



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

ICARO WANDERLEY CASTRO OLIVEIRA

**ESTUDO DO MÉTODO CONSTRUTIVO TILT-UP: PROJETO DE EDIFÍCIO
RESIDENCIAL**

FORTALEZA

2019

ICARO WANDERLEY CASTRO OLIVEIRA

ESTUDO DO MÉTODO CONSTRUTIVO TILT-UP: PROJETO DE EDIFÍCIO
RESIDENCIAL

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota

FORTALEZA

2019

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- O47e Oliveira, Icaro Wanderley Castro.
Estudo do método construtivo tilt-up: projeto de edifício residencial / Icaro Wanderley Castro Oliveira.
– 2019.
101 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia,
Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2019.
Orientação: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.
1. Tilt-up. 2. Pré-moldados. 3. Painéis estruturais. 4. Cálculo estrutural. 5. Edifício residencial. I.
Título.

CDD 620

ICARO WANDERLEY CASTRO OLIVEIRA

ESTUDO DO MÉTODO CONSTRUTIVO TILT-UP: PROJETO DE EDIFÍCIO
RESIDENCIAL

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Graduação em
Engenharia Civil do Centro de Tecnologia
da Universidade Federal do Ceará, como
requisito parcial à obtenção do grau de
bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 16/12/2019

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota (orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Profª. Dra. Magnólia Maria Campelo Mota
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Eng. Ícaro Manfrinni Rodrigues Sousa

Às minhas avós Audy Wanderley Vasconcelos
(in memoriam) e Maria de Castro Oliveira que,
do céu e da terra, me protegem.

AGRADECIMENTOS

À Deus, pelo dom da vida e pela oportunidade de crescer e aprender sempre.

À minha família, que sempre me apoiou e me educou para ser quem sou hoje, em especial aos meus pais Alexandre Wanderley Barros Correia, Fabíola Marques Wanderley Barros, Virgínia de Castro Oliveira Almeida e Tácito Pereira Almeida, meus guias ao longo desse caminho. Também aos meus irmãos Artur Oliveira Almeida, Bernardo Oliveira Almeida, João Pedro Marques Wanderley Barros e Joaquim Marques Wanderley Barros que me fazem querer ser sempre o melhor de mim.

Ao meu orientador Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota, pela compreensão e apoio neste trabalho. Também aos professores do Departamento de Engenharia Civil que, com maestria, repassaram seus conhecimentos, em especial aos Profs. Augusto Teixeira de Albuquerque, Magnólia Maria Campelo Mota, Aurea Silva de Holanda, alvos da minha eterna admiração.

À minha namorada e companheira Isabelle Rodrigues Schramm, pelo apoio incondicional em todos os aspectos da minha vida.

Aos colegas de curso, sem os quais todas as madrugadas de estudo não teriam sido tão fáceis, Daniel, Eubert, Geraldo, Rafaela e Nuno. Aos amigos do grupo P&B e da Casulo Engenharia que trouxeram tantos bons momentos de calma em meio as tempestades e me acompanham desde o colégio.

À Consultec jr. que me trouxe experiências tão desafiadoras quanto engrandecedoras e me desenvolveu como ser humano e profissional.

À Universidade Federal do Ceará e todos os seus colaboradores que contribuíram de maneira direta ou indireta para a realização deste sonho.

“O conhecimento te abre portas, a inteligência te faz passar por ela e a sabedoria te fará permanecer nela.” Ailton Nascimento.

RESUMO

Vivemos em um país onde o déficit habitacional ainda é um grave problema. Neste âmbito se fazem necessárias soluções econômicas e rápidas para a confecção de moradias e a tecnologia de pré-moldados oferece esse tipo de solução. Dentro das várias peças nesta categoria estão os painéis estruturais. Estes unem a função estrutural a de vedação, assim como paredes de alvenaria estrutural, a principal diferença entre estes é que os painéis são moldados no chão erguidos, após a cura adequada, e posicionados em seu local final. A metodologia *tilt-up* aplica-se, rotineiramente, a estruturas de galpão. Este estudo visa, portanto, dimensionar painéis direcionados a uma estrutura de residência multipavimentos multifamiliar. Metodologicamente, este trabalho se baseou em normas brasileiras, no que tange o cálculo das cargas solicitantes, e em normas americanas, no que tange a confecção dos painéis, uma vez que se carecem de normas brasileiras que tratem desta metodologia construtiva. O principal resultado foi o dimensionamento geométrico e de armadura de cada um dos seis painéis tipo, tendo sido o mínimo exigido por norma suficiente para resistir às ações atuantes.

Palavras-chave: Pré-moldados. Painéis estruturais. Tilt-up. Cálculo estrutural. Edifício residencial.

ABSTRACT

We live in a country which the housing deficit is still a severe issue. Therefore, quick and cheap solutions are needed for house building and the precast technology offers that kind of solutions. Within the various kinds of precast objects are the structural panels, these join the structural and sealing function, as well as structural masonry walls, the main difference between these is that the panels are molded on the floor and raised, after proper curing, and positioned in its final location. The tilt-up methodology is normally applied to warehouse structures. This study aims, therefore, to dimension panels directed to a residential, multi-floor, multifamily structure. Methodologically, this study was based on Brazilian norms regarding requesting loads and on American norms regarding the manufacture of panels, since it lacks Brazilian norms that deal with this constructive methodology. The main result was the geometrical and reinforcement dimensioning of each panel, being the minimum required by norm enough to resist the imputed forces.

Keywords: Precast. Structural panels. Tilt-up Structural calculation. Residential building.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|-----|
| Figura 1 - Planta pavimento tipo. | 19 |
| Figura 2 - Modularização do <i>layout</i> | 20 |
| Figura 3 - Possíveis esforços em um painel simples. | 21 |
| Figura 4 - Montagem das formas sobre o piso. | 23 |
| Figura 5 - Resultado da moldagem. | 23 |
| Figura 6 - Ligações de concreto moldado in loco. | 26 |
| Figura 7 - Ligação painel- laje de concreto moldado in loco. | 27 |
| Figura 8 - Ligação por cantoneiras. | 28 |
| Figura 9 - Painel sob carregamento distribuído. | 30 |
| Figura 10 - Painel Sob Carga Concentrada. | 31 |
| Figura 11 - Faixa de projeto em painéis com abertura. | 32 |
| Figura 12 - Combinação de momentos. | 36 |
| Figura 13 - Isopletas de velocidade básica. | 40 |
| Figura 14 - Tabela para valor de S_2 | 42 |
| Figura 15 - Tabela para valor de S_3 | 42 |
| Figura 16 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta regular. | 44 |
| Figura 17 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos em edificações de planta regular. | 45 |
| Figura 18 - Recomendações do fabricante. | 46 |
| Figura 19 - Seções das lajes. | 47 |
| Figura 20 - Disposição das lajes na planta baixa. | 47 |
| Figura 21 - Geometria painel A. | 49 |
| Figura 22 - Seção crítica painel A. | 50 |
| Figura 23 - Geometria painéis B, C, D, E, F. | 51 |
| Figura 24 - Armaduras painel A. | 60 |
| Figura 25 - Armaduras painel B. | 68 |
| Figura 26 - Armaduras painel C. | 76 |
| Figura 27 - Armaduras painel D. | 84 |
| Figura 28 - Armaduras painel E. | 92 |
| Figura 29 - Armaduras painel F. | 100 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 - Valores de Cpi e Cpe..... | 45 |
| Tabela 2 - Dados considerados para dimensionamento..... | 46 |
| Tabela 3 - Dados painéis A, B, C, D, E, F. | 51 |
| Tabela 4 - Solicitações painel A. | 52 |
| Tabela 5 - Verificação de tensão painel A. | 52 |
| Tabela 6 - Armadura efetiva painel A..... | 53 |
| Tabela 7 - Verificação de tensão controlada painel A..... | 53 |
| Tabela 8 - Momento fletor resistente painel A..... | 54 |
| Tabela 9 - Momento de fissuração painel A..... | 54 |
| Tabela 10 - Momento de primeira ordem painel A. | 55 |
| Tabela 11 - Primeira iteração para momento total painel A. | 55 |
| Tabela 12 - Segunda iteração para momento total painel A. | 56 |
| Tabela 13 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel A. | 57 |
| Tabela 14 - Esforço cortante resistido pelo aço painel A..... | 57 |
| Tabela 15 - Verificação de esmagamento painel A. | 57 |
| Tabela 16 - Momento dos carregamentos de serviço painel A. | 58 |
| Tabela 17 - Máxima deformação de serviço painel A. | 59 |
| Tabela 18 - Solicitações painel B. | 61 |
| Tabela 19 - Verificação de tensão painel B. | 61 |
| Tabela 20 - Armadura efetiva painel B..... | 62 |
| Tabela 21 - Verificação de tensão controlada painel B..... | 62 |
| Tabela 22 - Momento fletor resistente painel B..... | 63 |
| Tabela 23 - Momento de fissuração painel B..... | 63 |
| Tabela 24 - Momento de primeira ordem painel A. | 64 |
| Tabela 25 - Primeira iteração para momento total painel B..... | 64 |
| Tabela 26 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel B. | 65 |
| Tabela 27 - Esforço cortante resistido pelo aço painel B..... | 65 |
| Tabela 28 - Verificação de esmagamento do painel B. | 66 |
| Tabela 29 - Momento dos carregamentos de serviço painel B..... | 67 |
| Tabela 30 - Máxima deformação de serviço painel B. | 67 |
| Tabela 31 - Solicitações painel C. | 69 |
| Tabela 32 - Verificação de tensão painel C. | 69 |
| Tabela 33 - Armadura efetiva painel C..... | 70 |
| Tabela 34 - Verificação de tensão controlada painel C..... | 70 |
| Tabela 35 - Momento fletor resistente painel C. | 71 |
| Tabela 36 - Momento de fissuração painel C..... | 71 |
| Tabela 37 - Momentos de primeira ordem painel C. | 72 |
| Tabela 38 - Primeira iteração para momento total painel C..... | 72 |
| Tabela 39 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel C. | 73 |
| Tabela 40 - Esforço cortante resistido pelo aço painel C. | 73 |
| Tabela 41 - Verificação de esmagamento painel C. | 74 |
| Tabela 42 - Momento dos carregamentos de serviço painel C..... | 75 |
| Tabela 43 - Máxima deformação de serviço painel C. | 75 |
| Tabela 44 - Solicitações painéis D. | 77 |
| Tabela 45 - Verificação de tensão painel D. | 77 |
| Tabela 46 - Armadura efetiva painel D. | 78 |

| | |
|---|----|
| Tabela 47 - Verificação de tensão controlada painel D..... | 78 |
| Tabela 48 - Momento fletor resistente painel D..... | 79 |
| Tabela 49 - Momento de fissuração painel D. | 79 |
| Tabela 50 - Momento de primeira ordem painel D. | 80 |
| Tabela 51 - Primeira iteração para momento total painel D. | 80 |
| Tabela 52 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel D..... | 81 |
| Tabela 53 - Esforço cortante resistido pelo aço painel D..... | 81 |
| Tabela 54 - Verificação de esmagamento painel D..... | 82 |
| Tabela 55 - Momento dos carregamentos de serviço painel D. | 83 |
| Tabela 56 - Máxima deformação de serviço painel D. | 83 |
| Tabela 57 - Solicitações painel E. | 85 |
| Tabela 58 - Verificação de tensão controlada painel E..... | 85 |
| Tabela 59 - Armadura efetiva painel E. | 86 |
| Tabela 60 - Verificação de tensão controlada painel E..... | 86 |
| Tabela 61 - Momento fletor resistente painel E. | 87 |
| Tabela 62 - Momento de fissuração painel E..... | 87 |
| Tabela 63 - Momento de primeira ordem painel E..... | 88 |
| Tabela 64 - Primeira iteração para momento total painel E..... | 88 |
| Tabela 65 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel E..... | 89 |
| Tabela 66 - Esforço cortante resistido pelo aço painel E. | 89 |
| Tabela 67 - Verificação de esmagamento painel E. | 90 |
| Tabela 68 - Momento dos carregamentos de serviço painel E..... | 91 |
| Tabela 69 - Máxima deformação de serviço painel E. | 91 |
| Tabela 70 - Solicitações painel F. | 93 |
| Tabela 71 - Verificação de tensão painel F..... | 93 |
| Tabela 72 - Armadura efetiva painel F. | 94 |
| Tabela 73 - Verificação de tensão controlada painel F. | 94 |
| Tabela 74 - Momento fletor resistente painel F. | 95 |
| Tabela 75 - Momento de fissuração painel F. | 95 |
| Tabela 76 - Momento de primeira ordem painel F..... | 96 |
| Tabela 77 - Primeira iteração para momento total painel F..... | 96 |
| Tabela 78 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel F. | 97 |
| Tabela 79 - Esforço cortante resistido pelo aço painel F. | 97 |
| Tabela 80 - Verificação de esmagamento painel F. | 98 |
| Tabela 81 - Momento dos carregamentos de serviço painel F..... | 98 |
| Tabela 82 - Máxima deformação de serviço painel F..... | 99 |

SUMÁRIO

| | | |
|------------|--|------------|
| 1 | INTRODUÇÃO | 16 |
| 2 | QUESTÃO DE PESQUISA | 16 |
| 3 | OBJETIVO | 16 |
| 4 | JUSTIFICATIVA | 17 |
| 5 | ARQUITETURA | 17 |
| 6 | REFERENCIAL TEÓRICO | 20 |
| 6.1 | Fases de uma construção em tilt-up | 20 |
| 6.1.1 | Projetos e compatibilizações | 20 |
| 6.1.3 | Fabricação dos Painéis | 22 |
| 6.1.4 | Íçamento e escoramento..... | 24 |
| 6.1.5 | Acabamento | 25 |
| 6.1.6 | Ligações..... | 25 |
| 6.1.6.1 | Ligação de concreto moldado in loco | 25 |
| 6.1.6.2 | Ligação com placas metálicas soldadas | 27 |
| 6.3.1 | Concreto e armadura | 29 |
| 6.3.2 | Condições de carregamento..... | 30 |
| 6.3.3 | Abertura em painéis..... | 32 |
| 7 | METODOLOGIA DE CÁLCULO | 33 |
| 7.1 | Verificações | 33 |
| 7.1.1 | Momento fletor resistente de cálculo | 33 |
| 7.1.2 | Momento de fissuração | 35 |
| 7.1.3 | Momento fletor de cálculo | 35 |
| 7.1.4 | Esforço cortante no plano | 37 |
| 7.2 | Ações | 39 |
| 7.2.1 | Ventos | 39 |
| 7.2.2 | Lajes..... | 46 |
| 7.3 | Pré dimensionamento | 48 |
| 7.4 | Painel A | 48 |
| 7.5 | Painéis B, C, D, E e F | 50 |
| 8 | DIMENSIONAMENTO | 520 |
| 8.1 | Painel A | 52 |
| 8.1.1 | Solicitações | 52 |
| 8.1.2 | Verificação da tensão vertical na seção crítica..... | 52 |
| 8.1.3 | Determinação do momento fletor resistente de cálculo | 52 |

| | | |
|------------|---|-----------|
| 8.1.4 | <i>Verificação do momento de fissuração</i> | 54 |
| 8.1.5 | <i>Momento fletor de cálculo</i> | 55 |
| 8.1.7 | <i>Verificação das deformações de serviço</i> | 58 |
| 8.1.8 | <i>Detalhamento</i> | 59 |
| 8.2 | <i>Painel B</i> | 61 |
| 8.2.1 | <i>Solicitações</i> | 61 |
| 8.2.2 | <i>Verificação da tensão vertical na seção crítica</i> | 61 |
| 8.2.3 | <i>Determinação do momento fletor resistente de cálculo</i> | 61 |
| 8.2.4 | <i>Verificação do momento de fissuração</i> | 63 |
| 8.2.5 | <i>Momento fletor de cálculo</i> | 64 |
| 8.2.6 | <i>Verificação de resistência ao esforço cortante</i> | 65 |
| 8.2.7 | <i>Verificação das deformações de serviço</i> | 66 |
| 8.2.8 | <i>Detalhamento</i> | 68 |
| 8.3 | <i>Painel C</i> | 69 |
| 8.3.1 | <i>Solicitações</i> | 69 |
| 8.3.2 | <i>Verificação da tensão vertical na seção crítica</i> | 69 |
| 8.3.3 | <i>Determinação do momento fletor resistente de cálculo</i> | 69 |
| 8.3.4 | <i>Verificação do momento de fissuração</i> | 71 |
| 8.3.5 | <i>Momento fletor de cálculo</i> | 72 |
| 8.3.6 | <i>Verificação de resistência ao esforço cortante</i> | 73 |
| 8.3.7 | <i>Verificação das deformações de serviço</i> | 74 |
| 8.3.8 | <i>Detalhamento</i> | 76 |
| 8.4 | <i>Painel D</i> | 77 |
| 8.4.1 | <i>Solicitações</i> | 77 |
| 8.4.2 | <i>Verificação da tensão vertical na seção crítica</i> | 77 |
| 8.4.3 | <i>Determinação do momento fletor resistente de cálculo</i> | 77 |
| 8.4.4 | <i>Verificação do momento de fissuração</i> | 79 |
| 8.4.5 | <i>Momento fletor de cálculo</i> | 80 |
| 8.4.6 | <i>Verificação de resistência ao esforço cortante</i> | 81 |
| 8.4.7 | <i>Verificação das deformações de serviço</i> | 82 |
| 8.4.8 | <i>Detalhamento</i> | 84 |
| 8.5 | <i>Painel E</i> | 85 |
| 8.5.1 | <i>Solicitações</i> | 85 |
| 8.5.2 | <i>Verificação da tensão vertical na seção crítica</i> | 85 |

| | | |
|------------|---|------------|
| 8.5.3 | <i>Determinação do momento fletor resistente de cálculo</i> | 85 |
| 8.5.4 | <i>Verificação do momento de fissuração</i> | 87 |
| 8.5.5 | <i>Momento fletor de cálculo</i> | 88 |
| 8.5.6 | <i>Verificação de resistência ao esforço cortante</i> | 89 |
| 8.5.7 | <i>Verificação das deformações de serviço</i> | 90 |
| 8.5.8 | <i>Detalhamento</i> | 92 |
| 8.6 | <i>Painel F</i> | 93 |
| 8.6.1 | <i>Solicitações</i> | 93 |
| 8.6.2 | <i>Verificação da tensão vertical na seção crítica</i> | 93 |
| 8.6.3 | <i>Determinação do momento fletor resistente de cálculo</i> | 93 |
| 8.6.4 | <i>Verificação do momento de fissuração</i> | 95 |
| 8.6.5 | <i>Momento fletor de cálculo</i> | 96 |
| 8.6.6 | <i>Verificação de resistência ao esforço cortante</i> | 97 |
| 8.6.7 | <i>Verificação das deformações de serviço</i> | 98 |
| 8.6.8 | <i>Detalhamento</i> | 99 |
| 9 | CONSIDERAÇÕES FINAIS | 101 |
| | REFERÊNCIAS | 102 |

1 INTRODUÇÃO

O homem necessita de abrigo. Essa é uma máxima que rege o comportamento de nossa sociedade, seja nos primórdios das nossas sociedades, seja nos dias de hoje. Moradia é, segundo Mazlow (1943), uma necessidade de 2º grau, de 5 graus existentes, para a auto realização do indivíduo. Neste âmbito, é possível notar os diversos esforços que imprimimos em avançar e desenvolver tecnologias que possibilitem construir edificações sempre mais belas, sustentáveis, econômicas e seguras que as do passado, assim, diariamente somos surpreendidos com novidades e tendências que surgem para o mercado como novas opções.

A tecnologia de concretos pré-moldados remete a obras de alta velocidade, com alto potencial de economia e produtividade associada à segurança, uma vez que os elementos são confeccionados em regime de produção e inspeção industrial. Dessa forma, podem-se encontrar peças pré-moldadas em praticamente todos os empreendimentos, sejam eles de infraestrutura ou edifícios.

Entre os sistemas construtivos em concreto pré-moldado que visam o melhor aproveitamento dos materiais de construção, temos o método “*tilt-up*”. Este método consiste na confecção de painéis de concreto, que serão içados e locados em pontos definidos, para servirem tanto como vedação da estrutura, quanto como elementos de sustentação. A moldagem destes painéis é bem maleável e segue a necessidade de cada projeto, podendo já ser confeccionado com espaço destinado a esquadrias, tubulação de instalações elétricas, hidráulicas, dentre outras, armaduras e insertos metálicos que irão servir para o seu içamento, apoio de escoramento, bem como conexão com outros elementos estruturais como lajes, vigas, fundações e até mesmo outros painéis (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011). A vantagem econômica do “*tilt-up*” está na sua simplicidade e velocidade de construção. Pelo fato de os painéis serem moldados na obra, elimina-se a necessidade de transporte dos mesmos, permitindo a fabricação de painéis com maiores dimensões (CROMPTON, 1992, p 1).

2 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: pode-se projetar um edifício residencial popular multipavimentos utilizando o sistema construtivo tilt-up?

3 OBJETIVO

Dimensionar uma estrutura “*tilt-up*” para um edifício residencial popular multipavimentos.

4 JUSTIFICATIVA

De acordo com o Plano Plurianual (PPA) da prefeitura de Fortaleza, 2018-2021, cerca de 40% da população, 1,085 milhão de habitantes, da capital vive sob algum tipo de precariedade habitacional. Ainda de acordo com o PPA, o déficit habitacional é estimado em cerca de 80.000 moradias, apenas na Capital cearense. Dados do IBGE (2014) apontam cerca de 6,2 milhões de residências necessárias para sanar este problema numa esfera federal.

Como já foi dito, obras com rapidez e economia, geralmente, contam com a tecnologia de pré-moldados. Há, então, a possibilidade de que os avanços tecnológicos nesta área possam sanar a necessidade já discutida, uma vez que a metodologia que aqui será descrita e estudada é uma solução que atende aos quesitos de bom desempenho estrutural e tem uma metodologia de confecção que ser aplicada em larga escala.

Nessa perspectiva, espera-se, neste trabalho, poder desenvolver um projeto básico estrutural de um edifício residencial popular multipavimentos, utilizando o método construtivo “*tilt-up*”. Então, a partir deste projeto básico, faz-se uma análise de desempenho da estrutura, considerando o estado limite último e o estado limite de serviço.

5 ARQUITETURA

A arquitetura foi pensada de modo a ser compatível com uma estrutura modulada e que ao mesmo tempo pudesse cumprir requisitos do programa MINHA CASA MINHA VIDA, uma vez que o objetivo maior deste trabalho é evidenciar esse método como um viável para a construção de moradias e promover o combate ao déficit habitacional.

A cartilha MINHA CASA MINHA VIDA (CAIXA ECONÔMICA FEDERAL-GOVERNO FEDERAL, 2011) estipula que para a tipologia de imóvel 2, apartamentos, devem ser atendidos os seguintes requisitos:

- a) Compartimentos: sala / 1 dormitório para casal e 1 dormitório para duas pessoas /cozinha / área de serviço / banheiro;
- b) Área interna útil: 39,00 m²;
- c) Piso: Cerâmica em toda a unidade, com rodapé, e desnível máximo de 15mm. Cerâmica no hall e nas áreas de circulação internas. Cimentado alisado nas escadas;
- d) Cobertura: Sobre laje, em telha cerâmica ou de fibrocimento (espessura mínima de 5 mm), com estrutura de madeira ou metálica. Admite-se laje inclinada desde que coberta com telhas;
- e) Esquadrias: Portas internas em madeira. Admite-se porta metálica no acesso à unidade. Batente em aço ou madeira desde que possibilite a inversão do sentido de

abertura das portas. Vão livre de 0,80 m x 2,10 m em todas as portas. Previsão de área de aproximação para abertura das portas (0,60 m interno e 0,30 m externo), maçanetas de alavanca a 1,00 m do piso;

f) Dimensões dos cômodos;

g) Espaço livre de obstáculos em frente às portas de no mínimo 1,20 m. Deve ser possível inscrever, em todos os cômodos, o módulo de manobra sem deslocamento para rotação de 180° definido pela NBR 9050 (1,20 m x 1,50 m), livre de obstáculos;

h) Pé-direito mínimo: 2,30 m nos banheiros e 2,50 m nos demais cômodos;

i) Instalações hidráulicas: Número de pontos definido;

j) Instalações elétricas: Número de pontos definido, especificação mínima de materiais;

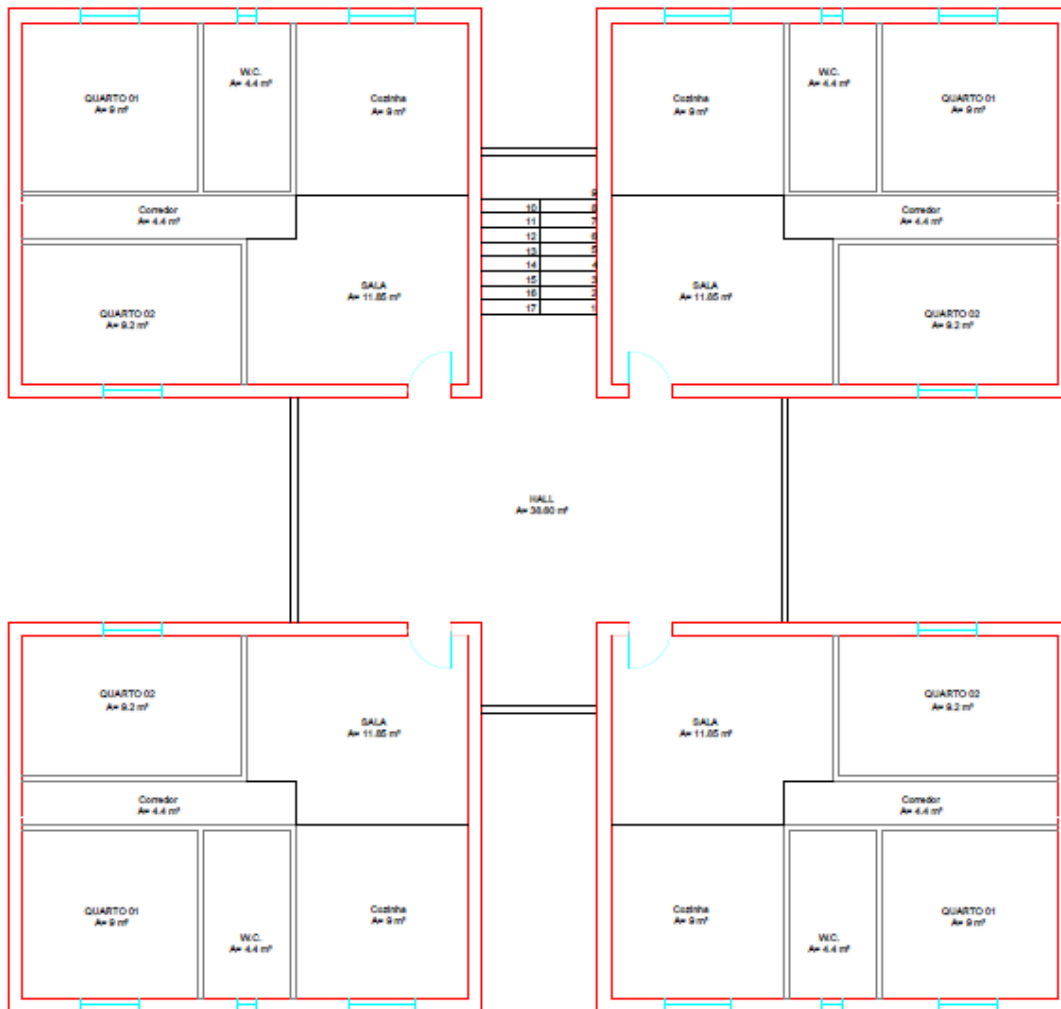
k) Aquecimento solar/térmico: Instalação de kit completo – opcional;

l) Proteção de alvenaria externa: Piso de concreto com 0,50m de largura em todo o perímetro da construção;

m) Calçada: Largura mínima de 0,90 m.

Dessa forma, o *layout* que contempla o que foi discutido acima se mostra na imagem a seguir:

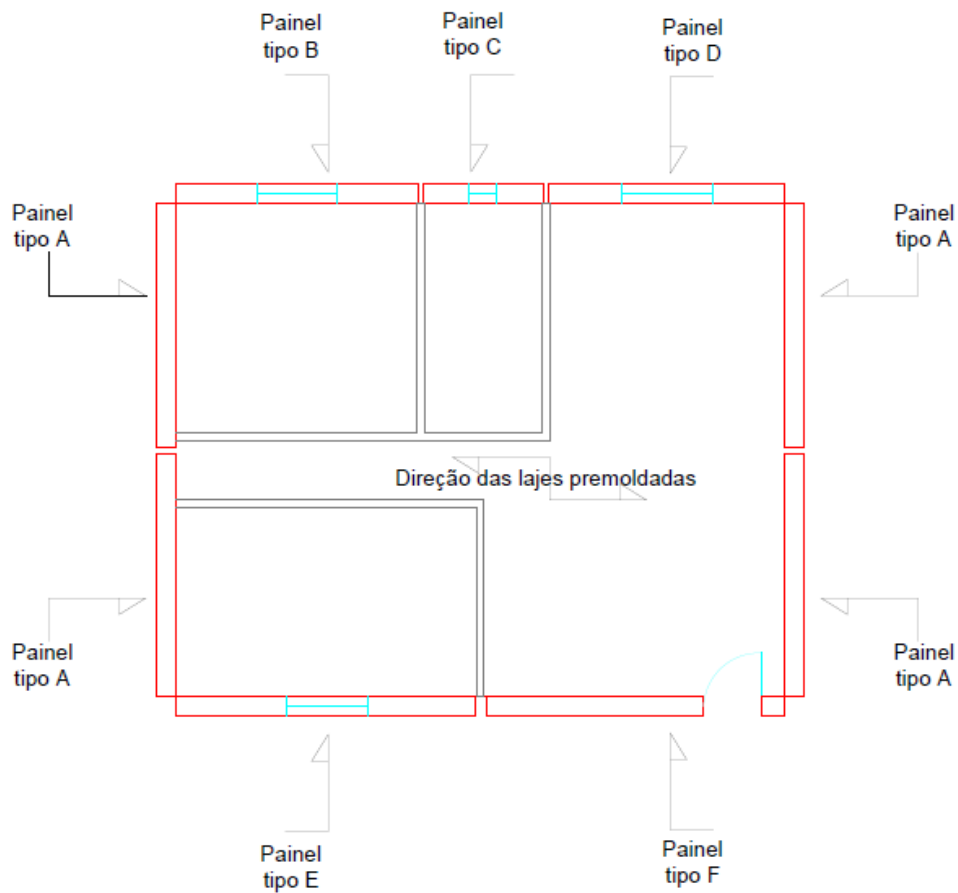
Figura 1 - Planta pavimento tipo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

A modularização desta arquitetura está exposta na imagem abaixo:

Figura 2 - Modularização do *layout*.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

6 REFERENCIAL TEÓRICO

6.1 Fases de uma construção em tilt-up

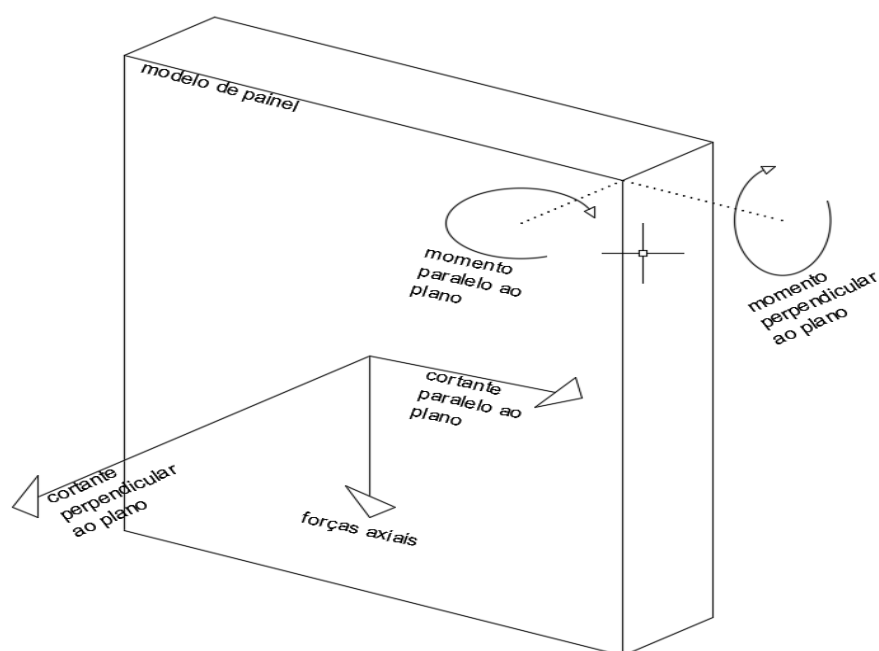
6.1.1 Projetos e compatibilizações

O primeiro passo para a execução de qualquer obra é garantir uma coesão entre os projetos das diversas disciplinas. Devem-se observar as peculiaridades do projeto arquitetônico, principalmente, e do projeto elétrico, uma vez que esses são os que mais interferem no projeto dos painéis. Esses projetos podem mostrar necessária uma janela no painel, ou tubulação embutida, respectivamente. Além disso, para logística da obra, busca-se fazer painéis da maior dimensão possível, a fim de economizar nas juntas e no içamento.

Outra fase muito importante do planejamento é a de avaliação do terreno e a criação de um projeto de canteiro, uma vez que um local de obra mais bem organizado acarreta economias. É necessário levar em conta perímetro disponível, para se certificar da viabilidade do sistema. Quanto maior e mais plano for o terreno, mais fácil será desenvolver o sistema tilt-up. Portanto, um estudo do local deve ser conduzido para a organização de um canteiro que auxilie o funcionamento da obra, considerando fatores como o armazenamento do material, movimentação de equipamentos, fases de concretagem e sequência de içamento dos painéis. Quando a área ao redor do prédio é restrita, deve-se considerar fazer a moldagem e concretagem dos painéis de dentro da projeção do prédio (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016).

A análise estrutural e o dimensionamento são fases importantes do projeto. Para o dimensionamento dos painéis deve-se considerar as diferentes forças que atuam sobre as paredes. A figura 3 retrata os diferentes esforços que podem surgir na parede. Estes podem ser originados por ações do vento, carregamentos oriundos da laje e etc. É preciso, também, dimensionar os painéis para resistir aos esforços transitórios presentes durante a fase de içamento. A resistência para tais carregamentos é proporcionada pela espessura do painel e sua armação.

Figura 3 - Possíveis esforços em um painel simples.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

6.1.2 Laje e Fundações

Deve-se agora dedicar uma atenção especial para o dimensionamento e execução da laje de concreto armado que servirá de piso e de base para a fabricação dos painéis, já que elas não podem apresentar fissuras e devem requerer um mínimo de manutenção. A laje também pode ser projetada para servir como plataforma para o guindaste durante o içamento das peças. A resistência da laje dependerá, principalmente, da compactação do subleito. Um subleito devidamente compactado recebe integralmente os ações do peso do guindaste, dessa forma não aparecerão tensões significativas de flexão na laje-piso (COLLINS, 1965).

A qualidade do acabamento da laje é de extrema importância, uma vez que muitas vezes esta poderá servir como parte da forma para os painéis. Esta deve ser executada com equipamentos dotados de sistemas de nivelamento a laser, e com concreto, preferencialmente, de alta resistência à tração, compressão e abrasão, dosado em central. O acabamento final liso polido, com textura e aspecto vítreo. Caso não haja possibilidade executiva dos painéis sobre a laje, executam-se pistas de montagem temporárias. Estas pistas são pisos de concreto magro que devem apresentar a mesma qualidade de acabamento das lajes.

No que tange as fundações, obras em *tilt up* não possuem peculiaridades significativas. Os painéis podem ser apoiados sobre sapatas, sapatas contínuas ou diretamente sobre blocos, o que resulta em diferentes situações de apoio e amarração e exigem verificações distintas. (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016).

De acordo com Benigno (2011) há o preenchimento de graute unindo a armadura de arranque ao painel superior, vindo desde a fundação.

6.1.3 Fabricação dos Painéis

Uma vez que as lajes apresentam resistência necessária para suportar às formas, aos painéis em confecção e, caso haja, ao guindaste, a atividade passa a ser a montagem das formas dos painéis. Primeiramente, as formas, geralmente em madeira ou madeirite, são montadas sobre o piso. Usam-se somente formas para definir o perímetro da peça, deixando espaço para aberturas de esquadrias. Executa-se em uma sequência determinada previamente. Os painéis podem ser moldados separadamente, como também se pode molda-los lado a lado, separando-os por uma forma em comum. Em seguida, são moldadas as aberturas de janelas e portas, escorando devidamente o interior das aberturas para evitar qualquer movimento. Nas figuras 4 e 5 podem-se observar formas sendo montadas. Ainda nesta etapa, são incorporados os acabamentos arquitetônicos das fachadas dos painéis (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p.99 - 107).

Figura 4 - Montagem das formas sobre o piso.



Fonte: Courtois (1986, p. 7).

Figura 5 - Resultado da moldagem.



Fonte: Courtois (1986, p. 7).

É de extrema relevância a aplicação de uma camada de desmoldante sobre a laje para a fabricação de painéis de qualidade. A aplicação correta do material facilita a separação entre o painel e a laje de fabricação na hora do içamento e afeta diretamente a aparência e a durabilidade do painel. Desmoldantes, normalmente, são classificados em óleos puros, e os que são óleos emulsionados com água. Deve-se verificar a compatibilidade do desmoldante com a base, e aplicá-lo estritamente de acordo com as especificações do fabricante (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 113).

Em seguida, a forma recebe a armação de aço prevista em projeto. Locais como a borda de aberturas merecem uma atenção especial e armaduras adicionais para evitar fissuras. A integridade estrutural do painel durante a sua vida útil, assim como durante as etapas de içamento e escoramento, depende estritamente do posicionamento adequado das barras de aço (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 120).

Durante esta etapa, são inseridos os insertos metálicos de:

- a) Ligação: estes servirão de travamento entre os painéis, fundações e demais elementos da estrutura durante sua vida útil;
- b) Escoramento: este será responsável por manter a peça no local até a cura das ligações;
- c) Içamento: este será o apoio por onde os painéis serão levantados pelo guindaste. Todos os insertos devem ser amarrados às armaduras para assegurar que estes permaneçam na posição previamente definida, uma vez que o despejo de concreto pode fazer com que estes se movimentem. Uma capa de plástico é instalada sobre os insertos, prevenindo que o concreto os preencha durante a concretagem. Assim que a superfície de concreto é finalizada, os insertos são localizados e as capas de plástico retiradas (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 124).

Posicionada a armadura e os insertos metálicos, inicia-se a etapa de concretagem. O processo é bastante semelhante à concretagem de lajes maciças convencionais de concreto armado. Assim como qualquer outra estrutura de concreto armado, deve-se verificar se o concreto atende as especificações de projeto e adotar os devidos cuidados.

6.1.4 Içamento e escoramento

Assim que o concreto atinge a resistência à compressão e tração necessária para o içamento, as paredes de concreto podem ser transportadas para as suas posições finais. O içamento geralmente é conduzido por um guindaste, mas painéis específicos podem requerer dois ou mais guindastes para erguê-lo e movimentá-lo, cabe ao projetista avaliar se a moldagem de um painel grande é mais vantajosa que a moldagem de vários pequenos. A maioria dos insertos usados para o içamento, podem ser desprendidos do nível do piso, evitando a necessidade de escalar para desconectá-los. As escoras normalmente são conectadas aos painéis antes do içamento.

Quando o painel estiver na posição final, as escoras devem ser conectadas ao piso ou a algum sistema de ancoragem temporário que garanta a estabilidade e mantenha a posição do painel para, em seguida, o guindaste liberá-lo. Deve-se verificar a estabilidade das escoras com

frequência, já que as vibrações devidas ao vento podem afrouxar os conectores (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011).

A montagem das placas é, normalmente, realizada por guindastes com capacidade de carga de 30 toneladas. Esse guindaste devido ao seu plano de rigging suporta, na situação oferecida pela obra, placas de no máximo 10 toneladas. Devido a isso, quando o içamento não é bem-sucedido ou a placa não é bem equilibrada na hora do erguimento, o não atingimento do *fck* de cura ou desequilíbrio nos cabos de içamento gera fissuras e trincas que podem acarretar até a perda da função estrutural da peça, condenando-a (BRUMATTI, 2008).

6.1.5 Acabamento

A amarração apropriada entre os membros da estrutura é crucial e, como já foi dito, será o fator responsável por proporcionar estabilidade à edificação. Assim que os painéis estão posicionados, executam-se as ligações entre painéis e depois as conexões entre os painéis e as fundações. Nas ligações painel-painel, além das juntas metálicas, que serão descritas a frente, aplica-se um material selante para garantir a estanqueidade das juntas e para acomodar movimentos de expansão e contração das paredes. O próximo passo é a elevação da laje superior e da estrutura de cobertura e a execução das conexões das mesmas com os painéis (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011).

Com o painel fixado à estrutura pode-se proceder para remoção das escoras, as imperfeições nas superfícies são preenchidas por argamassa e executa-se o acabamento final das faces dos painéis de acordo com os requisitos dos projetos (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011).

6.1.6 Ligações

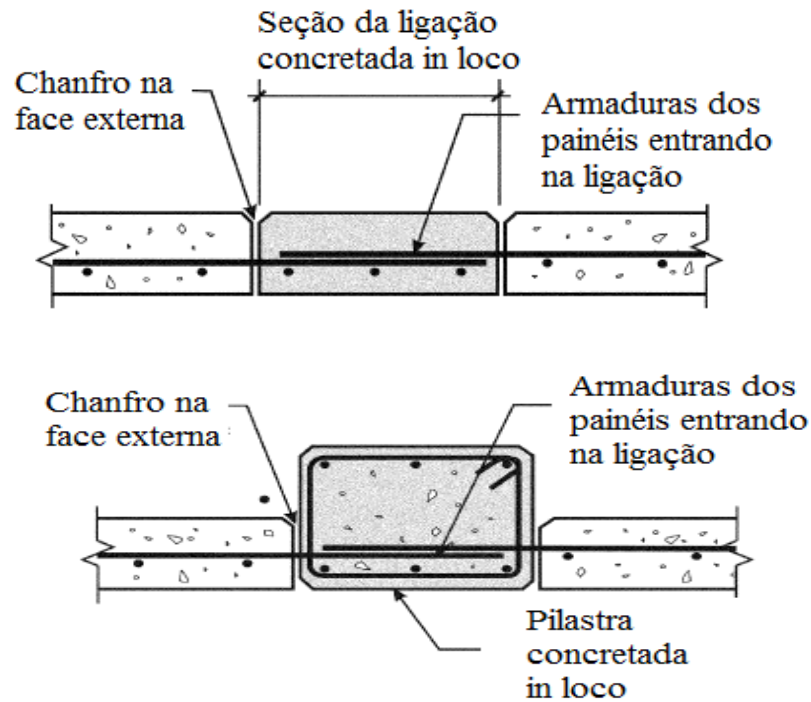
Os painéis suportam uma vasta gama de esforços, horizontais e verticais, dessa forma, possuir ligações que transmitem adequadamente os esforços é fundamental para o bom desempenho. Além disso, é necessário que as ligações apresentem certo grau de ductilidade, a fim de absorver esforços provenientes da retração do concreto e da variação da temperatura (WEILER, 1996).

6.1.6.1 Ligação de concreto moldado in loco

A execução deste tipo de ligação é feita concretando-se os espaços entre os painéis. São deixadas armaduras de espera, em transpasse, posiciona-se um anteparo, bem como as

armaduras longitudinais e preenche-se o vazio com concreto. O resultado é uma ligação rígida, dessa forma, os efeitos da variação da temperatura e da retração do concreto serão absorvidos pelo painel, o que pode provocar fissuras. A figura a seguir expressa os tipos de ligação moldada *in loco* entre painéis.

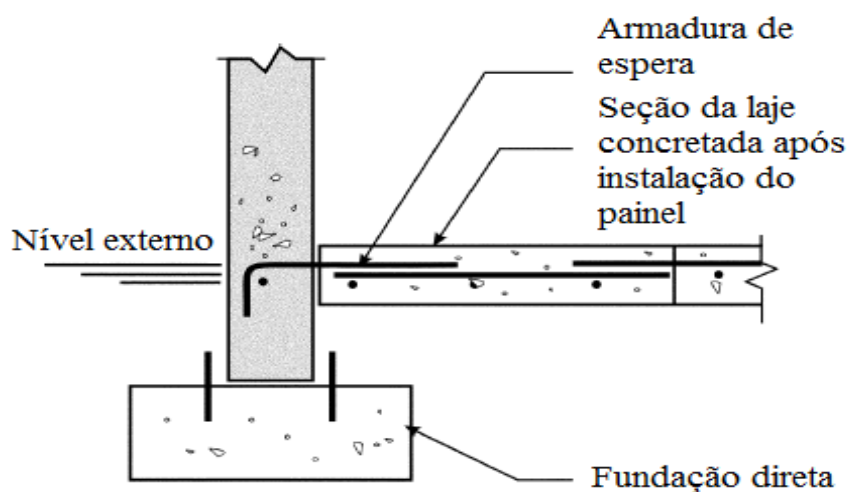
Figura 6 - Ligações de concreto moldado *in loco*.



Fonte: Oliveira (2016, p. 51).

As ligações podem ser feitas também entre laje e painel solidarizando assim os esforços. A figura a seguir demonstra uma ligação entre laje e painel, onde uma seção da laje é concretada após a instalação do painel, englobando as esperas do painel e da laje e posicionando uma armadura de transpasse.

Figura 7 - Ligação painel- laje de concreto moldado in loco.

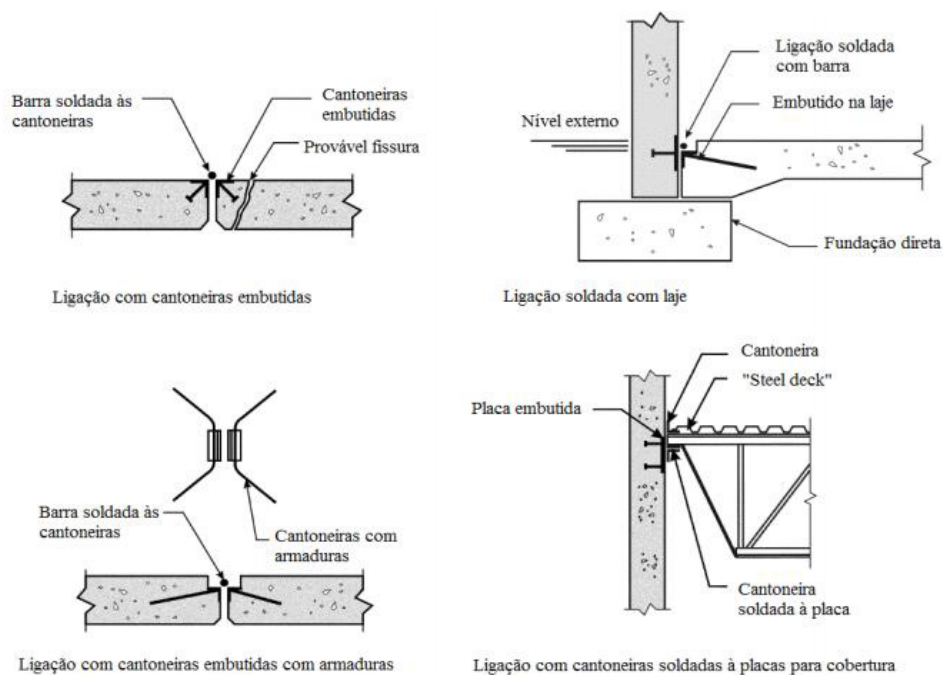


Fonte: Oliveira (2016, p. 52).

6.1.6.2 Ligação com placas metálicas soldadas

As ligações metálicas incorporadas e soldadas são as mais comuns, pois são rápidas, de baixo custo e seu método construtivo permite que se faça uso da ductilidade das placas ou cantoneiras para a absorção da maioria dos esforços de retração e variação de temperatura, uma vez que podem ser projetadas para atender a ductilidade necessária. Usualmente, cantoneiras ou placas metálicas são incorporadas aos painéis antes da concretagem dos painéis. As ligações são realizadas in loco através de soldas entre as faces expostas dos elementos incorporados e elementos externos (WEILER, 1986). A figura 8 a seguir ilustra alguns tipos de ligações soldadas típicas.

Figura 8 - Ligação por cantoneiras.



Fonte: Oliveira (2016, p. 53).

6.2 Efeitos da variação de temperatura e retração do concreto

Sendo os painéis blocos pré-moldados, há menos problemas associados à variação de temperatura e retração do concreto nestes do que em estruturas monolíticas de concreto armado segundo o ACI 551.2R-10 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 12). Isso ocorre uma vez que os painéis são moldados e podem curar e retrair separados dos demais, dessa forma, será menos provável a aparição de fissuras de retração. Entretanto, se as ligações entre os painéis são feitas sem que haja o tempo adequado para a retração, as restrições introduzidas podem causar tensões excessivas no concreto. Caso haja a necessidade de executar-se rapidamente as ligações estas devem ser feitas visando-se atingir maior ductilidade o que pode encarecer o processo. Portanto, deve-se avaliar o impacto de cada uma das opções: esperar a retração e fazer ligações menos dúcteis, logo mais econômicas, ou fazer imediatamente ligações mais dúcteis.

Edificações com painéis tilt-up têm a vantagem de que cada junta entre painéis pode atuar como uma junta de dilatação, desde que não seja executada nestas juntas uma ligação rígida. Em grandes edificações onde painéis resistem a grandes ações de tombamento, pode ser necessário o uso ligações rígidas entre painéis. Porém, indica-se que os painéis sejam conectados em pares ou, no máximo, em grupos de três para minimizar os efeitos de dilatação térmica (WEILER, 1986).

6.3 Recomendações de projeto

6.3.1 Concreto e armadura

“Recomenda-se que o concreto usado nos painéis apresente uma resistência mecânica mínima à compressão, aos 28 dias, de 21 Mpa” (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 21).

Usualmente as barras da armadura vertical são de 16 mm ou 20 mm de diâmetro, e da armadura horizontal são barras de 12,5 mm ou 16 mm de diâmetro. Barras com diâmetro maior que 20 mm não são recomendadas para painéis com espessura menor que 20 cm (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010).

Segundo o ACI 318-10 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 18), “a armadura mínima vertical e horizontal de um painel deve ser igual a 0,25% da área bruta da seção”. No entorno de aberturas deve-se acrescentar no mínimo duas barras de 16 mm.

O espaçamento entre barras verticais deve obedecer ao seguinte limite:

$$S_v \leq \begin{cases} 45\text{cm, para painéis externos;} \\ 76\text{ cm, para painéis internos;} \\ 5 \times \text{espessura do painel.} \end{cases}$$

Já o espaçamento entre barras horizontais deve obedecer ao seguinte limite:

$$S_h \leq \begin{cases} 45\text{cm, para painéis externos;} \\ \text{Largura do painel}/5; \\ 3 \times \text{espessura do painel.} \end{cases}$$

Quanto à espessura dos painéis, o ACI 551.2R traz como referência a norma canadense para projeto de estruturas de concreto CSA A23.3-04 (CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, 2004, p. 161-162).

As recomendações tratam de aspectos geométricos e construtivos dos painéis para o pré-dimensionamento de modo a evitar patologias provenientes de flambagem. Estas recomendações são:

- a) Espessura mínima de 14 cm para os painéis;

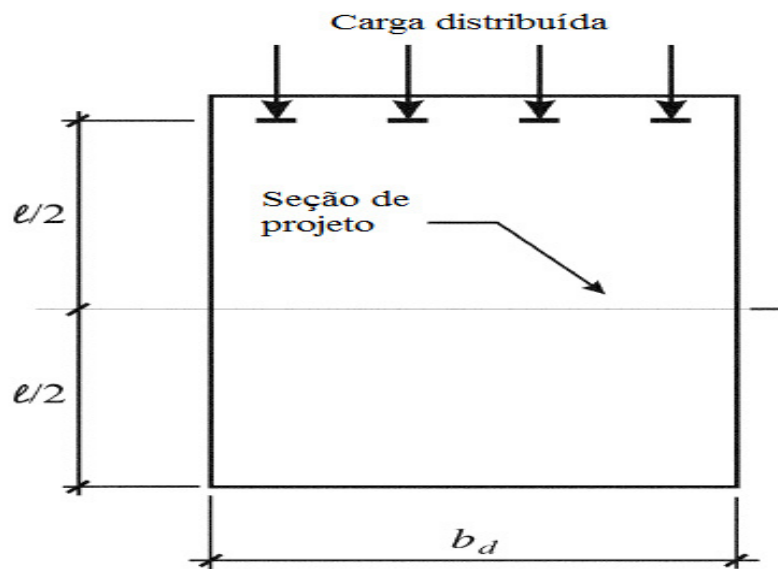
Para a determinação da espessura, adotar a relação $\left(\frac{\text{Altura do painel}}{\text{espessura do painel}}\right)$ igual a:

- 50 para painéis com uma camada de armadura localizada no meio da seção transversal;
- 60 para painéis duas camadas de armadura, uma para cada face.

6.3.2 Condições de carregamento

Como mencionado no item 6.1.1, os esforços resultantes no painel podem ser verticais, horizontais, bem como perpendiculares ou paralelos ao plano. As solicitações verticais são as combinações das ações da cobertura, dos pisos intermediários bem como do peso próprio da estrutura. Estas cargas são consideradas distribuídas, desde que sejam iguais e equidistantes, no máximo, 1,5m entre os pontos de aplicação, assim como indica a figura 9:

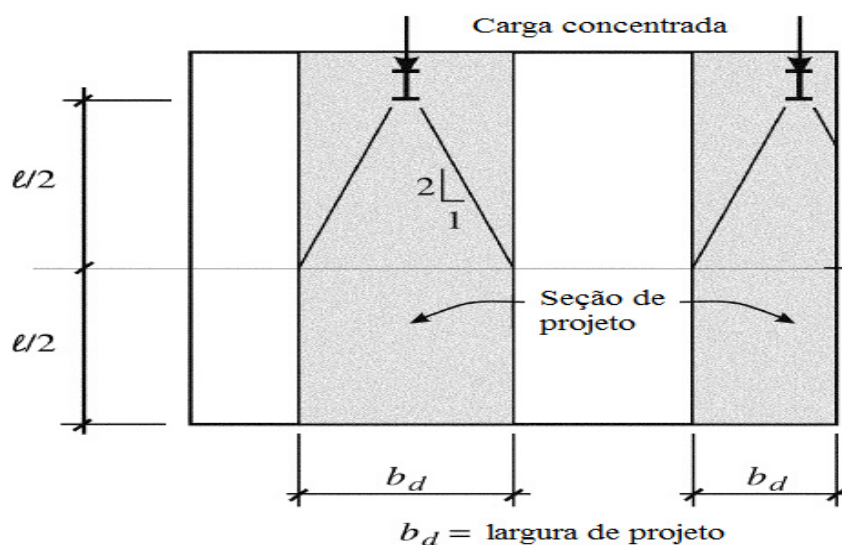
Figura 9 - Painel sob carregamento distribuído.



Fonte: Adaptado pelo Autor (2019).

Para cargas pontuais, a seção efetiva deve ser considerada seguindo a relação demonstrada na figura abaixo:

Figura 10 - Painel Sob Carga Concentrada.



Fonte: Adaptado pelo Autor (2019).

Por questões de montagem, estas cargas normalmente são aplicadas com uma excentricidade ao eixo do plano do painel, uma vez que as cargas de lajes, por exemplo, são transmitidas através de um consolo. Nos casos em que estas cargas verticais incidirem diretamente sobre o eixo, uma excentricidade mínima igual à metade da espessura do painel é recomendada, a título de segurança, e deve ser considerada contribuindo com o efeito do carregamento lateral. Assume-se que a excentricidade na base do painel é igual à zero.

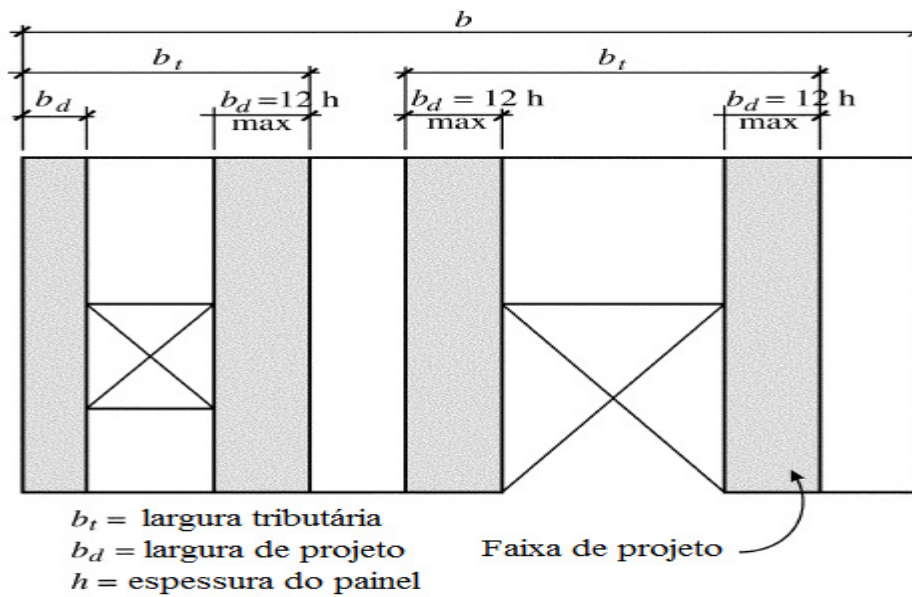
As excentricidades das cargas verticais não devem ser consideradas caso contribuam para a redução do momento causado pelas ações laterais, e as cargas verticais não devem ser reduzidas devido a sustentação da cobertura causados pela sucção do vento (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 10-11).

Segundo o ACI 521.2R-10 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 10-11), o peso próprio também deve ser considerado, uma vez que contribui significativamente para momento de segunda ordem. Em uma abordagem conservadora no projeto de painéis, assume-se que metade do peso próprio do painel atua como uma carga concentrada aplicada a meia altura, sem excentricidade. As cargas laterais são determinadas pela combinação das forças do vento, solo ou sísmicas. Estas cargas são aplicadas ao painel como carregamentos laterais uniformemente distribuídos. O efeito das cargas laterais, normalmente, é a maior contribuição para o momento total aplicado a estes elementos.

6.3.3 Abertura em painéis

O efeito de aberturas para a análise de flexão em painéis, pode ser considerado através da análise simplificada de uma faixa vertical do elemento. Neste caso, toda a carga lateral e axial é distribuída às faixas de projeto. A largura efetiva da faixa deve ser limitada a 12 vezes a espessura do painel para evitar concentrações de tensões ao longo da borda da abertura. A figura 11 ilustra estas recomendações:

Figura 11 - Faixa de projeto em painéis com abertura.



Fonte: Oliveira (2016, p. 40).

7 METODOLOGIA DE CÁLCULO

7.1 Verificações

O ACI 318-14, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, apresenta procedimentos para o dimensionamento de painéis de concreto armado. De acordo com a seção 11.8 do ACI 318-14 painéis dimensionados pelo método alternativo devem satisfazer as seguintes limitações:

- Seção transversal constante ao longo da altura do painel;
- Seção transversal do painel deve ser de “tensão controlada” para efeitos do momento de flexão fora do plano;
- Armadura deve proporcionar um momento resistente de cálculo (ϕM_n) maior ou igual ao momento de fissuração (M_{cr});
- Esforço axial (P_u) na seção da meia altura do vão não excede $0,06f_c'A_g$, onde, f_c é a resistência à compressão do concreto e A_g é a área bruta da seção;
- Deformações devidas aos carregamentos de serviço (Δ_s), não excedem $l_c/150$, onde l_c é o comprimento efetivo do vão do painel.

7.1.1 Momento fletor resistente de cálculo

O momento fletor de cálculo, ϕM_n , para a combinação de carregamentos axiais com flexão na seção crítica deve ser maior ou igual ao momento fletor total, M_u , nesta seção. Além disso, o método estabelece como limite a tensão vertical na seção crítica do painel como sendo menor ou igual a 6% da tensão de resistência a compressão de projeto do concreto.

$$P_u/A_g \leq 0,06 x f_c \quad (1)$$

Onde:

P_u = esforço axial total fatorado;

A_g = área bruta da seção transversal;

f_c = resistência à compressão do concreto.

O momento resistente de projeto é dado pela equação:

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2)$$

Onde:

ϕ = fator de redução da resistência;

A_{se} = área efetiva da armadura tracionada dada por:

$$A_{se} = A_s + \frac{P_u}{f_y} \cdot \left(\frac{e}{2d}\right) \quad (3)$$

Onde:

e = espessura do painel;

A_s = área de armadura tracionada.

f_y = resistência ao escoamento do aço;

d = distância do centroide da armadura tracionada até a fibra mais comprimida de concreto;

a = resultado da expressão:

$$a = \frac{A_{se} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \quad (4)$$

Onde:

b = comprimento horizontal do painel.

Φ , O fator de redução da resistência, é igual a 0,9 para seções de “tensão controlada” de acordo com a seção 21.2 do ACI 318-14. Este é um dos requisitos para a utilização do método.

Ainda segundo o ACI, uma seção pode ser considerada de tensão controlada quando a deformação da fibra mais tracionada do aço, ϵ_t , é maior ou igual a 0,5% no momento em que a fibra mais comprimida do concreto, ϵ_c , atinge o limite assumido para a deformação de 0,3%. Esta limitação garante que fissuras provocadas pela deformação excessiva apareçam antes que ocorra falha por esmagamento do concreto.

De acordo com a compatibilidade de deformações, o ACI define o seguinte critério para garantir que a seção é de fato *tension-controlled*:

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \quad (5)$$

Onde:

C = Distância da fibra mais comprimida à linha neutra, dada por:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Onde:

$\beta_1 = 0,85$; para valores de f_c até 28 MPa.

$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f_c - 28}{7}\right)$; para demais valores.

7.1.2 Momento de fissuração

Ainda para cumprir as exigências do método, o valor do momento de fissuração, M_{cr} , não pode exceder o valor do momento resistente de cálculo, ϕM_n , obedecendo:

$$\phi M_n \geq M_{cr} \quad (7)$$

Onde:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad (8)$$

Onde:

f_r = módulo de ruptura do concreto; dado por:

$$f_r = 7,5 \sqrt{f_c}$$

(valores em PSI, pound per square inch)

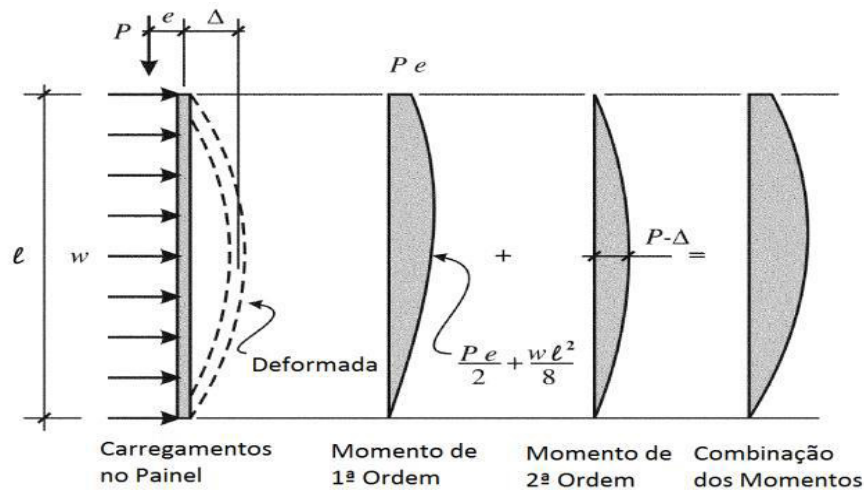
I_g = momento de inercia da seção bruta;

y_t = distância do centroide da seção à fibra mais tracionada do concreto.

7.1.3 Momento fletor de cálculo

O método alternativo de análise, aqui adotado, considera os painéis tilt-up como barras simplesmente apoiadas. Isso significa que quando o elemento estiver submetido a uma carga lateral uniformemente distribuída e a uma carga axial, o momento máximo ocorre no meio do vão, como ilustra a figura:

Figura 12 - Combinação de momentos.



Fonte: Oliveira (2016, p. 45).

O momento fletor máximo é a combinação dos momentos de primeira ordem, que se originam pela aplicação de forças transversais ao painel ou em decorrência da excentricidade de cargas axiais, juntamente com os momentos de segunda ordem, que surgem da ação das cargas axiais nas deformações dos painéis.

O máximo momento de primeira ordem é dado por:

$$M_{u1} = \frac{w_u l_c^2}{8} + \frac{P_{uf} e_x}{2} \quad (9)$$

Onde:

M_{u1} = momento fletor na seção crítica devido às cargas laterais e cargas verticais excêntricas.

P_{uf} = esforço axial aplicado;

w_u = carregamento lateral uniforme;

l_c = comprimento efetivo do vão;

e_x = excentricidade da carga axial.

O máximo momento total será encontrado pelo método iterativo, partindo da deformação inicial, Δ_i , ocasionada pelos momentos de primeira ordem.

O valor da deformação inicial, Δ_i , é dado por:

$$\Delta_i = \frac{5 \cdot M_t \cdot l_c^2}{(0,75) \cdot 48 E_c I_{cr}} \quad (10)$$

Onde:

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

M_t = momento máximo total; dado por:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n \quad (11)$$

Partindo de $\Delta_n = 0$, encontraremos o primeiro valor de Δ_i , substituindo na relação acima e encontrando um novo valor de M_t a ser substituído gerando um novo valor, Δ_2 , repete-se o processo até a convergência de resultados.

i_{cr} = momento de inercia da sessão fissurada, dado por:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left(A_{se} + \frac{P_u}{f_y} \cdot \frac{h}{2d} \right) (d - c)^2 + \frac{b \cdot c^3}{3} \quad (12)$$

Onde:

E_s = módulo de elasticidade do aço;

A_{se} = área de aço tracionada;

d = distância do centroide das armaduras até à fibra de mais comprimida;

b = largura da seção;

c = distancia da linha neutra até à fibra mais comprimida.

Ademais, é possível estimar M_t pelo cálculo direto seguindo a fórmula:

$$M_t = \frac{M_{u1}}{1 - \frac{5P_u l_c^2}{(0,75) \cdot 48E_c I_{cr}}} \quad (13)$$

7.1.4 Esforço cortante no plano

O ACI 318-14 determina que para evitar o esmagamento da diagonal comprimida o esforço cortante resistente (V_n) em qualquer seção horizontal, deve ser menor ou igual a:

$$V_n \leq 10 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w \quad (14)$$

Onde:

e = espessura do painel;

$l_w = 0,8 \cdot b$;

Onde:

b = largura da seção.

f_c = resistência à compressão do concreto, neste caso posto em PSI.

V_n é o resultado da soma:

$$V_n = V_c + V_s \quad (15)$$

Onde:

$$V_c = 2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w \quad (16)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot l_w}{s} \quad (17)$$

Onde:

s = espaçamento da armadura transversal;

A_v = área da barra da armadura transversal;

V_c = força cortante resistida pelo concreto;

V_s = força cortante resistida pelo aço;

f_{yt} = resistência ao escoamento da armadura transversal;

Além do já mencionado, o esforço cortante V_u deve seguir:

$$V_u \leq 0,75 \cdot V_n \quad (18)$$

7.1.5 Deformação de serviço

As deformações de serviço, Δ_s , advindas das cargas de serviço, devem obedecer:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150} \quad (19)$$

Onde:

l_c = comprimento efetivo do vão.

As deformações máximas de serviço podem ser calculadas por:

$$\Delta_s = \frac{M_a}{M_{cr}} \cdot \Delta_{cr} \quad (20)$$

Quando:

$$M_a \leq \frac{2}{3} \cdot M_{cr} \quad (21)$$

Ou por:

$$\Delta_s = \frac{2}{3} \cdot \Delta_{cr} + \left(\frac{M_a - \frac{2}{3} M_{cr}}{M_n - \frac{2}{3} M_{cr}} \right) \cdot \left(\Delta_n - \frac{2}{3} M_{cr} \right) \quad (22)$$

Quando:

$$M_a > \frac{2}{3} \cdot M_{cr} \quad (23)$$

Onde:

Δ_s = deformação de serviço;

Δ_n = deformação ocasionada pelo momento fletor resistente; dado por:

$$\Delta_n = \frac{5 \cdot M_n l_c^2}{48 E_c I_g} \quad (24)$$

Δ_{cr} = deformação devida ao momento de fissuração; dado por:

$$\Delta_{cr} = \frac{5 \cdot M_{cr} l_c^2}{48 E_c I_{cr}} \quad (25)$$

M_a = momento fletor dos carregamentos de serviço; sendo:

$$M_a = M_{a1} + P_s \Delta_s \quad (26)$$

M_{a1} = momento fletor de serviço de 1ª ordem;

P_s = Cargas axiais de serviço;

7.2 Ações

7.2.1 Ventos

A NBR 6123 - Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988,) fornece as diretrizes para o cálculo das pressões dinâmicas devidas ao vento exercidas sobre uma estrutura. Para a determinação dessa pressão é necessária a consideração da velocidade característica do vento (V_k), indicada pela fórmula 27 e a pressão dinâmica (q) é determinada pela fórmula 28:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (27)$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (28)$$

Onde:

V_k = velocidade característica do vento (m/s);

V_0 = velocidade básica do vento (m/s);

S_1 = fator topográfico;

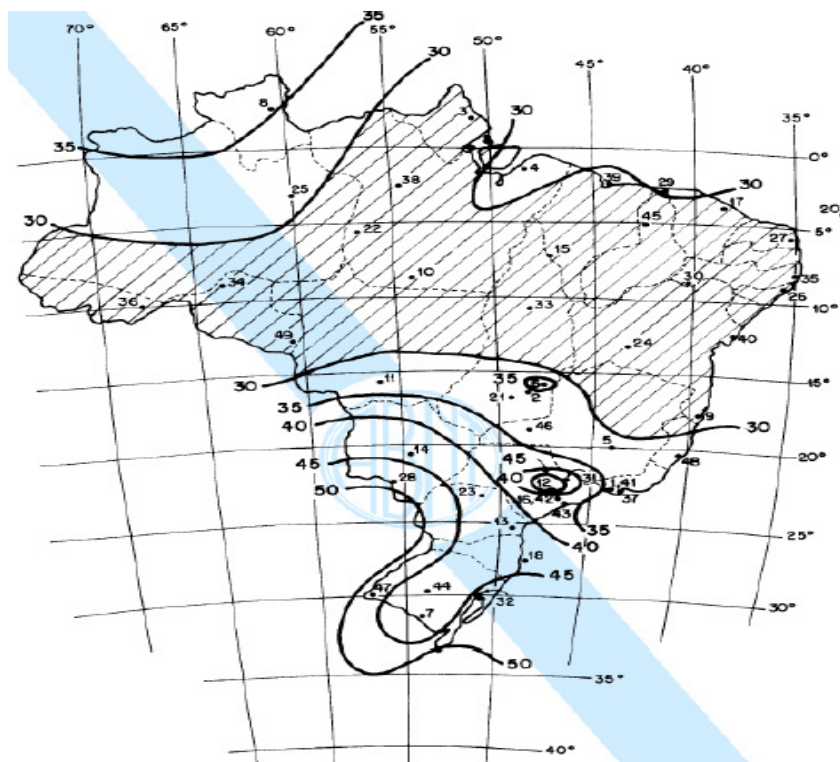
S_2 = fator que considera a rugosidade do terreno, altura sobre o terreno e as dimensões da edificação;

S_3 = fator estatístico;

q = pressão dinâmica do vento (Pa).

Para a determinação da velocidade básica do vento V_0 , a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5) indica o uso da figura 13 e considera para terrenos planos ou fracamente acidentados um valor de $S_1=1$.

Figura 13 - Isopletas de velocidade básica.



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

Já para a determinação do coeficiente S_2 é necessário saber a categoria e a classe na qual a obra está inserida. A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 8-9) divide as categorias em:

- a) categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- b) categoria II: terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
- c) categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- d) categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- e) categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

As classes são divididas em:

- a) classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- b) classe B: toda edificação ou parte de edificação área a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- c) classe C: toda edificação ou parte de edificação área a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Figura 14 - Tabela para valor de S_2 .

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

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988, p. 10).

A classificação mais apropriada para a estrutura em estudo seria a IV-A, que implica um fator máximo de $S_2 = 0,9$. Para efeitos de simplificação e segurança, será aplicado apenas o maior valor de S_2 .

Para o valor de S_3 , temos:

Figura 15 - Tabela para valor de S_3 .

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

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988, p. 10).

O grupo no qual se encaixa este projeto é o grupo 2, caracterizando um $S_3 = 1$.

A força do vento que atua em uma superfície plana é determinada pela fórmula 29 indicada pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4):

$$F = (C_e - C_i)q \cdot A \quad (29)$$

Sendo:

F = força do vento (N);

C_e = coeficiente de forma externo;


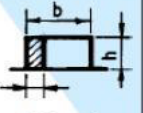

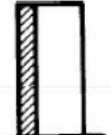
C_i = coeficiente de forma interno;

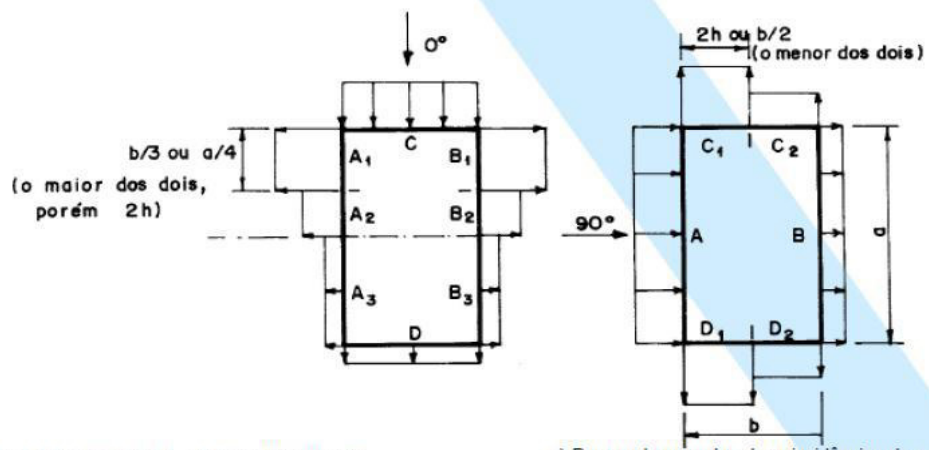
A = área da superfície plana (m²).

Para determinação dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de planta retangular, devem-se usar os valores da figura 16.

A figura 17 apresenta os valores dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular.

Figura 16 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta regular.

| Altura relativa | Valores de C_e para | | | | | | | | C_{pe} médio  | |
|---|---------------------------------------|---------------|------|------|---------------------|------|---------------|---------------|--|------|
| | $\alpha = 0^\circ$ | | | | $\alpha = 90^\circ$ | | | | | |
| | A_1 e B_1 | A_2 e B_2 | C | D | A | B | C_1 e D_1 | C_2 e D_2 | | |
|  $0,2 b$ ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ | $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$ | -0,8 | -0,5 | +0,7 | -0,4 | +0,7 | -0,4 | -0,8 | -0,4 | -0,9 |
| | $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$ | -0,8 | -0,4 | +0,7 | -0,3 | +0,7 | -0,5 | -0,9 | -0,5 | -1,0 |
|  $\frac{1}{2} h \leq \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$ | $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$ | -0,9 | -0,5 | +0,7 | -0,5 | +0,7 | -0,5 | -0,9 | -0,5 | -1,1 |
| | $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$ | -0,9 | -0,4 | +0,7 | -0,3 | +0,7 | -0,6 | -0,9 | -0,5 | -1,1 |
|  $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$ | $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$ | -1,0 | -0,6 | +0,8 | -0,6 | +0,8 | -0,6 | -1,0 | -0,6 | -1,2 |
| | $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$ | -1,0 | -0,5 | +0,8 | -0,3 | +0,8 | -0,6 | -1,0 | -0,6 | -1,2 |



Notas: a) Para a/b entre $3/2$ e 2 , interpolar linearmente.





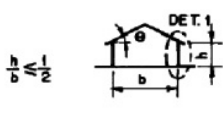
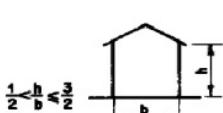
b) Para vento a 0° , nas partes A_3 e B_3 , o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:

- para $a/b = 1$: mesmo valor das partes A_2 e B_2 ;
- para $a/b \geq 2$: $C_e = -0,2$;
- para $1 < a/b < 2$: interpolar linearmente.

c) Para cada uma das duas incidências do vento (0° ou 90°), o coeficiente de pressão médio externo c_{pe} médio, é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma distância igual a $0,2 b$ ou h , considerando-se o menor destes dois valores.

d) Para determinar o coeficiente de arrasto, C_s , deve ser usado o gráfico da Figura 4 (vento de baixa turbulência) ou da Figura 5 (vento de alta turbulência - ver 6.5.3).

Figura 17 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos em edificações de planta regular.

| Altura relativa | θ | Valores de C_e para | | | | C_{pe} médio | | | |
|---|----------|-------------------------|------|--------------------|------|---|---|---|---|
| | | $\alpha = 90^\circ$ (A) | | $\alpha = 0^\circ$ | |  |  |  |  |
| | | EF | GH | EG | FH | | | | |
|  | 0° | -0,8 | -0,4 | -0,8 | -0,4 | -2,0 | -2,0 | -2,0 | -- |
| | 5° | -0,9 | -0,4 | -0,8 | -0,4 | -1,4 | -1,2 | -1,2 | -1,0 |
| | 10° | -1,2 | -0,4 | -0,8 | -0,6 | -1,4 | -1,4 | -1,2 | -1,2 |
| | 15° | -1,0 | -0,4 | -0,8 | -0,6 | -1,4 | -1,2 | -1,2 | -1,2 |
| | 20° | -0,4 | -0,4 | -0,7 | -0,6 | -1,0 | -1,2 | -1,2 | -1,2 |
| | 30° | 0 | -0,4 | -0,7 | -0,6 | -0,8 | -1,2 | -1,2 | -1,1 |
| | 45° | +0,3 | -0,5 | -0,7 | -0,6 | -0,6 | -1,2 | -1,2 | -1,1 |
| | 60° | +0,7 | -0,6 | -0,7 | -0,6 | -0,6 | -1,2 | -1,2 | -1,1 |
|  | 0° | -0,8 | -0,6 | -1,0 | -0,6 | -2,0 | -2,0 | -2,0 | -- |
| | 5° | -0,9 | -0,6 | -0,9 | -0,6 | -2,0 | -2,0 | -1,5 | -1,0 |
| | 10° | -1,1 | -0,6 | -0,8 | -0,6 | -2,0 | -2,0 | -1,5 | -1,2 |
| | 15° | -1,0 | -0,6 | -0,8 | -0,6 | -1,8 | -1,5 | -1,5 | -1,2 |
| | 20° | -0,7 | -0,5 | -0,8 | -0,6 | -1,5 | -1,5 | -1,5 | -1,0 |
| | 30° | -0,2 | -0,5 | -0,8 | -0,8 | -1,0 | -1,5 | -1,5 | -1,0 |
| | 45° | +0,2 | -0,5 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -1,5 | -1,5 | -1,0 |
| | 60° | +0,6 | -0,5 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -1,5 | -1,5 | -1,0 |

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988, p. 14).

Como já visto no item 5, que trata da arquitetura, a geometria do empreendimento retorna, a partir das tabelas, os seguintes valores para C_{pi} e C_{pe} :

Tabela 1 - Valores de C_{pi} e C_{pe} .

| | | |
|----------------------|-----------|----------|
| C_{pi} 1 | 0,2 | |
| C_{pi} 2 | -0,3 | |
| - | Vento 90° | Vento 0° |
| C_{pe} (parede 1) | 0,8 | -1 |
| C_{pe} (telhado 1) | -0,8 | -0,9 |
| C_{pe} (telhado 2) | -0,6 | -0,7 |
| C_{pe} (parede 2) | -1 | 0,8 |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Dessa forma, temos:

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

$$V_k = 30 \times 1 \times 0,9 \times 1$$

$$V_k = 27 \text{ m/s}$$

Logo,

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 = 446,877 \text{ N/m}^2$$

Assim, a máxima pressão de sucção, a ser considerada para efeito de combinação com as demais cargas uma vez que ventos de pressão aplicam esforços contrários a flexão gerada por estas, será:

$$F = (-1 - 0,2)446,877 \cdot A$$

$$F = 0,535 \text{ kN/m}^2 \times A$$

Ficando a área “A” a depender do painel a ser calculado.

7.2.2 Lajes

Levando-se em consideração que será utilizada uma laje alveolar, a NBR-6120, que trata das cargas acidentais nos edifícios, e considerando os seguintes dados, para efeito de dimensionamento, temos:

Tabela 2 - Dados considerados para dimensionamento.

| | |
|---|---------------------|
| Vão da laje | 7,74 m |
| Carga acidental | 2 kN/m ² |
| Carga permanente (contrapiso + revestimento) | 1 kN/m ² |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Figura 18 - Recomendações do fabricante.







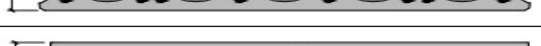
Quadro 5 - Alturas Mínimas (cm) para Lajes Alveolares TATU

| Vão (m) | Peso-próprio + Carga permanente + Carga acidental (kN/m ²) | | | | | | |
|---------|--|------|------|------|------|------|------|
| | 3,0 | 4,0 | 5,0 | 6,0 | 8,0 | 10,0 | 12,0 |
| 3,00 | 9,0 | 9,0 | 9,0 | 12,0 | 13,0 | 13,0 | 14,0 |
| 4,00 | 9,0 | 9,0 | 12,0 | 12,0 | 16,0 | 16,0 | 17,0 |
| 5,00 | 9,0 | 12,0 | 16,0 | 16,0 | 16,0 | 18,0 | 20,0 |
| 6,00 | 12,0 | 16,0 | 16,0 | 18,0 | 20,0 | 20,0 | 25,0 |
| 7,00 | 12,0 | 16,0 | 16,0 | 20,0 | 25,0 | 25,0 | 27,0 |
| 8,00 | 16,0 | 16,0 | 22,0 | 25,0 | 25,0 | 25,0 | 28,0 |
| 9,00 | 16,0 | 20,0 | 25,0 | 25,0 | 26,0 | 30,0 | 33,0 |
| 10,00 | 20,0 | 20,0 | 25,0 | 25,0 | 27,0 | 32,0 | 37,0 |
| 11,00 | 20,0 | 25,0 | 30,0 | 30,0 | 35,0 | 35,0 | 38,0 |
| 12,00 | 20,0 | 25,0 | 30,0 | 30,0 | 35,0 | 37,0 | 38,0 |

Fonte: Catálogo de Lajes – TATU (2018).

Pode-se determinar, assim, que a laje que atende as solicitações impostas é a H25, definida na figura a seguir:

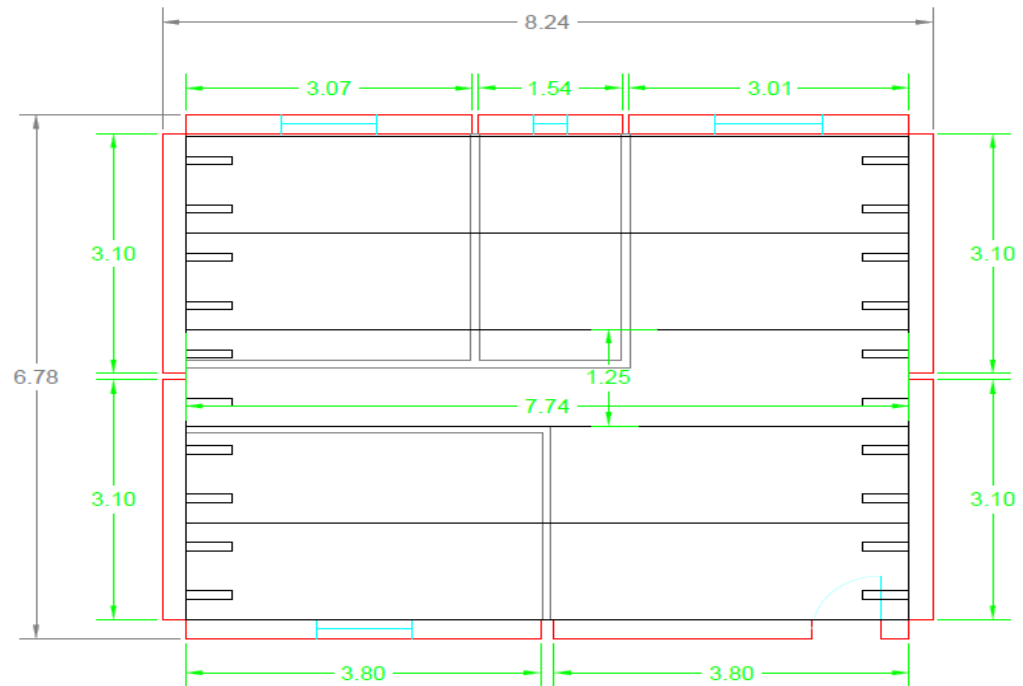
Figura 19 - Seções das lajes.

| | SEÇÃO TRANSVERSAL | CARACTERÍSTICAS |
|--------------------|--|--|
| PAINEL - PA |  | Altura=9 cm Peso-Próprio=1,50 kN/m ² I=5.476 cm ⁴ /m |
| |  | Altura=12 cm Peso-Próprio=2,20 kN/m ² I=13.623 cm ⁴ /m |
| |  | Altura=16 cm Peso-Próprio=2,45 kN/m ² I=29.668 cm ⁴ /m |
| |  | Altura=20 cm Peso-Próprio=2,80 kN/m ² I=54.344 cm ⁴ /m |
| PAINEL - PE |  | Altura= 20,5cm Peso-Próprio=3,05 kN/m ² I=59.964 cm ⁴ /m |
| |  | Altura=25 cm Peso-Próprio=3,62 kN/m ² I=106.904 cm ⁴ /m |
| |  | Altura=30 cm Peso-Próprio=4,20 kN/m ² I=180.572 cm ⁴ /m |

Fonte: Catálogo de Lajes – TATU (2018).

Ademais, a disposição das lajes, bem como suas condições de apoio, está exposta na imagem abaixo:

Figura 20 - Disposição das lajes na planta baixa.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

7.3 Pré dimensionamento

Dada a arquitetura já mostrada, a ser obedecida, serão definidos 6 tipos de painéis. Cada um partirá dos requisitos mínimos de armadura e espessura e serão submetidos às solicitações de projeto, seguindo as seguintes premissas:

- a) Em caso de falha, optar-se-á, preferencialmente, pela variação na taxa de armadura à variação na espessura do painel ou na resistência do concreto, de modo a manter fixo e igual o valor de espessura para todos os painéis, o que facilitaria uma posterior execução;
- b) Será admitida apenas a existência de 1 malha de armadura, no centro do painel, o que, conforme discutido no item **6.3.1** deste presente trabalho, resulta numa mínima largura de $\left(\frac{\text{Altura do painel}}{50}\right)$;
- c) O F_{ck} adotado é de 30 MPa.

O resultado do pré-dimensionamento para cada painel está disposto a seguir.

7.4 Painel A

O painel A, ilustrado na figura abaixo, tem a função de sustentação das lajes, logo a estes serão direcionados os esforços de apoio a estas.

Figura 21 - Geometria painel A.

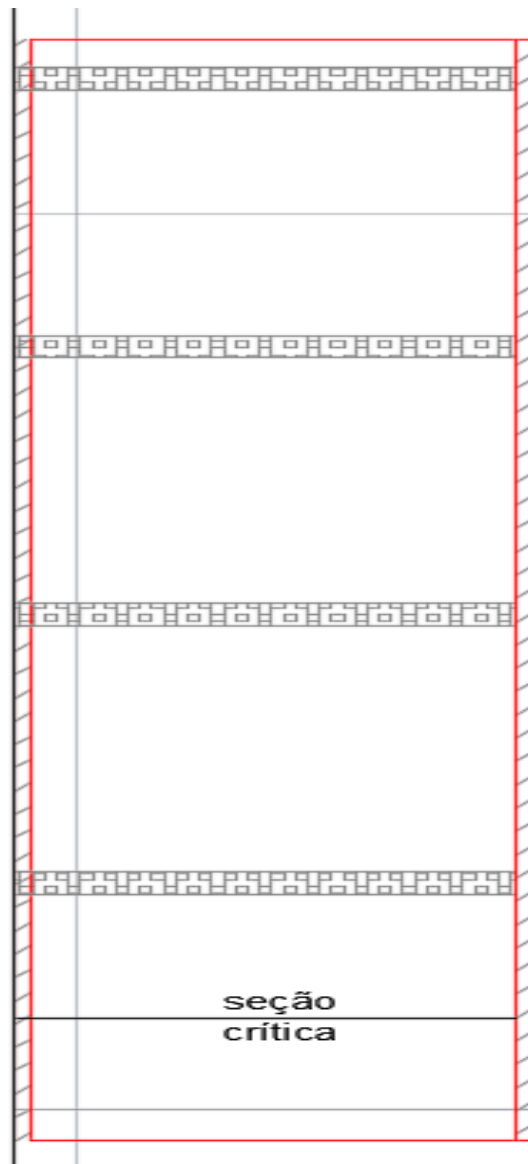


Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Dada a altura de 12,3m, a mínima espessura do painel é de 24,6 cm, que para efeitos executivos será ajustada para 25 cm.

A seção crítica, explicitada na imagem a seguir, possui uma $A_b = 7750 \text{ cm}^2$, logo a mínima armadura é, 0,25% deste valor, 19,38cm².

Figura 22 - Seção crítica painel A.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

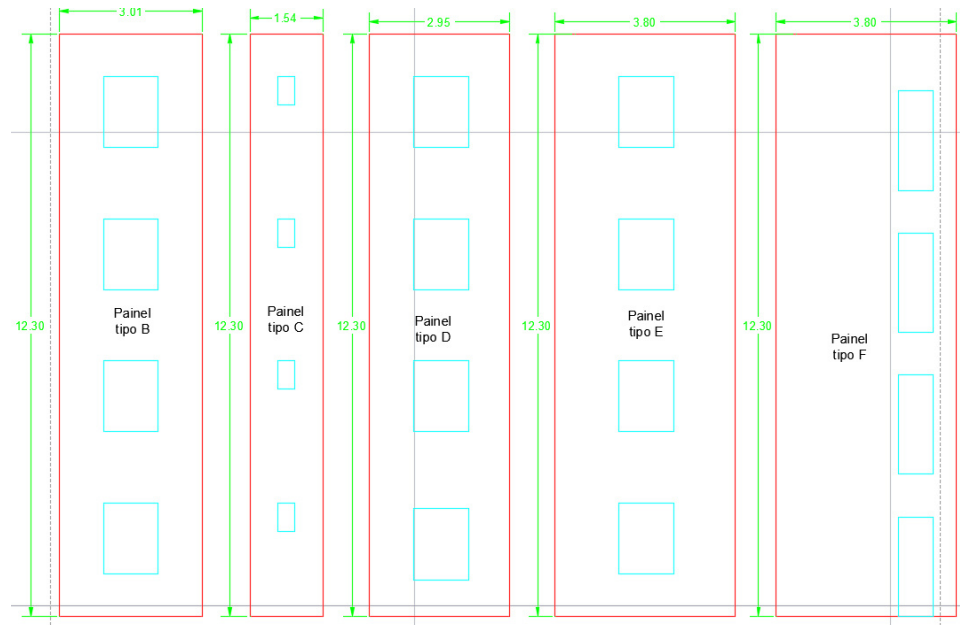
De modo a respeitar as normas descritas no item 6.3.1 deste trabalho as armaduras adotadas foram:

- a) 10 barras longitudinais de 16 mm, espaçadas em 30 cm;
- b) 27 barras transversais de 12,5 mm, espaçadas em 42,5 cm.

7.5 Painéis B, C, D, E e F

Os demais painéis se assemelham em função. Não apoiam lajes e servem majoritariamente para o contraventamento da estrutura e vedação da mesma. A imagem a seguir ilustra os painéis.

Figura 23 - Geometria painéis B, C, D, E, F.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

A tabela abaixo especifica valores de espessura, área bruta (A_b), armadura mínima e armadura adotada para cada um dos painéis.

Tabela 3 - Dados painéis A, B, C, D, E, F.

| Painel | Espessura (cm) | Área bruta (cm ²) | Armadura mínima (cm ²) | Armadura adotada (longitudinal/transversal) |
|--------|----------------|-------------------------------|------------------------------------|---|
| B | 25 | 4800 | 12 | 9 ϕ 16mm / 27 ϕ 12,5mm |
| C | 25 | 2975 | 7,43 | 5 ϕ 16mm / 27 ϕ 12,5mm |
| D | 25 | 5025 | 12,57 | 14 ϕ 16mm / 27 ϕ 12,5mm |
| E | 25 | 7000 | 17,5 | 14 ϕ 16mm / 27 ϕ 12,5mm |
| F | 25 | 8716 | 21,79 | 9 ϕ 16mm / 27 ϕ 12,5mm |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8 DIMENSIONAMENTO

8.1 PAINEL A

8.1.1 Solicitações

Conforme descrito no item 7.2 deste trabalho, as cargas solicitantes da estrutura neste painel são descritas na tabela abaixo:

Tabela 4 - Solicitações painel A.

| Carga | Valor |
|--------------------|------------|
| Peso próprio | 208,52 kN |
| Cargas acidentais | 24,32 kN |
| Cargas permanentes | 57,99 kN |
| Carga do vento | 1,694 kN/m |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.1.2 Verificação da tensão vertical na seção crítica

Primeiro verifica-se a tensão na seção crítica. Assim como comentado no item 7.3, em caso de falha será aumentada preferencialmente a resistência do concreto, de modo a manter constante a espessura entre os painéis. O resultado está disposto na tabela abaixo:

Tabela 5 - Verificação de tensão painel A.

| Verificação | $P_u/A_g \leq 0,06 \times f_c$ |
|-------------|--------------------------------|
| P_u | 689,347 kN |
| A_g | 0,775 m ² |
| F_c | 30 MPa |
| resultado | 0,8895 MPa \leq 1,8 Mpa |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Verificação de tensão atingiu os requisitos impostos.

8.1.3 Determinação do momento fletor resistente de cálculo

O valor do momento fletor de cálculo é encontrado partindo da relação, já descrita no item 7.1.1 deste trabalho, abaixo:

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Para a resolução da equação acima, é necessário primeiro determinar o valor de A_{se} , a área efetiva da armadura tracionada, dada por:

Tabela 6 - Armadura efetiva painel A.

| Equação | $A_{se} = A_s + \frac{P_u}{f_y} \cdot \left(\frac{e}{2d}\right)$ |
|-----------|--|
| A_s | 20,106 cm ² |
| P_u | 689,347 kN |
| f_y | 500 MPa |
| e | 25 cm |
| d | 12,5 cm |
| Resultado | $A_{se} = 33,893$ cm ² |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Como uma exigência do método necessita-se verificar se a seção é de tensão controlada. Para isso, deve-se realizar a verificação abaixo:

Tabela 7 - Verificação de tensão controlada painel A.

| Verificação | $\frac{c}{d} \leq 0,375$ |
|-------------|--|
| a | $\frac{A_{se} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = 2,144$ cm |
| β_1 | $0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f_c - 28}{7}\right) = 0,836$ |
| d | 12,5 cm |
| c | $\frac{a}{\beta_1} = 2,56$ |
| Resultado | $0,205 \leq 0,375$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tendo sido bem-sucedida a verificação, pode-se adotar o fator minorador $\phi = 0,9$ de acordo com a seção 21.2 do ACI 318-14.

Dessa forma, o momento fletor resistente pode ser encontrado ao se resolver a equação dada no início deste item:

Tabela 8 - Momento fletor resistente painel A.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$ |
| ϕ | 0,9 |
| A_{se} | 33,893 cm ² |
| f_y | 500 MPa |
| a | 2,144 cm |
| d | 12,5 cm |
| Resultado | $\phi M_n = 174,301$ kNm |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.1.4 Verificação do momento de fissuração

O momento de fissuração deve obedecer:

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

A determinação do valor do momento de fissuração se dá através da solução da equação abaixo:

Tabela 9 - Momento de fissuração painel A.

| | |
|-----------|--------------------------------------|
| Equação | $M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$ |
| I_g | 403645,83 cm ⁴ |
| f_r | 0,341 kN/cm ² |
| y_t | 12,5 cm |
| Resultado | $M_{cr} = 110,14$ kNm |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo:

$$\phi M_n = 174,301 \text{ kNm}$$

Temos:

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

$$174,301 \text{ kNm} \geq 110,14 \text{ kNm}$$

8.1.5 Momento fletor de cálculo

O momento fletor de cálculo é determinado a partir da soma dos efeitos de primeira e de segunda ordem, expressos na equação abaixo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

O valor do momento de primeira ordem é dado por:

Tabela 10 - Momento de primeira ordem painel A.

| Equação | $M_{u1} = \frac{w_u l_c^2}{8} + \frac{P_{uf} e_x}{2}$ |
|-----------|---|
| w_u | 2,373 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{uf} | 104,56 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{uf} = 28,385 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Partindo desse valor é possível fazer a primeira iteração:

Tabela 11 - Primeira iteração para momento total painel A.

| Equação | $\Delta_i = \frac{5 \cdot M_t \cdot l_c^2}{(0,75) \cdot 48 E_c I_{cr}}$ |
|-----------|---|
| M_t | $M_{u1} = 28,385 \text{ kNm}$ |
| l_c | 2,75 m |
| E_c | 30672,46 MPa |
| I_{cr} | 24647,66 cm ⁴ |
| Resultado | $\Delta_i = 0,00394 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Este resultado resulta em um novo valor para M_t diferente de M_{u1} , conforme:

$$M_t = M_{uf} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

$$M_t = 28,385 + 0,411 = 28,797 \text{ kNm}$$

Repetindo a iteração temos:

Tabela 12 - Segunda iteração para momento total painel A.

| Equação | $\Delta_i = \frac{5 \cdot M_t \cdot l_c^2}{(0,75) \cdot 48 E_c I_{cr}}$ |
|-----------|---|
| M_t | 28,797 kNm |
| l_c | 2,75 m |
| E_c | 30672,46 MPa |
| I_{cr} | 24647,66 cm ⁴ |
| Resultado | $\Delta_i = 0,004 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

$$M_t = 28,385 + 0,418 = 28,803 \text{ kNm}$$

Dada a inexpressividade da variação, foi interrompida a iteração e determinado como valor máximo de momento fletor $M_t = 28,803 \text{ kNm}$. Dado que:

$$\phi M_n \geq M_t$$

$$174,301 \text{ kNm} \geq 28,803 \text{ kNm}$$

Pode-se, então, atestar a segurança do painel à flexão.

8.1.6 Verificação de resistência ao esforço cortante

Calculando inicialmente V_c e V_s tem-se:

Tabela 13 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel A.

| Equação | $V_c = 2 \cdot f_c \cdot e \cdot l_w$ |
|-----------|---|
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 248 cm |
| k | Fator de conversão = 0,0006874574 $kN/psi \cdot cm^2$ |
| Resultado | $v_c = 562,30 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tabela 14 - Esforço cortante resistido pelo aço painel A.

| Equação | $V_s = A_v \cdot f_{yt} \cdot l_w \cdot s$ |
|-----------|--|
| A_v | 1,25 cm^2 |
| s | 42,5 |
| l_w | 248 cm |
| f_{yt} | 50 kN/cm^2 |
| Resultado | $v_s = 364,71 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo assim, o valor de V_n é dado pela soma:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 927,01 \text{ kN}$$

Seguindo, é necessário verificar o esmagamento da diagonal comprimida, dado pela fórmula:

Tabela 15 - Verificação de esmagamento painel A.

| Equação | $V_n \leq 10 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w$ |
|-----------|---|
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 248 cm |
| k | Fator de conversão = 0,0006874574 $\frac{kN}{psi \cdot cm^2}$ |
| Resultado | $v_n = 927,01 \text{ kN} \leq 2811,50 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Ademais, se faz necessária a checagem do máximo esforço cortante na estrutura:

$$V_u \leq 0,75 \cdot V_n$$

Seguindo as condições de apoio das lajes, discutidas no item 7.2.2 bem como a combinação de cargas de estado limite último foi utilizado o software fTool para precisar a maior carga de cortante atuante nos painéis como sendo de 19,7 kN, resultado da combinação de cargas originadas pelo vento a 0°, logo:

$$19,7 \text{ kN} \leq 695,25 \text{ kN}$$

8.1.7 Verificação das deformações de serviço

Verificadas todas as condições de estado limite último, verifica-se, então, as deformações de serviço, que devem obedecer:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

Logo, primeiramente define-se M_a , momento fletor dos carregamentos de serviço, como sendo:

$$M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s$$

Onde:

Tabela 16 - Momento dos carregamentos de serviço painel A.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $M_{sa} = \frac{w_s l_c^2}{8} + \frac{P_{us} e_x}{2}$ |
| w_s | 1,186 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{us} | 70,14 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{sa} = 9,89 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Seguindo o que foi descrito no item 7.1.5, temos:

$$M_{sa} \leq \frac{2}{3} \cdot M_{cr}$$

$$9,89 \text{ kNm} \leq \frac{2}{3} \cdot 110,14 \text{ kNm}$$

$$9,89 \text{ kNm} \leq 73,43 \text{ kNm}$$

Essa verificação permite ignorar os efeitos de segunda ordem para as deformações de serviço, assumindo definitivamente $M_a = M_{sa}$, e encontrar a máxima deformação de serviço

através da equação:

Tabela 17 - Máxima deformação de serviço painel A.

| | |
|---------------|---|
| Equação | $\Delta_s = \frac{M_a}{M_{cr}} \cdot \Delta_{cr}$ |
| M_a | 9,89 kNm |
| M_{cr} | 110,14 m |
| Δ_{cr} | $\Delta_{cr} = \frac{5 \cdot M_{cr} l_c^2}{48 E_c I_{cr}} = 0,0115 \text{ m}$ |
| Resultado | $\Delta_s = 0,0016 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo, temos:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

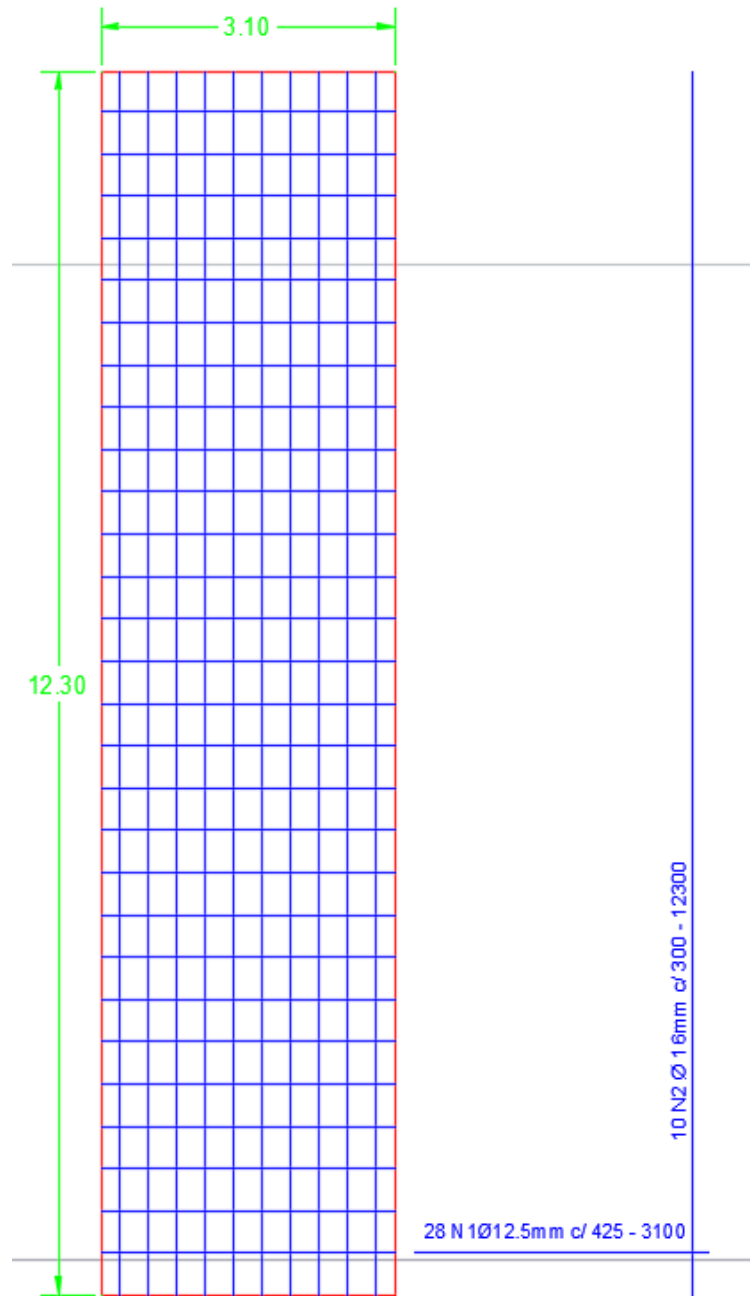
$$0,0016 \text{ m} \leq \frac{2,75}{150} \text{ m}$$

$$0,0016 \text{ m} \leq 0,0183 \text{ m}$$

8.1.8 Detalhamento

Tendo sido todas as verificações bem-sucedidas, o detalhamento do painel pode ser feito sem necessidade de alteração da armadura mínima. A figura abaixo detalha a distribuição da malha no centro do painel:

Figura 24 - Armaduras painel A.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.2 Painel B

8.2.1 Solicitações

As cargas solicitantes da estrutura neste painel são descritas na tabela abaixo:

Tabela 18 - Solicitações painel B.

| Carga | Valor |
|----------------|------------|
| Peso próprio | 208,52 kN |
| Carga do vento | 1,679 kN/m |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.2.2 Verificação da tensão vertical na seção crítica

Primeiro verifica-se a tensão na sessão crítica. O resultado está disposto na tabela abaixo:

Tabela 19 - Verificação de tensão painel B.

| Verificação | $P_u/A_g \leq 0,06 \times f_c$ |
|-------------|--------------------------------|
| P_u | 219,40 kN |
| A_g | 0,48 m ² |
| F_c | 30 MPa |
| Resultado | 0,4571 MPa \leq 1,8 MPa |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Verificação de tensão atingiu os requisitos impostos.

8.2.3 Determinação do momento fletor resistente de cálculo

O valor do momento fletor de cálculo é encontrado partindo da relação abaixo:

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para a resolução da equação acima, é necessário primeiro determinar o valor de A_{se} , a área efetiva da armadura tracionada, dada por:

Tabela 20 - Armadura efetiva painel B.

| Equação | $A_{se} = A_s + \frac{P_u}{f_y} \cdot \left(\frac{e}{2d}\right)$ |
|-----------|--|
| A_s | 12,064 cm ² |
| P_u | 219,40 Kn |
| f_y | 500 MPa |
| E | 25 cm |
| D | 12,5 cm |
| Resultado | $A_{se} = 16,452 \text{ cm}^2$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Como uma exigência do método necessita-se verificar se a seção é de tensão controlada. Para isso, deve-se realizar a verificação a seguir:

Tabela 21 - Verificação de tensão controlada painel B.

| Verificação | $\frac{c}{d} \leq 0,375$ |
|-------------|--|
| a | $\frac{A_{se} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = 1,051 \text{ cm}$ |
| β_1 | $0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f_c - 28}{7}\right) = 0,836$ |
| d | 12,5 cm |
| c | $\frac{a}{\beta_1} = 1,257$ |
| Resultado | $0,100 \leq 0,375$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tendo sido bem-sucedida a verificação, pode-se adotar o fator minorador $\phi = 0,9$ de acordo com a seção 21.2 do ACI 318-14.

Dessa forma, o momento fletor resistente pode ser encontrado ao se resolver a equação dada no início deste item:

Tabela 22 - Momento fletor resistente painel B.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$ |
| ϕ | 0,9 |
| A_{se} | 16,452 cm ² |
| f_y | 500 MPa |
| a | 1,051 cm |
| d | 12,5 cm |
| Resultado | $\phi M_n = 88,65$ kNm |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.2.4 Verificação do momento de fissuração

O momento de fissuração deve obedecer:

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

A determinação do valor do momento de fissuração se dá através da solução da equação a seguir:

Tabela 23 - Momento de fissuração painel B.

| | |
|-----------|--------------------------------------|
| Equação | $M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$ |
| I_g | 250000 cm ⁴ |
| f_r | 0,341 kN/cm ² |
| y_t | 12,5 cm |
| Resultado | $M_{cr} = 68,22$ kNm |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo:

$$\phi M_n = 88,65 \text{ kNm}$$

Temos:

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_{cr} \\ 88,65 \text{ kNm} &\geq 68,22 \text{ kNm} \end{aligned}$$

8.2.5 Momento fletor de cálculo

O momento fletor de cálculo é determinado a partir da soma dos efeitos de primeira e de segunda ordem, expressos na equação abaixo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

O valor do momento de primeira ordem é dado por:

Tabela 24 - Momento de primeira ordem painel A.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $M_{u1} = \frac{w_u l_c^2}{8} + \frac{P_{uf} e_x}{2}$ |
| w_u | 2,350 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{uf} | 0 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{uf} = 2,221 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Partindo desse valor é possível fazer a primeira iteração:

Tabela 25 - Primeira iteração para momento total painel B.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $\Delta_i = \frac{5 \cdot M_t \cdot l_c^2}{(0,75) \cdot 48 E_c I_{cr}}$ |
| M_t | $M_{u1} = 2,221 \text{ kNm}$ |
| l_c | 2,75 m |
| E_c | 30672,46 MPa |
| I_{cr} | 14364,34 cm ⁴ |
| Resultado | $\Delta_i = 0,000529 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

$$M_t = 2,221 + 219,40 \cdot 0,000529 = 2,34 \text{ kNm}$$

A partir daí há conversão dos valores iterados. Pode-se então verificar:

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_t \\ 88,65 \text{ kNm} &\geq 2,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Pode-se, então, atestar a segurança do painel à flexão.

8.2.6 Verificação de resistência ao esforço cortante

Calculando inicialmente V_c e V_s tem-se:

Tabela 26 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel B.

| Equação | $V_c = 2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w$ |
|-----------|--|
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 245,6 cm |
| k | Fator de conversão = $0,0006874574 \frac{\text{kN}}{\text{Psi} \cdot \text{cm}^2}$ |
| Resultado | $v_c = 556,86 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tabela 27 - Esforço cortante resistido pelo aço painel B.

| Equação | $V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot l_w}{s}$ |
|-----------|--|
| A_v | $1,25 \text{ cm}^2$ |
| s | 45 cm |
| l_w | 245,6 cm |
| f_{yt} | 50 kN/cm ² |
| Resultado | $v_s = 341,11 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo assim, o valor de V_n é dado pela soma:

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ V_n &= 887,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

Seguindo, é necessário verificar o esmagamento da diagonal comprimida, dado pela fórmula:

Tabela 28 - Verificação de esmagamento do painel B.

| Equação | $V_n \leq 10 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w$ |
|-----------|---|
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 245,6 cm |
| k | Fator de conversão = $0,0006874574 \frac{kN}{Psi \cdot cm^2}$ |
| Resultado | $v_n = 887,97 kN \leq 2784,29 kN$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Ademais, se faz necessária a checagem do máximo esforço cortante na estrutura:

$$V_u \leq 0,75 \cdot V_n$$

Novamente, foi utilizado o software fTool para precisar a maior carga de cortante atuante nos painéis B como sendo de 20,01 kN, logo:

$$20,01 kN \leq 665,97 kN$$

8.2.7 Verificação das deformações de serviço

Verificadas todas as condições de estado limite último, verifica-se, então, as deformações de serviço, que devem obedecer:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

Logo, primeiramente define-se M_a , momento fletor dos carregamentos de serviço, como sendo:

$$M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s$$

Onde:

Tabela 29 - Momento dos carregamentos de serviço painel B.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $M_{sa} = \frac{w_s l_c^2}{8} + \frac{P_{us} e_x}{2}$ |
| w_s | 1,175 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{us} | 0 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{sa} = 1,11 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Seguindo o que foi descrito no item 7.1.5, temos:

$$M_{sa} \leq \frac{2}{3} \cdot M_{cr}$$

$$1,11 \text{ kNm} \leq \frac{2}{3} \cdot 68,22 \text{ kNm}$$

$$1,11 \text{ kNm} \leq 45,48 \text{ kNm}$$

Sendo $M_a = M_{sa}$, pode-se encontrar a máxima deformação de serviço através da equação:

Tabela 30 - Máxima deformação de serviço painel B.

| | |
|---------------|---|
| Equação | $\Delta_s = \frac{M_a}{M_{cr}} \cdot \Delta_{cr}$ |
| M_a | 1,11 kNm |
| M_{cr} | 68,22 m |
| Δ_{cr} | $\Delta_{cr} = \frac{5 \cdot M_{cr} l_c^2}{48 E_c I_{cr}} = 0,0122 \text{ m}$ |
| Resultado | $\Delta_s = 0,0003 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo, temos:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

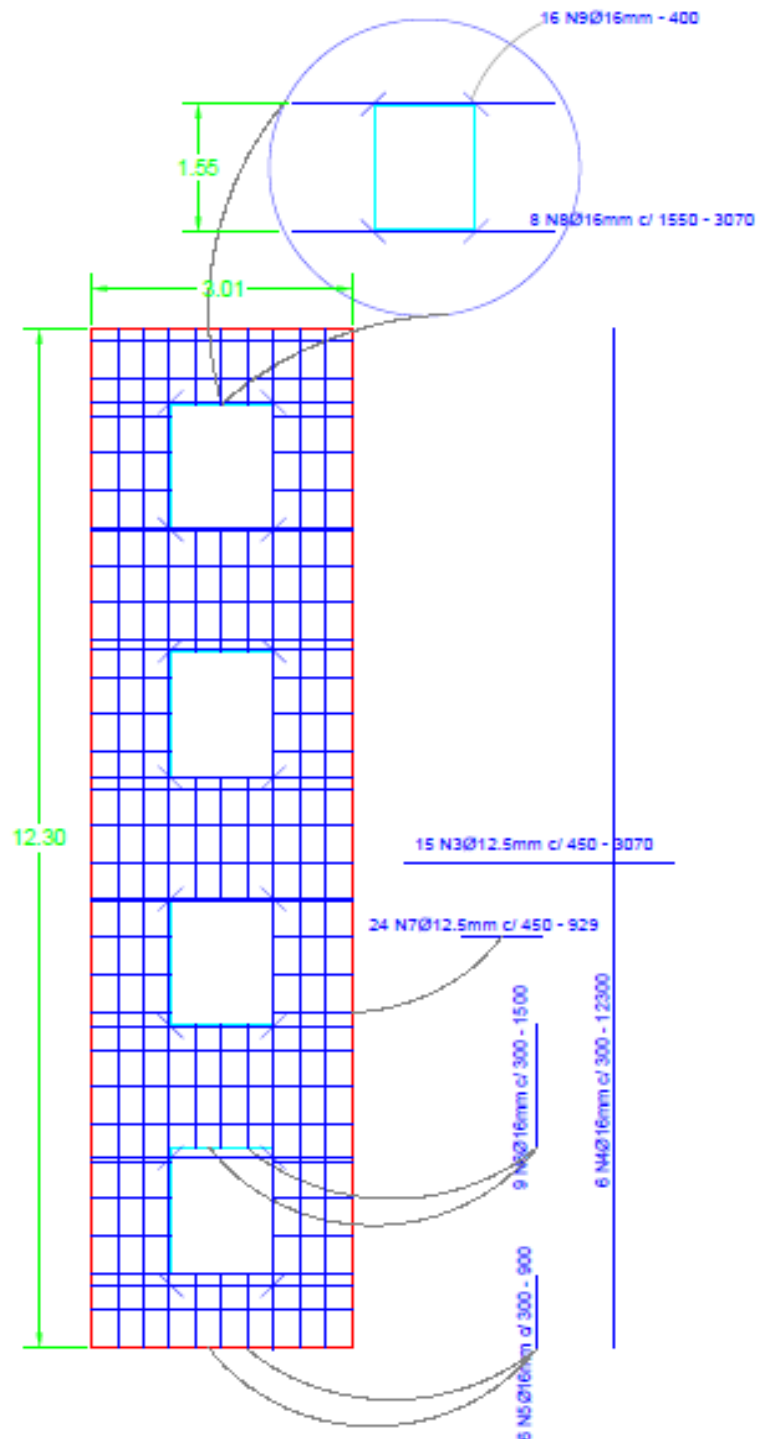
$$0,0003 \text{ m} \leq \frac{2,75}{150} \text{ m}$$

$$0,0003 \text{ m} \leq 0,0183 \text{ m}$$

8.2.8 Detalhamento

Tendo sido todas as verificações bem-sucedidas, o detalhamento do painel pode ser feito sem necessidade de alteração da armadura mínima. A figura abaixo detalha a distribuição da malha no centro do painel:

Figura 25 - Armaduras painel B.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.3 Painel C

8.3.1 Solicitações

As cargas solicitantes da estrutura neste painel são descritas na tabela abaixo:

Tabela 31 - Solicitações painel C.

| Carga | Valor |
|-----------------------|------------|
| Peso próprio | 99 kN |
| Carga do vento | 0,842 kN/m |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.3.2 Verificação da tensão vertical na seção crítica

Primeiro verifica-se a tensão na sessão crítica. O resultado está disposto na tabela abaixo:

Tabela 32 - Verificação de tensão painel C.

| Verificação | $P_u/A_g \leq 0,06 \times f_c$ |
|------------------|--------------------------------|
| P_u | 128,69 kN |
| A_g | 0,2975 m ² |
| F_c | 30 MPa |
| Resultado | 0,432 MPa \leq 1,8 MPa |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Verificação de tensão atingiu os requisitos impostos.

8.3.3 Determinação do momento fletor resistente de cálculo

O valor do momento fletor de cálculo é encontrado partindo da relação abaixo:

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Para a resolução da equação acima, é necessário primeiro determinar o valor de A_{se} , a área efetiva da armadura tracionada, dada por:

Tabela 33 - Armadura efetiva painel C.

| Equação | $A_{se} = A_s + \frac{P_u}{f_y} \cdot \left(\frac{e}{2d}\right)$ |
|-----------|--|
| A_s | 8,042 cm ² |
| P_u | 128,694 kN |
| f_y | 500 MPa |
| E | 25 cm |
| D | 12,5 cm |
| Resultado | $A_{se} = 10,616 \text{ cm}^2$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Como uma exigência do método necessita-se verificar se a seção é de tensão controlada. Para isso, deve-se realizar a verificação a seguir:

Tabela 34 - Verificação de tensão controlada painel C.

| Verificação | $\frac{c}{d} \leq 0,375$ |
|-------------|--|
| a | $\frac{A_{se} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = 1,352 \text{ cm}$ |
| β_1 | $0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f_c - 28}{7}\right) = 0,836$ |
| d | 12,5 cm |
| c | $\frac{a}{\beta_1} = 1,617$ |
| Resultado | $0,129 \leq 0,375$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tendo sido bem-sucedida a verificação, pode-se adotar o fator minerador $\phi = 0,9$ de acordo com a seção 21.2 do ACI 318-14.

Dessa forma, o momento fletor resistente pode ser encontrado ao se resolver a equação dada no início deste item:

Tabela 35 - Momento fletor resistente painel C.

| Equação | $\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})$ |
|-----------|--|
| ϕ | 0,9 |
| A_{se} | 10,616 cm ² |
| f_y | 500 MPa |
| a | 1,352 cm |
| d | 12,5 cm |
| Resultado | $\phi M_n = 56,48$ kNm |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.3.4 Verificação do momento de fissuração

O momento de fissuração deve obedecer:

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

A determinação do valor do momento de fissuração se dá através da solução da equação abaixo:

Tabela 36 - Momento de fissuração painel C.

| Equação | $M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$ |
|-----------|--------------------------------------|
| I_g | 154947 cm ⁴ |
| f_r | 0,341 kN/cm ² |
| y_t | 12,5 cm |
| Resultado | $M_{cr} = 42,28$ kNm |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo:

$$\phi M_n = 56,48 \text{ kNm}$$

Temos:

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_{cr} \\ 56,48 \text{ kNm} &\geq 42,28 \text{ kNm} \end{aligned}$$

8.3.5 Momento fletor de cálculo

O momento fletor de cálculo é determinado a partir da soma dos efeitos de primeira e de segunda ordem, expressos na equação abaixo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

O valor do momento de primeira ordem é dado por:

Tabela 37 - Momentos de primeira ordem painel C.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $M_{u1} = \frac{w_u l_c^2}{8} + \frac{P_{uf} e_x}{2}$ |
| w_u | 1,179 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{uf} | 0 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{uf} = 1,114 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Partindo desse valor é possível fazer a primeira iteração:

Tabela 38 - Primeira iteração para momento total painel C.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $\Delta_i = \frac{5 \cdot M_t \cdot l_c^2}{(0,75) \cdot 48 E_c I_{cr}}$ |
| M_t | $M_{u1} = 1,114 \text{ kNm}$ |
| l_c | 2,75 m |
| E_c | 30672,46 MPa |
| I_{cr} | 8775,971 cm ⁴ |
| Resultado | $\Delta_i = 0,000434 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

$$M_t = 2,221 + 99 \cdot 0,000434 = 1,17 \text{ kNm}$$

Partido deste ponto os valores para o momento convergem, pode-se então verificar:

$$\phi M_n \geq M_t$$

$$56,48 \text{ kNm} \geq 1,17 \text{ kNm}$$

Pode-se, então, atestar a segurança do painel à flexão.

8.3.6 Verificação de resistência ao esforço cortante

Calculando inicialmente V_c e V_s tem-se:

Tabela 39 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel C.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $V_c = 2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w$ |
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 123,20 cm |
| k | Fator de conversão = $0,0006874574 \frac{kN}{Psi \cdot cm^2}$ |
| Resultado | $v_c = 279,34 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tabela 40 - Esforço cortante resistido pelo aço painel C.

| | |
|-----------|--|
| Equação | $V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot l_w}{s}$ |
| A_v | $1,25 \text{ cm}^2$ |
| s | 45 cm |
| l_w | 123,20 cm |
| f_{yt} | 50 kN/cm ² |
| Resultado | $v_s = 171,11 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo assim, o valor de V_n é dado pela soma:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 450,45 \text{ kN}$$

Seguindo, é necessário verificar o esmagamento da diagonal comprimida, dado pela fórmula:

Tabela 41 - Verificação de esmagamento painel C.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $V_n \leq 10 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w$ |
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 245,6 cm |
| k | Fator de conversão = $0,0006874574 \frac{kN}{Psi \cdot cm^2}$ |
| Resultado | $v_n = 1396,68 kN \leq 2784,29 kN$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Ademais, se faz necessária a checagem do máximo esforço cortante na estrutura:

$$V_u \leq 0,75 \cdot V_n$$

Novamente, foi utilizado o software fTool para precisar a maior carga de cortante atuante nos painéis C como sendo de 10,2 kN, logo:

$$10,2 kN \leq 1047,51 kN$$

8.3.7 Verificação das deformações de serviço

Verificadas todas as condições de estado limite último, verifica-se, então, as deformações de serviço, que devem obedecer:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

Logo, primeiramente define-se M_a , momento fletor dos carregamentos de serviço, como sendo:

$$M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s$$

Onde:

Tabela 42 - Momento dos carregamentos de serviço painel C.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $M_{sa} = \frac{w_s l_c^2}{8} + \frac{P_{us} e_x}{2}$ |
| w_s | 0,589 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{us} | 0 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{sa} = 0,56 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Seguindo o que foi descrito no item 7.1.5, temos:

$$M_{sa} \leq \frac{2}{3} \cdot M_{cr}$$

$$1,11 \text{ kNm} \leq \frac{2}{3} \cdot 68,22 \text{ kNm}$$

$$1,11 \text{ kNm} \leq 45,48 \text{ kNm}$$

Sendo $M_a = M_{sa}$, pode-se encontrar a máxima deformação de serviço através da equação:

Tabela 43 - Máxima deformação de serviço painel C.

| | |
|---------------|---|
| Equação | $\Delta_s = \frac{M_a}{M_{cr}} \cdot \Delta_{cr}$ |
| M_a | 0,56 kNm |
| M_{cr} | 42,28 kNm |
| Δ_{cr} | $\Delta_{cr} = \frac{5 \cdot M_{cr} l_c^2}{48 E_c I_{cr}} = 0,0124 \text{ m}$ |
| Resultado | $\Delta_s = 0,0002 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo, temos:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

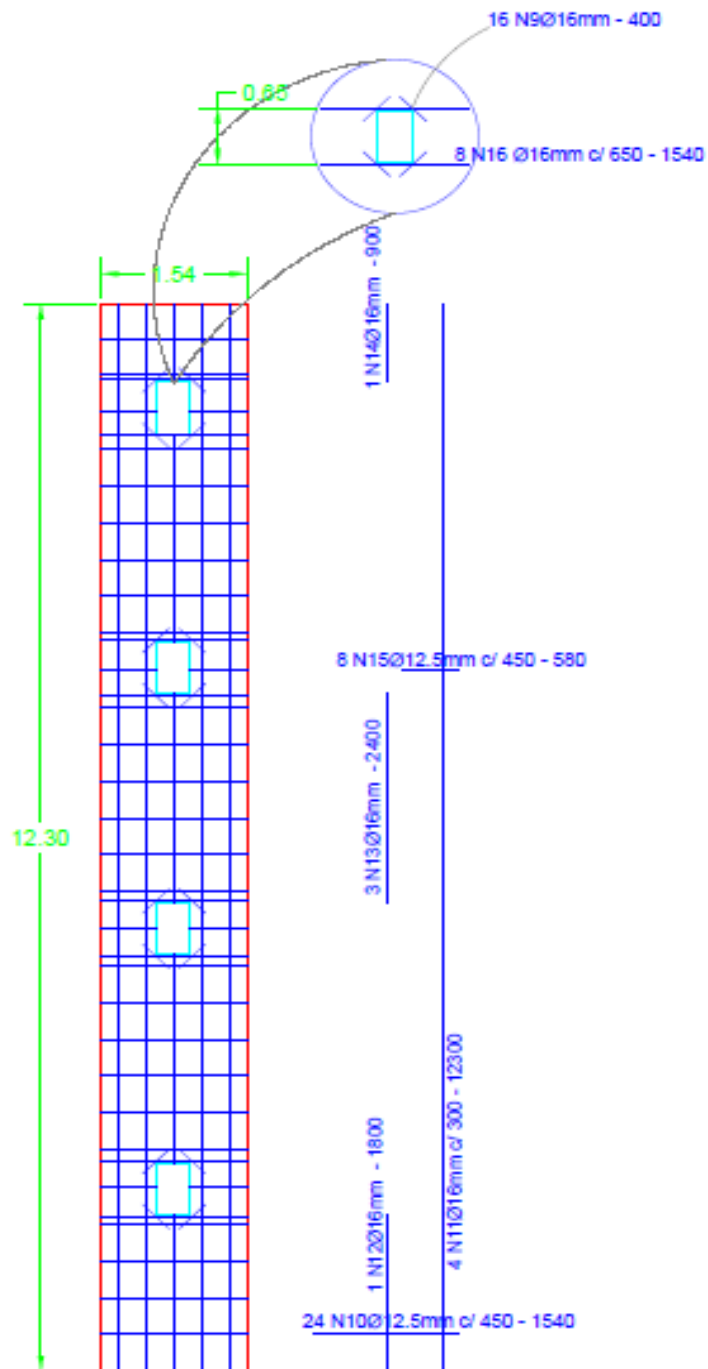
$$0,0002 \text{ m} \leq \frac{2,75}{150} \text{ m}$$

$$0,0002 \text{ m} \leq 0,0183 \text{ m}$$

8.3.8 Detalhamento

Tendo sido todas as verificações bem-sucedidas, o detalhamento do painel pode ser feito sem necessidade de alteração da armadura mínima. A figura abaixo detalha a distribuição da malha no centro do painel:

Figura 26 - Armaduras painel C.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.4 Painel D

8.4.1 Solicitações

As cargas solicitantes da estrutura neste painel são descritas na tabela abaixo:

Tabela 44 - Solicitações painéis D.

| Carga | Valor |
|----------------|------------|
| Peso próprio | 169,66 kN |
| Carga do vento | 1,646 kN/m |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.4.2 Verificação da tensão vertical na seção crítica

Primeiro verifica-se a tensão na sessão crítica. O resultado está disposto na tabela abaixo:

Tabela 45 - Verificação de tensão painel D.

| Verificação | $P_u/A_g \leq 0,06 \times f_c$ |
|-------------|--------------------------------|
| P_u | 220,55 kN |
| A_g | 0,5025 m ² |
| F_c | 30 MPa |
| Resultado | 0,439 MPa \leq 1,8 MPa |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Verificação de tensão atingiu os requisitos impostos.

8.4.3 Determinação do momento fletor resistente de cálculo

O valor do momento fletor de cálculo é encontrado partindo da relação abaixo:

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Para a resolução da equação acima, é necessário primeiro determinar o valor de A_{se} , a área efetiva da armadura tracionada, dada por:

Tabela 46 - Armadura efetiva painel D.

| Equação | $A_{se} = A_s + \frac{P_u}{f_y} \cdot \left(\frac{e}{2d}\right)$ |
|-----------|--|
| A_s | 14,074 cm ² |
| P_u | 220,55 kN |
| f_y | 500 MPa |
| e | 25 cm |
| d | 12,5 cm |
| Resultado | $A_{se} = 18,485 \text{ cm}^2$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Como uma exigência do método necessita-se verificar se a seção é de tensão controlada. Para isso, deve-se realizar a verificação a seguir:

Tabela 47 - Verificação de tensão controlada painel D.

| Verificação | $\frac{c}{d} \leq 0,375$ |
|-------------|--|
| a | $\frac{A_{se} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = 1,204 \text{ cm}$ |
| β_1 | $0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f_c - 28}{7}\right) = 0,836$ |
| d | 12,5 cm |
| c | $\frac{a}{\beta_1} = 1,441$ |
| Resultado | $0,115 \leq 0,375$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tendo sido bem-sucedida a verificação, pode-se adotar o fator minorador $\phi = 0,9$ de acordo com a seção 21.2 do ACI 318-14.

Dessa forma, o momento fletor resistente pode ser encontrado ao se resolver a equação dada no início deste item:

Tabela 48 - Momento fletor resistente painel D.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$ |
| ϕ | 0,9 |
| A_{se} | 18,485 cm ² |
| f_y | 500 MPa |
| a | 1,204 cm |
| d | 12,5 cm |
| Resultado | $\phi M_n = 98,97$ kNm |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.4.4 Verificação do momento de fissuração

O momento de fissuração deve obedecer:

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

A determinação do valor do momento de fissuração se dá através da solução da equação abaixo:

Tabela 49 - Momento de fissuração painel D.

| | |
|-----------|--------------------------------------|
| Equação | $M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$ |
| I_g | 261718 cm ⁴ |
| f_r | 0,341 kN/cm ² |
| y_t | 12,5 cm |
| Resultado | $M_{cr} = 71,41$ kNm |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo:

$$\phi M_n = 98,97 \text{ kNm}$$

Temos:

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_{cr} \\ 98,97 \text{ kNm} &\geq 71,41 \text{ kNm} \end{aligned}$$

8.4.5 Momento fletor de cálculo

O momento fletor de cálculo é determinado a partir da soma dos efeitos de primeira e de segunda ordem, expressos na equação abaixo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

O valor do momento de primeira ordem é dado por:

Tabela 50 - Momento de primeira ordem painel D.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $M_{u1} = \frac{w_u l_c^2}{8} + \frac{P_{uf} e_x}{2}$ |
| w_u | 2,304 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{uf} | 0 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{uf} = 2,178 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Partindo desse valor é possível fazer a primeira iteração:

Tabela 51 - Primeira iteração para momento total painel D.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $\Delta_i = \frac{5 \cdot M_t \cdot l_c^2}{(0,75) \cdot 48 E_c I_{cr}}$ |
| M_t | $M_{u1} = 2,178 \text{ kNm}$ |
| l_c | 2,75 m |
| E_c | 30672,46 MPa |
| I_{cr} | 15679 cm ⁴ |
| Resultado | $\Delta_i = 0,000475 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

$$M_t = 2,221 + 169,66 \cdot 0,000475 = 2,28 \text{ kNm}$$

A partir daí há conversão dos valores iterados. Pode-se então verificar:

$$\phi M_n \geq M_t$$

$$98,97 \text{ kNm} \geq 2,17 \text{ kNm}$$

Pode-se, então, atestar a segurança do painel à flexão.

8.4.6 Verificação de resistência ao esforço cortante.

Calculando inicialmente V_c e V_s tem-se:

Tabela 52 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel D.

| Equação | $V_c = 2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w$ |
|-----------|---|
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 240,80 cm |
| k | Fator de conversão = $0,0006874574 \frac{kN}{Psi \cdot cm^2}$ |
| Resultado | $v_c = 545,98 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tabela 53 - Esforço cortante resistido pelo aço painel D.

| Equação | $V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot l_w}{s}$ |
|-----------|--|
| A_v | $1,25 \text{ cm}^2$ |
| s | 45 cm |
| l_w | 240,80 cm |
| f_{yt} | 50 kN/cm ² |
| Resultado | $v_s = 334,44 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo assim, o valor de V_n é dado pela soma:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 880,42 \text{ kN}$$

Seguindo, é necessário verificar o esmagamento da diagonal comprimida, dado pela fórmula:

Tabela 54 - Verificação de esmagamento painel D.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $V_n \leq 10 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w$ |
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 245,6 cm |
| K | Fator de conversão = $0,0006874574 \frac{kN}{Psi \cdot cm^2}$ |
| Resultado | $v_n = 880,42 kN \leq 2784,29 kN$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Ademais, se faz necessária a checagem do máximo esforço cortante na estrutura:

$$V_u \leq 0,75 \cdot V_n$$

Novamente, foi utilizado o software fTool para precisar a maior carga de cortante atuante nos painéis D como sendo de 14,1 kN, logo:

$$14,1 kN \leq 660,31 kN$$

8.4.7 Verificação das deformações de serviço

Verificadas todas as condições de estado limite último, verifica-se, então, as deformações de serviço, que devem obedecer:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

Logo, primeiramente define-se M_a , momento fletor dos carregamentos de serviço, como sendo:

$$M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s$$

Onde:

Tabela 55 - Momento dos carregamentos de serviço painel D.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $M_{sa} = \frac{w_s l_c^2}{8} + \frac{P_{us} e_x}{2}$ |
| w_s | 1,152 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{us} | 0 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{sa} = 1,09 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Seguindo o que foi descrito no item 7.1.5, temos:

$$M_{sa} \leq \frac{2}{3} \cdot M_{cr}$$

$$1,11 \text{ kNm} \leq \frac{2}{3} \cdot 68,22 \text{ kNm}$$

$$1,11 \text{ kNm} \leq 45,48 \text{ kNm}$$

Sendo $M_a = M_{sa}$, pode-se encontrar a máxima deformação de serviço através da equação:

Tabela 56 - Máxima deformação de serviço painel D.

| | |
|---------------|---|
| Equação | $\Delta_s = \frac{M_a}{M_{cr}} \cdot \Delta_{cr}$ |
| M_a | 0,56 kNm |
| M_{cr} | 71,41 kNm |
| Δ_{cr} | $\Delta_{cr} = \frac{5 \cdot M_{cr} l_c^2}{48 E_c I_{cr}} = 0,0124 \text{ m}$ |
| Resultado | $\Delta_s = 0,0117 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo, temos:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

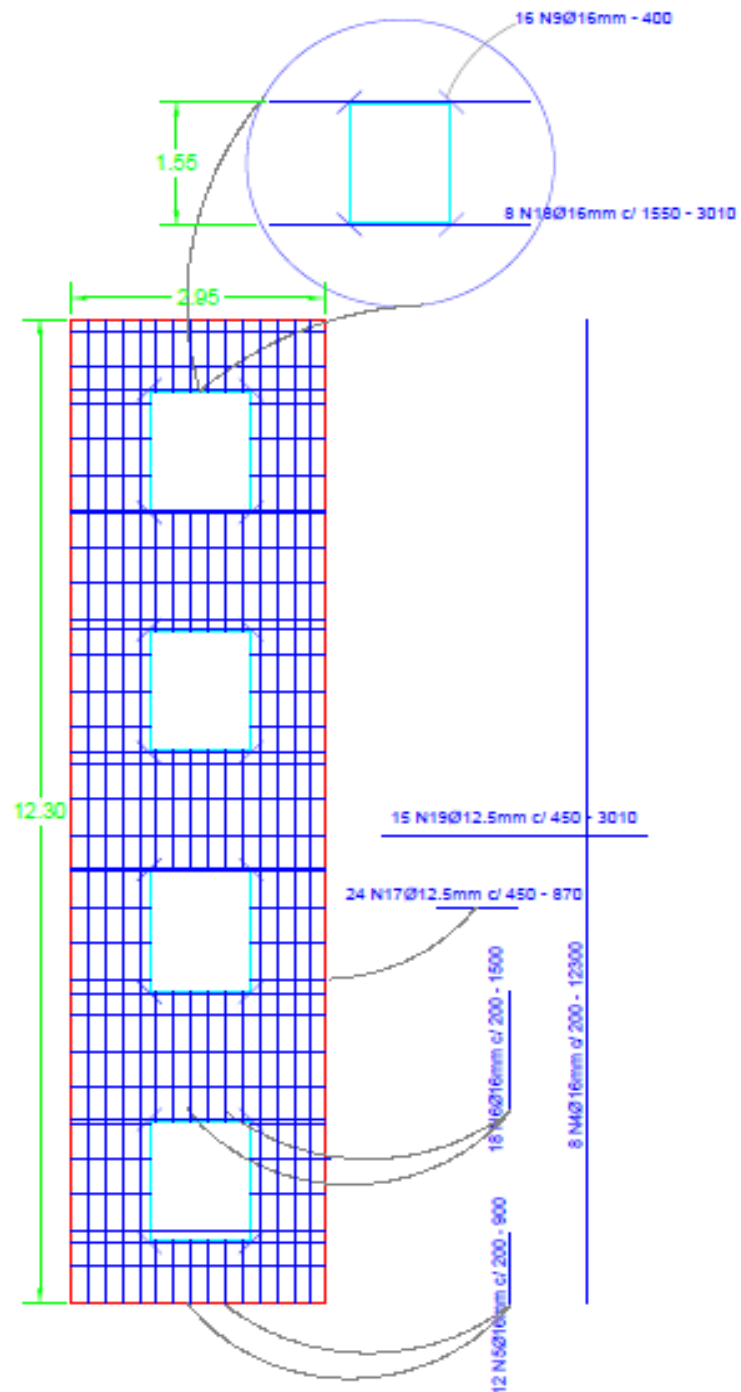
$$0,0003 \text{ m} \leq \frac{2,75}{150} \text{ m}$$

$$0,0003 \text{ m} \leq 0,0183 \text{ m}$$

8.4.8 Detalhamento

Tendo sido todas as verificações bem-sucedidas, o detalhamento do painel pode ser feito sem necessidade de alteração da armadura mínima. A figura abaixo detalha a distribuição da malha no centro do painel:

Figura 27 - Armaduras painel D.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.5 Painel E

8.5.1 Solicitações

As cargas solicitantes da estrutura neste painel são descritas na tabela abaixo:

Tabela 57 - Solicitações painel E.

| Carga | Valor |
|----------------|------------|
| Peso próprio | 222,80 kN |
| Carga do vento | 1,645 kN/m |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.5.2 Verificação da tensão vertical na seção crítica

Primeiro verifica-se a tensão na sessão crítica. O resultado está disposto na tabela abaixo:

Tabela 58 - Verificação de tensão controlada painel E.

| Verificação | $P_u/A_g \leq 0,06 \times f_c$ |
|-------------|--------------------------------|
| P_u | 311,916 kN |
| A_g | 0,7 m ² |
| F_c | 30 MPa |
| Resultado | 0,4456 MPa \leq 1,8 MPa |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Verificação de tensão atingiu os requisitos impostos.

8.5.3 Determinação do momento fletor resistente de cálculo

O valor do momento fletor de cálculo é encontrado partindo da relação abaixo:

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para a resolução da equação acima, é necessário primeiro determinar o valor de A_{se} , a área efetiva da armadura tracionada, dada por:

Tabela 59 - Armadura efetiva painel E.

| Equação | $A_{se} = A_s + \frac{P_u}{f_y} \cdot \left(\frac{e}{2d}\right)$ |
|-----------|--|
| A_s | 20,11 cm ² |
| P_u | 311,916 kN |
| f_y | 500 MPa |
| e | 25 cm |
| d | 12,5 cm |
| Resultado | $A_{se} = 26,34 \text{ cm}^2$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Como uma exigência do método necessita-se verificar se a seção é de tensão controlada. Para isso, deve-se realizar a verificação a seguir:

Tabela 60 - Verificação de tensão controlada painel E.

| Verificação | $\frac{c}{d} \leq 0,375$ |
|-------------|--|
| a | $\frac{A_{se} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = 1,359 \text{ cm}$ |
| β_1 | $0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f_c - 28}{7}\right) = 0,836$ |
| d | 12,5 cm |
| c | $\frac{a}{\beta_1} = 1,626$ |
| Resultado | $0,130 \leq 0,375$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tendo sido bem-sucedida a verificação, pode-se adotar o fator minorador $\phi = 0,9$ de acordo com a seção 21.2 do ACI 318-14.

Dessa forma, o momento fletor resistente pode ser encontrado ao se resolver a equação dada no início deste item:

Tabela 61 - Momento fletor resistente painel E.

| | |
|-----------|--|
| Equação | $\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})$ |
| ϕ | 0,9 |
| A_{se} | 26,34 cm ² |
| f_y | 500 MPa |
| a | 1,359 cm |
| d | 12,5 cm |
| Resultado | $\phi M_n = 140,13 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.5.4 Verificação do momento de fissuração

O momento de fissuração deve obedecer:

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

A determinação do valor do momento de fissuração se dá através da solução da equação abaixo:

Tabela 62 - Momento de fissuração painel E.

| | |
|-----------|--------------------------------------|
| Equação | $M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$ |
| I_g | 364583 cm ⁴ |
| f_r | 0,341 kN/cm ² |
| y_t | 12,5 cm |
| Resultado | $M_{cr} = 99,4874 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo:

$$\phi M_n = 99,48 \text{ kNm}$$

Temos:

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_{cr} \\ 140,13 \text{ kNm} &\geq 99,48 \text{ kNm} \end{aligned}$$

8.5.5 Momento fletor de cálculo

O momento fletor de cálculo é determinado a partir da soma dos efeitos de primeira e de segunda ordem, expressos na equação abaixo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

O valor do momento de primeira ordem é dado por:

Tabela 63 - Momento de primeira ordem painel E.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $M_{u1} = \frac{w_u l_c^2}{8} + \frac{P_{uf} e_x}{2}$ |
| w_u | 2,909 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{uf} | 0 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{uf} = 2,750 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Partindo desse valor é possível fazer a primeira iteração:

Tabela 64 - Primeira iteração para momento total painel E.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $\Delta_i = \frac{5 \cdot M_t \cdot l_c^2}{(0,75) \cdot 48 E_c I_{cr}}$ |
| M_t | $M_{u1} = 2,750 \text{ kNm}$ |
| l_c | 2,75 m |
| E_c | 30672,46 MPa |
| I_{cr} | 364583 cm ⁴ |
| Resultado | $\Delta_i = 0,000433 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

$$M_t = 2,75 + 311,91 \cdot 0,000433 = 2,88 \text{ kNm}$$

A partir daí há conversão dos valores iterados. Pode-se então verificar:

$$\phi M_n \geq M_t$$

$$140,13 \text{ kNm} \geq 2,88 \text{ kNm}$$

Pode-se, então, atestar a segurança do painel à flexão.

8.5.6 Verificação de resistência ao esforço cortante

Calculando inicialmente V_c e V_s tem-se:

Tabela 65 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel E.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $V_c = 2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w$ |
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 304 cm |
| k | Fator de conversão = $0,0006874574 \frac{kN}{Psi \cdot cm^2}$ |
| Resultado | $v_c = 689,27 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tabela 66 - Esforço cortante resistido pelo aço painel E.

| | |
|-----------|--|
| Equação | $V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot l_w}{s}$ |
| A_v | $1,25 \text{ cm}^2$ |
| s | 45 cm |
| l_w | 304 cm |
| f_{yt} | 50 kN/cm ² |
| Resultado | $v_s = 422,22 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo assim, o valor de V_n é dado pela soma:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 1111,49 \text{ kN}$$

Seguindo, é necessário verificar o esmagamento da diagonal comprimida, dado pela fórmula:

Tabela 67 - Verificação de esmagamento painel E.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $V_n \leq 10 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w$ |
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 304 |
| k | Fator de conversão = $0,0006874574 \frac{kN}{Psi \cdot cm^2}$ |
| Resultado | $v_n = 1111,49 kN \leq 3446,36 kN$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Ademais, se faz necessária a checagem do máximo esforço cortante na estrutura:

$$V_u \leq 0,75 \cdot V_n$$

Novamente, foi utilizado o software fTool para precisar a maior carga de cortante atuante nos painéis E como sendo de 14,1 kN, logo:

$$14,1 kN \leq 833,61 kN$$

8.5.7 Verificação das deformações de serviço

Verificadas todas as condições de estado limite último, verifica-se, então, as deformações de serviço, que devem obedecer:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

Logo, primeiramente define-se M_a , momento fletor dos carregamentos de serviço, como sendo:

$$M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s$$

Onde:

Tabela 68 - Momento dos carregamentos de serviço painel E.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $M_{sa} = \frac{w_s l_c^2}{8} + \frac{P_{us} e_x}{2}$ |
| w_s | 1,454 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{us} | 0 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{sa} = 1,37 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Seguindo o que foi descrito no item 7.1.5, temos:

$$M_{sa} \leq \frac{2}{3} \cdot M_{cr}$$

$$1,37 \text{ kNm} \leq \frac{2}{3} \cdot 99,48 \text{ kNm}$$

$$1,37 \text{ kNm} \leq 66,32 \text{ kNm}$$

Sendo $M_a = M_{sa}$, pode-se encontrar a máxima deformação de serviço através da equação:

Tabela 69 - Máxima deformação de serviço painel E.

| | |
|---------------|---|
| Equação | $\Delta_s = \frac{M_a}{M_{cr}} \cdot \Delta_{cr}$ |
| M_a | 0,56 kNm |
| M_{cr} | 71,41 kNm |
| Δ_{cr} | $\Delta_{cr} = \frac{5 \cdot M_{cr} l_c^2}{48 E_c I_{cr}} = 0,0124 \text{ m}$ |
| Resultado | $\Delta_s = 0,0117 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo, temos:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

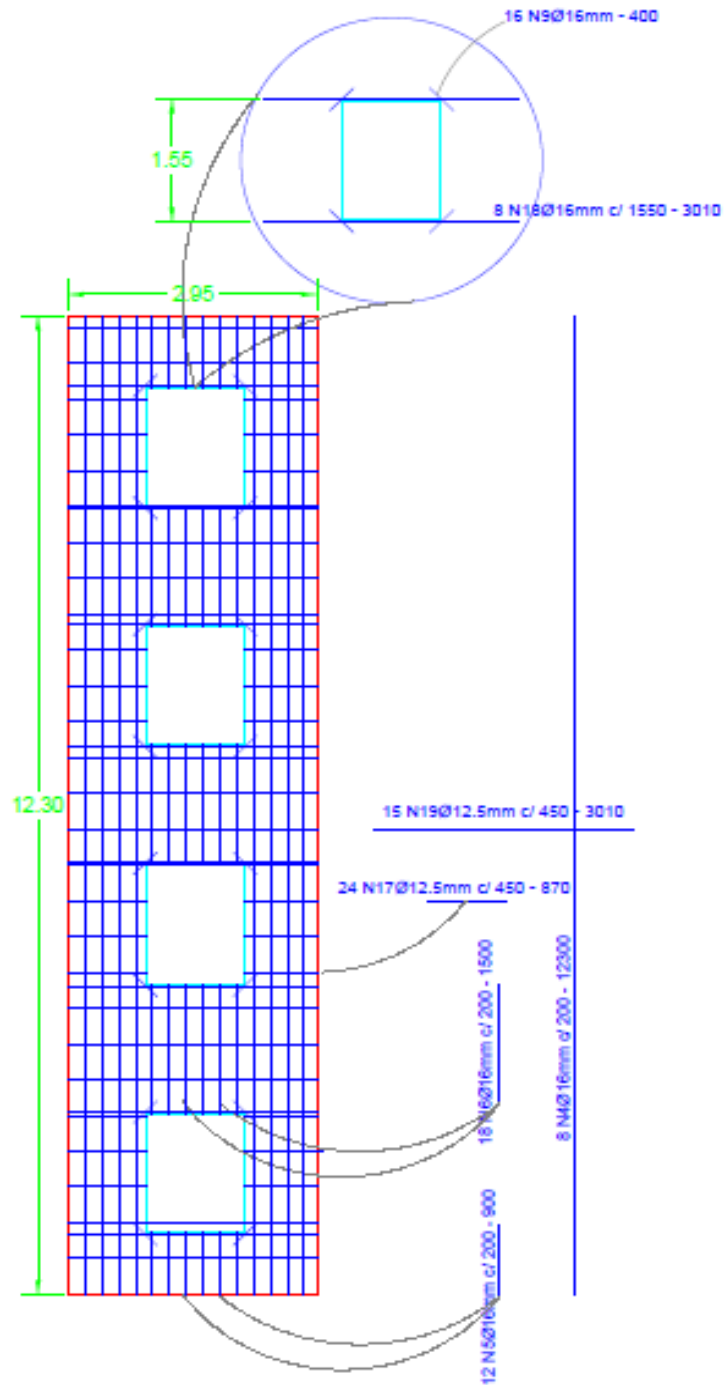
$$0,0002 \text{ m} \leq \frac{2,75}{150} \text{ m}$$

$$0,0002 \text{ m} \leq 0,0183 \text{ m}$$

8.5.8 Detalhamento

Tendo sido todas as verificações bem-sucedidas, o detalhamento do painel pode ser feito sem necessidade de alteração da armadura mínima. A figura abaixo detalha a distribuição da malha no centro do painel:

Figura 28 - Armaduras painel E.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.6 Painel F

8.6.1 Solicitações

As cargas solicitantes da estrutura neste painel são descritas na tabela abaixo:

Tabela 70 - Solicitações painel F.

| Carga | Valor |
|----------------|------------|
| Peso próprio | 255,61 kN |
| Carga do vento | 2,077 kN/m |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.6.2 Verificação da tensão vertical na seção crítica

Primeiro verifica-se a tensão na sessão crítica. O resultado está disposto na tabela abaixo:

Tabela 71 - Verificação de tensão painel F.

| Verificação | $P_u/A_g \leq 0,06 \times f_c$ |
|-------------|--------------------------------|
| P_u | 255,61 kN |
| A_g | 0,8716 m ² |
| F_c | 30 MPa |
| Resultado | 0,3767 MPa \leq 1,8 MPa |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Verificação de tensão atingiu os requisitos impostos.

8.6.3 Determinação do momento fletor resistente de cálculo

O valor do momento fletor de cálculo é encontrado partindo da relação abaixo:

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Para a resolução da equação acima, é necessário primeiro determinar o valor de A_{se} , a área efetiva da armadura tracionada, dada por:

Tabela 72 - Armadura efetiva painel F.

| | |
|-----------|--|
| Equação | $A_{se} = A_s + \frac{P_u}{f_y} \cdot \left(\frac{e}{2d}\right)$ |
| A_s | 24,127 cm ² |
| P_u | 255,61 kN |
| f_y | 500 MPa |
| e | 25 cm |
| d | 12,5 cm |
| Resultado | $A_{se} = 30,694 \text{ cm}^2$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Como uma exigência do método necessita-se verificar se a seção é de tensão controlada. Para isso, deve-se realizar a verificação a seguir:

Tabela 73 - Verificação de tensão controlada painel F.

| | |
|-------------|--|
| Verificação | $\frac{c}{d} \leq 0,375$ |
| a | $\frac{A_{se} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = 1,584 \text{ cm}$ |
| β_1 | $0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f_c - 28}{7}\right) = 0,836$ |
| d | 12,5 cm |
| c | $\frac{a}{\beta_1} = 1,895$ |
| Resultado | $0,152 \leq 0,375$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tendo sido bem-sucedida a verificação, pode-se adotar o fator minerador $\phi = 0,9$ de acordo com a seção 21.2 do ACI 318-14.

Dessa forma, o momento fletor resistente pode ser encontrado ao se resolver a equação dada no início deste item:

Tabela 74 - Momento fletor resistente painel F.

| | |
|-----------|--|
| Equação | $\phi M_n = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})$ |
| ϕ | 0,9 |
| A_{se} | 30,694 cm ² |
| f_y | 500 MPa |
| a | 1,584 cm |
| d | 12,5 cm |
| Resultado | $\phi M_n = 161,7115 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

8.6.4 Verificação do momento de fissuração

O momento de fissuração deve obedecer:

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

A determinação do valor do momento de fissuração se dá através da solução da equação abaixo:

Tabela 75 - Momento de fissuração painel F.

| | |
|-----------|--------------------------------------|
| Equação | $M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$ |
| I_g | 453958 cm ⁴ |
| f_r | 0,341 kN/cm ² |
| y_t | 12,5 cm |
| Resultado | $M_{cr} = 123,867 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo:

$$\phi M_n = 161,715 \text{ kNm}$$

Temos:

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_{cr} \\ 161,715 \text{ kNm} &\geq 123,867 \text{ kNm} \end{aligned}$$

8.6.5 Momento fletor de cálculo

O momento fletor de cálculo é determinado a partir da soma dos efeitos de primeira e de segunda ordem, expressos na equação abaixo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

O valor do momento de primeira ordem é dado por:

Tabela 76 - Momento de primeira ordem painel F.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $M_{u1} = \frac{w_u l_c^2}{8} + \frac{P_{uf} e_x}{2}$ |
| w_u | 2,909 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{uf} | 0 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{uf} = 2,750 \text{ kNm}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Partindo desse valor é possível fazer a primeira iteração:

Tabela 77 - Primeira iteração para momento total painel F.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $\Delta_i = \frac{5 \cdot M_t \cdot l_c^2}{(0,75) \cdot 48 E_c I_{cr}}$ |
| M_t | $M_{u1} = 2,750 \text{ kNm}$ |
| l_c | 2,75 m |
| E_c | 30672,46 MPa |
| I_{cr} | 364583 cm ⁴ |
| resultado | $\Delta_i = 0,0003855$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo:

$$M_t = M_{u1} + P_{uf} \cdot \Delta_n$$

$$M_t = 2,75 + 328,321 \cdot 0,0003855 = 2,88 \text{ kNm}$$

A partir daí há conversão dos valores iterados. Pode-se então verificar:

$$\phi M_n \geq M_t$$

$$140,13 \text{ kNm} \geq 2,88 \text{ kNm}$$

Pode-se, então, atestar a segurança do painel à flexão.

8.6.6 Verificação de resistência ao esforço cortante

Calculando inicialmente V_c e V_s tem-se:

Tabela 78 - Esforço cortante resistido pelo concreto painel F.

| Equação | $V_c = 2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w$ |
|-----------|---|
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 304 cm |
| K | Fator de conversão = $0,0006874574 \frac{kN}{Psi \cdot cm^2}$ |
| Resultado | $v_c = 689,27 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Tabela 79 - Esforço cortante resistido pelo aço painel F.

| Equação | $V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot l_w}{s}$ |
|-----------|--|
| A_v | $1,25 \text{ cm}^2$ |
| s | 45 cm |
| l_w | 304 cm |
| f_{yt} | 50 kN/cm ² |
| Resultado | $v_s = 422,22 \text{ kN}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Sendo assim, o valor de V_n é dado pela soma:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 1111,49 \text{ kN}$$

Seguindo, é necessário verificar o esmagamento da diagonal comprimida, dado pela fórmula:

Tabela 80 - Verificação de esmagamento painel F.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $V_n \leq 10 \cdot \sqrt{f_c} \cdot e \cdot l_w$ |
| f_c | 4351,13 PSI |
| e | 25 cm |
| l_w | 304 cm |
| K | Fator de conversão = $0,0006874574 \frac{kN}{Psi \cdot cm^2}$ |
| Resultado | $v_n = 1111,49 kN \leq 3446,36 kN$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Ademais, se faz necessária a checagem do máximo esforço cortante na estrutura:

$$V_u \leq 0,75 \cdot V_n$$

Novamente, foi utilizado o software fTool para precisar a maior carga de cortante atuante nos painéis F como sendo de 14,1 kN, logo:

$$14,1 kN \leq 833,61 kN$$

8.6.7 Verificação das deformações de serviço

Verificadas todas as condições de estado limite último, verifica-se, então, as deformações de serviço, que devem obedecer:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

Logo, primeiramente define-se M_a , momento fletor dos carregamentos de serviço, como sendo:

$$M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s$$

Onde:

Tabela 81 - Momento dos carregamentos de serviço painel F.

| | |
|-----------|---|
| Equação | $M_{sa} = \frac{w_s l_c^2}{8} + \frac{P_{us} e_x}{2}$ |
| w_s | 1,454 kN/m |
| l_c | 2,75 m |
| P_{us} | 0 kN |
| e_x | 25 cm |
| Resultado | $M_{sa} = 1,37 kNm$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Seguindo o que foi descrito no item 7.1.5, temos:

$$M_{sa} \leq \frac{2}{3} \cdot M_{cr}$$

$$1,37 \text{ kNm} \leq \frac{2}{3} \cdot 123,87 \text{ kNm}$$

$$1,37 \text{ kNm} \leq 82,58 \text{ kNm}$$

Sendo $M_a = M_{sa}$, pode-se encontrar a máxima deformação de serviço através da equação:

Tabela 82 - Máxima deformação de serviço painel F.

| | |
|---------------|---|
| Equação | $\Delta_s = \frac{M_a}{M_{cr}} \cdot \Delta_{cr}$ |
| M_a | 1,37 kNm |
| M_{cr} | 123,87 kNm |
| Δ_{cr} | $\Delta_{cr} = \frac{5 \cdot M_{cr} l_c^2}{48 E_c I_{cr}} = 0,0124 \text{ m}$ |
| Resultado | $\Delta_s = 0,000217 \text{ m}$ |

Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

Logo, temos:

$$\Delta_s \leq \frac{l_c}{150}$$

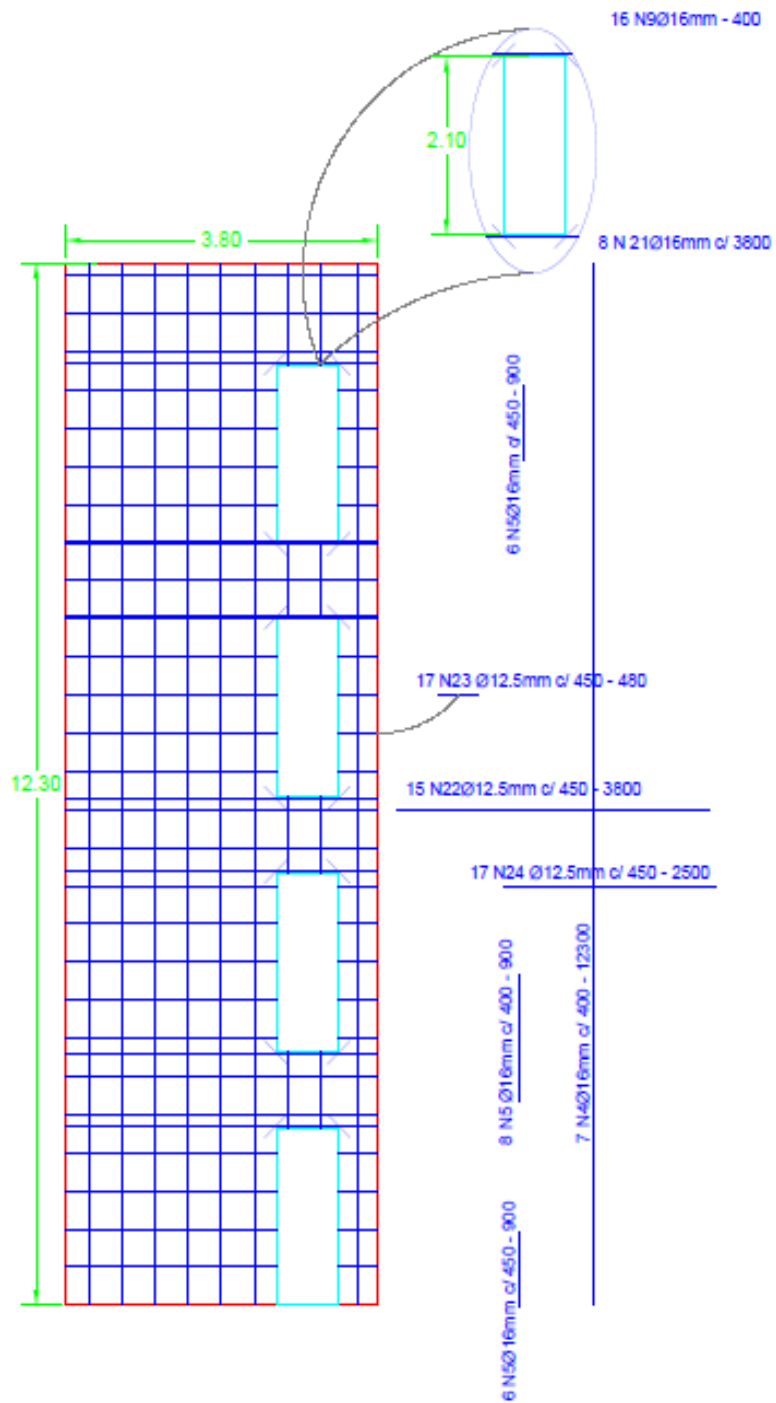
$$0,000217 \text{ m} \leq \frac{2,75}{150} \text{ m}$$

$$0,000217 \text{ m} \leq 0,0183 \text{ m}$$

8.6.8 Detalhamento

Tendo sido todas as verificações bem-sucedidas, o detalhamento do painel pode ser feito sem necessidade de alteração da armadura mínima. A figura abaixo detalha a distribuição da malha no centro do painel:

Figura 29 - Armaduras painel F.



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve o intuito de reforçar conceitos aprendidos durante o curso de Engenharia Civil, aplicando-os em uma situação diferente das abordadas durante a graduação, uma vez que o método tilt-up ainda não é utilizado com abrangência em nosso país, nem é alvo primário dos estudos nas universidades.

Os processos de análise e dimensionamento foram pautados, na maior parte do processo, em normas estrangeiras, uma vez que se carecem de normas brasileiras que tratem deste assunto.

Pôde-se ainda observar o conservadorismo nas normas, uma vez que as armaduras e espessuras, dadas como mínimas, foram capazes desempenhar com folga a resistência aos esforços impostos, dessa forma, como sugestão para futuros trabalhos na área, recomenda-se utilizar estruturas mais ousadas, com mais pavimentos, maiores vãos e mais carga bem como uma análise de viabilidade econômica para avaliar se este método pode ser adotado para a fabricação em massa de moradias..

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI:318-14: Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14)**. Farmington Hills, USA, 2014.

_____. **ACI 551.2R-10: Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels (ACI 551R-10)**. Farmington Hills, USA, 2010.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANS/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago, USA, 2010.

BRUMATTI, Diono O. **Uso de pré-moldados: estudo e viabilidade**. Universidade Federal De Minas Gerais, 2008. Disponível em: <<http://pos.demc.ufmg.br/novocecc/trabalhos/pg1/Monografia%20Dioni%20O.%20Brumatti.pdf>>. Acesso em: 15 jul. 2018.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL-GOVERNO FEDERAL. **CARTILHA MINHA CASA MINHA VIDA**, 2011. Disponível em: <<http://www.caixa.gov.br/voce/habitacao/minha-casa-minha-vida/urbana/Paginas/default.aspx>>. Acesso em: 10 jul. 2018.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **Design of concrete structures**. Mississauga, Canada, 2004.

COURTOIS, Peter D. **Architectural esthetics of tilt-up panels**. American Concrete Institute. Tilt-up construction. ACI compilation, n. 7, p. 3-7. June 1986.

CROMPTON, Richard E. **Tilt-up construction**. Tese de Doutorado. Gainesville, Florida: University of Florida, USA, 1992.

MARTHA, L. F. **FTOOL: versão educacional 3.00**. Rio de Janeiro: PUCRJ, 2012. Software de análise bidimensional de estruturas.

MAZLOW, A. H. **A Theory Of Human Motivation**. New York, 1943.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: projeto de estruturas de concreto – procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120: cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6123: forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 9050: Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos**. Rio de Janeiro, 2015.

OLIVEIRA, P.K. **Estudo do Sistema Construtivo Tilt-Up: Projeto de um Pavilhão Industrial**. Porto Alegre, 2016.

PLANO PLURIANUAL DA PREFEITURA DE FORTALEZA. Disponível em: <<https://www.fortaleza.ce.gov.br>>. Acesso em: 10 Abril 2018.

SILVA, Fernando Benigno. Painéis maciços pré-moldados de concreto armado. **Revista Técnica**, 168.ed., São Paulo, marco 2011. Disponível em:

<<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/180/artigo286898-1.aspx>>. Acesso em: 15 jul. 2018.

TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION. **The construction of tilt-up**. An Old Idea With New Inovations. 1 ed. Mount Vernon, EUA. Jan. 2011.

TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION. Disponível em:< <http://www.tilt-up.org/>>. Acesso em: 05 Abril 2018.

WEILER, Gerry. Connections for tilt-up construction. American Concrete Institute. Tilt-up construction. **ACI compilation**, n. 7, p. 11-15. June 1986.