM ESTRUTURAS DE
EDIFICAÇÕES DE PAREDES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO UTILIZANDO O
MODELO DE PÓRTICO TRIDIMENSIONAL - ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni

Guaratinguetá
2014

G934c Guerra, Lucas Almeida
Considerações e avaliações das solicitações em estruturas de edificações de paredes de concreto pré-moldado utilizando o modelo de pórtico tridimensional - estudo de caso / Lucas Almeida Guerra – Guaratinguetá : [s.n], 2014.
81 f. : il.
Bibliografia : f. 80-81
Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2014.
Orientador: Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni

1. Concreto pre-moldado 2. Porticos estruturais 3. Desenho (Engenharia) – Dimensionamento I. Título

CDU 624.012.45/.46.002.22


LUCAS ALMEIDA GUERRA


ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO COMO
PARTE DO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
"GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL"

APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL


Prof. Dr. ENOS ARNEIRO NOGUEIRA SILVA
Coordenador

BANCA EXAMINADORA:


Prof. Dr. ANTONIO WANDERLEY TERNI
Orientador/UNESP-FEG


Prof. Dr. YZUMI TAGUTI
UNESP-FEG


Eng. FABRÍCIO DA CRUZ TOMO
Membro Externo

Janeiro de 2015

DADOS CURRICULARES

LUCAS ALMEIDA GUERRA

NASCIMENTO 18.01.1990 – POÇOS DE CALDAS / MG

FILIAÇÃO Luis Fernando Guerra
Andrea Cristina de Almeida Guerra

2010/2014 Curso de Graduação
Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia do Campus de
Guaratinguetá da Universidade Estadual Paulista

de modo especial, aos meus pais Luis Fernando e Andrea, que sempre me apoiaram e foram fundamentais em todas etapas percorridas por mim até aqui, contribuindo com a educação familiar que é muito importante.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus pela ajuda que Ele tem me dado ao longo da minha vida, e que nos momentos difíceis faz-me lembrar do seu propósito de amor em nossas vidas.

À minha namorada Cristiane Esper Barbosa e todos meus familiares que muito me ajudaram no decorrer do percurso de graduação.

Ao meu orientador Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni pela paciência, por não medir esforços em todos os momentos em que precisei de seu auxílio, e por contribuir grandemente através de seu conhecimento.

Meu agradecimento especial ao engenheiro e ex-aluno da FEG Fabricio da Cruz Tomo, que através de seu mestrado fez-me despertar o interesse em realizar o presente trabalho, e muito contribuiu com sua ajuda. Agradeço também a todos profissionais da empresa Solofund Engenharia onde estagiei no ano de 2014, em especial aos amigos engenheiros Francisco e Gustavo.

Aos amigos que adquiri ao longo dos anos de faculdade, que se mostraram sempre dispostos a ajudar e foram companhias ímpares tanto nas horas de estudos como nos momentos de festas e descontrações. Em especial aos amigos: Gustavo Lotito, Guilherme Vasconcelos, Leonardo Copelli, Ricardo Sanches, Victor José Toffani, Eduardo Scarpinelli, William Jim e Vinicius Brandão.

Aos amigos da minha cidade natal que faziam os finais de semana ser sempre festejados e que acompanharam mesmo de longe minha trajetória no período de faculdade.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil que contribuíram muito na minha formação.

“Porque o Senhor será a tua confiança, e guardará os teus pés de serem presos”.

Provérbios 3:26

GUERRA, L. A. Considerações sobre as avaliações das solicitações em estruturas de edificações de paredes de concreto pré-moldado utilizando o modelo de pórtico tridimensional – Estudo de caso. 2014. 81 f. Trabalho de Graduação – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2014.

RESUMO

Neste trabalho é tratado o tema das paredes de concreto pré-moldado (painéis) como sistema principal estrutural. A diversificação dos sistemas estruturais é uma realidade já que cada um tem suas características específicas e por isso carecem de muito estudo e análises. Alguns sistemas já são consagrados em suas aplicações como: concreto armado convencional, alvenaria estrutural, estruturas metálicas e estruturas de madeira. Contudo elementos de concreto pré-moldado vêm tendo um grande crescimento nos canteiros de obras no Brasil, e esse crescimento merece uma maior atenção dos profissionais. Iniciativas de financiamento de casas populares para suprir o déficit habitacional vêm sendo recorrentes em todo o país, e as paredes de concreto pré-moldado tem sido uma alternativa que atende os três conceitos básicos de engenharia, que são: a técnica, economia e segurança. O trabalho tem por objetivo reunir conceitos já fundamentados na literatura, especialmente do mestrado realizado por TOMO (2012) sobre as paredes de concreto pré-moldado, e a partir disso realizar uma síntese didática sobre como esses fundamentos são tratados. O método de modelagem estrutural do sistema foi realizado seguindo conceitos de atribuição de barras aos elementos, com a utilização do programa computacional de cálculos de esforços SAP2000. Inicialmente será apresentada uma parte teórica e posteriormente um estudo de caso para exemplificação do dimensionamento das paredes com auxílio de tabelas de EXCEL programadas com a rotina de cálculo. Também é apresentado o dimensionamento de um painel segundo o sistema de paredes de concreto moldada no local, para efeito de uma pequena ilustração dos dois sistemas (pré-moldado e moldada in loco). Os resultados serão apresentados em formas de esforços calculados pelo programa e posterior análise. Por fim, serão destacados itens importantes da modelagem e interpretações dos resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto pré-moldado. Pórticos estruturais. Desenho (Engenharia) – Dimensionamento.

GUERRA, L. A. Considerations about evaluations of loads on buildings structures of precast walls by three-dimensional frames – Case study. 2014. 81 p. Graduate Work – Course in Civil Engineering, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2014.

ABSTRACT

The present study is in reference to precast concrete (panels) walls as the main structural system. The diversification of the structural systems is a reality due to specific characteristics', as a result there is a lack of study and analysis. Some systems are already established in their applications, for instance: conventional reinforced concrete, structural masonry, metal structures, and wood structure. Apart from this precast concrete elements has had a growth in building sites in Brazil, therefore professionals should be more aware. Affordable house funding initiatives to address the housing shortage has been recurrent throughout the country, additionally precast concrete walls has been an alternative that meets the three basic concepts of engineering, which are: the technique, economy, and security. The objective of this study is to gather concepts from the literature and TOMO (2012) about precast concrete walls and make a didactic synthesis of how they are viewed. The modeling structure method of the system was performed following the concept of assigning bars, using the computer program of calculations SAP2000.

Initially will be presented a theoretical part, furthermore a case study to illustrate the sizing of the walls using EXCEL tables programmed with calculation routine. The results will be presented in calculated efforts by the program for further analysis. Finally, will be highlighted important items of modeling and interpretation of the results.

KEYWORDS: Precast concrete. Structural frames. Drawing (Engineering) – Design.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	09
2	JUSTIFICATIVA	15
3	OBJETIVOS	17
4	METODOLOGIA	18
5	INTRODUÇÃO TEÓRICA SOBRE A MODELAGEM	19
5.1	CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS	22
5.2	DIRETRIZES DO AMBIENTE SAP2000	25
6	ESFORÇOS E AÇÕES	26
6.1	VERTICAIS	26
6.1.1	Método das Charneiras Plásticas	26
6.2	HORIZONTALIS	27
6.2.1	O vento e a consideração do Diafragma Rígido	28
6.2.2	Distribuição de Esforços e Rigidezes dos Elementos – Exemplo Didático	29
7	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO (PAINÉIS)	34
7.1	CARGAS E COMBINAÇÕES	34
7.1.1	Diagrama de Esforços Solicitantes segundo a ABNT NBR 16055:2012	35
7.2	MOMENTO DE 1ª ORDEM.....	36
7.3	MOMENTO DE 2ª ORDEM.....	38
7.3.1	Método P-δ	39
7.4	CÁLCULO DA ARMADURA DOS PAINÉIS (VERIFICAÇÃO)	43
7.5	FLUXOGRAMA DOS PASSOS DE DIMENSIONAMENTO	44
8	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DE CONCRETO MOLDADA NO LOCAL	47
8.1	DIMENSIONAMENTO SOB SOLICITAÇÃO NORMAL.....	47
8.1.1	Segundo normas estrangeiras	47
8.1.2	Segundo a norma brasileira	48
8.2	DIMENSIONAMENTO DAS TENSÕES TANGENCIAIS	50
8.3	CÁLCULO DAS ARMADURAS E SUAS CARACTERÍSTICAS.....	51
8.3.1	Telas Soldadas	52
9	ESTUDO DE CASO	54
9.1	DADOS GERAIS	54

9.2	CARGAS ATUANTES.....	60
9.2.1	Cargas Verticais.....	60
9.2.2	Cargas Horizontais.....	61
10	DIMENSIONAMENTO DO PAINÉL DO ESTUDO DE CASO	66
10.1	DIMENSIONAMENTO DO PAINEL PH15 SEGUINDO A SEQUÊNCIA DE CÁLCULO	66
10.1.1	Propriedades do Pannel	66
10.1.2	Esforços Solicitantes	66
10.1.3	Combinações para Dimensionamento e Esforços Solicitantes	68
10.1.4	Excentricidades de Projeto e Momento de 1ª Ordem.....	69
10.1.5	Método P- δ e Momento de 2ª Ordem.....	70
10.2	DIMENSIONAMENTO DO PAINEL PH15 ATRAVÉS DA PLANILHA EXCEL.....	73
10.3	DIMENSIONAMENTO DO PAINEL PH15 “MOLDADO NO LOCAL”	75
11	RESULTADOS E DISCUSSÕES	77
12	CONCLUSÃO.....	79
	REFERÊNCIAS	80

1 INTRODUÇÃO

Ao longo da história do Brasil o déficit habitacional se tornou uma herança que carregamos até os dias de hoje. Basta percorrermos os grandes centros urbanos que veremos grandes favelas, pessoas sem onde abrigar sua família e muita dificuldade de adquirir o primeiro imóvel. A Figura 1 ilustra um retrato desses grandes centros de aglomerações de favelas.

Figura 01 - Retrato de uma favela no rio de Janeiro - RJ



Fonte: Pedro Andrade

Desde 2009 o Governo Federal vem proporcionando uma oportunidade de garantir a casa própria para aqueles que até então não tinham essa possibilidade.

O programa Minha Casa Minha Vida é o grande referencial desse movimento de financiamento a baixos valores de residências populares. Um estudo realizado em 2012 pelo PNAD (Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios) mostrou que o déficit habitacional caiu de 10% para 8,53% em 2012, o que representa 5,24 milhões de residências.

Além desse crescimento imobiliário no setor de moradias populares, o Brasil vem crescendo e se tornando um país que atrai investimentos de empresas e corporações estrangeiras que buscam novos mercados. A média anual de crescimento econômico na década passada é maior desde os anos 70 onde o país vivia o momento do “Milagre

Econômico”, segundo o IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). Esse crescimento corresponde a 3,6% ao ano, desde 2001 até 2010. Os dados são de uma pesquisa realizada pelo SINDUSCON-SP (Sindicato da Indústria da Construção Civil do Estado de São Paulo), em parceria com a FGV (Fundação Getúlio Vargas).

O Programa de Aceleração ao Desenvolvimento (PAC) também faz parte do conjunto que deu uma nova dinâmica ao setor da construção civil e infraestrutura, fazendo com que em fevereiro de 2014 o ramo atingisse o recorde de empregos no primeiro semestre do ano (correspondente à abertura de mais de 30 mil novas vagas). Além desses fatores, o Brasil se tornou um país que faz parte da rota de muitos turistas, principalmente com a realização da Copa do Mundo 2014 e em breve o Rio de Janeiro sendo sede das Olimpíadas 2016. A Figura 2 mostra uma obra de grande porte no setor de infraestrutura.

Figura 02 - Obra de grande porte no setor de infraestrutura



Fonte: Portal PINI-WEB

Todos os processos como: busca pela casa própria, incentivo governamental, crescimento econômico, melhoria de infraestrutura entre outros fatores fazem com que o ramo da engenharia civil tenha uma demanda maior, obrigando que os profissionais exijam melhorias dos projetos, materiais e execução dos serviços.

Um índice que prova a boa fase do ramo é a busca dos ingressantes à faculdade pelo curso de engenharia civil, fazendo com que seja um dos cursos mais concorridos no país.

Em função de tudo que foi citado, a busca por novas técnicas construtivas vem sendo tema de discussão nas Universidades que participam de pesquisas teóricas e práticas e

também pelo próprio mercado que cada vez mais exige dos profissionais três principais itens: técnica, segurança e economia.

No Brasil alguns sistemas construtivos já são conhecidos e muito recorrentes como: concreto armado convencional, alvenaria estrutural, estruturas de aço, madeira e estruturas mistas. As Figuras 3 e 4 ilustram sistemas convencionais já consagrados no Brasil. Os elementos pré-moldados vêm conquistando seu espaço nos canteiros de obra pela facilidade de execução, confiabilidade, economia e rapidez. Dentro do nicho dos pré-moldados, as paredes estruturais (painéis) tem sido item de estudo e garantem ótimos resultados.

Figura 02 - Estrutura em concreto armado convencional



Fonte: Dennys Sampaio

Figura 03 - Sistema convencional de alvenaria estrutural



Fonte: David Goehring

De forma a apresentar alguns aspectos das paredes de concreto pré-moldado, destacam-se algumas vantagens:

- industrialização dos processos: “processo evolutivo que, através de ações organizacionais e da implementação de inovações tecnológicas, método de trabalho, técnicas de planejamento e controle objetiva incrementar a produtividade e o nível de produção e aprimorar o desempenho da atividade construtiva” (FRANCO, 1992). A Figura 5 ilustra um canteiro de fabricação dos painéis pré-moldados onde pode-se notar uma sequencia que lembra uma linha de produção como de uma fábrica;

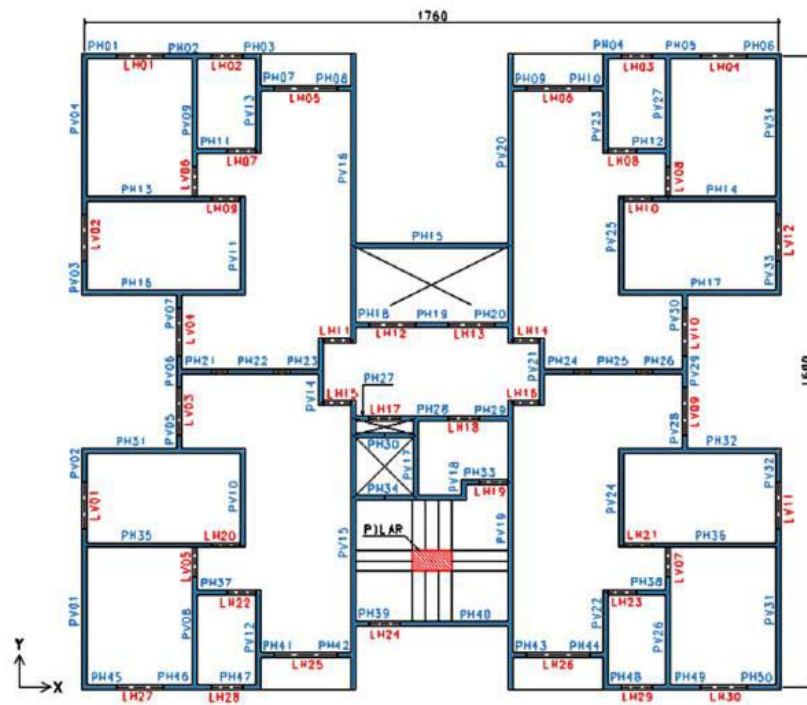
Figura 04 - Sequência de produção dos painéis de concreto



Fonte: Anônimo

- menor geração de resíduos: tendo um controle de qualidade e maior industrialização os processos se tornam mais sustentáveis;
- velocidade de execução;
- economia: se tratando de uma estrutura com alta simetria e sem grandes complexidades arquitetônicas. Similarmente à alvenaria estrutural, diferentes layouts de paredes estruturais significam maior inviabilidade do processo, logo, a economia será menor. A Figura 6 representa de forma genérica uma planta de um pavimento simétrico, o que viabiliza sistemas modulares. Uma planta que representa a relação: comprimento de paredes estruturais por m² de pavimento entre 0,5/m e 0,7/m pode significar viabilidade econômica em sistemas modulares como alvenaria estrutural, segundo Ramalho e Corrêa (2003).

Figura 05 - Planta de um pavimento com disposição simétrica dos painéis



Fonte: Revista IBRACON

Alguns aspectos desfavoráveis também serão apresentados:

- mão de obra deve ser qualificada: apesar de ser um ponto em que deveria ser uma qualidade, no Brasil temos muita dificuldade em obter mão de obra diferenciada para um tipo específico de sistema construtivo;
- erros de grande escala: devido a repetitividade e racionalização dos processos, um possível erro poderá se estender por toda estrutura, inviabilizando e encarecendo a obra;

- adequação arquitetônica: como já mencionado, complexas arquiteturas não viabilizam o sistema construtivo por se tratar de um sistema modular e com muitas repetições;

- adequação das instalações hidráulicas: se tratando de paredes estruturais, a passagem de condutos por meio desses elementos pode significar perda de seção resistente e ainda futuros problemas caso haja manutenções e/ou vazamentos esses dutos. Uma alternativa é a adoção de shafts na estrutura, como ilustra a Figura 7.

Figura 06 - Shaft de instalações hidráulicas



Fonte: Érika Freitas

É importante ressaltar que os elementos pré-moldados têm uma peculiaridade que os elementos moldados in loco não possuem que são as fases que precedem a disposição final dos elementos. Essa fase anterior à situação de serviço é chamada de fase transitória e merece atenção quanto ao tipo de produção dos painéis (disposição vertical ou horizontal), fase de desforma, transporte, etc.

2 JUSTIFICATIVA

Conforme já apresentado na introdução, as paredes de concreto pré-moldado (painéis) exemplificadas pelas Figuras 8 e 9 merecem um estudo particular, já que são de grande interesse dos empreiteiros, construtores, investidores e projetistas.

Figura 08- Painéis pré-moldados em suas disposições finais



Fonte: Anônimo

Figura 09 - Painel com abertura de janela sendo posicionado



Fonte: Jonilda Bonfim

Os requisitos mínimos que o sistema deve atender abrange desde qualidade final da obra, velocidade de execução, economia, técnica, segurança, desempenho estrutural, entre

outros. Apesar de ainda não serem normatizadas no Brasil, as paredes de concreto pré-moldado podem ser executadas sempre que sejam feitos testes, estudos e documentos que comprovem sua funcionalidade. Algumas normas são usadas como referências para fins de critérios de dimensionamento como o ACI (American Concrete Institute) e Eurocode, bem como algumas orientações do PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute).

Este trabalho tem por origem a dissertação mestrado realizado por TOMO (2012): “Critério para projeto de edifícios com paredes portantes de concreto pré-moldado”.

O uso de softwares é de fundamental importância na rotina de um engenheiro de estruturas. Sendo assim, o trabalho busca aproximar os conceitos trazidos pela engenharia tradicional com uma abordagem atual que conta com o ambiente desses programas.

Juntamente com a viabilidade de estudo do tema, o trabalho traz consigo um interesse de conhecimento que não é visto na graduação em engenharia civil da UNESP - Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá.

3 OBJETIVOS

- i. Descrever com uma abordagem de nível de graduação os conceitos teóricos já existentes sobre a modelagem dos elementos da estrutura de painéis através de pórtico tridimensional, tendo como barras os elementos principais;
- ii. Realizar uma abordagem dos carregamentos verticais e horizontais presentes nas estruturas usuais de paredes de concreto pré-moldado e fazer análises dessas solicitações;
- iii. Apontar de forma mais criteriosa os passos de dimensionamento das paredes de concreto pré-moldado (painéis), em comparação com o dimensionamento das paredes de concreto moldada no local (conforme a ABNT NBR 16055:2012);
- iv. Apresentar um estudo de caso de um edifício residencial composto por painéis estruturais, indicar suas cargas verticais e horizontais bem como obter seus esforços através do programa SAP2000;
- v. Aplicar os critérios de dimensionamento em uma rotina de cálculo mostrando os passos a serem seguidos, apresentá-los através de uma planilha EXCEL, e dimensionar o mesmo painel segundo o sistema de paredes de concreto moldada no local;

4 METODOLOGIA

O estudo inicial começou a partir de informações contidas na literatura, que mostra um trabalho realizado por NUNES (2011) onde foram propostos dois conceitos diferentes de modelagem das paredes de concreto pré-moldado: elementos de barras e elementos casca. A partir daí optou-se por escolher como tema do atual trabalho o modelo de estrutura de painéis representado pelas barras.

Sendo assim, iniciou-se uma busca na literatura que tratasse do assunto especificadamente. No Brasil o sistema de paredes de concreto pré-moldado foi muito pouco estudado ao longo dos anos, sendo um assunto que atualmente desperta o interesse dos profissionais e do mercado.

As teorias dos critérios de modelagem e de dimensionamento dos painéis são estudadas na dissertação de mestrado realizado por TOMO (2012). No atual trabalho procurou explicá-las de forma didática, ilustrativa e coerente, visando à finalidade do mesmo que é a elaboração de um trabalho de graduação. Aproveitando que no Brasil temos a norma para projeto e execução das paredes de concreto moldada no local, fez-se uma breve comparação entre os critérios de dimensionamento dos dois processos construtivos.

Foi proposto no atual trabalho um estudo de caso que englobasse a teoria explicada, conceitos de modelagem e critérios de dimensionamento de painéis. Para tanto se fez uso do programa computacional Integrated Software for Structural Analysis and Design SAP2000. Foi escolhido um painel para ilustração dos passos de dimensionamento.

Ao final, buscou-se comparar resultados específicos obtidos por um tipo de modelagem e considerações (Modelo A) com outro tipo (Modelo B).

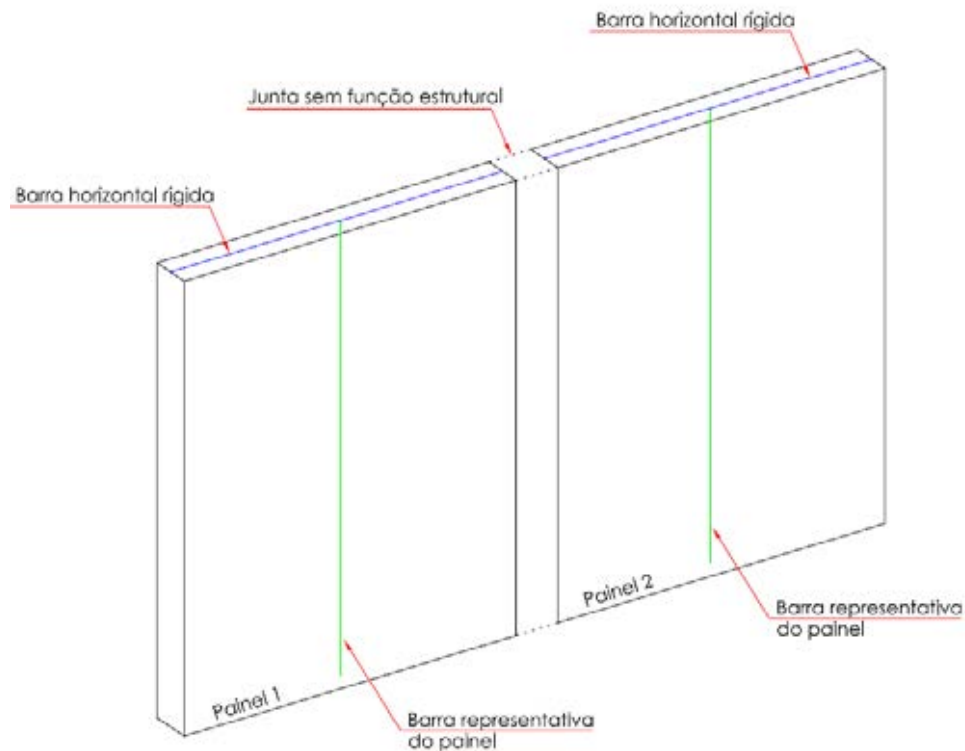
5 INTRODUÇÃO TEÓRICA SOBRE A MODELAGEM

Além de explicar os modelos descritos por TOMO (2012), o enfoque do capítulo é conseguir explicá-los mantendo o nível coerente com um trabalho de conclusão de curso, ou seja, nível de graduação. A seguir têm-se as descrições dos modelos:

MODELO A

Consideram-se todos os painéis isolados entre si. Não há atuação da junta vertical entre os painéis atuando principalmente à flexão e cisalhamento. Cada painel atua de forma independente de outro painel, conforme ilustra a Figura 10.

Figura 10 - Representação do Modelo A



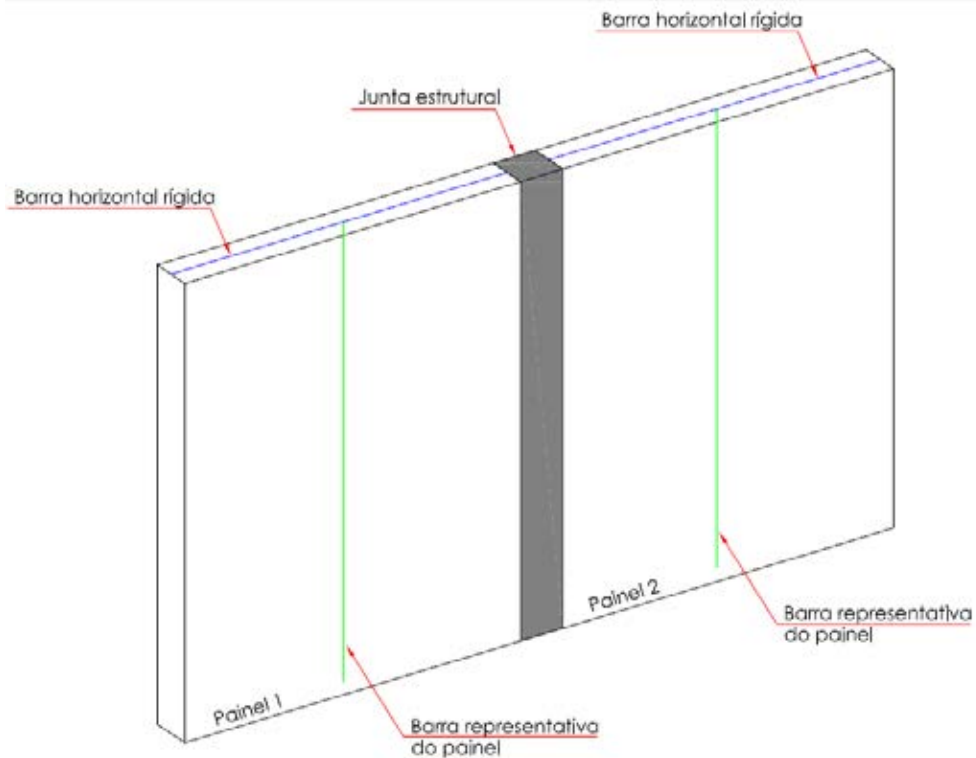
Fonte: Autor

MODELO B

Painéis que formam um grupo, tendo entre si a consideração das juntas como sendo estruturais. Em outras palavras, as juntas estruturais terão grande importância para o ganho de rigidez dos painéis consecutivos e ainda, possibilitará menores deslocamentos dos elementos. A Figura 11 trata desse modelo descrito. No ambiente SAP2000, a interação entre painéis

pode ser efetuada através do comando CONSTRAINT do tipo BODY, o qual simula uma rigidez efetiva entre os painéis.

Figura 11 - Representação do Modelo B

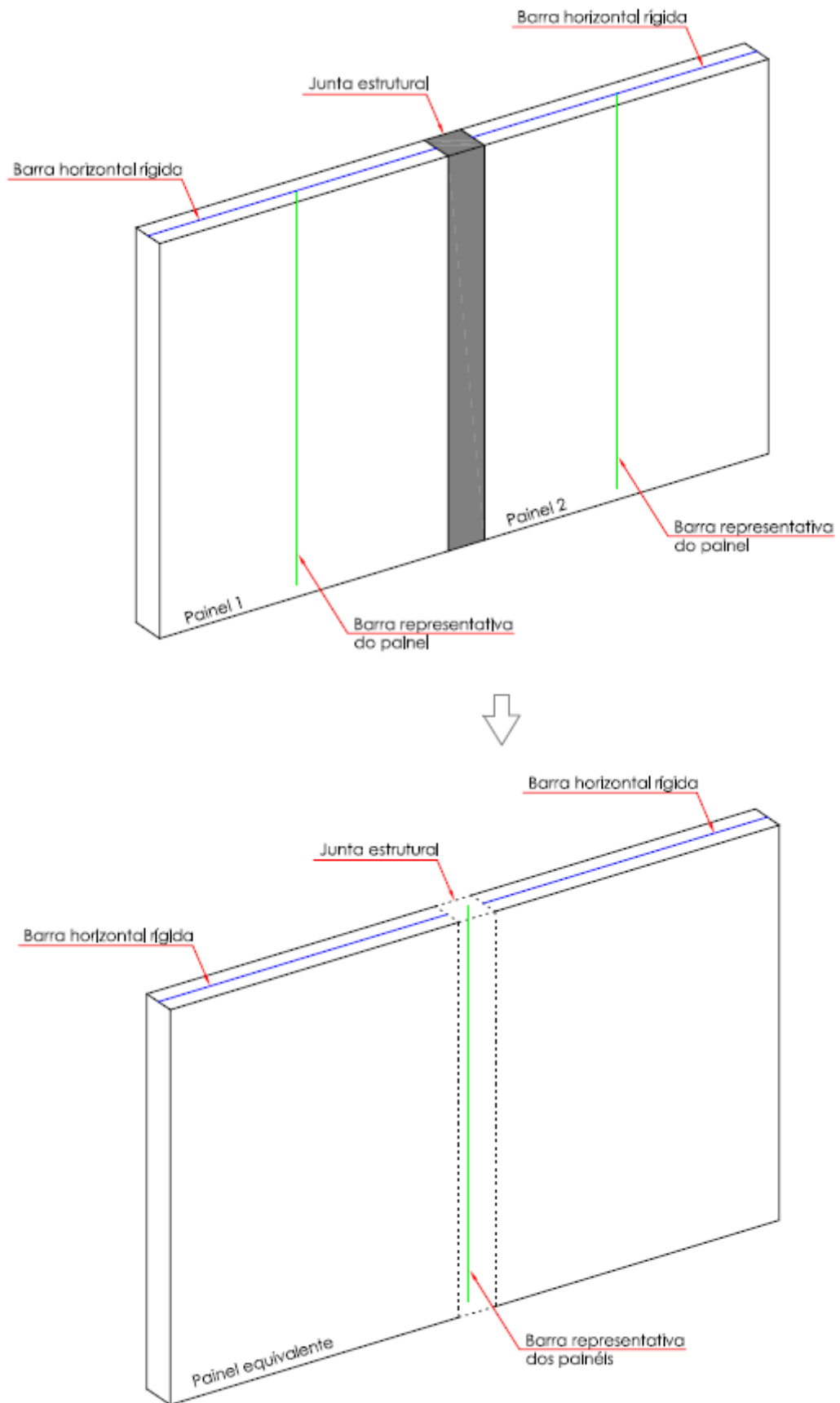


Fonte: Autor

MODELO C

Semelhantes ao modelo B, o modelo C ilustrado pela Figura 12 considera a atuação da junta vertical entre dois painéis consecutivos. Contudo não serão tratados dois painéis independentes entre si e sim um painel resultante (equivalente) da união dos dois iniciais (garantindo rigidez total dos painéis). Logo, essa barra equivalente será tratada com a geometria dos dois painéis integralmente.

Figura 12 - Representação do Modelo C



Fonte: Autor

5.1 CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS

Cada elemento no processo de modelagem tem suas características próprias e bem definidas e são indicadas pelas Figuras 13, 14 e 15.

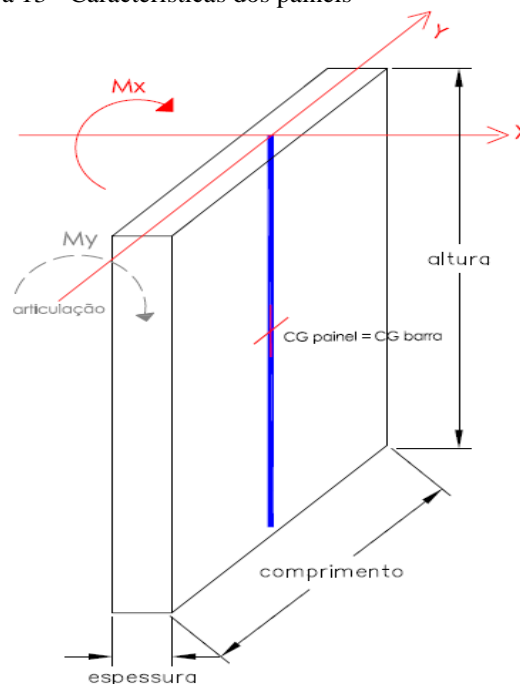
BARRA VERTICAL FLEXÍVEL

É um elemento tipo “frame” no ambiente SAP2000 e possui propriedades do material concreto (o material também deve ser definido no programa). Tal barra vertical flexível representa o painel em questão, portanto, deve ter suas dimensões (espessura, comprimento e altura) referentes ao próprio painel.

O centro de gravidade do painel coincide com o centro de gravidade da barra que a representa. Algumas hipóteses nessa barra devem ser estudadas de forma a representar o funcionamento mais próximo à realidade.

Sendo assim, a barra possui articulação nas suas extremidades quanto a sua flexão no eixo de menor inércia, e isso se dá pelo fato de que essa possível flexão localizada pode transmitir momento para a junta horizontal, sendo essa junta não resistente a esse tipo de esforço. Essa articulação ainda pode ser atribuída pelo fato de que a barra pouco contribuirá no combate à flexão no eixo de menor inércia, o que não se comprova no sentido de maior inércia do painel. Além da articulação, a resistência à torção da barra deve ser zerada.

Figura 13 - Características dos painéis



Fonte: Autor

BARRA HORIZONTAL RÍGIDA

Essa barra tem fundamental importância no comportamento do modelo. Sua representação é feita por um elemento tipo “frame” com alta rigidez no plano do painel (simulando rigidez infinita à flexão nesse plano da seção). A Figura 14 ilustra um painel que contém a barra rígida. Elas são adicionadas nos níveis de cada pavimento com comprimento exatamente igual ao respectivo painel e altura igual ao pé direito, conforme afirma NUNES (2011). Os nós extremos das barras rígidas são desconectadas quando se tem dois painéis ortogonais entre si ou em casos onde a junta não exerce função estrutural. Contudo se as extremidades são contínuas quando houver conexão com lintéis ou outro painel adjacente sendo que entre os painéis haja uma junta com função estrutural.

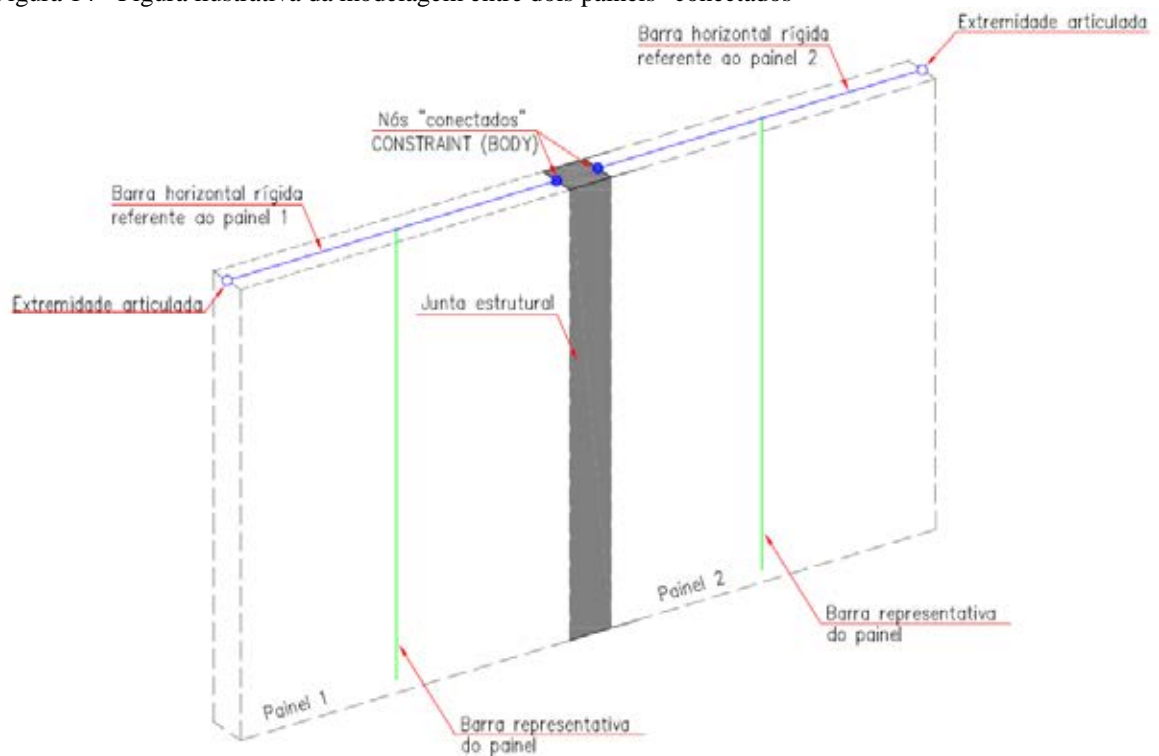
As principais funções da presença da barra horizontal rígida segundo TOMO (2012) são: contribuir com uma distribuição com maior uniformidade das cargas verticais e horizontais recebidas pelas lajes, simular a interação entre dois ou mais painéis, e maiormente, promover o travamento entre painéis ortogonais quando sujeitos às ações verticais e horizontais. Há de se lembrar de que essas barras devem ser tratadas para que seu peso próprio não seja levado em conta durante o processamento do programa computacional.

LINTÉIS

Mais conhecidos como “vergas”, esse elementos tipo “frame” conectam um painel ao painel adjacente quando se tem entre eles aberturas (portas e janelas). A consideração da atuação dos lintéis na estrutura faz com que a mesma tenha maior rigidez, o que acaba beneficiando-a em relação aos deslocamentos e esforços. Conforme afirma DAMASCENO (2012), os esforços de cisalhamento e flexão nesses elementos devem ser previstos e devidamente armados.

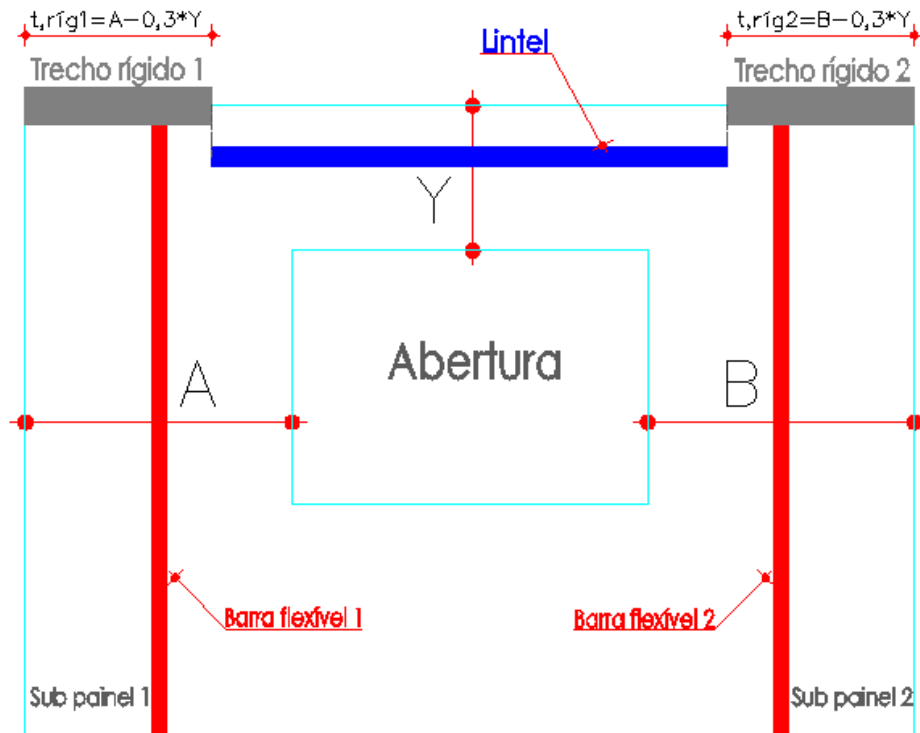
A partir da consideração dos lintéis no sistema, deve-se prever a ligação desses elementos à barra horizontal rígida, a qual deve ser contínua, ou seja, todos os esforços são transferidos de um elemento para o outro. A norma ABNT NBR 6118:2014 permite que sejam considerados trechos rígidos entre o lintel e o painel. Essa consideração contribui grandemente para melhor distribuição das ações no pavimento, conforme afirma RAMALHO E CORRÊA (2003), e ainda, sua consideração torna a modelagem mais próxima da realidade. A Figura 15 ilustra um painel com abertura e como pode ser feita a consideração desses trechos rígidos juntamente com os lintéis.

Figura 14 - Figura ilustrativa da modelagem entre dois painéis "conectados"



Fonte: Autor

Figura 15 – Painel com abertura (lintel, trechos rígidos, barras flexíveis)



Fonte: Autor

5.2 DIRETRIZES NO AMBIENTE SAP2000

O programa computacional a ser utilizado no trabalho é o SAP2000 como já dito anteriormente, tal ferramenta possui como principais atributos: análises tridimensionais de estruturas (lineares e não lineares), estáticas e dinâmicas.

A seguir serão destacados principais itens a serem observados durante a modelagem.

Primeiramente faz-se a definição do material (concreto, aço, madeira, etc) que compõem os elementos (vigas, pilares, lajes, etc). Dentre as informações que devem conter na descrição do material, destacam-se: módulo de elasticidade, peso específico, coeficiente de Poisson e coeficiente de expansão térmica.

Posteriormente se define as seções dos elementos atribuindo a cada um deles suas características geométricas (seção transversal) e a qual material esse elemento faz parte. No caso de estudo os elementos serão restritos exclusivamente às barras, as quais são denominadas “frames”.

Os carregamentos na estrutura devem ser adicionados então, podendo ser esses carregamentos de naturezas como: forças concentradas aplicadas em um nó, forças distribuídas linearmente (ou não), pressão em uma determinada área, entre outras.

As condições de apoio são de fundamental importância para o cálculo dos esforços. A escolha do tipo de restrição depende exclusivamente do usuário, sendo que o programa permite configurar os nós da base da estrutura sob seis diferentes condições de restrições, sendo elas: impedindo rotações em relação aos eixos X, Y e Z; e/ou translações segundo os eixos X, Y e Z.

Os casos de carregamentos são feitos pelo usuário onde o peso próprio dos elementos é automaticamente calculado pelo programa, fazendo com que devam ser adicionados outros carregamentos: permanentes (com exceção do peso próprio) e/ou acidentais (sobrecargas, ventos, sismos, desaprumos, etc).

Finalmente pode ser feito o processamento e posteriores visualizações dos esforços (momentos fletores, forças axiais, cortantes, torções, tensões) e deslocamentos.

6 ESFORÇOS E AÇÕES

Toda estrutura projetada tem por finalidade garantir segurança e desempenho sempre que sujeitas as ações de carregamentos. Dentre os principais tipos de carregamentos que são levados em conta, merecem maior atenção os carregamentos verticais e horizontais.

6.1 VERTICAIS

As cargas verticais são aquelas que além do peso próprio dos elementos da estrutura são resultantes das reações verticais que as lajes fazem nos pavimentos. Cada tipo de edificação pode ter sua peculiaridade quanto aos elementos que “recebem” as cargas das lajes, sendo esses elementos principalmente: pilares, vigas e paredes.

Das cargas vindas das lajes, temos que diferenciá-las segundo consta a ABNT NBR 6120:1980:

-Permanentes: “Este tipo de carga é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes”.

-Acidentais: “É toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu peso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc)”.

6.1.1 Método das Charneiras Plásticas

O método usado para o cálculo das reações de apoio das lajes nas paredes é o chamado “charneiras plásticas”. Tal método é muito difundido por sua simplicidade e fácil entendimento para ser aplicado. Segundo defendido por GONZALEZ (1997), a aplicação desse método é aplicável sob algumas considerações a seguir:

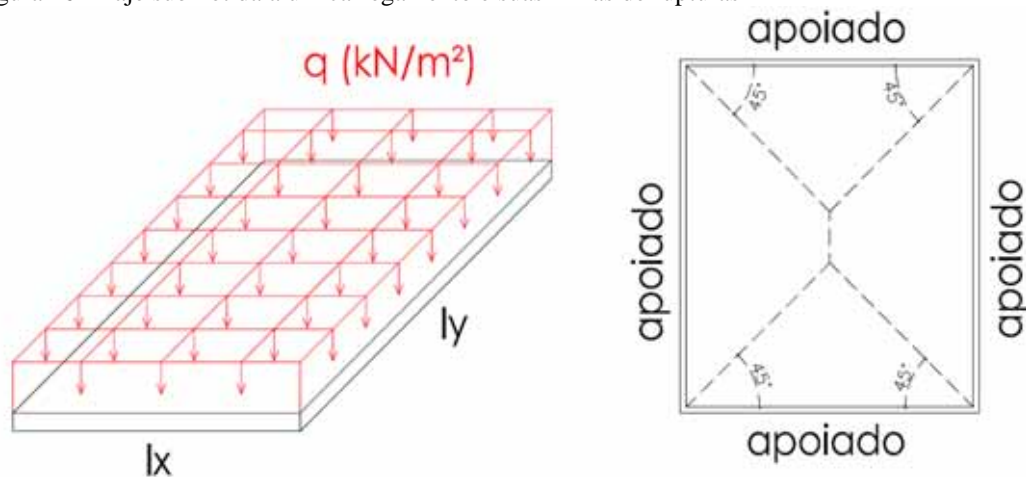
- Material considerado rígido-plástico;
- Lajes devem ser sub-armadas;
- O momento fletor é considerado constante nas bordas e ao longo da laje;
- A ruína por cisalhamento ou punção é desprezada;
- As reservas de resistências são desprezadas (efeitos de membrana e endurecimento do aço);

As condições de contorno das lajes (consideradas indeformáveis) são tidas como simplesmente apoiadas ou engastadas. As cargas são uniformemente distribuídas, cada

condição de apoio da laje resulta em uma linha de ruptura, e essa área do polígono de ruptura indica a região de influência da borda em questão.

Algumas tabelas são muito difundidas no meio acadêmico para determinação dos esforços das lajes e reações de apoio, sendo as mais conhecidas as tabelas de Czerny e Burke. A Figura 16 ilustra uma laje com carregamento uniformemente distribuído em toda sua área bem como suas linhas de ruptura.

Figura 16 - Laje submetida a um carregamento e suas linhas de rupturas



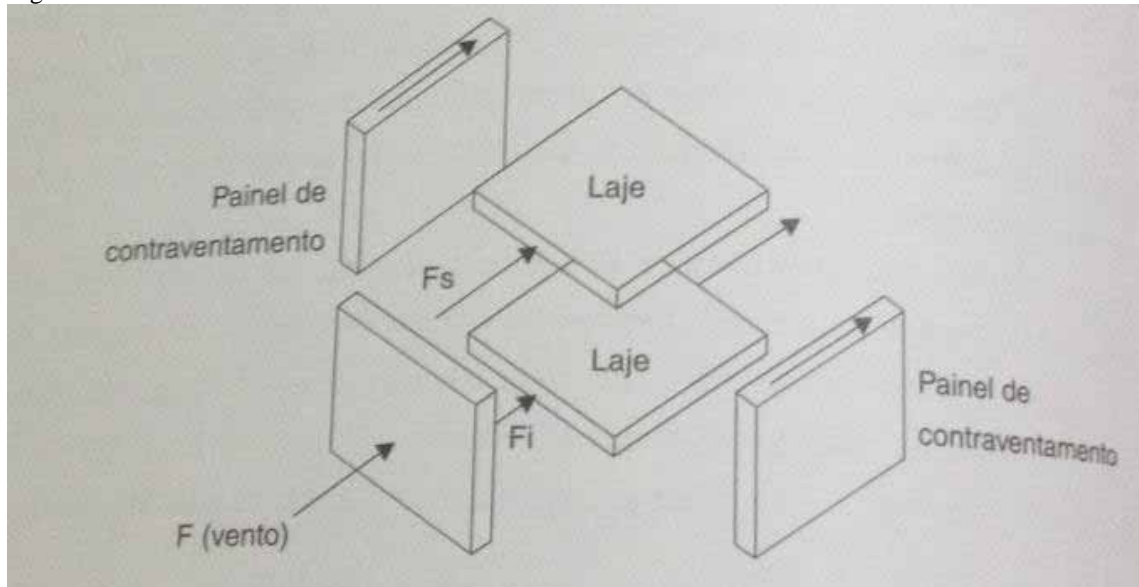
Fonte: Autor

Logo podemos concluir que para edificações usuais, as cargas verticais usuais são: peso próprio das paredes, vigas, lajes, pilares, revestimentos internos e externos e cargas de usos específicos segundo utilidades específicas (habitação, hospital, escolas, estacionamentos, etc).

6.2 HORIZONTAIS

Os carregamentos horizontais são de grande importância nas estruturas prediais por serem elas as que determinam a estabilidade da estrutura e resultam em esforços para fundação. Alguns elementos são cruciais dentro de sistemas construtivos, principalmente em sistemas como alvenaria estrutural e paredes de concreto. As estruturas que apresentam elementos que combatem às ações horizontais são chamadas de elementos contraventadas. As estruturas que realizam esse combate são chamadas de estruturas de contraventamento. A figura 17 demonstra esse mecanismo.

Figura 17 - Mecanismo de contraventamento



Fonte: Livro: Ramalho e Correa: Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural (página 46)

Um fator muito importante que determina como a ação horizontal atua na estrutura é na simetria ou assimetria das disposições dos elementos de contraventamento (paredes), conforme afirma RAMALHO E CORRÊA (2003). Em outras palavras, um pavimento com disposição simétrica das paredes acarreta em esforços igualmente distribuídos na laje, sendo assim, o pavimento tratará de combater apenas a translação na direção da ação horizontal. Diferentemente se houver assimetria considerável, inclui-se a rotação do pavimento como consequência da ação horizontal.

6.2.1 O vento e a consideração do Diafragma Rígido

A carga do vento aplicada na fachada da estrutura percorre o interior do pavimento distribuindo parcelas dessa carga aos painéis que fazem o papel de contraventamento. Para tanto, a laje é tratada como um diafragma rígido. Segundo ACKER (2002), carga do vento aplicada na fachada da estrutura percorre o interior do pavimento distribuindo parcelas dessa carga aos painéis que fazem o papel de contraventamento. Ele ainda afirma: “diafragmas são estruturas horizontais planas, onde uma das funções principais é transferir forças horizontais atuantes em diferentes pontos da estrutura para os elementos do contraventamento vertical”.

A consequência da atuação do diafragma rígido implica que os deslocamentos no pavimento se comportam como um corpo rígido. Em outras palavras, a distância percorrida pelo pavimento no seu deslocamento é a mesma da distância entre esses mesmos pontos

anteriormente ao carregamento. Essa atribuição pode ser realizada por programas computacionais que possuem esse artifício de fazer com que todos os pontos dos planos de cada pavimento se comportem como um corpo rígido. No ambiente SAP2000, o comando responsável por essa atribuição está no comando CONSTRAINT do tipo DIAPHRAGM.

No caso do vento atuando nos pavimentos, esse diafragma rígido é o próprio plano da laje do pavimento, atuando no eixo vertical “z”. Para que essa atuação da laje como diafragma rígido seja coerente, deve-se evitar escolha de lajes pré-moldadas sem nenhuma capa de concreto a ser executada “*in loco*”. De tal modo, as lajes maciças conseguem corresponder em melhores resultados quando se quer considerar a atuação do diafragma rígido, segundo afirma RAMALHO E CORRÊA (2003).

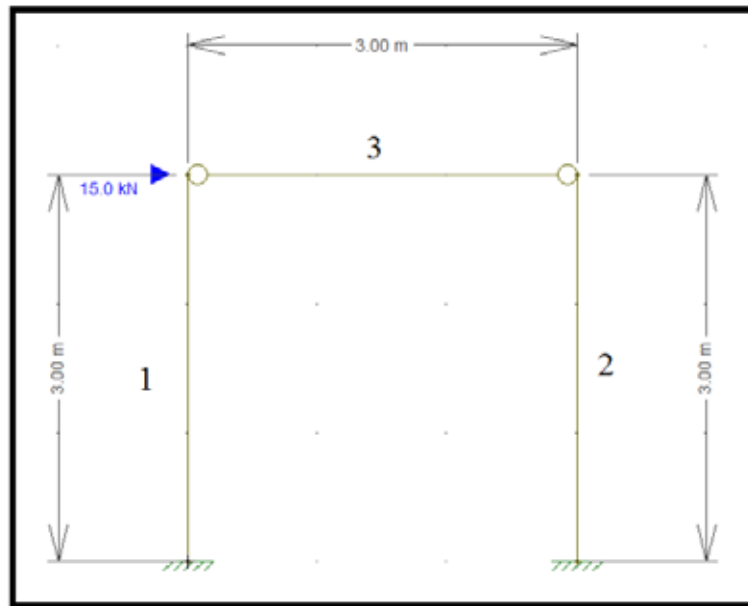
As cargas horizontais correspondem preponderantemente: da ação do vento que atua em cada face e do desaprumo causado por pequenos desalinhamentos construtivos (acarretando em um erro acumulativo ao final). Conforme consta na ABNT NBR 6118:2014 esses dois efeitos devem ser previstos atuando em conjunto. Embora sendo prescrito pela norma, o desaprumo será então desprezado no estudo de caso a ser calculado. A maior preocupação com o vento pode ser compreendida visto que se trata de paredes de concreto pré-moldado, logo, o cuidado com o alinhamento da estrutura deve ser rigoroso, possibilitando maior controle do desaprumo ao longo do edifício.

A consideração da atuação do vento na estrutura pode ser tratada como sendo uma força concentrada exatamente no centro de gravidade de cada pavimento. Calcula-se a força total resultante de cada pavimento, e cabe à laje (segundo os artifícios do diafragma rígido) dividir as parcelas das forças de cada elemento resistente.

6.2.2 Distribuição de Esforços e Rigidezes dos Elementos – Exemplo didático

De forma a ilustrar o mecanismo de transferência de esforços segundo as rigidezes dos elementos de contraventamento nas estruturas, um simples caso de um pórtico bidirecional sujeito à uma força concentrada no nível no pavimento será mostrado.

Figura 18 – Esquemática do exemplo didático



Fonte: Autor

DADOS:

► Material: Concreto

 $E = 25000 \text{ Mpa}$; $\nu = 0,20$; $\alpha = 0,0001 \text{ /}^\circ\text{C}$; $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

► Barra 1:

Comprimento = 1,00 m

Largura = 0,30 m

► Barra 2:

Comprimento = 0,50 m

Largura = 0,50 m

► Barra 3:

Base = 5,00 m

Altura (espessura da laje) = 0,15 m

Como se pode observar, a barra 1 tem grande inércia (alta rigidez no sentido de aplicação da força), a barra 2 tem pequena inércia em relação à 1. A barra 3 possui alta seção transversal para poder transmitir os esforços sem que haja deformação considerável, sendo portanto responsável por representar a atuação do diafragma rígido na estrutura. De tal forma, articulou-se essa barra, para que sua função seja exclusivamente de transferência de esforços e não de absorção de esforços (caso contrário essa barra sofreria flexão).

Primeiramente calcula-se as inércias no sentido de aplicação da força das barras 1 e 2.

$$I_{barra\ 1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 1,0^3}{12} = 0,025\ m^4$$

$$I_{barra\ 2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 0,5^3}{12} = 0,0052083\ m^4$$

$$I_{barra\ 1} + I_{barra\ 2} = 0,025 + 0,0052083 = 0,0302083\ m^4$$

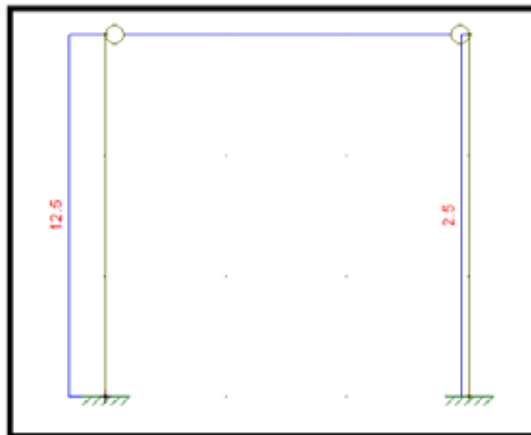
Com o valor da inércia de cada elemento com o valor da soma delas, podemos obter as rigidezes relativas:

$$\frac{I_{barra\ 1}}{\Sigma k's} = \frac{0,025}{0,302083} = 0,8276$$

$$\frac{I_{barra\ 2}}{\Sigma k's} = \frac{0,0052083}{0,302083} = 0,1724$$

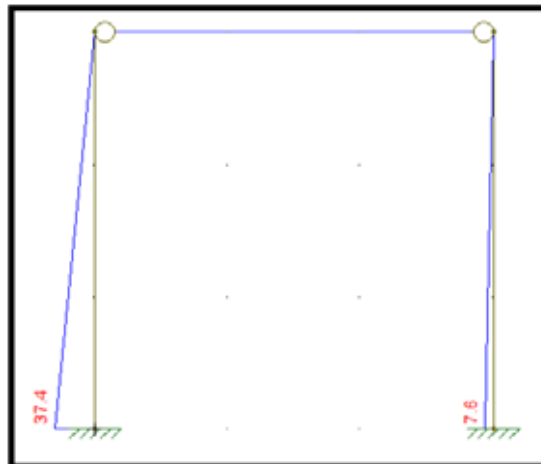
As figuras a seguir mostram os resultados dos esforços (cortante e momento fletor).

Figura 19 - Diagrama de esforço cortante



Fonte: Autor

Figura 20 - Diagrama de momento fletor



Fonte: Autor

O conceito de proporção de rigidezes das barras e relação de “absorção” de esforços é provado a partir das demonstrações a seguir:

$$\frac{Q_{barra\ 1}}{Q_{barra\ 2}} = \frac{12,5}{2,5} = 5,0$$

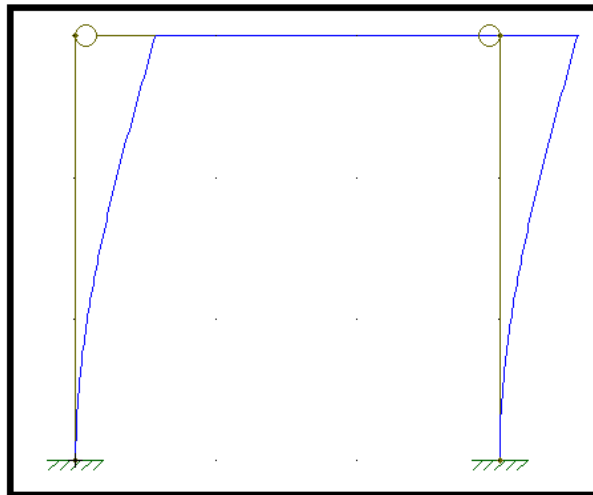
$$\frac{M_{barra\ 1}}{M_{barra\ 2}} = \frac{37,4}{7,6} = 4,92 \cong 5,0$$

Pode-se notar que a relação entre os esforços das duas barras sob a variável cortante e momento são praticamente iguais. Logo, a mesma proporção deve ser mantida em suas respectivas inércias:

$$\frac{I_{barra\ 1}}{I_{barra\ 2}} = \frac{0,025}{0,0052083} = 4,80 \cong 5,0$$

Ainda pode ser notado o efeito do diafragma rígido exercido pela barra 3:

Figura 21 - Diagrama de deslocamento



Fonte: Autor

Para provar tal fato, espera-se que o deslocamento da barra 1 seja muito próximo ao deslocamento da barra 2, sendo portanto um deslocamento de um corpo rígido (se movendo por igual em todos os pontos).

Nodal
Displacements:
Dx = 1.795e-001 mm
Dy = 0.000e+000 mm

Nodal
Displacements:
Dx = 1.754e-001 mm
Dy = 0.000e+000 mm

$$\delta_{barra\ 1} = 1,795\ mm \cong \delta_{barra\ 2} = 1,754\ mm$$

Os resultados demonstrados acima foram calculados com auxílio do programa FTOOL.

Assim se comprova uma teoria fundamental da distribuição dos esforços horizontais em cada pavimento pela ação do diafragma rígido.

A teoria explicada e demonstrada é de fácil entendimento e aplicação quando se tratam de painéis sem aberturas, ou seja, casos onde não há descontinuidade de seção no painel. Em casos de aberturas (portas e/ou janelas) o cálculo deixa de ser simples e se torna complexo, sendo inviável fazê-los manualmente. Sendo assim, a utilização de softwares que fazem os cálculos de pórticos com aberturas se tornam ainda mais necessária.

7 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO (PAINÉIS)

A grande maioria dos elementos pré-moldados segue seus critérios de dimensionamento sob duas condições: a fase transitória e a situação de serviço.

Já comentada na introdução do trabalho, a fase transitória é aquela em que se procede desde a produção até a locomoção do elemento ao posicionamento final, por exemplo, a desforma e o içamento. Alguns critérios específicos são exclusivos dessa etapa, porém não serão tratados no presente trabalho.

A situação de serviço diz respeito aos esforços que o elemento sofrerá ao longo da sua vida útil, ou seja, submetido à posição definitiva. Essa condição será tratada no trabalho, de forma a serem apresentados a seguir os principais critérios de dimensionamento.

7.1 CARGAS E COMBINAÇÕES

Obtêm-se as cargas solicitantes no painel desejado através do programa SAP2000, sendo elas: permanente, acidental, vento na direção principal. Essas cargas são referentes ao painel do pavimento térreo, já que esse é o pavimento mais solicitado, portanto, rege o dimensionamento. A Tabela 1 a seguir exemplifica uma tabela das cargas solicitantes, necessárias para posteriores combinações.

Tabela 1 - Tabela de cargas solicitantes do painel desejado

PAVIMENTO	PERMANENTE	ACIDENTAL	VENTO EM "X"	
	N (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kNm)
n				
...				
3				
2				
1				
(Térreo)				

Fonte: Autor

A equação a seguir mostra o cálculo de onde se obtém as tensões máximas e mínimas de compressão/tração originadas pela ação do vento.

$$\sigma_{m\acute{a}x\ ou\ m\acute{i}n} = \left(\frac{N_{vento}}{A_t} \right) \pm \left(\frac{M_{vento}}{W_x\ ou\ y} \right) \quad (1)$$

Onde:

σ máx ou mín: tensão de compressão/tração devido ação do vento;

N_{vento} : carga axial devido ao vento;

A_t : área da seção transversal do painel;

M_{vento} : momento fletor na direção principal do painel devido à carga do vento;

W_x ou y : módulo de resistência da seção elástica em X ou Y;

Após determinar os valores das tensões máxima e mínima, opta-se por transformá-los em cargas lineares (kN/m).

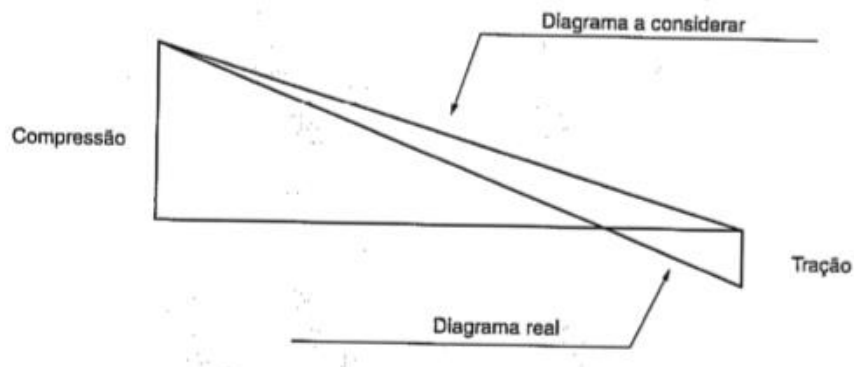
O próximo passo é a realização das combinações das ações seguindo os critérios da ABNT NBR 6118:2014.

7.1.1 Diagrama de Esforços Solicitantes segundo a ABNT NBR 16055:2012

Após as combinações de carregamentos, faz-se o diagrama de esforços solicitantes, levando em conta os valores máximos e mínimos de cada caso de carregamento.

Sabendo que ainda não existe norma brasileira que forneça parâmetros de dimensionamento de paredes de concreto pré-moldado, toma-se por base segundo TOMO (2012), a recomendação da ABNT NBR 16055:2012 que lida com paredes de concreto moldadas no local. A Figura 22 e o trecho a seguir correspondem aos critérios do diagrama de esforços solicitantes da norma, que são usadas no dimensionamento dos painéis pré-moldados.

Figura 22 - Diagrama de esforços solicitantes



Fonte: Figura 3 da ABNT NBR 16055:2012 (página 16)

“Considerando que todos os casos e combinações de carregamento estão contemplados, para cada trecho de parede a ser verificado e para cada caso ou combinação considerada, permite-se considerar que a segurança ao estado limite último foi atendida para as solicitações normais sempre que a condição a seguir for atendida:

$$\eta_{d,resist} = \frac{3 \cdot \eta_{d,m\acute{a}x} + \eta_{d,min}}{4}$$

- $\eta_{d,m\acute{a}x}$ é o maior valor normal por unidade de comprimento, para o carregamento considerado, num trecho escolhido;

- $\eta_{d,min}$ é o menor valor normal por unidade de comprimento, para o carregamento considerado, num trecho escolhido”.

A transposição do diagrama é explicada devido à ocorrência da transformação do esforço do vento em uma carga axial equivalente, majorando a carga de compressão ao longo do comprimento do painel.

A norma ainda cita que caso haja esforço de tração, esse não deve ser considerado quando estivermos analisando à compressão.

Portanto, o valor da carga normal de cálculo (carga para dimensionamento) é resultado do maior valor entre os diagramas de esforços solicitantes feitos após as combinações.

7.2 MOMENTOS DE 1ª ORDEM

Os efeitos de 1ª ordem são aqueles em que o elemento sujeito aos carregamentos ainda está íntegro quanto sua linearidade física e geométrica. Em outras palavras, ao solicitar um painel esse será submetido à um momento fletor inicial, e seu possível deslocamento será único e direto, diferentemente dos efeitos de segunda ordem que são vários e subsequentes. As excentricidades de 1ª ordem (de projeto) serão apresentadas a seguir, seguindo os critérios do PCI (2010) e ACI (2011).

► Excentricidade mínima:

$$e_{min} = 0,015 + 0,03 \cdot h \quad (2)$$

h: altura do painel na seção transversal na direção considerada (em metros)

► Excentricidade de tolerância de montagem (em metros):

$$e_m = 0,025 \quad (3)$$

► Excentricidade de tolerância de produção (em metros):

$$e_p = \frac{L}{360} \leq 0,0125 \text{ m} \quad (4)$$

L: comprimento do painel

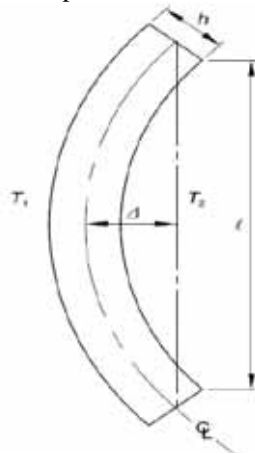
► Excentricidade devido à diferença térmica (em metros):

$$\Delta = \frac{\alpha \cdot L^2}{8 \cdot h} \quad (5)$$

L: distância entre apoios

h: espessura do painel

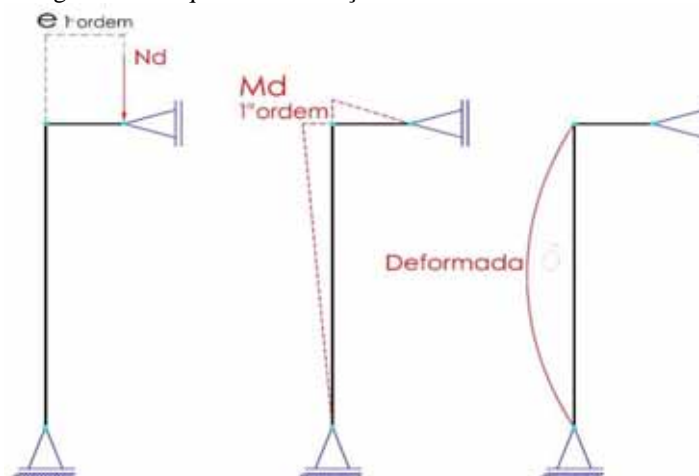
Figura 23 - Empenamento térmico do painel



Fonte: PCI (2010)

Após a determinação da excentricidade de 1ª ordem, calcula-se o momento. A Figura 24 a seguir ilustra o esquema de modelo para determinar o esforço no painel devido a esse momento.

Figura 24 - Esquema de esforços de 1ª ordem



Fonte: Autor

É importante ressaltar que a barra horizontal com o apoio rotacionado representa a presença da laje, servindo de restrição translacional na face superior do painel.

7.3 MOMENTOS DE 2ª ORDEM

Toda estrutura sujeita a um carregamento é analisada inicialmente visando os efeitos de 1ª ordem. Esses efeitos podem ser explicados como sendo os esforços/deslocamentos resultantes a partir da manutenção inicial tanto do carregamento quanto das características do elemento (linearidade geométrica e física). Ou seja, a situação inicial de carregamento na estrutura provoca esforços/deslocamento único. Todavia estruturas esbeltas sujeitas a carregamentos horizontais e verticais tendem a ter acréscimos de esforços/deslocamentos e ainda, possíveis variações das condições geométricas e físicas dos elementos estruturais. Essa condição descrita é característica dos efeitos de 2ª ordem.

Por definição da ABNT NBR 6118:2014, os efeitos de 2ª ordem são descritos da seguinte forma: “Efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos numa análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.

Os efeitos de 2ª ordem, em cuja determinação deve ser considerado o comportamento não-linear dos materiais, podem ser desprezados sempre que não representem acréscimo de 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura”.

Alguns conceitos importantes definidos por RIBEIRO (2010) serão apresentados a seguir:

- Não linearidade geométrica: “o comportamento linear da estrutura exige a existência do comportamento linear do material e de uma geometria adequada da estrutura”. Em outras palavras, possíveis excentricidades dos carregamentos na estrutura provocam os efeitos de 2ª ordem, alterando o arranjo geométrico dos nós.

-Não linearidade física: “Devido à curva tensão-deformação não ser linear, o valor do módulo de elasticidade (E) não permanece constante. Outro aspecto diz respeito ao problema de fissuração de concreto, que ocorre com o aumento das solicitações, fazendo com que o valor do momento de inércia das seções transversais reduza significativamente. Consequentemente o valor da rigidez da seção não permaneça constante”.

A Figura 25 ilustra uma sequência de processos que resulta em momento de 2ª ordem em uma barra com carregamentos.

Figura 25 - Sequência demonstrativa dos momentos de 2ª ordem



Fonte: Autor

7.3.1 Método P-δ

Dentre vários métodos para determinação dos momentos de 2ª ordem, será apresentado o método conhecido como P-δ.

O método em si é baseado em cálculos iterativos que levam em conta as deformações adicionais seguidas pelo acúmulo de deslocamentos, gerando novos momentos.

A condição da não linearidade geométrica é feita através de uma simplificação, onde a estrutura permanece na condição geométrica inicial e ao invés dessa configuração se alterar, esforços horizontais são aplicados. Já a condição de não linearidade física é tratada pelo cálculo da rigidez efetiva ou equivalente (EI).

$$\beta_a = \frac{Nd_{\text{permanente}}}{Nd_{\text{total}}} \quad (6)$$

Onde: β_a : coeficiente que leva em conta o efeito da fluência provocada pela ação permanente na estrutura, sendo igual a zero quando ações transversais forem atuantes;

$Nd_{\text{permanente}}$: carga de cálculo permanente

Nd_{total} : carga de cálculo total (permanente + acidental)

A rigidez efetiva da seção (EI_{ef}) obtida por:

$$EI_{ef} = \frac{(\Phi \cdot E_c \cdot I_g)}{(1 + \beta_d)} \quad (7)$$

Sendo: Φ : coeficiente relativo à fissuração do concreto

Segundo TOMO (2012), esse coeficiente pode ser adotado seguindo duas normas: o PCI e o ACI.

O PCI recomenda: $\Phi = 0,85$ para seção não fissurada (devido ao alto controle tecnológico em sistema pré-moldado);

Já o ACI:

$\Phi = 0,70$ para seção não fissurada;

$\Phi = 0,35$ para seção fissurada;

E_c : módulo de elasticidade secante

I_g : momento de inércia (plano de menor inércia)

Determinado a rigidez efetiva da seção, inicia-se o processo iterativo de cálculo da flecha na seção mais crítica (no caso de paredes de concreto pré-moldado bi-apoiadas, a seção é na metade da altura do painel). Para tanto, calcula-se o comprimento de flambagem.

$$L_{fl} = k \cdot L \quad (8)$$

O coeficiente k (coeficiente de flambagem) nos diz a relação da altura do painel em função dos locais onde o momento fletor é nulo, e essa condição dirá se há restrição lateral no elemento ou não. Basicamente, uma restrição lateral é a existência de um painel transversal ao analisado. Segundo TOMO (2012) algumas considerações de como devem ser as características desse painel de travamento devem ser respeitadas. Sendo elas:

- i) A altura do painel analisado deve ser igual à do travamento a esse;
- ii) A espessura do painel de travamento deve ser no mínimo igual à metade da espessura do painel analisado;
- iii) O painel de travamento deve ter comprimento mínimo de 20% (sem aberturas nesse trecho) da altura do painel analisado;

Valores do coeficiente de flambagem:

1) SEM RESTRIÇÃO AO LONGO DA ALTURA: $k=1,00$.

2) UM LADO DO PAINEL RESTRITO

Tal condição leva em conta a relação “ l_u ” (altura do painel) e sua largura “ b ”. A Figura 26 a seguir mostra os cálculos do coeficiente “ k ”.

Figura 26 - Coeficiente de flambagem sob condição 2

PCI (2010)	Eurocode 2
$\frac{l_u}{b} < 1/2 \rightarrow k = 1,0$	$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_u}{3b}\right)^2}$
$\frac{1}{2} \leq \frac{l_u}{b} \leq 2,0 \rightarrow k = 1,0 - 0,423 \cdot \left[\left(\frac{l_u}{b}\right) - 1\right]$	
$2,0 < \frac{l_u}{b} \rightarrow k = 1,0 / \sqrt{1 + \left(\frac{l_u}{b}\right)^2 / 2,0}$	

Fonte: Trabalho de Mestrado: Fabricio da Cruz Tomo (página 98)

3) DOIS LADOS DO PAINEL RESTRITOS

A Figura 27 a seguir mostra os cálculos do coeficiente “k”.

Figura 27 - Coeficiente de flambagem sob condição 3

PCI (2010)	Eurocode 2
$\frac{l_u}{b} < 1/2 \rightarrow k = 1,0$	$\frac{l_u}{b} \leq 1 \rightarrow k = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_u}{b}\right)^2}$
$1/2 \leq \frac{l_u}{b} \leq 1,0 \rightarrow k = 1,5 - \left(\frac{l_u}{b}\right)$	
$1,0 < \left(\frac{l_u}{b}\right) \rightarrow k = 1,0 / [1 + \left(\frac{l_u}{b}\right)^2]$	$\frac{l_u}{b} > 1 \rightarrow k = \frac{b}{2l_u}$

Fonte: Trabalho de Mestrado: Fabricio da Cruz Tomo (página 98)

A flecha inicial é proveniente da tolerância de montagem (situação de momento de 1ª ordem):

$$\Delta_m = \frac{(Nd \cdot e_m \cdot L_{fl}^2)}{(16 \cdot EI_{ef})} \quad (9)$$

A excentricidade inicial é dada por:

$$e_i = e_p + \Delta_t + \Delta_m \quad (10)$$

Sendo as parcelas:

e_p = excentricidade de produção

Δ_t = excentricidade térmica

Δ_m = flecha inicial

Dá-se sequência ao processo iterativo do método P- δ . Calcula-se o acréscimo de flecha da primeira iteração.

$$\Delta_1 = \frac{(Nd \cdot e_i \cdot L_{fl}^2)}{(8 \cdot EI_{ef})} \quad (11)$$

Excentricidade e flecha da segunda iteração respectivamente:

$$e_2 = e_i + \Delta_1 \quad (12)$$

$$\Delta_2 = \frac{(Nd \cdot e_2 \cdot L_{fl}^2)}{(8 \cdot EI_{ef})} \quad (13)$$

Procede-se as demais iterações:

$$e_3 = e_i + \Delta_2 \quad (14)$$

$$\Delta_3 = \frac{(Nd \cdot e_3 \cdot L_{fl}^2)}{(8 \cdot EI_{ef})} \quad (15)$$

$$e_4 = e_i + \Delta_3 \quad (16)$$

$$\Delta_4 = \frac{(Nd \cdot e_4 \cdot L_{fl}^2)}{(8 \cdot EI_{ef})} \quad (17)$$

$$e_5 = e_i + \Delta_4 \quad (18)$$

$$\Delta_5 = \frac{(Nd \cdot e_5 \cdot L_{fl}^2)}{(8 \cdot EI_{ef})} \quad (19)$$

$$e_n = e_i + \Delta_{n-1} \quad (20)$$

$$\Delta_n = \frac{(Nd \cdot e_n \cdot L_{fl}^2)}{(8 \cdot EI_{ef})} \quad (21)$$

O final do processo é atingido quando notar que a flecha convergiu-se. Segundo TOMO (2012), quatro iterações se torna suficiente na maioria dos casos (acréscimo da flecha se torna negligenciável). Caso não haja convergência da flecha, deve-se redimensionar o elemento.

Sendo assim, o momento total (1ª ordem + 2ª ordem) pode ser calculado.

$$Md_{total} = Md_{1ª \text{ ordem}} + Md_{2ª \text{ ordem}} \quad (22)$$

7.4 CÁLCULO DA ARMADURA DOS PAINÉIS (VERIFICAÇÃO)

A armadura disposta nos painéis na grande maioria dos casos é representada pelas telas soldadas, e é importante destacar que quando for o caso de se dispor de apenas uma camada, esta seja posicionada no eixo da parede, conforme recomenda a norma ABNT NBR 16055:2012. A principal efetividade da armação está relacionada às seguintes questões: controle da fissuração, da variação volumétrica devido efeito térmico e das solicitações da fase transitória (transporte). Há pouca contribuição da armadura no aumento de capacidade resistente da seção à compressão e flexão, já que em painéis típicos de edifícios com baixos níveis de tensões a espessura fica em torno de 10 cm apenas.

Após o cálculo do momento total de projeto, é feita uma verificação quanto à condição de fissuração do painel (se está fissurado ou não). Tal verificação é recomendada pelo ACI (2011).

Tensão de tração resistente:

$$\sigma_{tração} = 0,60 \cdot \sqrt{fck} \quad (23)$$

Tensão de tração solicitante:

$$\sigma_{t,d} = \left(\frac{Md_{total}}{W_x \text{ ou } y} \right) - \left(\frac{N_g}{A_t} \right) \quad (24)$$

Onde:

W_x = módulo de resistência da seção elástica na direção X;

N_g = carga permanente característica;

A_t = área da seção transversal do painel;

VERIFICAÇÃO:

$$\sigma_{tração} > \sigma_{t,d} \quad \blacktriangleright \quad \text{SEÇÃO NÃO FISSURADA!}$$

$$\sigma_{tração} < \sigma_{t,d} \quad \blacktriangleright \quad \text{SEÇÃO FISSURADA!}$$

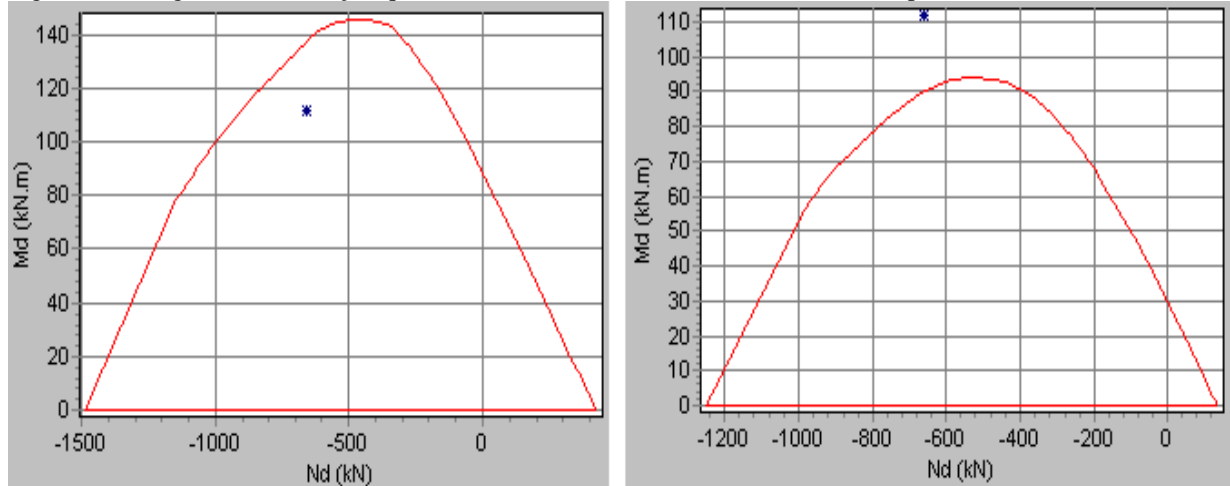
Caso a seção não se encontre fissurada, dá-se continuidade ao processo verificando se a seção resiste sendo armada com a armação mínima. Esse critério é defendido pelo ACI (2011).

A taxa geométrica em referência ao ACI 318:2011 de armadura vertical em aço CA-60 dos painéis é limitada em $\rho \leq 1\%$. Para verificação se a seção tem capacidade de resistir com armadura mínima, se faz necessária a obtenção do diagrama de interação $N_d \times M_d$. Sendo assim, caso o ponto que indique as solicitações da seção esteja “dentro” da curvatura de

armação mínima, a seção está dimensionada. Caso contrário, há duas alternativas: a primeira é encontrar a armação necessária por tentativas consecutivas através do diagrama até que a curva contemple o ponto das coordenadas de solicitações, a segunda alternativa é o aumento da seção transversal do painel.

A Figura 28 exemplifica dois comportamentos do diagrama de interação $Nd \times Md$.

Figura 28 - Diagrama de interação que indica armaduras suficiente e insuficiente respectivamente



Fonte: Disponível em: <http://www.cesec.ufpr.br/concretoarmado/pilar.htm>

O PCI (2010) faz uma recomendação de dispor uma única camada centralizada de armadura em painéis com espessura inferior a 15 cm. Isso se dá pelo fato da pouca contribuição dessa armadura nas solicitações que um painel típico sofre. Painéis mais espessos permitem melhores condições de disposição de mais de uma camada de armadura. A armadura horizontal é a mesma da vertical, exceto em casos onde haja cargas diretas nessa direção.

7.5 FLUXOGRAMA DOS PASSOS DE DIMENSIONAMENTO

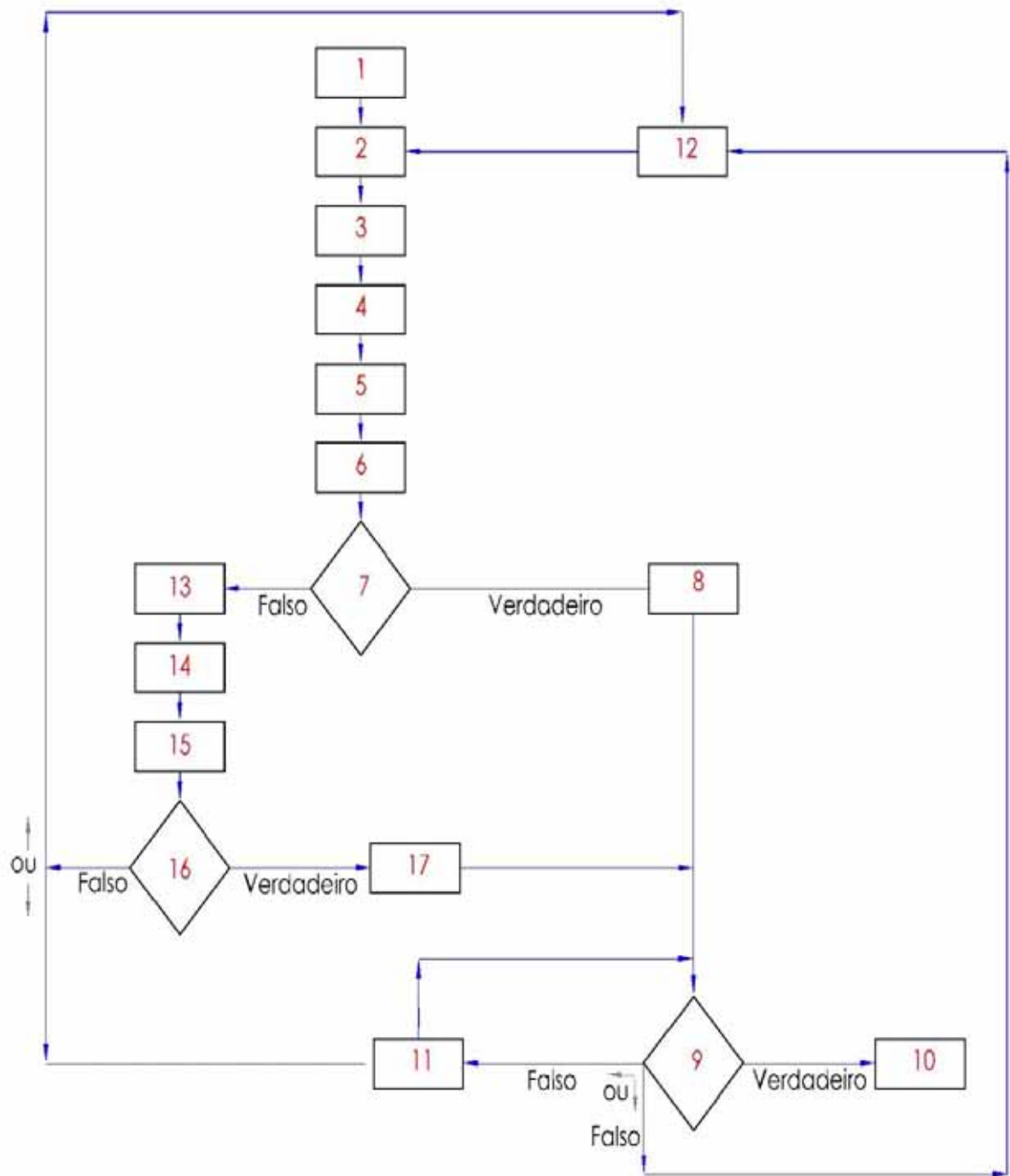
Com finalidade de proporcionar melhor visualização da sequência dos passos de dimensionamento dos painéis, é proposto o fluxograma a seguir dado pela Figura 29. Cada ação é correspondente a uma numeração, que é devidamente explicitada.

PASSOS

1. Definições das seções geométricas (espessura, altura, comprimento), f_{ck} do concreto, e carregamentos.;

2. Cálculo da carga nominal solicitante de projeto (Nsd de dimensionamento);
3. Cálculo do Momento de 1ª ordem;
4. Método P- δ inicial (admitindo seção não fissurada);
5. Cálculo do Momento de 2ª ordem;
6. Cálculo do Momento Total;
7. Verificação da condição de fissuração da peça: σ tração $>$ $\sigma_{t,d}$;
8. Assume-se o painel armado com armadura mínima;
9. Verificação do diagrama de interação (Nd x Md): ponto de solicitações dentro da região da armadura mínima;
10. Armadura mínima satisfaz a condição de dimensionamento, logo o painel está **DEVIDAMENTE DIMENSIONADO**;
11. Aumenta-se a armadura resistente da seção;
12. Aumenta-se a seção transversal do painel ou altera-se a características do material tornando-o mais resistente;
13. Método P- δ inicial (admitindo seção fissurada);
14. Cálculo do Momento de 2ª ordem;
15. Cálculo do Momento Total;
16. Verificação da condição de fissuração da peça: σ tração $>$ $\sigma_{t,d}$;
17. Adota-se uma armadura para o painel (tentativa);

Figura 29 - Fluxograma da sequência dos processos de dimensionamento



Fonte: Autor

8 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DE CONCRETO MOLDADA NO LOCAL

Diferentemente das paredes de concreto pré-moldado, as paredes de concreto moldado in loco já possuem norma específica desse sistema no Brasil. Já citada no item 7.1.1, a norma ABNT NBR 16055:2012 possui alguns parâmetros de dimensionamento que serão descritos a seguir. O principal intuito de descrever esse item no trabalho é podermos comparar no estudo de caso, o dimensionamento de um painel pré-moldado de uma parede moldada no local, quanto suas verificações à solicitação normal. Além do dimensionamento, nos interessa os principais aspectos quanto às armações dispostas nas paredes.

8.1 DIMENSIONAMENTO SOB SOLICITAÇÃO NORMAL

Solicitação normal é o nome empregado à condição de existência de força axial em conjunto com um momento fletor. Ambas as cargas provocam tensões normais no elemento.

No que se diz respeito da determinação do esforço de compressão, os métodos são similares tanto nos painéis pré-moldados quanto para paredes moldadas no local.

Realizam-se os procedimentos já descritos para compor as combinações, conforme dito no item 7.1. Interessa-nos calcular as tensões normais nas paredes, devido às forças verticais juntamente com as forças horizontais. A equação base para o cálculo é a Equação (1).

8.1.1 Segundo normas estrangeiras

A seguir serão apresentadas as equações detalhadas por BRAGUIM (2013), das resistências última à compressão das seguintes normas: australiana, norte americana e europeia respectivamente:

AS 3600:2009 – Concrete Structures

$$\phi \cdot Nu = \phi \cdot (t_w - 1,2 \cdot e - 2 \cdot e_a) \cdot 0,6 \cdot f_c' \quad (25)$$

Nu: resistência última à compressão por unidade de comprimento;

ϕ : fator de minoração do concreto;

t_w : espessura da parede;

f_c' : resistência característica à compressão do concreto;

e: excentricidade de 1ª ordem;

ea: excentricidade de 2ª ordem;

ACI 318:2011 – Building code requirement for structural concrete

$$\phi \cdot P_n = 0,55 \cdot \phi \cdot f_c' \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right] \quad (26)$$

P_n : resistência última à compressão;

ϕ : fator de minoração do concreto;

A_g : área da seção transversal;

f_c' : resistência característica à compressão do concreto;

l_c : altura total da parede;

h : espessura da parede;

k : coeficiente de vinculação;

EUROCODE 2:2004 – Desing of concrete structure

$$N_{rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd} \cdot \phi \quad (27)$$

N_{rd} : resistência última à compressão;

ϕ : coeficiente relacionado aos efeitos de 2ª ordem;

b : comprimento da parede;

f_c' : resistência de cálculo à compressão do concreto;

h_w : espessura da parede;

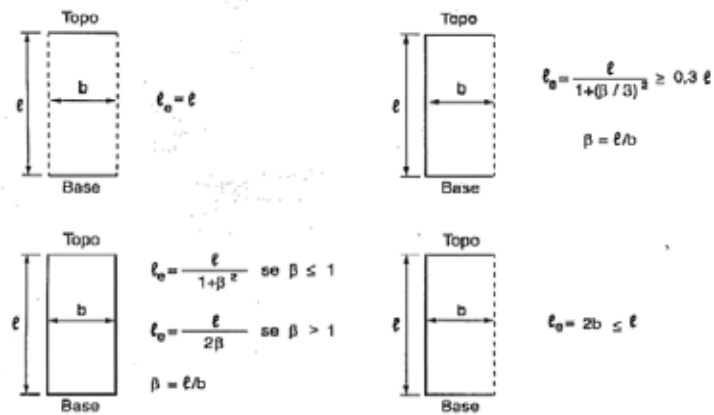
É possível notar que em todos os casos acima, nenhum fator que correlaciona a armadura está explícito, portanto o dimensionamento limita-se à resistência da seção unicamente. Assim sendo, há baixa contribuição da armadura nas paredes quanto sua capacidade resistente.

8.1.2 Segundo a norma brasileira

ABNT NBR 16055:2012 – Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos

Um item muito importante nos passos de dimensionamento é a determinação do comprimento equivalente das paredes. Para tanto, a norma dita quatro possibilidades em que a parede em questão possa se enquadrar. A Figura 30 a seguir mostra essas possíveis condições:

Figura 30 – Casos de comprimento equivalente das paredes

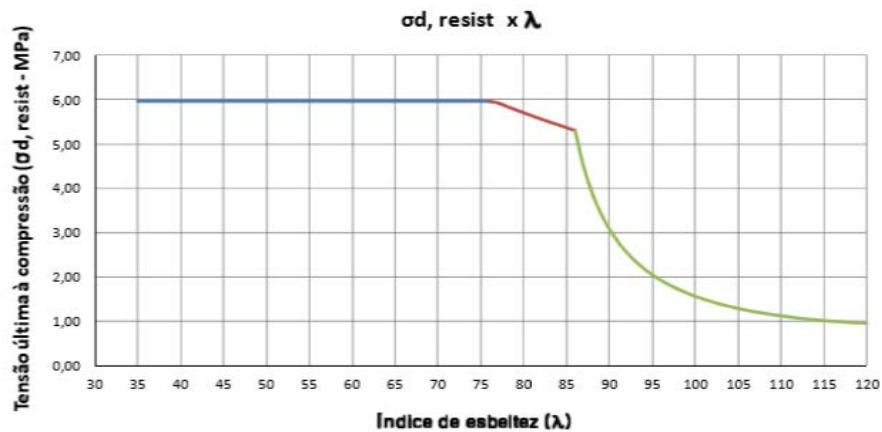


Fonte: Figura 2 da ABNT NBR 16055:2012 (Página 13)

A análise da condição da parede quanto ao cálculo do comprimento equivalente deve ser criteriosa e cuidadosa.

O gráfico mostrado pela Figura 31-a a seguir mostra a diferença de comportamento entre os trechos de índice de esbeltez das paredes. No primeiro trecho nota-se que o valor da resistência é constante, na seção intermediária a resistência decresce linearmente ao tempo em que o índice de esbeltez aumenta, e finalmente o último trecho decai exponencialmente com o aumento de valor do λ .

Figura 31a - Comportamento da tensão resistente versus o índice de esbeltez



Fonte: Trabalho de Mestrado: Thales Couto Braguim (página 42)

Figura 31b – Legenda da figura 31-a

- σ_d , resist = f (35 ≤ λ ≤ 76) = 0,4.fcd
- σ_d , resist = f (76 < λ ≤ 86) = $(0,85.fcd + p.fscd) / (k1.[1+3.k2.(2-k2)]) < 0,4.fcd$ com $k2 = 0$
- σ_d , resist = f (86 < λ ≤ 120) = $(0,85.fcd + p.fscd) / (k1.[1+3.k2.(2-k2)]) < 0,4.fcd$ com $k2 \neq 0$

Fonte: Trabalho de Mestrado: Thales Couto Braguim (página 42)

A norma apresenta a resistência de cálculo sob solicitação normal de compressão, dada a seguir (em kN/m).

$$\eta d_{resist} = \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd})t}{k_1[1 + 3 \cdot k_2(2 - k_2)]} \leq \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd})t}{1,643} \leq 0,4 \cdot f_{cd} \cdot A_c \quad (28)$$

Sendo as variáveis:

ρ : taxa geométrica da armadura vertical ($0,1\% \leq \rho \leq 1\%$)

t: espessura da parede em questão;

A_c : área da seção transversal da parede;

$f_{scd} = (E_s \cdot 0,002) / \gamma_s$; E_s é o módulo de elasticidade do aço; $\gamma_s = 1,15$;

Para seções retangulares: $\lambda = (l_e \cdot \sqrt{12}) / t$

$35 \leq \lambda \leq 86$: ($k_1 = \lambda / 35$ e $k_2 = 0$)

$86 < \lambda \leq 120$: ($k_1 = \lambda / 35$ e $k_2 = (\lambda - 86) / 35$)

Diferentemente das normas estrangeiras, a norma brasileira leva em consideração a efetividade da armadura no combate às solicitações de compressão, conforme notado acima e defendido por BRAGUIM (2013).

Vale lembrar também que o coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto tem um multiplicador a mais de 1,20, logo $\gamma_c = 1,4$. $1,2 = 1,68$. Segundo BRANGUIM (2013), a equação contabiliza por si só a excentricidade mínima transversalmente ao plano da parede.

A verificação do dimensionamento das paredes é feita pelo critério já apresentado no item 7.1.1.

$$\eta d_{resistente} > \eta d_{solicitante}$$

8.2 DIMENSIONAMENTO DAS TENSÕES TANGENCIAIS

Se a contribuição direta da armadura é pouco efetiva no combate à compressão do painel, como mostrado no item anterior, sua contribuição no combate às tensões tangenciais é bastante eficiente. Segundo BRAGUIM (2013), a verificação das solicitações tangenciais é feita nas almas das paredes de contraventamento, e segue a seguinte condição para necessidade de armação: $V_d > f_{vd}$.

Vd: força cortante de cálculo;

$$f_{vd} = 0,3 \cdot f_{ct,d} \left(1 + \frac{3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right) t \cdot L \quad (29)$$

Onde:

fvd: força cortante resistente de cálculo;

fck: resistência característica à compressão do concreto;

fct,d: resistência de cálculo à tração do concreto, $f_{ct,d} = (0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c$;

σ_{cmd} : tensão normal apenas das cargas verticais permanentes;

t: espessura da parede;

l: comprimento da parede;

8.3 CÁLCULO DAS ARMADURAS E SUAS CARACTERÍSTICAS

A norma recomenda que as armações em aço CA-60 obedeçam as seguintes condições:

i) A armação mínima deve ser respeitada em todos os casos, da seguinte forma (mesmo não havendo tração na parede):

ARMAÇÃO MÍNIMA VERTICAL: $\rho_v = 0,09\% \cdot A_c$;

ARMAÇÃO MÍNIMA HORIZONTAL: $\rho_h = 0,15\% \cdot A_c$ (paredes externas);

$\rho_{h,int} = 0,09\% \cdot A_c$ (paredes externas com comprimento máximo de 6m ou internas de qualquer comprimento);

Onde A_c é a área de concreto da seção transversal da parede.

ii) Caso um trecho da parede seja tracionado, o mesmo deve ser armado seguindo o seguinte valor de área: $A_{s_{parede}} = \frac{F_{d_{tração}}}{f_{yd}}$; sendo f_{yd} a tensão de escoamento do aço.

Igualmente como sugere o PCI (2010), a norma recomenda que adote tela dupla para paredes com espessura maior que 15 cm.

iii) A armação (por unidade de comprimento) caso se prove a necessidade da mesma para resistir os esforços tangenciais, segue a seguinte formulação:

DIREÇÃO VERTICAL

$$A_{sh/s} = \frac{Vd}{f_{yd}} \quad (30)$$

DIREÇÃO HORIZONTAL

$$A_{\frac{sh}{s}} = \frac{Vd - \left(\frac{\eta}{2}\right)}{f_{yd}} \quad (31)$$

8.3.1 Telas Soldadas

O método construtivo das paredes de concreto moldada no local visa muito à questão da capacidade de produção, ou seja, ganho de produtividade. Segundo afirma BRANGUIM (2013), a adoção das telas soldadas (simples ou duplas) é uma opção muito recorrente nos canteiros de obra desse sistema, como mostra a Figura 32.

Figura 32 - Parede de concreto com armação de espera em tela soldada

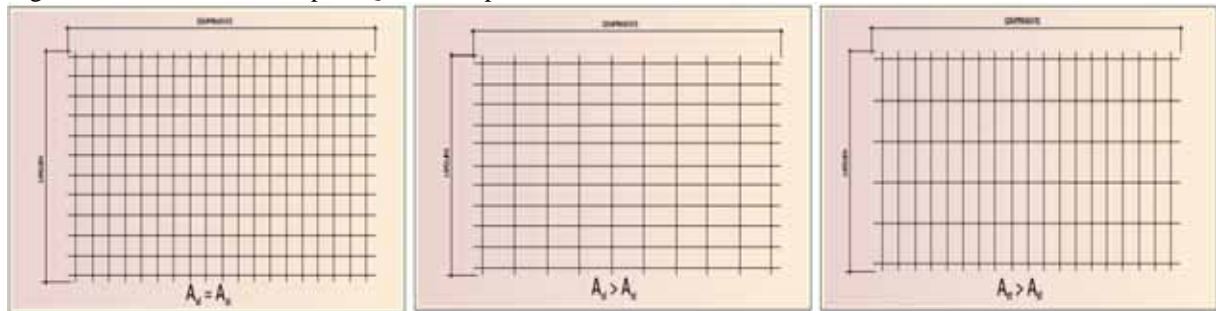


Fonte: Valentina Figuerola

A seguir serão descritos os principais aspectos das telas soldadas:

- No Brasil, é fabricada no aço CA-60;
 - Possui vasta variedade de arranjos padronizados. As principais são:
 - Tipo Q (área de aço longitudinal = área de aço transversal)
 - Tipo L (área de aço longitudinal > área de aço transversal)
 - Tipo T (área de aço longitudinal < área de aço transversal)
- A Figura 33 abaixo ilustra esses tipos de telas soldadas.

Figura 33 - Telas soldadas tipos: Q, L, T, respectivamente



Fonte: <http://www.ibts.org.br/pdfs/IT.pdf>

- A disposição da tela se dá o mais próximo ao eixo longitudinal da parede;
- Ganho de produtividade em comparação com o uso de barras;
- Fácil armazenagem e manuseio;
- Serve como elementos de fixação para instalações diversas, como é mostrado na Figura 32;

A Figura 34 a seguir ilustra como os fornecedores das telas soldadas disponibilizam as informações necessárias para o projeto estrutural.

Figura 34 - Informações das telas soldadas fornecidas

Aço CA-60		Espaçamento entre fios (cm)		Diâmetro (mm)		Seções (cm/m)		Apresentação	Dimensões (m)		Peso	
Série	Designação	Long.	Transv.	Long.	Transv.	Long.	Transv.	Rolo/Painel	Largura	Compr.	kg/m ²	kg/peça
61	Q 61	15	15	3,4	3,4	0,61	0,61	Rolo	2,45	120,00	0,97	285,2
61	Q 61	15	15	3,4	3,4	0,61	0,61	Painel	2,45	6,00	0,97	14,25
75	Q 75	15	15	3,8	3,8	0,75	0,75	Rolo	2,45	120,00	1,21	355,7
75	Q 75	15	15	3,8	3,8	0,75	0,75	Painel	2,45	6,00	1,21	17,81

Fonte: Catálogo GERDAU

9 ESTUDO DE CASO

A seguir será proposto um exemplo dos procedimentos de cálculo dos painéis de um edifício habitacional.

A modelagem feita por meio do programa SAP2000 segue como teoria das barras (pórtico tridimensional) já explicada no presente trabalho, seguindo o MODELO B como critério.

A edificação possui oito pavimentos tipo e um pavimento acima composto pela casa de máquinas e caixa d'água.

9.1 DADOS GERAIS

- Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}): 25 MPa;
- Peso específico do concreto: 25 kN/m³;
- Coeficiente de Poisson: 0,20
- Módulo de Elasticidade do concreto $E_c = 28000$ MPa
 $E_{cs} = 23800$ MPa
- Aço CA-50

PAINÉIS

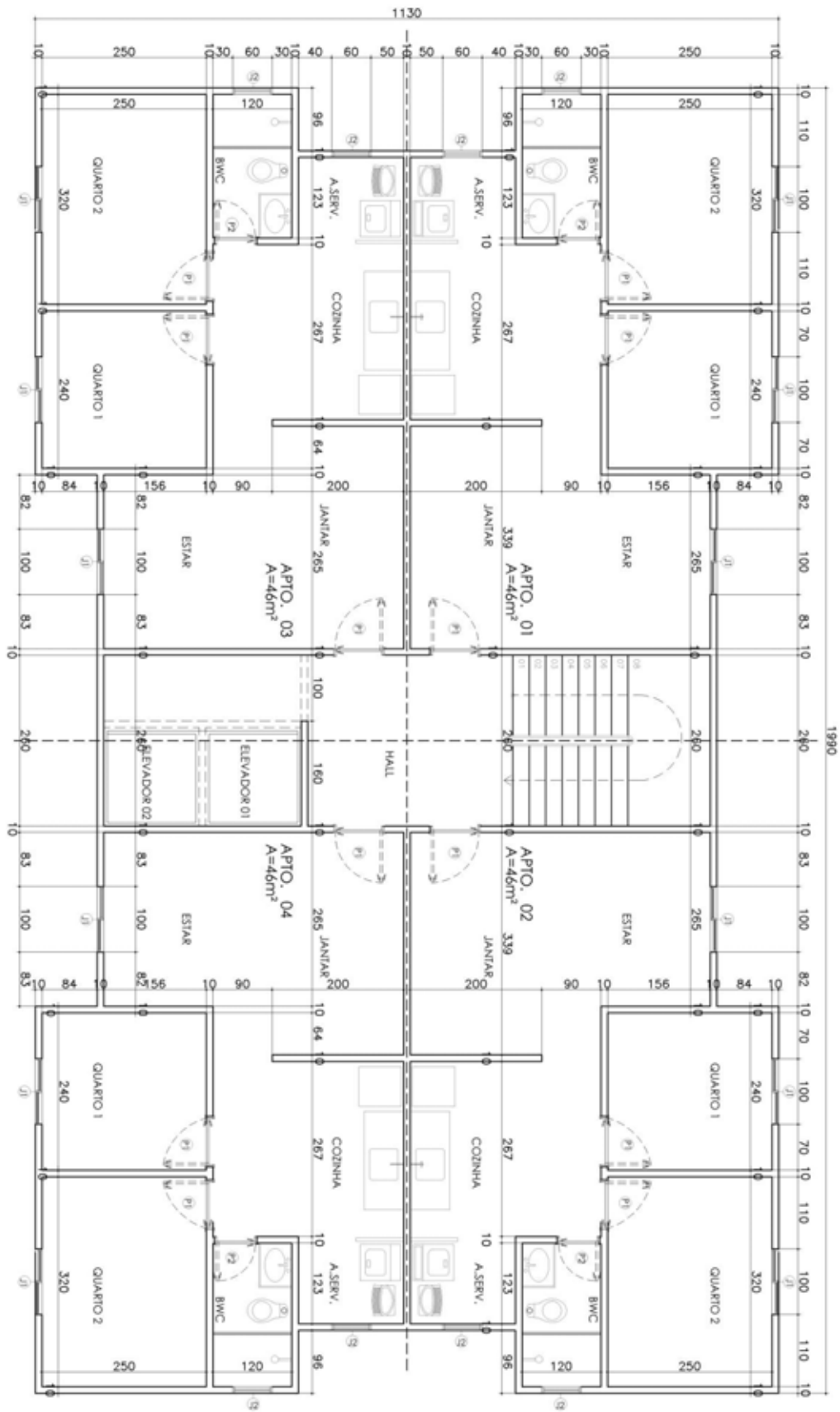
- Espessura: 10 cm;
- Altura: 2,80 m;
- Comprimento máximo: 4 m (por motivo de facilidade de transporte);

LAJES

- Altura: 10 cm;

A Figura 35 a seguir mostra a planta arquitetônica de um pavimento tipo do edifício.

Figura 35 - Planta arquitetônica do pavimento tipo



Fonte: Autor

Por se tratar de um sistema modular, a disposição dos painéis é muito importante, pois ela mostra como o pavimento se repete. Nessa etapa cabe ao projetista identificar quais são as paredes estruturais (no caso de estudo, todas são estruturais) e adequá-las à arquitetura nunca perdendo de vista o comportamento da estrutura final. Vale lembrar que quanto melhor a disposição dos painéis, maior será a viabilidade e facilidade de execução.

Conforme explicado no capítulo 5, a consideração da união entre painéis (existência de junta estrutural entre ambos) se torna fundamental para que se tenham menores esforços e deslocamentos. Sendo assim, o reconhecimento dos painéis que terão esse tratamento é fundamental.

Optou-se por nomear os painéis da seguinte maneira:

- PH10: Painel Horizontal (eixo X) nº 10
- PV10: Painel Vertical (eixo Y) nº 10.

As aberturas existentes seguem as seguintes dimensões (em metros):

- J1: 1,00 x 1,00 x 1,00
- J2: 0,60 x 0,60 x 1,30
- P1: 0,70 x 2,10
- P2: 0,60 x 1,20;

As Tabelas 2 e 3 a seguir indicam os comprimentos dos painéis:

Tabela 2 – Comprimentos dos painéis horizontais (em X)

<i>Painéis horizontais</i>	<i>Comprimento (m)</i>
PH01-a=PH07-a=PH28-a=PH31-a	1,03
PH01-b=PH07-b=PH28-b=PH31-b	1,03
PH02-a=PH06-a=PH29-a=PH30-a	0,63
PH02-b=PH06-b=PH29-b=PH30-b	0,63
PH03-a=PH05-a=PH25-a=PH27-a	0,75
PH03-b=PH05-b=PH25-b=PH27-b	0,75
PH04=PH26	2,50
PH08=PH11=PH21=PH24	2,33
PH09=PH10=PH22=PH23	1,58
PH12=PH13=PH19=PH20	2,14
PH14=PH17	3,90
PH15=PH16	3,29
PH18	1,55

Fonte: Autor

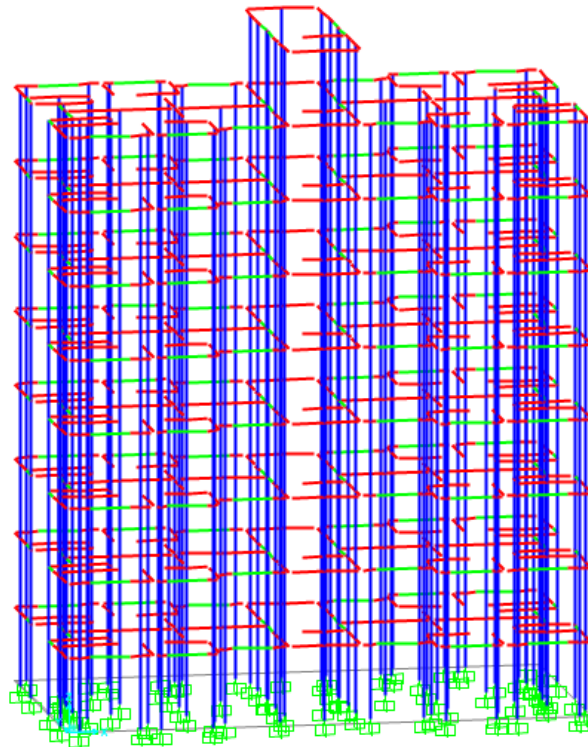
Tabela 3 - Comprimentos dos painéis verticais (em Y)

<i>Painéis verticais</i>	<i>Comprimento (m)</i>
PV01-a=PV02-a=PV31-a=PV32-a	2,83
PV01-b=PV02-b=PV31-b=PV32-b	0,23
PV03-a=PV04-a=PV29-a=PV30-a	0,43
PV03-b=PV04-b=PV29-b=PV30-b	0,42
PV05=PV06=PV27=PV28	0,53
PV07=PV08=PV25=PV26	2,55
PV09=PV10=PV23=PV24	1,95
PV11=PV12=PV21=PV22	2,45
PV13=PV16=PV17=PV20	2,00
PV14-a=PV15-a=PV18-a=PV19-a	1,43
PV14-b=PV15-b=PV18-b=PV19-b	0,33

Fonte: Autor

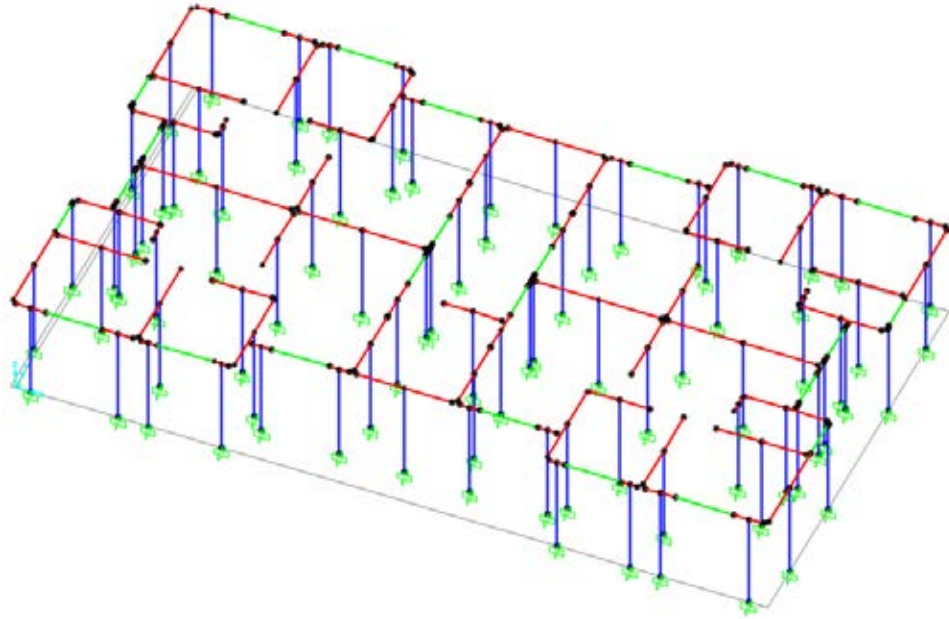
As imagens a seguir mostram características da modelagem no ambiente SAP2000.

Figura 36 - Representação da modelagem através de barras



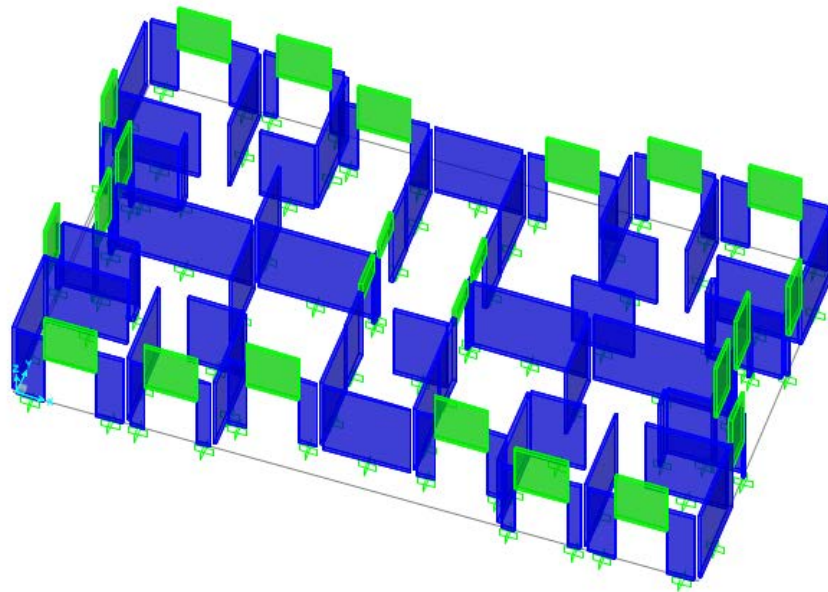
Fonte: Autor

Figura 37 - Pavimento térreo representando pelas barras



Fonte: Autor

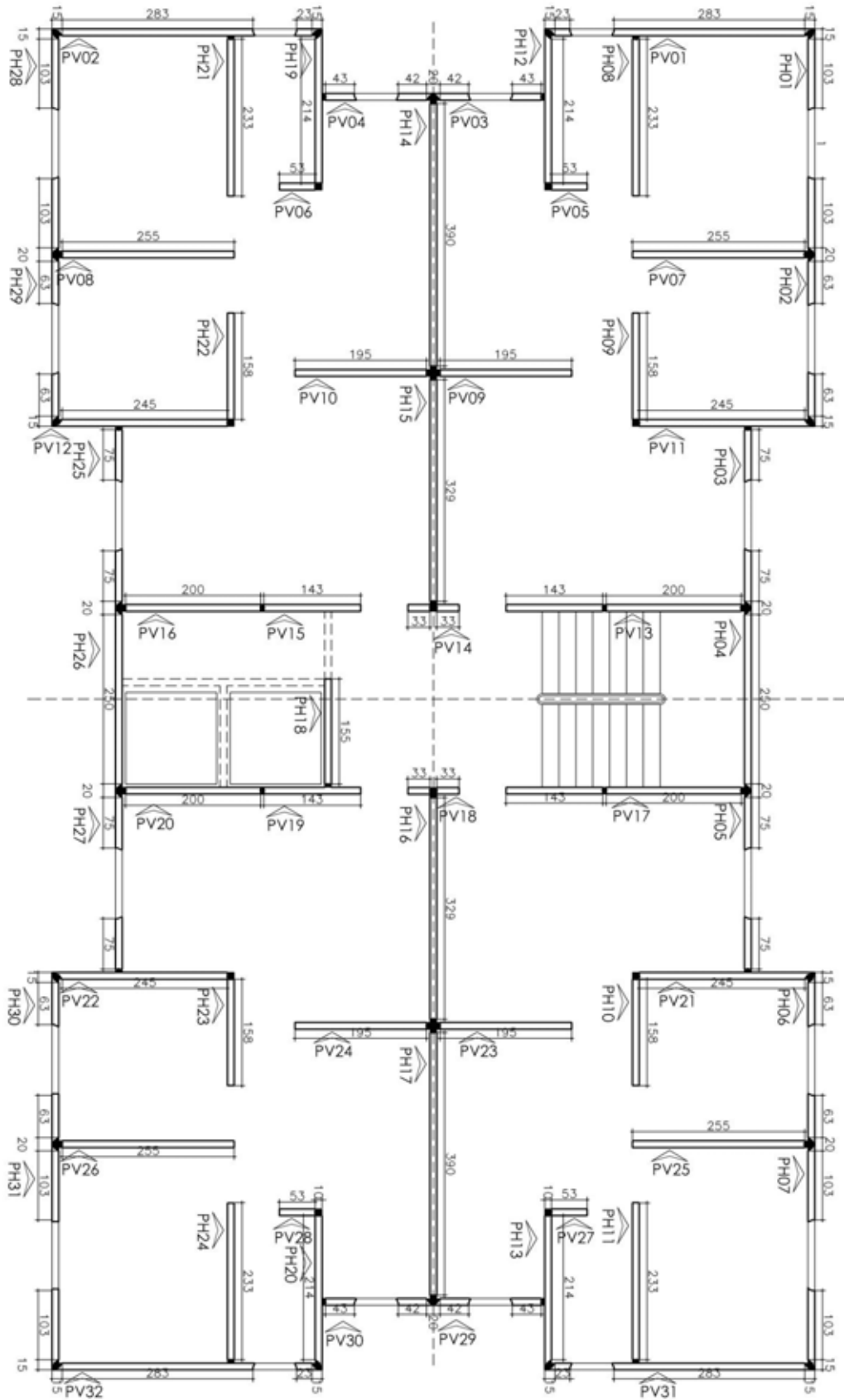
Figura 38 - Pavimento térreo representando pelos painéis e lintéis



Fonte: Autor

A Figura 39 representa a disposição dos painéis no pavimento tipo (paginação) bem como as juntas estruturais consideradas no Modelo B.

Figura 39 - Disposição dos painéis (paginação)



Fonte: Autor

9.2 CARGAS ATUANTES

Serão apresentadas a seguir algumas das considerações das cargas que atuam na estrutura de paredes de concreto pré-moldado.

9.2.1 Cargas Verticais

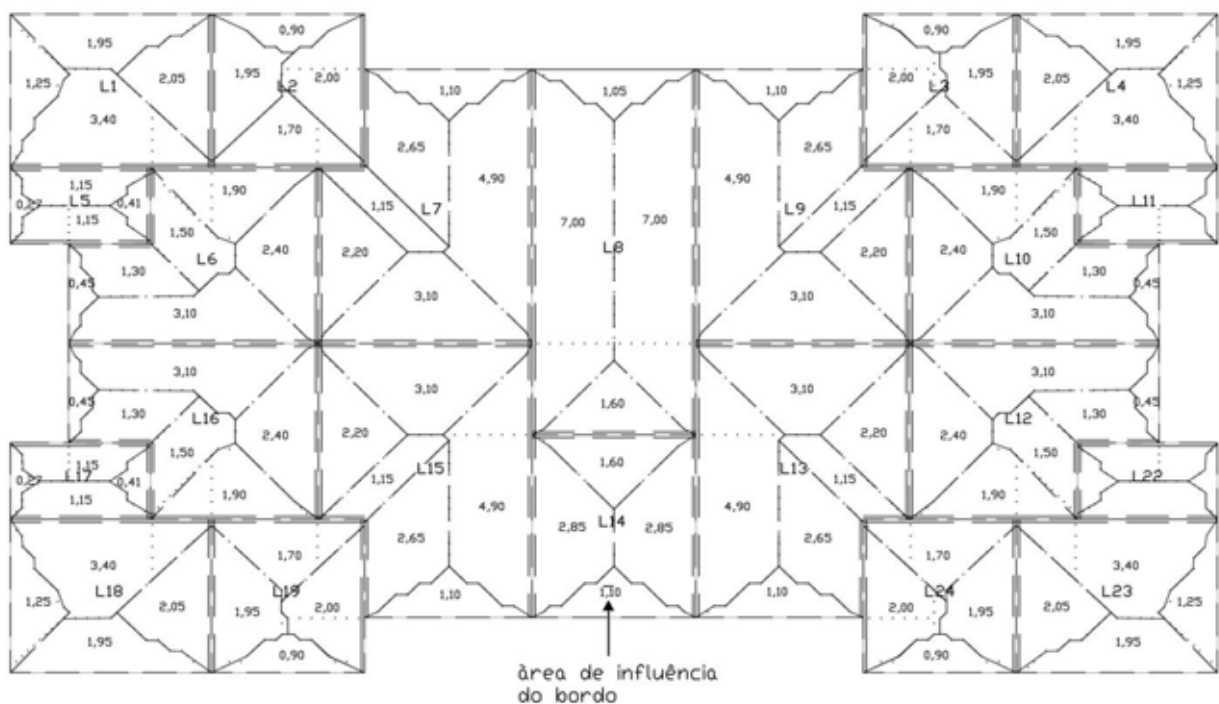
As cargas permanentes verticais correspondem aos pesos próprios dos elementos estruturais: painéis, lajes, paredes não estruturais, contrapiso, revestimentos, acabamentos, reservatório superior, casa de máquinas (elevador).

As cargas acidentais (sobrecarga de utilização) segundo consta na ABNT NBR 6120:1980, são definidas pelos seguintes valores:

- Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro: 1,50 kN/m²;
- Escadas com acesso ao público: 3,00 kN/m²;

É de fundamental importância que saibamos as reações das lajes nos painéis, a Figura 40 a seguir mostra essa distribuição das linhas de plastificação, para tanto foi utilizado o programa TQS.

Figura 40 – Áreas de influência dos bordos das lajes (linhas de plastificação)



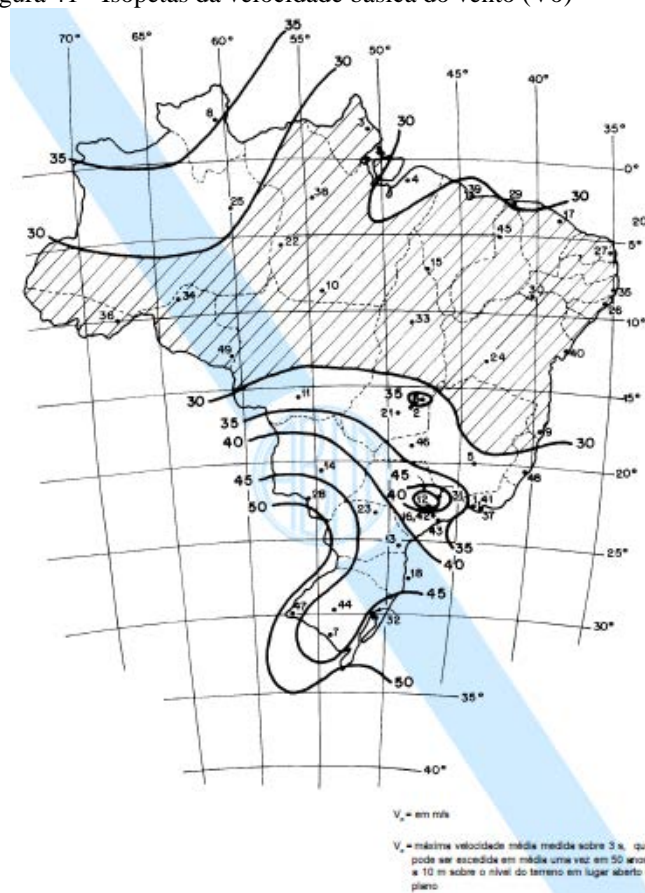
Fonte: Autor

9.2.2 Cargas Horizontais

Como já mencionado, os esforços horizontais que devem ser verificados necessariamente são: vento e desaprumo. No presente estudo só será levado em conta a ação do vento. A seguir serão descritos alguns passos com referencia da ABNT NBR 6123:1988 para determinação do esforço do vento na edificação. As imagens e fórmulas contidas nos próximos cinco itens estão contidas nessa mesma norma.

1º) Adota-se a velocidade básica do vento. Essa velocidade segundo a norma é descrita como: “máxima velocidade média medida sobre 3 segundos, que pode ser excedida em media uma vez em 50 anos, a 10m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano”. A Figura 41 a seguir foi tirada da norma citada, e mostra o mapa brasileiro de onde se adota os valores sugeridos correspondentes a cada região. Foi adotado o valor $V_0 = 30$ m/s (região próxima à Belo Horizonte);

Figura 41 - Isopetas da velocidade básica do vento (V_0)



Fonte: Figura 1 da ABNT NBR 6123:1988 (página 6)

2º) O fator S1 baseia-se nos fatores topográficos do terreno e possíveis relevos. Optou-se por adotar $S1 = 1,0$ (terreno plano ou fracamente acidentado);

3º) O fator S2 que corresponde à rugosidade do terreno e a forma com que a velocidade do vento pode variar em função das dimensões da edificação. Nesse item diferenciam-se quanto às categorias: I, II, III, IV, e classes: A B e C. De acordo com as dimensões da edificação do estudo, a classe apropriada é a B que abrange os casos onde a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros. E a categoria é a IV que representa cidades pequenas e seus arredores.

A seguinte fórmula é aplicada para calcular o fator S2 para cada nível de pavimento da edificação:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad (32)$$

Fr, b e p são parâmetros mostrados na Figura 42.

Figura 42 - Tabela dos parâmetros meteorológicos

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

Fonte: Tabela 1 da ABNT NBR 6123:1988 (página 9)

4º) O fator S3 é baseado em fatores estatísticos e é apresentado pela Figura 43:

Figura 43 - Tabela de valores mínimos do fator estatístico S3

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

Fonte: Tabela 3 da ABNT NBR 6123: 1988 (página 10)

5º) Tendo os valores dos coeficientes S1, S2 e S3, calcula-se o valor da velocidade característica do vento (em m/s), dada por:

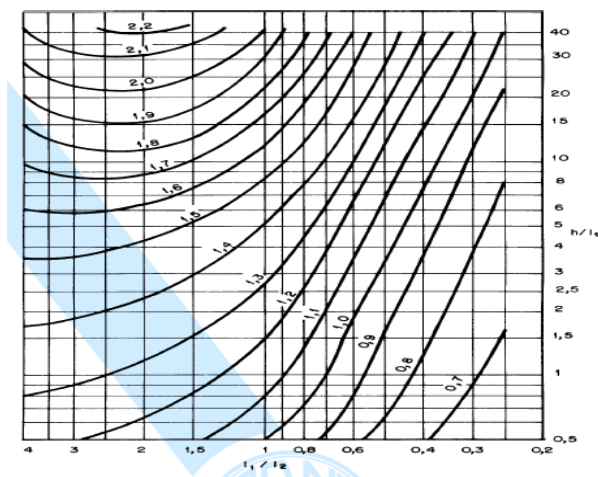
$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (33)$$

6º) A pressão dinâmica exercida pelo vento (em N/m²) em cada pavimento é então calculada:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (34)$$

7º) Para determinar os coeficientes de arrasto, a norma depõem da um ábaco que leva em conta as dimensões da edificação (l1, l2, a, b e h), conforme mostra a Figura 44:

Figura 44 - Ábaco para determinar os coeficientes de arrasto



Fonte: Figura 4 da ABNT NBR 6123:1988 (página 20)

8º) Finalmente calcula-se a força de arrasto devido ao vento (em kN) em cada pavimento, sendo tal expressão dada a seguir:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (35)$$

Sendo:

C_a : coeficiente de arrasto;

q : pressão dinâmica exercida pelo vento;

A_e : área relativa à face do pavimento onde o vento atuará.

As Tabelas 4 e 5 a seguir indicam os parâmetros gerais adotados na determinação dos esforços do vento bem como a força de arrasto dos pavimentos nas duas direções respectivamente.

Tabela 4 - Dados gerais para determinação dos esforços do vento

<i>Ação do Vento NBR – 6123</i>	
Dados de entrada	
Vo (m/s)	30
S1	1
S3	1
Categoria	IV
Classe	B
Fr	0,98
p	0,125
b	0,85
Pé direito (m)	2,8
Número de pavimentos	9
Dimensão ortogonal a x (m)	11,9
Dimensão ortogonal a y (m)	19,9
L1, x (m)	11,9
L2, x (m)	19,9
L1, y (m)	19,9
L2, y (m)	11,9
Ca (x)	1,02
Ca (y)	1,27
Área de influencia em X (m ²)	33,32
Área de influencia em Y (m ²)	55,72

Fonte: Autor

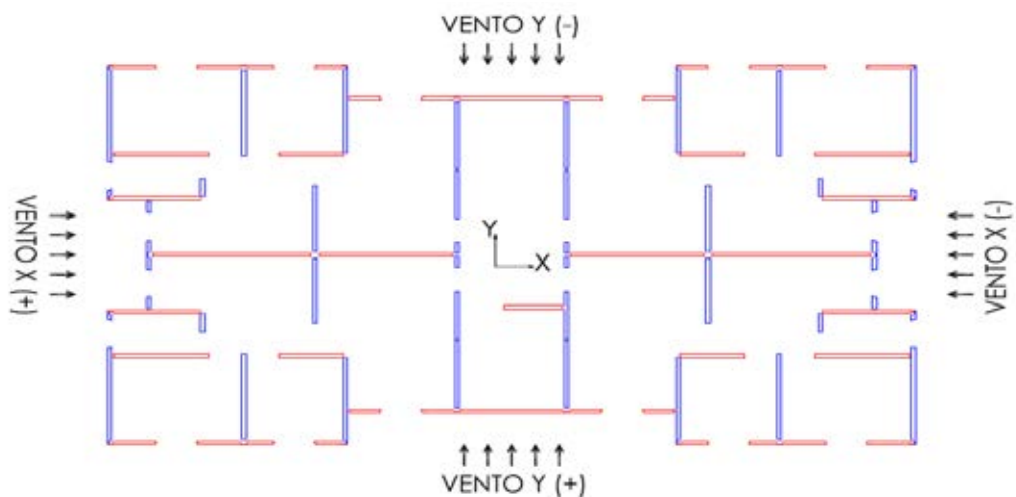
Tabela 5 - Forças de arrasto nas duas direções

z (m)	$S2$	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	F_x (kN)	F_y (kN)
2,8	0,710	21,314	0,278	9,46	19,71
5,6	0,775	23,243	0,331	11,25	23,43
8,4	0,815	24,451	0,366	12,46	25,93
11,2	0,845	25,347	0,394	13,38	27,87
14	0,869	26,063	0,416	14,15	29,47
16,8	0,889	26,664	0,436	14,81	30,84
19,6	0,906	27,183	0,453	15,39	32,05
22,4	0,921	27,641	0,468	15,92	33,14
25,2	0,935	28,051	0,482	16,39	34,13

Fonte: Autor

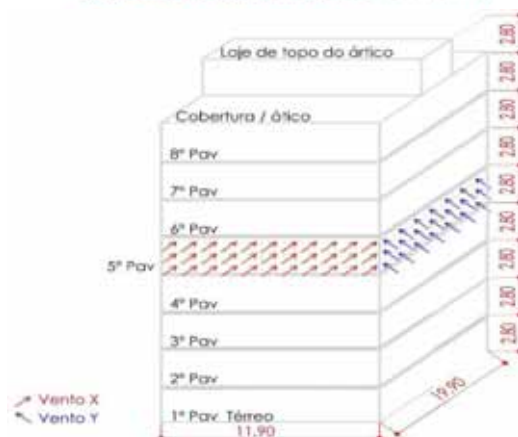
Por motivo didático, a Figura 45 mostra as paredes que atuarão no combate aos ventos X+/X- e Y+/Y- e a atuação do vento em um pavimento da fachada do edifício respectivamente.

Figura 45 - Painéis que combatem o vento das duas direções



Paredes resistentes ao vento Y+/Y-

Paredes resistentes ao vento X+/X-



Fonte: Autor

10 DIMENSIONAMENTO DO PAINEL DO ESTUDO DE CASO

Neste capítulo será feito o dimensionamento de um painel específico que faz parte do arranjo de painéis do pavimento tipo da edificação apresentada no capítulo anterior. Depois será apresentada uma planilha de dimensionamento com dados de entrada para que possam ser feitos procedimentos com maior eficiência.

10.1 DIMENSIONAMENTO DO PAINEL PH15 SEGUINDO A SEQUÊNCIA DE CÁLCULO

A seguir será explicitada a sequência para fim de dimensionamento do painel PH15.

10.1.1 Propriedades do Painel

As propriedades do painel em questão serão dispostas abaixo:

PH15

- Comprimento (L): **3,30 m**
- Espessura (h): **0,10 m**
- Altura (H): **2,80 m**
- Área de seção transversal (A): **0,33 m²**
- Módulo de resistência da seção elástica (W_y): **0,2604 m³**
- Módulo de resistência da seção elástica (W_x): **0,0055 m³**
- Momento de inércia (I_x): **0,0002750 m⁴**

10.1.2 Esforços Solicitantes

O dimensionamento é baseado nos esforços solicitantes do painel. Não somente pelos esforços em si, mas através das combinações desses esforços que resultarão em valores majorados.

O dimensionamento é feito segundo o painel do pavimento térreo, já que é o mais solicitado, como mostra a Tabela 6:

Tabela 6- Esforços solicitantes do painel PH15

PAVIMENTO	PERMANENTE	ACIDENTAL	VENTO EM "X"	
	N (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kNm)
9	-	-	-	-
8	42,24	8,3	6,4	8,8
7	84,31	16,5	14,36	13,02
6	126,41	24,72	25,01	19,55
5	168,6	32,98	37,23	27,98
4	210,92	41,31	51,42	38,07
3	253,38	49,72	66,93	49,96
2	296,22	58,26	82,15	64,55
1 (Térreo)	339,5	67,03	93,36	80,65

Fonte: Autor

A tração do painel devido ação do vento na direção X+ não é considerada, já que o valor da compressão devido ação da carga permanente é muito superior a essa possível tração. Logo, o painel será dimensionado somente para o esforço de compressão que o vento produz.

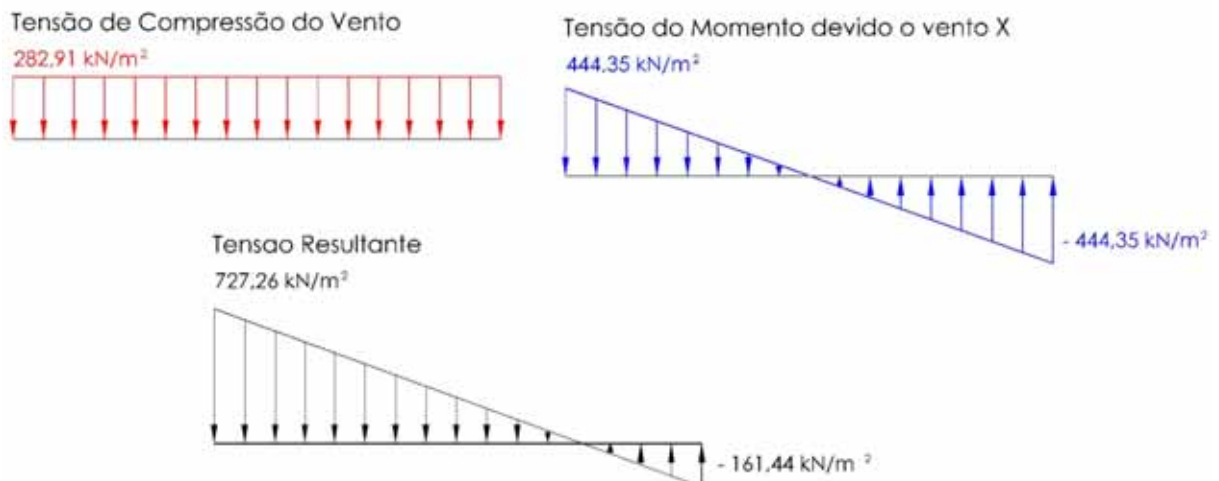
As tensões máximas e mínimas devido à ação do vento conforme comentadas no item 7.1 são calculadas a seguir através da equação (1).

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \left(\frac{93,36}{0,1,3,3} \right) + \left(\frac{80,65}{0,1815} \right) = 727,26 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \left(\frac{93,36}{0,1,3,3} \right) - \left(\frac{80,65}{0,1815} \right) = -161,44 \text{ kN/m}^2$$

A Figura 46 a seguir mostra os diagramas dessas tensões (de compressão e momento):

Figura 46 - Diagramas de tensões devidos ação do vento X



Fonte: Autor

Os valores de tensões podem ser multiplicados pela espessura do painel, para que se tornem carregamentos lineares (kN/m).

10.1.3 Combinações para Dimensionamento e Esforços Solicitantes

Serão apresentados os passos para os cálculos das combinações dos carregamentos no painel conforme a ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 7 - Valores de cargas lineares (kN/m) e coeficientes das combinações

Carga permanente (N_g)	102,88	γ_g	1,4
Carga da sobrecarga (N_q)	20,31	γ_q	1,4
Carga máxima do vento X	72,73	γ_{vento}	1,4
Carga mínima do vento X	-16,14	Ψ_{sobr}	0,5
		Ψ_{vento}	0,6

Fonte: Autor

$$Nd_{comb\ 1,1} = Y_{perm} \cdot F_{perm} + Y_{sob} \cdot F_{sob} + \Psi_{vento} \cdot Y_{vento} \cdot F_{vento\ máx} \quad (29)$$

$$Nd_{comb\ 1,2} = Y_{perm} \cdot F_{perm} + Y_{sob} \cdot F_{sob} + \Psi_{vento} \cdot Y_{vento} \cdot F_{vento\ min} \quad (30)$$

$$Nd_{comb\ 2,1} = Y_{perm} \cdot F_{perm} + \Psi_{sob} \cdot Y_{sob} \cdot F_{sob} + Y_{vento} \cdot F_{vento\ máx} \quad (31)$$

$$Nd_{comb\ 2,2} = Y_{perm} \cdot F_{perm} + \Psi_{sob} \cdot Y_{sob} \cdot F_{sob} + Y_{vento} \cdot F_{vento\ min} \quad (32)$$

Tabela 8 - Tabela das combinações

		N_d (kN/m)
Combinação 1.1	Sobrecarga principal Carga máxima do vento secundária	233,56
Combinação 1.2	Sobrecarga principal Carga mínima do vento secundária	158,91
Combinação 2.1	Carga máxima do vento principal Sobrecarga secundária	260,07
Combinação 2.2	Carga mínima do vento principal Sobrecarga secundária	135,65

Fonte: Autor

Levando em conta o diagrama de esforço solicitante vindo da norma de paredes de concreto moldadas no local, como comentado no item 6.1.1:

$$Nd_1 = \frac{3 \cdot 233,56 + 158,91}{4} = 214,90 \frac{kN}{m} = 709,17 kN$$

$$Nd_2 = \frac{3 \cdot 260,07 + 135,65}{4} = 228,97 \frac{kN}{m} = 755,58 kN$$

O valor de compressão a que o painel deve ser dimensionado é o maior entre Nd1 e Nd2, portanto, Nd = 755,58 kN.

10.1.4 Excentricidades de Projeto de Momento de 1ª Ordem

- Excentricidade mínima:

$$e_{min} = 0,015 + 0,03 \cdot 0,1 = 0,018 m$$

- Excentricidade de tolerância de montagem: 0,025 m

- Excentricidade de tolerância de produção:

$$e_p = \frac{2,80}{360} = 0,0078 m$$

- Excentricidade devido à diferença térmica:

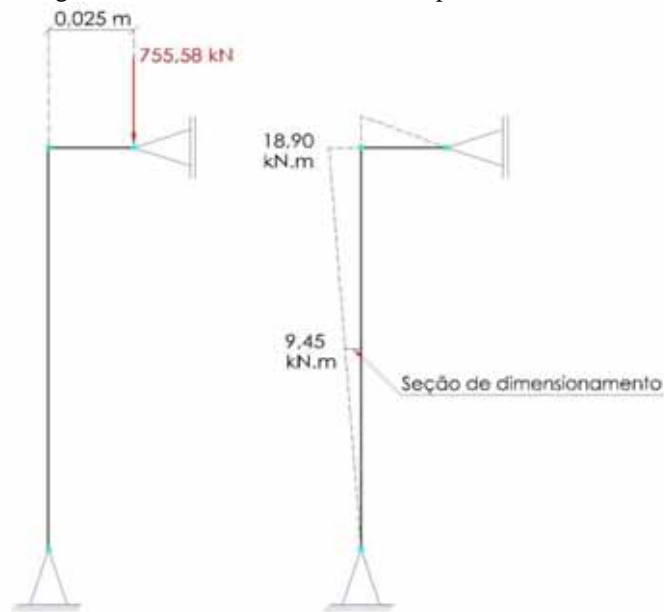
$$\Delta = \frac{(0,0001 \cdot 2,8^2)}{(8,0,10)} = 0,00098 m$$

Sendo assim, a excentricidade de 1ª ordem do painel é 0,025m.

A Figura 47 a seguir refere-se ao momento fletor no painel em sequência da estrutura com o carregamento.

$$M_{1^a \text{ ordem}} = \frac{Nd \cdot e_m}{2} = \frac{755,58 \cdot 0,025}{2} = 9,44 kNm$$

Figura 47 - Momento de 1ª ordem do painel



Fonte: Autor

10.1.5 Método P-Δ e Momento de 2ª Ordem

Primeiramente serão feitos os cálculos considerando seção do painel não fissurada, e segundo o PCI (2010), para tal consideração inicial $\Phi=0,70$.

$$\beta_d = \frac{1,4 \cdot 339,50}{755,58} = 0,629$$

$$EI_{ef} = \frac{0,70 \cdot 23,8 \cdot 10^9 \cdot 2,75 \cdot 10^{-4}}{(1 + 0,629)} = 2812,46 \text{ kNm}^2$$

A determinação do coeficiente de flambagem leva em conta a possibilidade de restrição lateral do painel, conforme comentado no item 7.3.1. No caso do painel PH15, não há restrições laterais, sendo, portanto $k=1,00$.

$$L_{fl} = 1,00 \cdot 2,80 = 2,80 \text{ m}$$

A flecha inicial é determinada:

$$\Delta_m = \frac{(755,58 \cdot 0,025 \cdot 2,80^2)}{16 \cdot 2812,46} = 0,00329 \text{ m}$$

A excentricidade na metade da altura do painel é calculada:

$$e_i = 0,0078 + 0,00098 + 0,00329 = 0,01207 \text{ m}$$

Inicia-se o processo iterativo:

$$\Delta_1 = \frac{(755,58 \cdot 0,01207 \cdot 2,80^2)}{8 \cdot 2812,46} = 0,00318 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,01207 + 0,00318 = 0,01525 \text{ m}$$

$$\Delta_2 = \frac{(755,58 \cdot 0,01525 \cdot 2,80^2)}{8 \cdot 2812,46} = 0,00402 \text{ m}$$

$$e_3 = 0,01207 + 0,00402 = 0,01606 \text{ m}$$

$$\Delta_3 = \frac{(755,58 \cdot 0,01606 \cdot 2,80^2)}{8 \cdot 2812,46} = 0,00422 \text{ m}$$

$$e_4 = 0,01207 + 0,00422 = 0,01606 \text{ m}$$

$$\Delta_4 = \frac{(755,58 \cdot 0,01629 \cdot 2,80^2)}{8 \cdot 2812,46} = 0,00429 \text{ m}$$

$$e_5 = 0,01207 + 0,00429 = 0,01636 \text{ m}$$

$$\Delta_5 = \frac{(755,58 \cdot 0,01636 \cdot 2,80^2)}{8 \cdot 2812,46} = 0,00430 \text{ m}$$

$$e_6 = 0,01207 + 0,00430 = 0,01637 \text{ m}$$

$$\Delta_6 = \frac{(755,58 \cdot 0,01637 \cdot 2,80^2)}{8 \cdot 2812,46} = 0,00430 \text{ m}$$

Percebe-se que na sexta iteração a flecha converge para o valor de $\Delta=0,01637 \text{ m}$, ou seja, 16,37 mm.

Sendo assim, o momento de 2ª ordem é dado por:

$$M_{2^a \text{ ordem}} = 755,58 \cdot 0,01637 = 12,37 \text{ kNm}$$

O momento total, conforme comentado no item 7.3.1:

$$M_{total} = M_{1^a \text{ ordem}} + M_{2^a \text{ ordem}} = 9,44 + 12,37 = 21,81 \text{ kNm}$$

A verificação da condição de fissuração deve ser feita:

$$\sigma_{tração} = 0,60 \cdot \sqrt{25} = 3,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,d} = \left(\frac{21,81}{0,0055} \right) - \left(\frac{339,50}{0,33} \right) = 2,93 \text{ MPa}$$

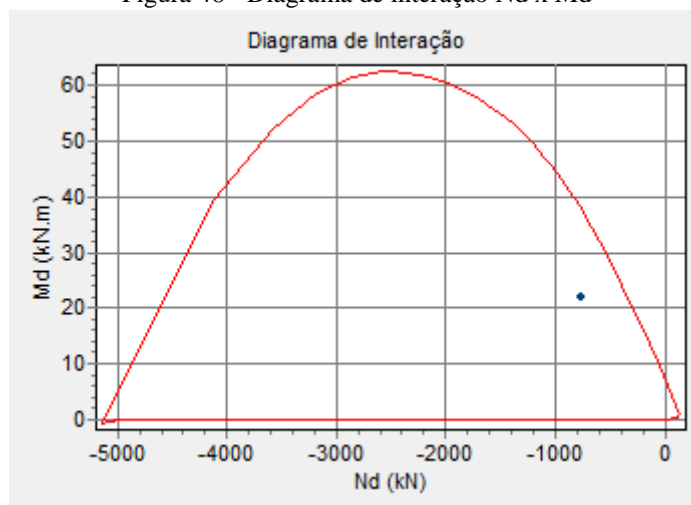
$$3,00 > 2,93 \quad \Rightarrow \quad \text{SEÇÃO NÃO FISSURADA !}$$

Como a seção não se encontra fissurada, pode-se dar sequência ao dimensionamento que é a verificação da capacidade de armadura mínima em garantir resistência aos esforços de tração.

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{0,10}{100} \right) \cdot 10 \cdot 330 = 3,3 \text{ cm}^2$$

A verificação da capacidade da armadura mínima é verificada através do diagrama de interação dos esforços: força normal Nd versus momento fletor Md, mostrado a seguir pela Figura 48.

Figura 48 - Diagrama de interação Nd x Md



Fonte: Autor

Como se pode observar, a armadura mínima é capaz resistir aos esforços.

10.2 DIMENSIONAMENTO DO PAINEL PH15 ATRAVÉS DA PLANILHA EXCEL

O auxílio da ferramenta EXCEL nos cálculos de dimensionamento das paredes de concreto pré-moldada pode ser muito útil quando se tem muitos painéis a serem verificados. Além da rapidez em adquirir resultados, as planilhas são muito precisas, contudo ao programá-las é preciso ter muito cuidado para que erros não sejam efetuados. Outro aspecto que deve ser atentado é o fato da planilha calcular o painel sujeito à armadura mínima, sendo assim, após o processamento da ferramenta o usuário deve conferir se tal armadura é suficiente através do diagrama de interações, como mostrado no item anterior pela Figura 48.

A sequência das figuras a seguir mostram os passos mostrados no item anterior, porém a serem executados automaticamente ao utilizar a planilha.

1°. Inicia-se com a inserção dos dados iniciais do painel. Automaticamente os dados do material e seção são calculados, faltando inserir então os esforços solicitantes.

Figura 49 – 1° Passo

PROPRIEDADES DO PAINEL	INSERIR	DADOS		ESFORÇOS SOLICITANTES	INSERIR	
fck (MPa)	25	E=mód de elasticidade (kN/m ²)	23800000	Permanente	339,5	kN
comprimento (m)	3,3	E=mód de elasticidade (kN/m ²)	28000000	Acidental	67,03	kN
altura (m)	2,8	Área seção transversal (m ²)	0,33	Vento (compressão axial)	93,36	kN
espessura (m)	0,1	I1=mom inércia principal	0,2995	Vento (momento fletor)	80,65	kNm
coef de dilatação térm concreto	0,00001	I2=mom inércia secundário	0,0003	Ψo acidental	0,5	
k (coeficiente de flambagem)	1	W1=mód resist elástica principal	0,1815	Ψo vento	0,6	
EIXO PRINCIPAL	X	W2=mód resist elástica secund	0,0055	γg	1,4	
				γq	1,4	
				γvento	1,4	

Fonte: Autor

2°. A próxima sequência é feita automaticamente a partir da inserção de dados do passo anterior. Primeiramente é calculado os esforços solicitantes devido ao vento (máximo e mínimo), em seguida são feitas as combinações dos carregamentos. Por fim, através do diagrama de esforço solicitante é calculado o valor da compressão a ser dimensionada.

Figura 50 – 2° Passo

Esforo solicitante devido ao vento		
Tensão de compressão	282,91	kN/m ²
Tensão de flexão	444,35	kN/m ²
Tensão solicitante máx	727,26	kN/m ²
Tensão solicitante min	-161,44	kN/m ²

Nd ADOTADO 755,57 kN

	COMB 01	COMB 02
Acidental principal (kN/m)	233,56	158,91
Nd máximo (kN/m)	233,56	
Nd mínimo (kN/m)	158,91	
Nd,1 (kN)	709,15	
	COMB 03	COMB 04
Vento principal (kN/m)	260,07	135,65
Nd máximo (kN/m)	260,07	
Nd mínimo (kN/m)	135,65	
Nd,2 (kN/m)	755,57	

Fonte: Autor

3°. A seguir são calculadas as excentricidades de projeto, que dizem respeito ao momento de 1ª ordem. O usuário deve inserir o valor da excentricidade a ser considerada (a maior delas). Assim é calculado o momento de 1ª ordem.

Figura 51 – 3º Passo

Excentricidades de projeto (m)	
e, min	0,0180000
e, toler montag	0,0250000
e, toler prod	$0,0077778 \leq 0,0127$
e, térmica	0,0009800
	INSERIR
excentricidade de 1ª ordem	0,0250 m
M 1ª ordem	9,44 kNm

Fonte: Autor

4°. O próximo passo é o cálculo do momento de 2ª ordem, para isso a excentricidade é calculada através do método P- δ . É importante destacar que a planilha verifica automaticamente se houve convergência ou não nos processos iterativos.

Figura 52 – 4º Passo

MÉTODO P- δ	
seção não fissurada Φ	0,7
βd	0,6291
Rigidez efetiva da seção	2812,3561
comprimento de flamb	2,8
excentricidade adotada	0,02500 m
flecha inicial	0,00329 m
excentricidade inicial	0,01205 m
$\Delta 1$	0,00317 m
e4	0,01628 m
$\Delta 4$	0,00429 m
e5	0,01633 m
$\Delta 5$	0,00430 m
e2	0,01522 m
$\Delta 2$	0,00401 m
e3	0,01606 m
$\Delta 3$	0,00423 m
e6	0,01635 m
$\Delta 6$	0,00430 m
CONVERGIU!!	
excentricidade de 2ª ordem	INSERIR 0,01635 m
M 2ª ordem	12,35 kNm

Fonte: Autor

5°. Enfim o momento total é calculado. A condição de fissuração é verificada automaticamente e a planilha exibe uma mensagem caso a seção esteja verificada (não fissurada) ou não verificada (fissurada). Calcula-se então a armadura mínima para o painel,

para posterior confirmação do usuário da capacidade dessa armadura em resistir aos esforços através do diagrama de interação Nd x Md.

Figura 53 – Resultados

MOMENTO TOTAL DE DIMENSIONAMENTO (Md)		
M 1ª ordem	9,44	kNm
M 2ª ordem	12,37	kNm
M total	21,81	kNm

Verificação da seção (fissuração)	
Frup	3 MPa
σ tração	2,94 MPa

SEÇÃO NÃO FISSURADA! VERIFICADO

ARMADURA MÍNIMA	
As, min	3,3 cm ²

Fonte: Autor

A planilha está disponível gratuitamente para download no seguinte endereço eletrônico:

<https://www.dropbox.com/s/z6ubwwqns1f7qby/DIMENSIONAMENTO%20DOS%20PAINES%20IS.xlsx?dl=0>.

10.3 DIMENSIONAMENTO DO PAINEL PH15 “MOLDADO NO LOCAL”

A seguir será dimensionado o mesmo painel PH15, supondo que a estrutura do edifício fosse executada e projetada como paredes de concreto moldada no local, ou seja, seguindo os critérios descritos no capítulo 8.

Sendo a carga solicitante (calculado no item 10.1.3) $N_d = 755,58$ kN, temos que $\eta_d, \text{solicitante} = 228,96$ kN/m.

Analisando o painel em questão, pode-se concluir que o mesmo possui restrições laterais em ambas as bordas, ou seja, o comprimento equivalente do painel PH15 deve seguir a terceira condição imposta pela norma.

Logo:

$$\beta = \frac{280}{330} = 0,85$$

Comprimento equivalente (l_e):

$$l_e = \frac{280}{1 + 0,85^2} = 162,55 \text{ cm}$$

Esbeltez da parede (λ):

$$\lambda = \frac{162,55 \cdot \sqrt{12}}{10} = 56,30$$

$$k_1 = \frac{56,30}{35} = 1,61$$

$$k_2 = 0$$

$$f_{scd} = \frac{210 \cdot 10^6 \cdot 0,002}{1,15} = 365217,4 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{cd} = \frac{25000}{1,4 \cdot 1,2} = 14,880,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,1\%$$

Segundo apresentado pela Equação (28):

$$\eta d_{resist} = \frac{(0,85 \cdot 14880,95 + 0,001 \cdot 365217,4) \cdot 0,1}{1,61(1 + 3,0(2 - 0))} = 808,32 \text{ kN/m}$$

$$\eta d_{resist} = \frac{(0,85 \cdot 14880,95 + 0,001 \cdot 365217,4) \cdot 0,1}{1,643} = 792,09 \text{ kN/m}$$

$$\eta d_{resist} = 0,4 \cdot 14880,95 \cdot 3,3 \cdot 0,1 = 595,24 \text{ kN/m}$$

Adota-se o menor valor calculado. Portanto $\eta d_{resistente} = 595,24 \text{ kN/m} = 1964,29 \text{ kN}$.

Verificação: $\eta d_{resistente} = 595,24 \text{ kN/m} > \eta d_{solicitante} = 228,96 \text{ kN/m}$.

O cálculo da armadura mínima é mostrado a seguir:

- Armadura vertical

$$A_{S_{min\ vert}} = \left(\frac{0,09}{100}\right) \cdot 10 \cdot 330 = 2,97 \text{ cm}^2$$

- Armadura horizontal

$$A_{S_{min\ horiz}} = \left(\frac{0,09}{100}\right) \cdot 10 \cdot 330 = 2,97 \text{ cm}^2$$

11 RESULTADOS E DISCUSSÕES

É importante destacar a diferença de comportamento da estrutura mediante os modelos à ela considerados. A comparação dos deslocamentos horizontais da estrutura devido aos efeitos do vento nos modelos A e B se torna muito relevante já que se comprova a efetiva diferença de comportamento entre eles. As Figuras 54 e 55 fazem tal comparação através dos gráficos.

Figura 54 - Gráfico 1

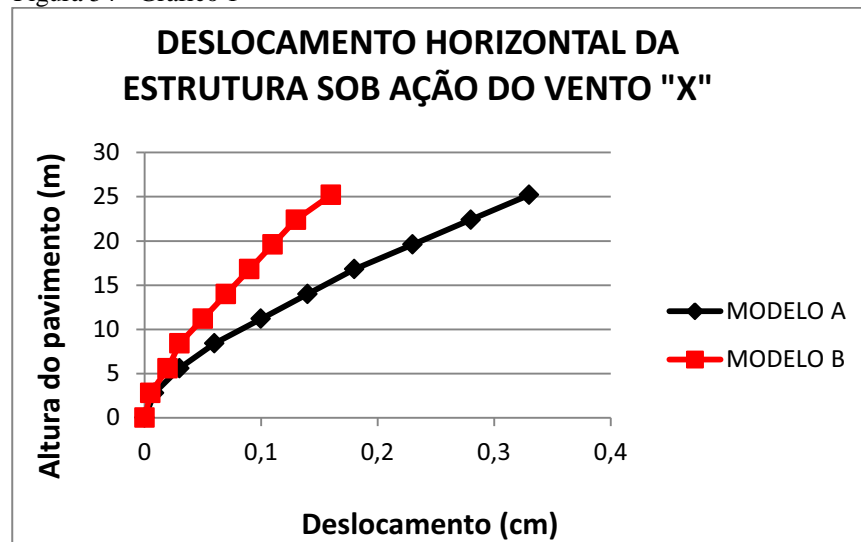
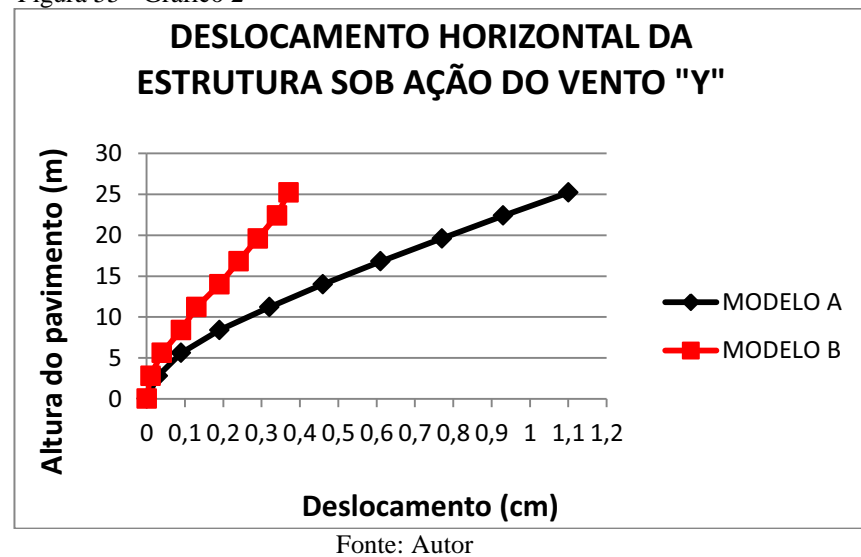


Figura 55 - Gráfico 2



Nota-se que enquanto um modelo considera todos os painéis independentes entre si sem contribuição das juntas verticais (modelo A), o outro modelo leva em conta a associação de um ou mais painéis com ação da junta vertical entre eles (modelo B). A diferença de

deslocamentos é significativa ao longo da altura, porém não podemos afirmar que seguir o Modelo B seja o mais recomendável.

A alternativa mais indicada ao processar o modelo para posterior análise de qual deles adotar para fins de dimensionamento é fazê-lo inicialmente seguindo a modelagem A. A partir disso verificam-se as tensões solicitantes das paredes e, dependendo do nível desses esforços, pode ser conveniente ou até necessário aplicar o modelo B ou C nas juntas em questão.

Os resultados dos esforços devido ao vento na direção do painel provocam tração do mesmo em um sentido e compressão no sentido oposto (com valores iguais em módulo). Contudo por se tratar de paredes estruturais, a rigidez à flexão é muito alta e a carga de tração axial devido ao vento é muito inferior ao esforço permanente. Isso faz com que a ocorrência de tração nos painéis seja pouco incidente, embora a análise da mesma não deva ser negligenciada.

Após a realização das etapas de dimensionamento do painel PH15 foi possível notar que o sistema de paredes de concreto pré-moldado pode ser muito eficiente para os tipos de habitações de simples arquitetura. A armadura mínima suficiente no painel em questão prova que, para cargas habituais em edifícios residenciais em torno de 10 pavimentos podem garantir bons resultados com os painéis de espessuras próximas de 10 cm.

Conforme proposto pelo trabalho, o dimensionamento das paredes de concreto pré-moldado realizado nos itens 10.1 e 10.2, bem como o dimensionamento do mesmo painel para o sistema de paredes de concreto moldada no local exibido no item 10.3, resultaram em armaduras mínimas de valores muito próximos, já que a taxa geométrica de armadura são praticamente iguais (0,09% e 0,1% respectivamente). A armadura mínima do sistema de paredes de concreto pré-moldado apresentou um valor 11,11% maior que o sistema de paredes moldadas no local.

Há de se destacar que no dimensionamento dos painéis de concreto pré-moldado, a seção ficou muito próxima da condição de fissuração, como mostrado no item 10.1.5. Enquanto que no dimensionamento do painel como se fosse moldado no local houve uma folga considerável no valor da carga solicitante em relação à resistente. Tal fato pode ser explicado já que as considerações das restrições laterais no comprimento equivalente do painel PH15 do sistema moldado no local resulta em um “ l_e ” suficientemente menor do que no sistema pré-moldado.

12 CONCLUSÃO

O presente trabalho considerou os critérios de dimensionamento para paredes estruturais de concreto pré-moldado, como sendo mais uma solução para construções habitacionais populares. Tal método possui qualidades que o torna viável desde que respeite algumas condições como: viabilidade arquitetônica, produtividade dos painéis, mão de obra qualificada, adequação do canteiro de obra, entre outras citadas no trabalho.

Mesmo ainda não tendo uma norma vigente no Brasil das paredes estruturais de concreto pré-moldado, tal sistema vem crescendo na medida em que os estudos à respeito se desenvolvem também. Para tanto, as normas ABNT NBR 6118:2014, 16055:2012, PCI (2010) e ACI (2011) foram levadas em consideração no trabalho.

Seguindo os modelos citados por TOMO (2012) quanto às atribuições dos painéis e juntas, um estudo de caso propondo adoção do Modelo B foi resolvido com auxílio do programa SAP2000. Foi possível observar grande diferença de comportamento entre o Modelo A e B, sendo o segundo o mais indicado na medida em que os edifícios apresentem altura considerável.

O cuidado com o estado de fissuração do painel é um quesito muito importante não só na fase de produção (concretagem e cura) como também na fase de projeto durante o dimensionamento dos painéis. Isso se dá pelo fato da análise de 2ª ordem dos elementos provocarem deslocamentos subsequentes, em que se a peça fissurar, o estado final do painel sujeito à ação dos carregamentos pode estar comprometido.

Além da resolução dos cálculos seguindo os passo-a-passos, foi proposta uma planilha de EXCEL que tornasse essa rotina mais rápida sem perder a confiabilidade dos resultados.

Com relação ao painel dimensionado no estudo de caso, sua espessura de 10 cm, altura de 2,80 m e armadura de 3,30 cm² tornou o mesmo capaz de resistir adequadamente aos esforços do edifício, tanto no caso de paredes de concreto pré-moldado, quanto no caso de paredes moldadas no local.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16055: Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

TOMO, F. C. Critérios para projeto de edifícios com paredes portantes de concreto pré-moldado. 117p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos (2012).

FRANCO, L.S. (1992). Aplicação de diretrizes de racionalização construtiva para a evolução tecnológica dos processos construtivos em alvenaria estrutural não armada. 319p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

RAMALHO, M.A.; CORRÊA, M.R.S. Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural. 174p. São Paulo: Pini, 2003.

NUNES, Valmiro Q. G. Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado. 150p. São Carlos. Dissertação (mestrado). – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.

DAMASCENO, C.C.J. Modelos para análise de dimensionamento de painéis de alvenaria estrutural. 110p. Natal – RN. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2012.

BRAGUIM, T. C. Utilização de modelos de cálculo para projetos de edifícios de paredes de concreto armado moldadas no local. 188 p. Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica de Universidade de São Paulo, 2013.

GONZALEZ, M. L. R. Análise de lajes pela teoria das charneiras plásticas e comparação de custos entre lajes maciças e lajes treliçadas. 144p. São Carlos. Dissertação (mestrado) – Universidade de São Paulo, 1997.

ACKER, V. A. Manual de Sistema Pré-fabricados de Concreto. Tradução (ABCIC/2003): Marcelo de Araújo Ferreira. 129p. FIB, 2002.

RIBEIRO, F. J. Estabilidade global em edifícios: Análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto. 81p. Porto Alegre. Trabalho de diplomação (título de engenheiro civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010.

Portal Brasil, Economia e emprego, Construção civil baterá recorde de empregos no primeiro semestre de 2014, SINDUSCON, 2014. Disponível em < <http://www.brasil.gov.br/economia-e-emprego/2014/03/construcao-civil-batera-recorde-de-empregos-no-primeiro-semester-de-2014-diz-sinduscon> > Acesso em junho de 2014.

IPEA, Estudo aponta redução no déficit habitacional no país, Panorama Ipea, 2014. Disponível em < http://www.ipea.gov.br/portal/index.php?option=com_content&view=article&id=20656 > Acesso em junho de 2014.

Portal IG, Sabrina Lorenzi, Na década, média anual do PIB é a maior desde os anos 70, 2011. Disponível em < <http://economia.ig.com.br/na-decada-media-anual-do-pib-e-a-maior-desde-os-anos-70/n1238130441731.html> > Acesso em junho de 2014.