

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**INFLUÊNCIA DO REFORÇO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO COM
LAMINADOS DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA DE
CARBONO (PRFC) NA ESTABILIDADE GLOBAL DA
ESTRUTURA**

JULIANA PENÉLOPE CALDEIRA SOARES

MARINGÁ

2019

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

**INFLUÊNCIA DO REFORÇO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO COM
LAMINADOS DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA DE
CARBONO (PRFC) NA ESTABILIDADE GLOBAL DA
ESTRUTURA**

JULIANA PENÉLOPE CALDEIRA SOARES

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientadora: Prof.^a Dra. Nara Villanova Menon

MARINGÁ
2019

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

S676i

Soares, Juliana Penélope Caldeira

Influência do reforço de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com laminados de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC) na estabilidade global da estrutura / Juliana Penélope Caldeira Soares. -- Maringá, PR, 2019.

128 f.: il. color., figs., tabs.

Orientadora: Profa. Dra. Nara Villanova Menon.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019.

1. Concreto pré-moldado - Estruturas. 2. Concreto pré-moldado - Ligações. 3. PRFC - Reforço estrutural. I. Menon, Nara Villanova, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.1834

JULIANA PENÉLOPE CALDEIRA SOARES

**INFLUÊNCIA DO REFORÇO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO COM LAMINADOS
DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA DE CARBONO (PRFC)
NA ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA**

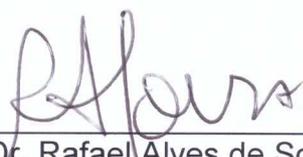
Dissertação apresentada à Universidade
Estadual de Maringá, como requisito parcial para
a obtenção do título de mestre.

Aprovada em: 09/08/2019

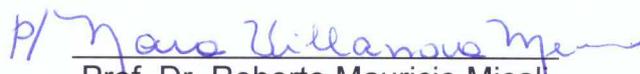
BANCA EXAMINADORA



Profa. Dra. Nara Villanova Menon
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. Rafael Alves de Souza
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. Roberto Mauricio Micali
Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia de São Paulo

À minha família, meu alicerce.

AGRADECIMENTOS

A Deus, meu guia, por ter me dado forças para superar todas as dificuldades.

À minha família, que me apoiou em todos os momentos com muito carinho, e não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa de minha vida.

Aos meus amigos que tanto incentivaram minha busca por conhecimento.

Aos colegas da pós-graduação, por toda a parceria e companheirismo ao longo dessa jornada.

À minha orientadora, Nara Villanova Menon, por toda a disponibilidade e paciência em passar seus conhecimentos adiante.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá pela disposição e dedicação.

E, por fim, a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para esse trabalho.

RESUMO

O Setor da construção civil tem buscado cada vez mais a industrialização e racionalização dos processos do setor, características as quais oferecem um ganho de qualidade e velocidade na produção, e uma das formas de buscar a redução desse atraso é com técnicas associadas à utilização de elementos pré-moldados de concreto. Porém, o potencial desta técnica é ainda pouco explorado devido à influência das ligações rotuladas na estabilidade global da estrutura, pois, com o objetivo de se garantir a estabilidade global em edificações pré-moldadas, utilizam-se elementos com dimensões mais robustas, deixando o uso do concreto pré-moldado em edificações de múltiplos pavimentos em desvantagem. Diante deste cenário, a utilização do polímero reforçado com fibra de carbono como reforço de ligações viga-pilar torna-se uma solução muito atrativa à primeira vista para que o concreto pré-moldado se torne uma alternativa para as construções de edifícios de múltiplos pavimentos. Por isso, objetivo é avaliar a aplicabilidade da técnica do reforço com PRFC no incremento da rigidez de estruturas de concreto pré-moldado, bem como melhoria no comportamento global das estruturas, através de simulações numéricas através do software de elementos finitos Simulia Abaqus e SAP2000, de uma edificação de concreto pré-moldado onde suas ligações viga-pilar são reforçadas com laminados de PRFC. A partir dos resultados encontrados, notou-se uma considerável melhoria na estabilidade global da estrutura, sendo essa de 24% na fachada a 90° e de 71% na fachada a 0°. Já com relação ao momento fletor atuante na base do pilar, houve uma redução de 68,7% com o reforço de PRFC nas ligações, permitindo assim uma redução da seção dos pilares. O presente estudo mostrou o quão efetivo é o reforço das ligações para se tornar viável a utilização de estruturas pré-moldadas acima de quatro pavimentos.

Palavras-chave: concreto pré-moldado, reforço estrutural, PRFC, ligações.

ABSTRACT

The construction industry is increasingly seeking the industrialization and rationalization of the sector processes, characteristics that offer a gain in quality and speed in production, and one of the ways to seek to reduce this delay is with techniques associated with the use of precast concrete elements. However, the potential of this technique is still little explored due to the influence of labeled connections on the overall stability of the structure, since in order to ensure overall stability in precast buildings, more robust elements are used, leaving the use of precast concrete in disadvantaged multi-story buildings. Given this scenario, the use of carbon fiber reinforced polymer as reinforcement of beam-to-column connections becomes a very attractive solution at first sight for precast concrete to become an alternative for the construction of multi-storey buildings. Therefore, the objective is to evaluate the applicability of the PRFC reinforcement technique to increase the stiffness of precast concrete structures, as well as to improve the overall behavior of the structures through numerical simulations using the finite element software Simulia Abaqus and SAP2000, of a precast concrete building where its beam-pillar connections are reinforced with PRFC laminates. From the results found, there was a considerable improvement in the overall stability of the structure, which is 24% in the 90 ° façade and 71% in the 0 ° façade. Regarding the bending moment acting at the base of the abutment, there was a 68.7% reduction with the reinforcement of PRFC in the connections, thus allowing a reduction of the abutment section. The present study showed how effective the reinforcement of the connections is to make viable the use of precast structures above four floors.

Keywords: Precast concrete, structural strengthening, CFRP, connections.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	JUSTIFICATIVA.....	5
1.2	OBJETIVO.....	6
1.3	METODOLOGIA	7
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	8
2	ESTADO DA ARTE	9
2.1	Grace et al. (2012).....	9
2.2	Hosen et al (2015)	10
2.3	Attari et al (2012).....	11
2.4	Omidi et al (2016)	12
2.5	Souza e Ferrari (2012).....	12
2.6	Bahrami (2016)	13
2.7	Marin e El Debs (2009).....	13
2.8	Fonseca (2007)	14
3	COMPÓSITOS DE PRF	16
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	16
3.2	MATERIAIS CONSTITUINTES DO COMPÓSITO	18
3.2.1	Matriz Polimérica	18
3.2.2	Fibra	19
3.2.3	Sistemas de Reforço	20
3.3	REFORÇO POR COLAGEM DE BARRAS E LAMINADOS DE PRF EM ENTALHES	22
4	CONCRETO PRÉ-MOLDADO	24
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	24
4.2	LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS	26
4.3	REFORÇO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR.....	38
5	ESTABILIDADE GLOBAL	41
5.1	PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL	42
5.1.1	O Parâmetro α	42
5.1.2	Coefficiente γz	44
5.2	DESLOCABILIDADE.....	45
6	ATIVIDADES DESENVOLVIDAS.....	47
6.1	CRITÉRIOS DE CÁLCULO	54
6.1.1	Definição de ações e elementos estruturais	54

6.1.2	Definição da ação do vento	54
6.1.3	Definição da consideração de desaprumo	62
6.1.4	Definição da combinação de ações	66
6.1.5	Característica dos materiais	68
6.1.1	Característica dos elementos estruturais	72
7	MODELAGEM NUMÉRICA	78
8	SIMULAÇÃO NUMÉRICA NO SOFTWARE ABAQUS®	83
8.1	RESULTADOS	91
9	SIMULAÇÃO NUMÉRICA NO <i>SOFTWARE</i> SAP2000.....	97
9.1	RESULTADOS	102
9.1.1	Coefficiente de estabilidade global γ_z	102
9.1.1.1	Primeiro cenário – Estrutura sem Reforço	102
9.1.1.2	Segundo cenário – Estrutura com Reforço.....	104
9.1.2	Momento fletor	107
10	CONCLUSÃO	110
10.1	LIMITAÇÕES DO ESTUDO	111
10.2	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	111
11	BIBLIOGRAFIA	112
	ANEXO A	118
	ANEXO B	120

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Torre de Mistura 08 da Fospar Fertilizantes.....	2
Figura 2 - Recurso de enrijecimento das ligações com luvas e segundo estágio de concretagem 3	
Figura 3 - Armadura de continuidade.....	4
Figura 4 - Fluxograma das etapas metodológicas para a pesquisa.....	8
Figura 5 – Aplicação de forças de pré-tensionamento nos cabos de protensão.....	9
Figura 6 - Prova de cargas.....	10
Figura 7 - Detalhe dos modelos reforçado e de controle.....	11
Figura 8 - Esquemático da aplicação do reforço.....	12
Figura 9 - Parâmetros de estabilidade global γ_z	13
Figura 10 - Confeção do modelo em escala reduzida da ligação viga-pilar.....	15
Figura 11 - Comparação entre Compósito de PRF e aço e alumínio.....	17
Figura 12 - Materiais Compósitos Poliméricos Reforçados.....	17
Figura 13 - Orientação das fibras na matriz.....	19
Figura 14 - Diagrama Esquemático do processo de pultrusão.....	21
Figura 15 - Etapas principais da colagem de laminados pela técnica NSM: (a) limpeza do entalhe com jato de ar; (b) limpeza do entalhe com estopa embebida em álcool; (c) aplicação do adesivo no entalhe; (d) aplicação do adesivo no entalhe; (e) introdução do laminado no entalhe; (f) retirada do excesso de adesivo e acabamento.....	23
Figura 16 - Fábrica de pré-moldado.....	24
Figura 17 - Fator de restrição à rotação.....	32
Figura 18 - Classificação para ligações semirrígidas.....	35
Figura 19 - Influência da deformabilidade da ligação na estabilidade da estrutura.....	36
Figura 20 - Curva momento-rotação.....	36
Figura 21 - Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típica.....	40
Figura 22 - Planta baixa da estrutura.....	48
Figura 23 - Corte AA da estrutura.....	49
Figura 24 - Imagem em 3D da estrutura selecionada.....	50
Figura 25 - Detalhe ligação viga-pilar.....	51
Figura 26 - Vista A ligação viga-pilar.....	52
Figura 27 - Detalhe ligação viga-pilar com reforço PRFC.....	52
Figura 28 - Detalhe do entalhe de laminado de PRFC através da técnica NSM.....	53
Figura 29 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).....	55
Figura 30 - Coeficiente de arrasto C_a para edificações com planta retangular em vento de baixa turbulência.....	58

Figura 31 - Esquemático para consideração do vento	59
Figura 32 - Imperfeições geométricas globais.....	63
Figura 33 - Curva experimental – ensaio axial de compressão do concreto classe B50	70
Figura 34 - Curva experimental – ensaio axial de tração do concreto classe B50	70
Figura 35 - Ábaco de resistência de lajes alveolares	72
Figura 36 - Características geométricas laje LP15	73
Figura 37 - Detalhamento da viga com vão de 5 metros	75
Figura 38 - Detalhamento da viga com vão de 7 metros	76
Figura 39 - Detalhamento do pilar.....	77
Figura 40 - Resposta do concreto para tensão uniaxial de tração (a) e de compressão (b).	79
Figura 41 - Curva tensão versus deformação do aço.....	81
Figura 42 - Curva tensão versus deformação elasto-plástico perfeito.....	82
Figura 43 - Pórtico modelo.....	84
Figura 44 - Vistas 3D do pórtico	85
Figura 45 - Discretização dos elementos do pórtico	86
Figura 46 - Pórtico armado.....	87
Figura 47 - Armadura da viga modelada no ABAQUS.....	88
Figura 48 - Discretização do laminado de PRFC	88
Figura 49 - Viga reforçada com laminado de PRFC	89
Figura 50 - Viga bi-engastada com carga distribuída “P”	89
Figura 51 - Momento de engastamento aplicado no pórtico	90
Figura 52 - Resultado do pórtico articulado mediante carga distribuída na armadura.....	91
Figura 53 - Resultado do pórtico articulado mediante momento de engastamento.....	92
Figura 54 - Diagrama de rotação do pórtico articulado mediante momento de engastamento na armadura.....	92
Figura 55 - Diagrama de rotação do pórtico reforçado mediante carga distribuída na armadura	93
Figura 56 - Diagrama de rotação do pórtico reforçado mediante momento de engastamento .	93
Figura 57 - Diagrama de rotação do pórtico reforçado mediante momento de engastamento na armadura.....	94
Figura 58 - Planta baixa dos pavimentos.....	98
Figura 59 - Vista do eixo horizontal.....	99
Figura 60 - Visualização do modelo estrutural.....	100
Figura 61- Diagrama de momento fletor devido à carga acidental – estrutura sem reforço ..	102
Figura 62 - Diagrama de deslocamento devido à combinação no ELS – estrutura sem reforço – (a) Vento a 90°; (b) Vento a 0°	103

Figura 63 - Diagrama de momento fletor devido à carga acidental – estrutura com reforço .	105
Figura 64 - Diagrama de deslocamento devido à combinação no ELS – estrutura reforçada – (a) Vento a 90°; (b) Vento a 0°	105
Figura 65 - Diagrama de momento fletor: (a) estrutura articulada; (b) estrutura com ligação reforçada	108
Figura 66 – Entrada de dados: seção e geometria do pilar	124
Figura 67 - Entrada de dados: Materiais.....	125
Figura 68 - Escolha da armadura.....	125
Figura 69 - Entrada de dados: esforços solicitantes	127
Figura 70 - Resultado da verificação de seção e armadura	128

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Limites de classificação da ligação quanto à rigidez	30
Quadro 2 - Classificação das estruturas quanto à deslocabilidade	45
Quadro 3 - Limites de deslocamentos horizontais globais	46

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades das barras de reforço.....	20
Tabela 2 - Classificação das Ligações Semi-Rígidas em Estruturas Pré-Moldadas.....	37
Tabela 3 - Detalhe ligação viga-pilar com reforço PRFC	54
Tabela 4 - Fator S2	56
Tabela 5 - Valores da velocidade característica do vento Vk	57
Tabela 6 - Cálculo da força de arrasto referente a cada nó da estrutura à 0°.....	61
Tabela 7 - Cálculo da força de arrasto referente a cada nó da estrutura à 90°.....	62
Tabela 8 - Carga total por pavimento Wi	64
Tabela 9 - Cálculo da força equivalente de desaprumo Feq, i	64
Tabela 10 - Comparativo das ações de desaprumo e do vento – Fachada 0°	65
Tabela 11 - Comparativo das ações de desaprumo e do vento – Fachada 90°	65
Tabela 12 – Características do concreto B50 adotado.....	69
Tabela 13 - Parâmetros	71
Tabela 14 - Propriedades físicas do laminado de PRFC	71
Tabela 15 - Características geométricas dos elementos estruturais.....	74
Tabela 16 - Valores de momento de engastamento perfeito	90
Tabela 17 - Coeficiente de restrição numérico	94

Tabela 18 - Rigidez secante - resultado do pórtico articulado	96
Tabela 19 - Carga total por pavimento - Estado-limite último.....	101
Tabela 20 - Cálculo do coeficiente γ_z para a fachada à 0°	103
Tabela 21 - Cálculo do coeficiente γ_z para a fachada à 0°	104
Tabela 22 - Cálculo do coeficiente γ_z para a fachada à 90°	106
Tabela 23 - Cálculo do coeficiente γ_z para a fachada à 0°	106
Tabela 24 - Coeficientes de ponderação considerados.....	126

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparativo de estabilidade global – Vento a 90° e a 0°.....	107
Gráfico 2 - Comparativo de momento fletor atuante – Vento a 90° e a 0°	109
Gráfico 3 - Momento x Rotação	109

1 INTRODUÇÃO

A construção civil no Brasil é um setor que vem se desenvolvendo muito nos últimos anos e, juntamente a isso, a busca por prazos cada vez menores na construção aumentou, fazendo com que o setor procure novas soluções para atender a essa velocidade. Desta forma, surge o conceito de industrialização da construção civil. A industrialização e racionalização dos processos da construção civil já deixaram de ser tendência, para se tornar uma realidade, a qual oferece um ganho de qualidade e velocidade na produção. Apesar disso, no Brasil, esse segmento ainda é considerado atrasado em relação aos outros ramos industriais, pois ainda é muito comum a utilização de técnicas atrasadas para a construção.

Segundo El Debs (2017, p.3), “uma das formas de buscar a redução desse atraso é com técnicas associadas à utilização de elementos pré-moldados de concreto”. Utilizando esta técnica, é possível montar um volume de até 150 m³ de peças de concreto por equipe em obra em apenas um dia.

Porém, o potencial desta técnica é ainda pouco explorado. Segundo Ordóñez et al (1974), a influência das ligações na construção de concreto pré-moldado é tão grande que alguns especialistas afirmam que a complexidade que envolve a execução e o comportamento das ligações é que tem impedido a substituição do uso dos métodos construtivos convencionais pelo sistema construtivo em concreto pré-moldado.

A estabilidade global de estruturas pré-moldadas sofre grande interferência através de suas ligações, a qual deixa o uso do concreto pré-moldado em edificações de múltiplos pavimentos em desvantagem, pois, com o objetivo de se garantir a estabilidade global em edificações pré-moldadas, utiliza-se elementos com dimensões mais robustas. Para edificações de pequena altura, essa solução é economicamente plausível. Contudo, para edifícios de múltiplos pavimentos, a estabilidade global não pode ser garantida apenas com pilares de dimensões mais avantajadas, tornando a estrutura inviável do ponto de vista econômico.

A utilização de ligações não articuladas viabiliza a utilização de concreto pré-moldado, pois reduz os custos à medida que as dimensões dos pilares diminuem. Porém o enrijecimento das ligações torna o processo de construção em concreto pré-moldado mais demorada, sendo que a velocidade desse sistema construtivo é uma de suas grandes vantagens comparada a outros sistemas. (MIGLIORE, 2005)

Exemplo disso é a obra vencedora de um dos prêmios de obra do ano de 2018 da ABCIC - Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto, de uma torre de aproximadamente 40m de altura (Figura 1) executada e projetada pela empresa Cassol Pré-Fabricados, no ano de 2018, na cidade de Paranaguá-PR.

Figura 1 - Torre de Mistura 08 da Fospar Fertilizantes



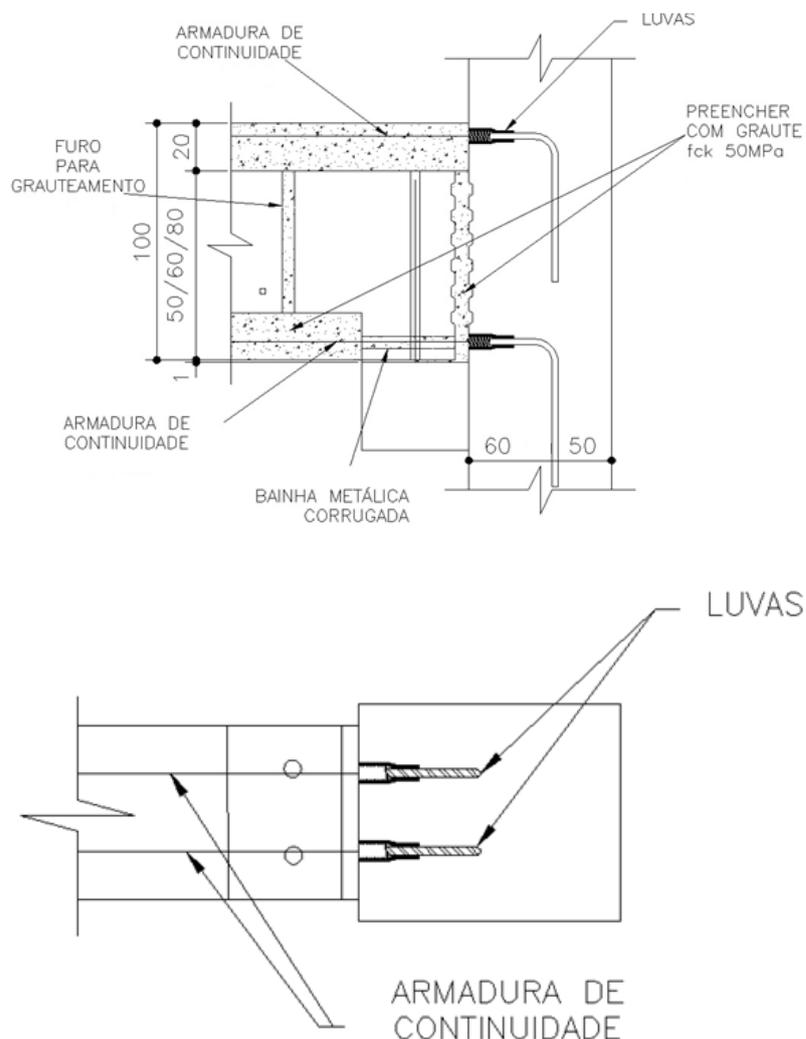
Fonte: Autora (2019)

A fim de se tornar economicamente viável, a execução da estrutura em concreto pré-moldado contou com a adoção de recursos de enrijecimento das ligações dos elementos, buscando uma melhoria na estabilidade global, além de redução das seções dos elementos. A maneira utilizada para se atingir o enrijecimento adequado foi utilizando luvas rosqueadas, permitindo a continuidade das armaduras positivas e negativas, associado a uma concretagem com graute *in loco*, fazendo com que houvesse a necessidade de execução de fôrmas no local

da obra para a execução do enrijecimento da ligação. A Figura 2 apresentada a seguir ilustra o recurso adotado que, devido à sua aplicação, a obra demorou 40% a mais do tempo para ser executada.

O recurso consistiu na utilização de furo na viga e pino no pilar com posterior grauteamento. Além disso, houve aplicação de barras com luvas rosqueadas no pilar que se ligavam tanto à armadura de continuidade positiva quanto negativa da viga a qual o pilar estava ligado, seguido de um segundo estágio de concretagem da viga a fim de se obter ao solidarização da ligação. O segundo estágio de concretagem se deu pelo preenchimento de graute na parte inferior da viga, através de um furo presente na mesma, além da presença de chaves de cisalhamento nas interfaces do pilar e viga, para se atingir um melhor enrijecimento da ligação.

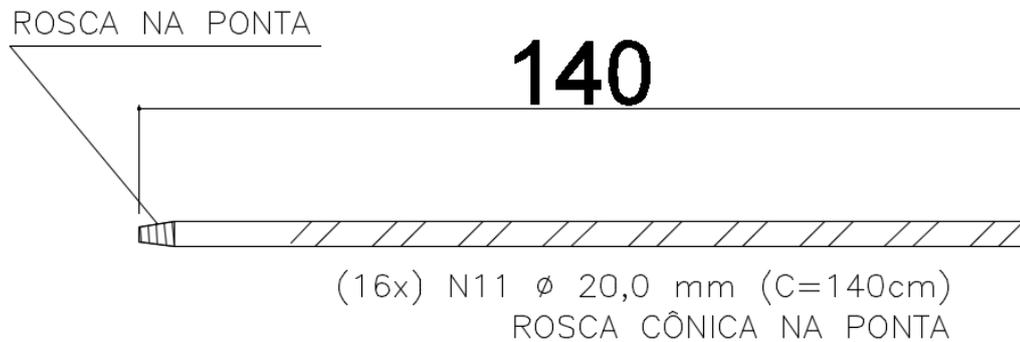
Figura 2 - Recurso de enrijecimento das ligações com luvas e segundo estágio de concretagem



Fonte: Autora (2019)

A armadura de continuidade consistiu em barras com diâmetro de 20mm, medindo 140cm de comprimento, com rosca cônica em sua ponta, conforme apresentado na Figura 3.

Figura 3 -Armadura de continuidade



Fonte: Autora (2019)

Segundo Fonseca (2007), diante deste cenário, a utilização do polímero reforçado com fibra de carbono como reforço de ligações viga-pilar torna-se uma solução muito atrativa à primeira vista para que o concreto pré-moldado se torne uma alternativa para as construções de edifícios de múltiplos pavimentos. Sua execução rápida e simples permitiria o estabelecimento de continuidade à flexão nas ligações sem prejuízo à principal característica e vantagem do sistema em concreto pré-moldado: a velocidade.

O uso do polímero reforçado com fibra (PRF) para reforço estrutural é considerado recente. Porém, esse material vem sendo considerado cada vez mais uma alternativa totalmente viável nos mais diversos ramos da engenharia, devido à sua durabilidade ao longo prazo, sua utilização pode ser empregada tanto na reabilitação de estruturas já existentes, quanto em novas construções em sistemas compósitos de concreto-PRF.

De acordo com a ACI 440.1R-15 (2015), o emprego de polímeros reforçados com fibras PRF como armadura se deu pela necessidade de uma alternativa ao aço em estruturas localizadas em ambientes altamente corrosivos. Entretanto, o ramo que mais consome o uso de armaduras não metálicas é o hospitalar, devido ao não funcionamento adequado de alguns equipamentos, como o de ressonância magnética, utilizando armaduras convencionais.

No reforço de estruturas de concreto, a colagem externa de mantas e laminados pré-fabricados de PRF já são técnicas consolidadas e possuem recomendações internacionais como FIB (2001) e ACI 440.2R-17 (2017), porém essas apresentam algumas desvantagens como

sensibilidade a temperaturas elevadas, pouco acréscimo de rigidez no elemento reforçado, entre outras. (FORTES, 2004)

Uma técnica recente que soluciona essas questões é a colagem de laminados em entalhes realizados no concreto de cobertura, mais conhecida como NSM (Near Surface Mounted), o qual faz com que o reforço fique mais protegido com relação ao fogo, raios ultravioletas entre outras ações que podem degradar o material. Além disso, essa técnica não altera as dimensões iniciais do elemento.

Diante do aspecto promissor da técnica, decidiu-se avaliar nessa pesquisa sua eficiência no incremento de estabilidade global da estrutura a partir do aumento da resistência à flexão de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado. Duas aplicações podem ser exploradas: como reforço ou como recurso de projeto de novas estruturas.

Uma vez constatada sua eficiência, o reforço de ligações viga-pilar em concreto pré-moldado serviria para a reabilitação de estruturas em concreto pré-moldado que se apresentassem comportamento global insatisfatório com relação a deslocamentos laterais excessivos. Além disso, poderia também aumentar a versatilidade das estruturas, viabilizando reformas e ampliações. Já no ponto de vista de novos projetos, o reforço de PRF se prestaria ao dimensionamento de elementos mais esbeltos, afim de viabilizar o emprego do sistema construtivo de concreto pré-moldado em edifícios de múltiplos pavimentos.

1.1 JUSTIFICATIVA

O sistema construtivo em concreto pré-moldado apresenta diversas vantagens comparados a outros, por ser um sistema que leva à racionalização e industrialização da construção civil, possui uma vantagem competitiva muito atrativa: a rapidez. Porém, essa técnica ainda é pouco explorada no Brasil, e dentre as razões disso está a complexidade que envolve a execução e comportamento de suas ligações, principalmente daquelas que possuem resistência à flexão. Portanto, é necessária a busca de soluções rápidas e econômicas que viabilizam a utilização do concreto pré-moldado e faça com que esse sistema construtivo seja mais utilizado em nosso país. Para isso, levanta-se a hipótese da utilização do PRF para enrijecimento de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado.

Porém, o uso de qualquer material em larga escala deve ser alvo de muito estudo e testes antes de ser implementado, a fim de se resultar numa aplicação bem-sucedida e econômica do

mesmo. Por isso, os engenheiros que projetam obras com PRFC precisam confiar nas experiências e estudos maduros, cálculos refinados, comparados com ensaios experimentais.

De acordo com Micali (2010), a aplicação de compósitos já é usual na área de transportes, industrial e também na área médica, em implantes e próteses. E a construção civil nos últimos anos é um dos setores que mais tem utilizado os polímeros reforçados com fibra, PRF. Existem alguns estudos publicados no Brasil a respeito de reforço de vigas de concreto, porém, sua grande maioria encontra-se nos Estados Unidos, Canadá, Itália, Portugal e Japão.

Por isso, com o intuito de contribuir para o avanço dos estudos nessa área, o objetivo deste estudo é avaliar a utilização do PRFC no estabelecimento de continuidade à flexão em ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado, sem a necessidade do segundo estágio de concretagem dos elementos pré-moldados. Imagina-se que a eficácia do método contribuiria para a versatilidade dessas estruturas que têm como grandes vantagens a praticidade e a rapidez executiva.

1.2 OBJETIVO

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral é avaliar a aplicabilidade da técnica do reforço com PRFC no incremento da rigidez de estruturas de concreto pré-moldado, bem como melhoria no comportamento global das estruturas.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo desta dissertação, delinearam-se outros objetivos de caráter específico, que buscam:

- Elaborar uma síntese bibliográfica sobre assuntos relacionados ao tema;
- Definir o objeto de estudo a ser analisado, bem como sua planta baixa e carregamentos a serem considerados;
- Modelar um pórtico da edificação definida, no *software* Simulia Abaqus 6.12;

- Calcular o coeficiente de restrição (α_R) para ligações viga-pilar com e sem reforço de PRFC nas mesmas;
- Simular o modelo estrutural do edifício no *software* SAP2000 com os coeficientes de restrição encontrados aplicados às ligações;
- Calcular os parâmetros de instabilidade propostos pela ABNT NBR 6118 (2014);
- Comparar o desempenho dos objetos e discutir os resultados obtidos.

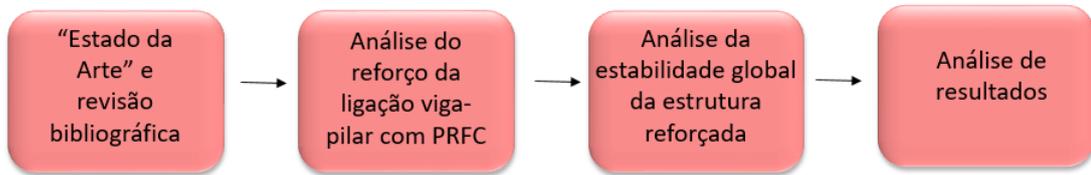
1.3 METODOLOGIA

Este trabalho, de maior parte constituída por análises numéricas, está dividido em quatro etapas metodológicas oriundas do objetivo. A primeira é a revisão bibliográfica, nacional e internacional sobre assuntos relacionados ao tema de reforço estrutural à flexão em ligações viga-pilar de concreto pré-moldado, em seguida, será realizada a simulação numérica através do *software* de elementos finitos Simulia Abaqus, de um pórtico de concreto pré-moldado onde suas ligações viga-pilar são reforçada com laminados de PRFC. O pórtico é composto por dois pilares e uma viga com dente Gerber, a fim de se encontrar o valor do coeficiente de restrição α_R a partir da rotação apresentada nos pórticos. Além desse pórtico, é simulado também um pórtico sem o reforço de laminado, para também encontrar o valor do coeficiente de restrição da estrutura com suas ligações articuladas.

Em seguida é apresentada a análise da influência do reforço das ligações viga-pilar com PRFC na estabilidade global da estrutura pré-moldada. Esta análise é desenvolvida com o auxílio do *software* SAP2000, aplicando a rigidez da ligação viga-pilar encontrada anteriormente nas ligações viga-pilar da edificação, com o objetivo de se encontrar os parâmetros de instabilidade da estrutura, foco do presente estudo. Por fim, é apresentada a análise dos resultados, a fim de avaliar a viabilidade da aplicação de laminados de polímeros como reforço nas ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado, com o desígnio de se melhorar a estabilidade global da mesma.

A seguir, na Figura 4, é exposto um fluxograma com o resumo das principais etapas metodológicas necessárias para o desenvolvimento da pesquisa.

Figura 4 - Fluxograma das etapas metodológicas para a pesquisa



Fonte: Autora (2018)

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O conteúdo deste documento está organizado nos Capítulos 1 a 9. O Capítulo 1 é introdutório. Os Capítulos 2 a 5 se dedicam a apresentação da revisão bibliográfica e do estado da arte. No Capítulo 6 são descritos os critérios de cálculo e a definição do modelo da estrutura a ser estudada. O sétimo capítulo é dedicado a apresentação da modelagem da estrutura no software Abaqus e dos resultados encontrados a respeito do coeficiente de restrição. Já no oitavo capítulo é apresentada a modelagem no software SAP2000 da edificação e mostrado os resultados a respeito da estabilidade global da estrutura. No oitavo capítulo sintetizam-se as conclusões da pesquisa.

2 ESTADO DA ARTE

O estado de conhecimento apresentado neste capítulo enfoca alguns dos principais estudos que englobam reforços de estruturas com PRFC a flexão em vigas de concreto armado e também estudos sobre ligações de concreto pré-moldado.

Vários autores vêm estudando diferentes sistemas de reforços à flexão em PRF externamente em vigas de concreto armado. Porém, foram encontrados poucos estudos voltados ao reforço de ligações de concreto pré-moldado à flexão com polímero reforçado com fibra (PRF).

2.1 Grace et al. (2012)

Grace et al (2012) estudaram a aplicação de polímeros não corrosivos reforçados com fibra (PRF) em vigas longarinas de ponte com seção T de concreto pré-moldado e protendido (Figura 5), buscando aumentar a performance e vida útil da mesma. O estudo envolveu análise experimental e análise numérica por meio de um software baseado no método de elementos finitos (ABAQUS) nas suas propriedades de serviço e de falha (Figura 6).

Figura 5 – Aplicação de forças de pré-tensionamento nos cabos de protensão



Fonte: Grace et al (2012)

Figura 6 - Prova de cargas



Fonte: Grace et al (2012)

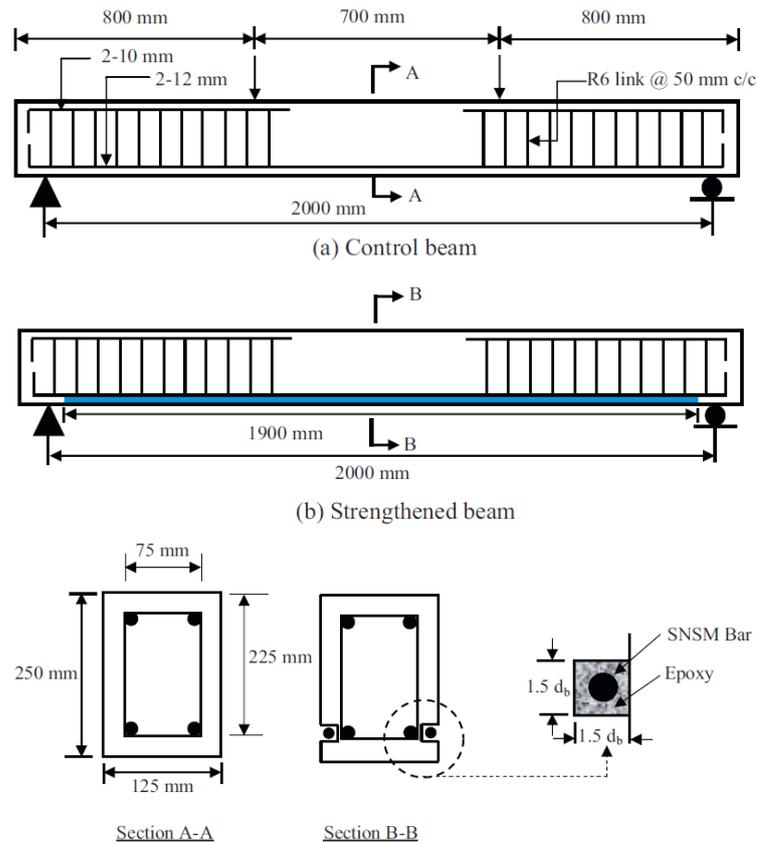
Os autores concluíram que as vigas protendidas reforçadas com PRF apresentaram comportamento semelhante à viga de controle reforçada com cabos de aço tanto nos limites de serviço quanto no estado último, porém com a vantagem de serem resistentes à corrosão.

2.2 Hosen et al (2015)

Hosen et al estudaram a aplicação de barras de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC) como reforços em vigas de concreto armado com o intuito de aumentar a tensão de escoamento e as capacidades de carga, o que verificaram ter aumentado em 2 e 2,38 vezes respectivamente se comparado à viga reforçada com barras de aço. Os reforços eram alojados em veios longitudinais nas laterais das vigas, utilizando cola epoxy para preencher o veio e fixar o reforço (Figura 7).

Do estudo foi possível tirar as conclusões de que ambos os reforços, PRFC e aço, apresentaram aumento na resistência à flexão da viga, onde o reforço de PRFC se sobressaiu apresentando até 138% de incremento comparado à viga de controle.

Figura 7 - Detalhe dos modelos reforçado e de controle

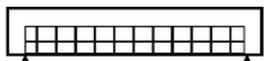
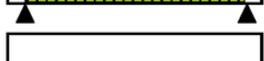


Fonte: Hosen et al (2015)

2.3 Attari et al (2012)

Attari et al (2012) estudaram a aplicação de tecido reforçado com fibra com diferentes proporções de fibra de vidro e de carbono em vigas de concreto armado para reforço e manutenção das mesmas (Figura 8) fazendo uso de análise numérica e experimental.

Figura 8 - Esquemático da aplicação do reforço

Beam No.	Strengthening schemes	Type of strengthening	FRP area m ²
PC		Control specimen	-
Serial A	PA1 	CFRP Wrap 1 Layers 0° and 1 layer 90°U Shape	0.78 CFRP
	PA2 	GFRP Wrap 2 Layers at 0° and 1 layer 90°U Shape	1.17 GFRP
	PA3 	01 Layer GFRP 0° 01 Layer CFRP 0° U Shape	0.39 CFRP 0.39 GFRP
Serial B	PB4 	3 Layers HFRP U Shape	1.17 HFRP
	PB5 	2 Layers HFRP U Shape	0.78 HFRP
	PB6 	3 Layers HFRP	0.39 HFRP

Fonte: Attari et al (2012)

No estudo, os autores demonstraram a vantagem econômica da utilização da fibra de vidro juntamente da fibra de carbono (50/50) na constituição dos tecidos de reforço para vigas de concreto armado, onde obtiveram um aumento de até 114% na capacidade de carga da viga com reforço em forma de U, quando comparada com a viga sem reforço.

2.4 Omid et al (2016)

Omid, em 2016, utilizou análises numéricas em seu estudo para abordar as características da ligação viga-pilar em condições de esforços dinâmicos. Seu objetivo foi desenvolver um modelo de análise com elevada confiabilidade sob estas circunstâncias, e pôde verificar este grau de confiabilidade comparando os resultados simulados com resultados de análises experimentais conhecidas.

2.5 Souza e Ferrari (2012)

Souza e Ferrari (2012) abordaram a aplicação de polímero reforçado com fibra (PRF) em estruturas de concreto armado deficientes em solicitações de momento fletor por causas diversas como uma alternativa rápida, economicamente atrativa e eficiente de reforçar tais estruturas aumentando assim sua capacidade de carga. Foram apresentadas as propriedades

dos materiais de reforço bem como as técnicas de aplicação, além da apresentação dos cálculos de dimensionamento do PRF. Por fim foi utilizado um algoritmo desenvolvido pelos autores no software MATLAB que automatiza o dimensionamento dos reforços com notável acuracidade, tornando o processo mais rápido se comparado ao método convencional.

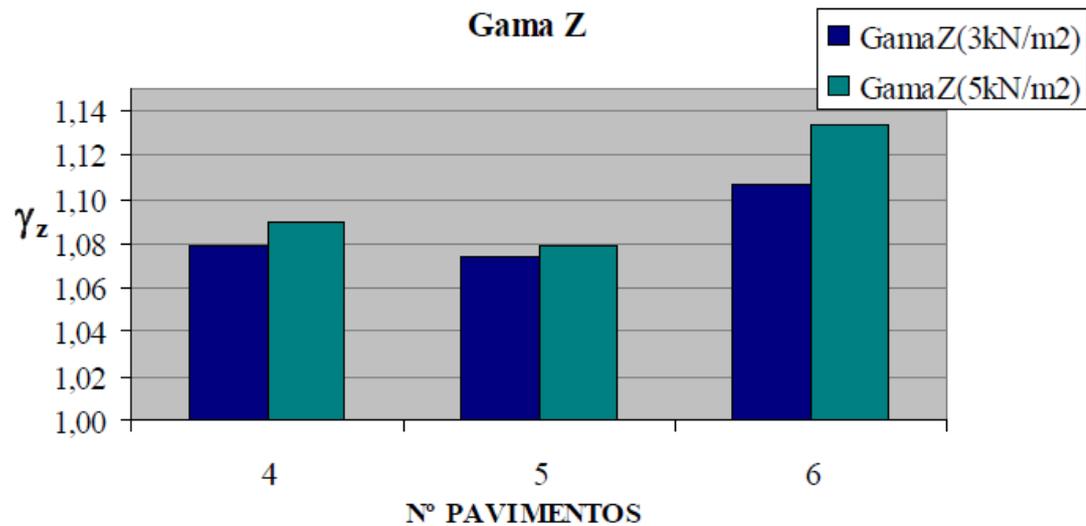
2.6 Bahrami (2016)

Bahrami et al em 2016 analisaram o comportamento de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado submetidas a cargas laterais através do *software* de análise não linear baseado no método dos elementos finitos Abaqus. Os resultados da ligação referente à resistência lateral, rigidez lateral, ductilidade e dissipação de energia foram comparadas a uma conexão monolítica. A resistência lateral alcançada, rigidez lateral e ductilidade das conexões propostas foi de aproximadamente 98%, 80% e 80% da conexão monolítica equivalente, respectivamente. O efeito da carga axial na coluna e a resistência à compressão do concreto no comportamento das conexões foram estudados. Os resultados analíticos mostraram que o desempenho do tipo de ligação pré-moldadas propostas estava próximo do desempenho da conexão monolítica correspondente.

2.7 Marin e El Debs (2009)

Marin e El Debs, no ano de 2009, desenvolveram uma análise sobre o limite do número de pavimentos em estruturas de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado. De acordo com os autores, a aplicabilidade das ligações viga-pilar semi-rígidas quanto a estabilização da estrutura está condicionada ao nível de esforço solicitante e rigidez necessários para a estabilização da estrutura. A questão que se coloca é o número de pavimentos limite onde é possível adotar tipologias usuais de ligação viga-pilar considerando os momentos fletores positivos e negativos aos quais as ligações estão submetidas. Para se atingir o objetivo, realizou-se análise numérica no *software* ANSYS. Selecionou-se uma planta baixa medindo 15x30m, com pé-direito de 4m, variando o estudo de 4 a 6 pavimentos, com cargas de 3kN/m² e de 5kN/m². Com a edificação de múltiplos pavimentos modelada, realizou-se o cálculo da estabilidade global, como é possível ser visto na Figura 9.

Figura 9 - Parâmetros de estabilidade global γ_z



Fonte: Marin e El Debs (2009)

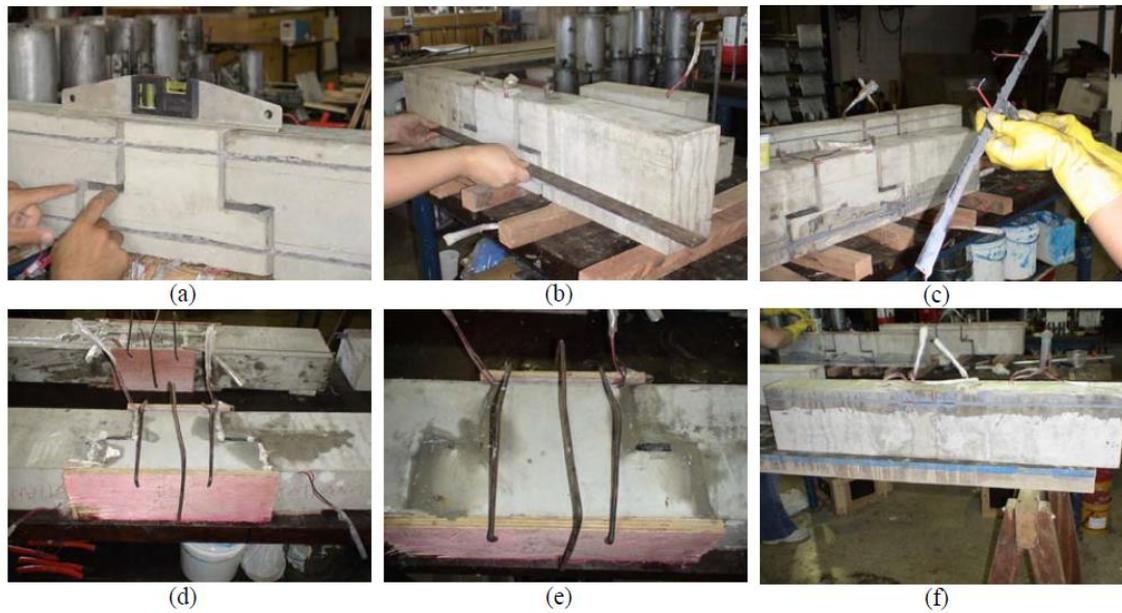
Foram verificadas as limitações de utilização de estruturas usuais de múltiplos pavimentos considerando ligações semi-rígidas viga-pilar típicas, foram explorados os modelos elásticos e elasto-plásticos das ligações.

Os resultados da modelagem numérica indicam a viabilidade de projeto de estruturas com até 6 pavimentos em concreto pré-moldado.

2.8 Fonseca (2007)

Fonseca, em sua dissertação de mestrado no ano de 2007, estudou o reforço e incremento da rigidez à flexão de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC) a partir da técnica de NSM, (near-surface mounted). A autora desenvolveu modelos em escala reduzida de ligações viga-pilar com dente Gerber e consolo (Figura 10), com uso de chumbador, almofada de apoio e graute. Os modelos de ligação viga-pilar foram reforçados e submetidos a ensaios estáticos, os quais consistiam na aplicação de carregamento cíclicos alternados de curta duração, solicitando os modelos a momento fletor positivo e negativo. Fonseca concluiu com seu estudo que a ligação reforçada apresentou comportamento semi-rígido e adquiriu resistência à flexão compatível à de estrutura monolítica armada com barras de PRF.

Figura 10 - Confeção do modelo em escala reduzida da ligação viga-pilar



Fonte: Fonseca (2007)

3 COMPÓSITOS DE PRF

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os PRF são compósitos em que os materiais unidos são fibras e matriz polimérica. Estes compósitos podem conter fillers e aditivos em sua composição, que podem ser adicionados para redução de custos, controles de fissuração, melhoria de propriedades mecânicas, retardadores de combustão e melhoria da trabalhabilidade (FONSECA, 2007).

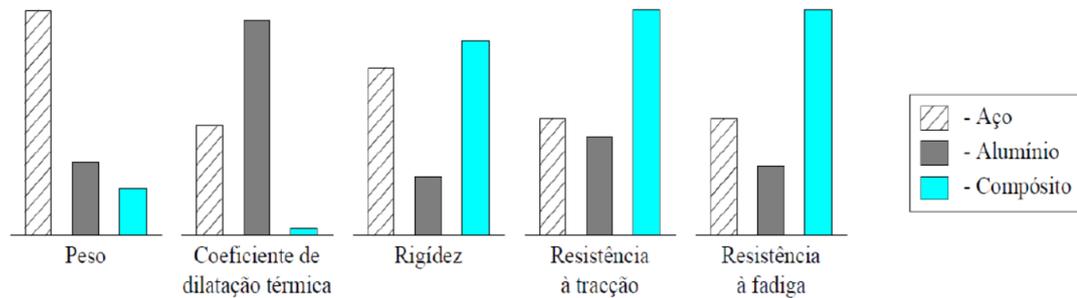
De acordo com Menon (2008), o uso de materiais compostos de PRF, ou fiber reinforced polymers (FRP), iniciou-se na indústria naval, aeroespacial e automobilística na década de 30. Já as tentativas de uso do PRF para reforçar elementos de concreto foram realizadas a partir de 1950, e a primeira comercialização de PRF para concreto deu-se em 1970. Porém, sua real implementação na construção civil é considerada recente devido ao pouco conhecimento técnico, além do elevado preço do material.

Recentemente, os polímeros reforçados com fibra, começaram a ser uma alternativa para reforço e reparo de estrutura de concreto que apresentam deficiência. O material se apresenta promissor para recuperar deficiências estruturais e uma significativa melhora no desempenho das estruturas. (Nitereka e Neale, 1999)

A nível mundial, o uso de materiais compostos de PRF passou a ser estudado por motivos específicos em algumas regiões: no Japão, por interesse na pré-fabricação e reforço à sismos; na América do Norte motivada pela solução de problemas de durabilidade de pontes, e na Europa, visando a reabilitação e preservação de patrimônios históricos. (JUVANDES, 1999)

Os compósitos PRF possuem diversas características mecânicas e físicas que são, na maioria dos casos, superiores aos materiais tradicionais, como o aço e o alumínio, os quais são muito utilizados na construção civil, essa comparação é ilustrada no gráfico apresentado na Figura 11, a seguir:

Figura 11 - Comparação entre Compósito de PRF e aço e alumínio

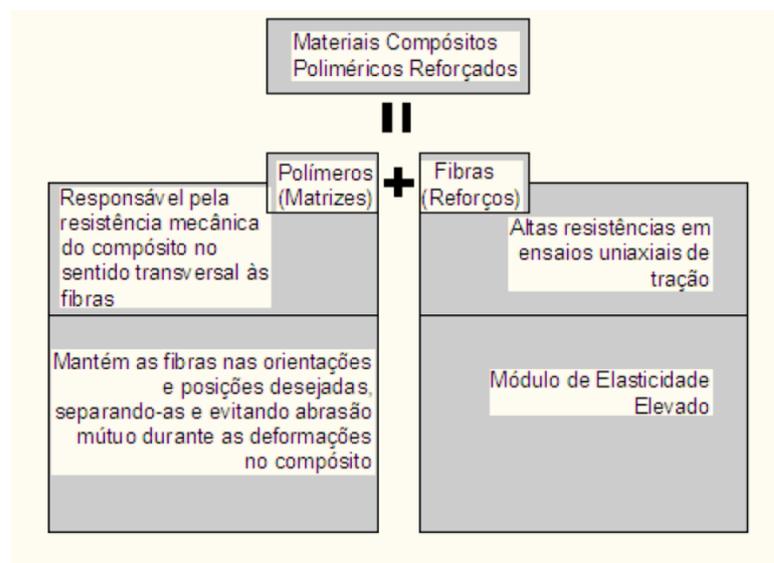


Taly (1998), apud Juvandes (1999)

De acordo com o ACI 440R-07 (2007), o comportamento físico dos compósitos é modificado pelas propriedades mecânicas da matriz, pelas propriedades mecânicas e características como forma, orientação, composição e comprimento da fibra, além da adesão entre fibra e matriz.

Hull (1981) alega que o desempenho obtido no compósito é maior quando comparado com o dos elementos separados. O autor ainda ilustra a formação de um material compósito polimérico, através da Figura 12 a seguir.

Figura 12 - Materiais Compósitos Poliméricos Reforçados



Fonte: Hull (1981)

3.2 MATERIAIS CONSTITUINTES DO COMPÓSITO

3.2.1 Matriz Polimérica

A matriz polimérica é responsável pela transferência de tensões entre as fibras, por mantê-las agrupadas, protege-las da umidade, oxidação, abrasão e outros agentes agressivos. Além disso, a matriz ainda é capaz de prover suporte a flambagem das fibras quando comprimidas. (HYER, 1998)

Manter as fibras posicionadas corretamente no compósito também é função da matriz polimérica, de acordo com Beber (2003). Por estas razões, de acordo com a ACI 440R-07 (2007), a seleção da matriz polimérica deve ser criteriosa, o que justifica a opção pelas resinas termoendurecíveis do tipo epóxi, mais utilizados no reforço por colagem, no caso dos PRF.

As matrizes poliméricas podem ser baseadas em resinas termoplásticas ou resinas termoendurecíveis, as quais diferem no comportamento quando aquecidas. O primeiro tipo de resina, quando aquecidas, são moldáveis, e quando resfriadas, endurecem. Além disso, possuem maior resistência a impacto se comparado ao segundo tipo que sofrem processo químico irreversível quando aquecidas e possuem boa estabilidade térmica e resistência química.

A CNR-DT 200 (2014) cita algumas características dos tipos de matrizes poliméricas utilizadas em compósitos para reforço:

- Resina epóxi: são caracterizadas por boa resistência quanto a ataques de agentes químicos e umidade. Possuem ótimas propriedades adesivas.
- Resina de poliéster: caracterizam-se por uma viscosidade mais baixa do que a do epóxi e são bastante versáteis. Possuem resistência mecânica e propriedades adesivas mais baixas que a resina epóxi.

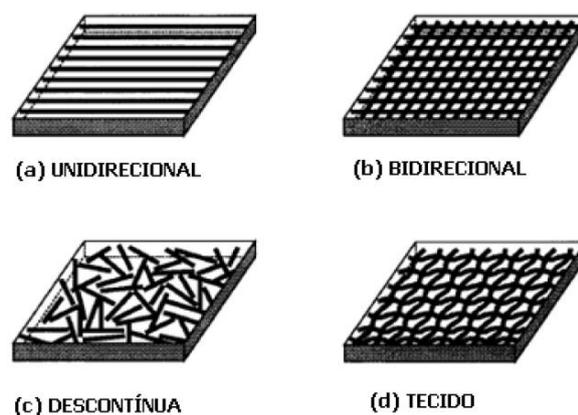
Por essas diferenças, a escolha da matriz influencia no custo final do PRF, sendo a termoendurecível do tipo epóxi a mais indicada, mesmo sendo a opção mais custosa.

3.2.2 Fibra

De acordo com Fonseca (2007), as fibras têm a função de conferir rigidez e resistência ao compósito, e por conta disso é considerada o principal constituído do material. As fibras podem ser curtas ou longas. Sendo que as curtas apresentam menor custo e maior facilidade de processamento. Em contrapartida, torna-se difícil o controle da orientação da fibra no compósito e conseqüentemente a melhora de suas propriedades em uma direção. Já as fibras longas, embora mais difíceis de processar, são mais fáceis de orientar e resultam em compósito com menor retração e maior resistência ao impacto. Juvandes (2002) afirma que as fibras longas são chamadas de “*Continuous Fibers*”, e são mais apropriadas para o reforço de estruturas de concreto, devido a essa característica de possibilidade de orientação numa direção específica, o que otimiza o desempenho estrutural dos compósitos.

O arranjo das fibras pode ser unidirecional, bidirecional, orientadas aleatoriamente (inteiras ou descontínua) e ortogonalmente (tecidos) (Figura 13). No caso das fibras unidirecionais, é possível obter a resistência e módulo de elasticidade máximos na direção axial à fibra. Nas fibras bidirecionais as propriedades mecânicas variam conforme o ângulo de orientação das fibras. Sarturi (2014) afirma que a fibra deve estar totalmente associada à matriz, passando a ser tratada como um corpo monolítico.

Figura 13 - Orientação das fibras na matriz



Fonte: Reddy(1997 apud Sarturi 2014)

As fibras mais utilizadas no ramo da engenharia civil são as fibras de aramida, de carbono e de vidro que, a partir dessas, constroem-se os respectivos reforços denominados

PRFA (Polímero Reforçado com Fibra de Aramida), PRFC (Polímero Reforçado com Fibra de Carbono) e PRFV (Polímero Reforçado com Fibra de Vidro). A Tabela 1 apresenta algumas propriedades dos compósitos citados anteriormente:

Tabela 1 - Propriedades das barras de reforço

	Aço	PRFV	PRFC	PRFA
Tensão de Escoamento nominal (MPa)	276 a 517	N/A	N/A	N/A
Resistência à tração (MPa)	483 a 690	483 a 1600	600 a 3690	1720 a 2540
Módulo de elasticidade $\times 10^3$ (MPa)	200	35 a 51	120 a 580	41 a 125
Tensão de escoamento, %	1,4 a 2,5	N/A	N/A	N/A
Tensão de ruptura, %	6,0 a 12,0	1,2 a 3,1	0,5 a 1,7	1,9 a 4,4

Fonte: adaptado de ACI 440.1R-03 (2003)

Há diversas razões que fazem com que as fibras de carbono, mesmo sendo a opção de maior custo, sejam a melhor alternativa para o reforço de estruturas de concreto. As fibras de carbono podem ser cinco vezes mais leves e possui uma resistência muito maior à tração, se comparadas ao aço. Além disso, dentre as fibras disponíveis para o reforço de polímeros, as fibras de carbono possuem o maior módulo e maior resistência, proporcionando uma grande rigidez ao sistema, sendo a escolha ideal para aplicação em estruturas sensíveis ao peso e deslocamento vertical. (MENEGETTI et al, 2007)

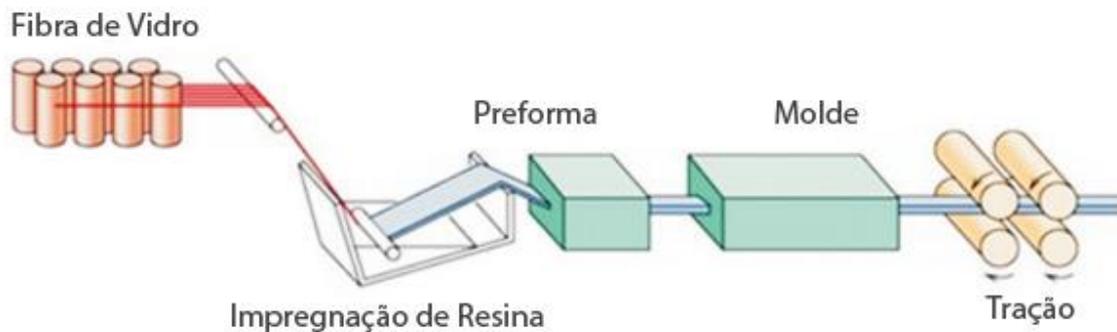
3.2.3 Sistemas de Reforço

Os sistemas de PRF para reforço de estruturas dividem-se em duas categorias: os curados *in situ* e os pré-fabricados. O sistema de cura *in situ* se dá pela aplicação de mantas e tecidos. De acordo com o EUROCOMP (1996), as mantas e os tecidos se diferem pelo agrupamento das fibras. No primeiro as faixas contínuas e as fibras são dispostas sobre uma

rede de protensão, já o segundo se dá pelo entrelaçamento de fibras de maneira unidirecional, bidirecional ou multidirecional.

Juvandes (1999) afirma que os pré-fabricados de PRF substituem as chapas metálicas, onde esse sistema é resultante da impregnação de um conjunto de feixes ou camadas consecutivas de fibras por uma resina termorrígida, que são executadas através do processo chamado pultrusão, apresentado na Figura 14. *Pultrusion*, do inglês, é a técnica de fabricação contínua, automatizada, para elementos compósitos de fibra reforçada, em seção uniforme. Esse processo pode produzir perfis ocós ou maciços, com formatos diferentes, podendo variar a taxa de fibra de 30 a 70% do peso final. O sistema também possui inúmeras vantagens, como pequena perda de material, a não necessidade de elevada mão de obra, produção contínua, entre outros. (MICALI, 2010)

Figura 14 - Diagrama Esquemático do processo de pultrusão



Fonte: CPIC Fiberglass¹

Fonseca (2007) afirma que a técnica de reforço que utiliza os laminados pré-fabricados é a colagem externa desses ao substrato. O adesivo utilizado para a realização da colagem normalmente é do tipo epóxi bi-componente. Além disso, é comum a utilização de “*primers*” para que haja uma melhor aderência do reforço ao substrato. A autora ainda afirma que a técnica de reforço que envolve a colagem dos laminados em entalhes no concreto de cobertura tem

¹ Disponível em: < <http://br.cpicfiber.com/processos.asp?codigo=8&cat=Processos> > Acesso em dez. 2017

ganho aceitação nos últimos tempos. E, quando utilizados para este fim, os laminados possuem o formato de fitas ou tiras.

3.3 REFORÇO POR COLAGEM DE BARRAS E LAMINADOS DE PRF EM ENTALHES

De acordo com Fonseca (2007), a primeira investigação científica sobre a colagem de laminados de polímeros reforçados com fibra em entalhes foi realizado por Blaschko e Zilch, em 1999, e foi considerado um marco por apresentar soluções para algumas deficiências referentes à colagem externa, mais especificamente em relação ao descolamento prematura do reforço.

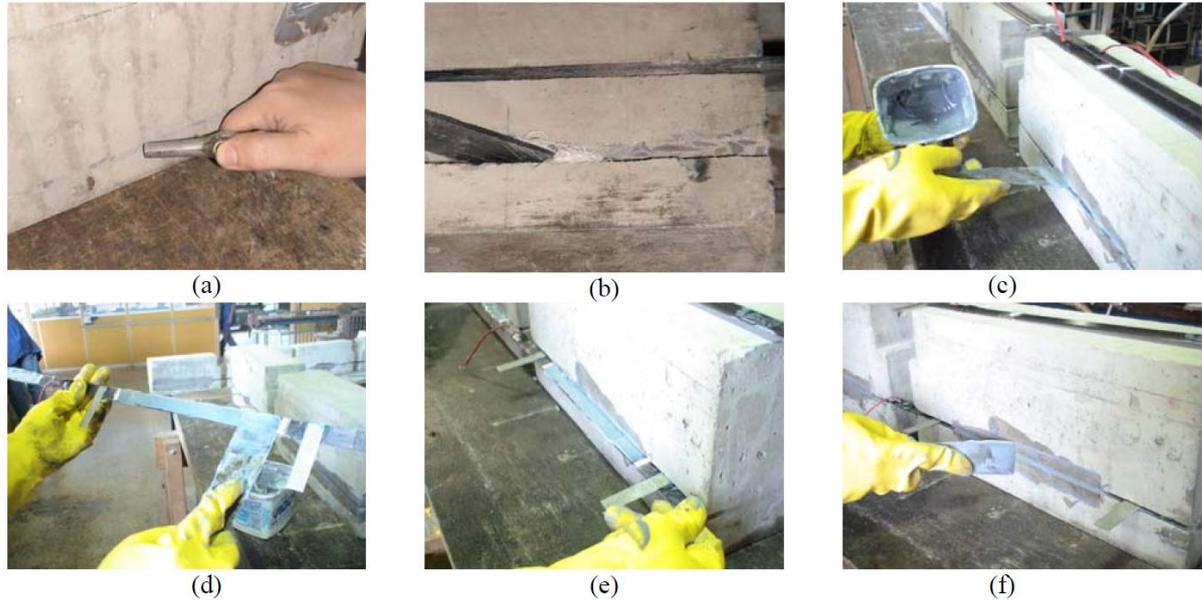
A técnica conhecida como Near Surface Mounted (NSM) consiste na inserção de tiras de polímeros reforçados com fibra em recortes realizados no cobrimento do elemento de concreto e, em seguida, realizado o preenchimento das aberturas com adesivo epóxi (DE LORENZIS et al, 2002). Segundo Rosenboom et al (2006), o reforço utilizando a técnica do NSM oferece um elevado nível de fortalecimento, o qual é menos propenso a falhas prematuras, além de se apresentar mais seguro contra fogo, danos mecânicos, entre outros. E por ser um tipo de reforço que está localizado dentro do elemento estrutural, possui uma maior durabilidade.

A técnica, ilustrada na Figura 15, ainda possui vantagens como uma execução menos trabalhosa, maior facilidade de ancoragem em membros adjacentes ao elemento reforçado, maior facilidade de pré-tensionamento, além de interferir em aspectos estéticos das estruturas.

Fonseca (2007) ainda afirma que a execução da técnica de reforço pode ser resumida nas seguintes etapas:

- Realização de entalhe na face a ser reforçada com o uso de serra corte;
- Limpeza do entalhe com jato de ar;
- Limpeza do laminado com solvente apropriado;
- Aplicação de adesivo no laminado;
- Aplicação de adesivo no entalhe;
- Introdução do laminado no entalhe.

Figura 15 - Etapas principais da colagem de laminados pela técnica NSM: (a) limpeza do entalhe com jato de ar; (b) limpeza do entalhe com estopa embebida em álcool; (c) aplicação do adesivo no entalhe; (d) aplicação do adesivo no entalhe; (e) introdução do laminado no entalhe; (f) retirada do excesso de adesivo e acabamento



Fonte: Fonseca (2007)

Em sua tese de doutorado, Fonseca (2013) afirma que a aderência do PRF tem um papel fundamental na eficiência do reforço, pois é a aderência que permite a transferência de esforços entre o PRF e o elemento de concreto. Há muitas pesquisas a respeito do assunto, porém ainda não há um conhecimento consolidado em relação à aderência, pois há uma certa dificuldade na comparação de resultados devido à grande variação dos materiais e resinas utilizadas nas pesquisas.

Além da dificuldade de conhecimento a respeito da aderência entre o reforço de PRF e o elemento de concreto, o método NSM possui algumas restrições. As amostras dos elementos a serem fortalecidas devem ter largura suficiente para a folga de cobertura necessário e para limpar o espaçamento entre as ranhuras. Outra questão essencial a ser considerada é que quando há dois ou mais sulcos, que são cortados em um feixe de largura limitada, há uma maior probabilidade de ocorrência de descolamento devido a sobreposição de tensão. (DE LORENZIS et al, 2007).

4 CONCRETO PRÉ-MOLDADO

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A norma ABNT NBR 9.062 (2017) define o concreto pré-moldado como um sistema estrutural composto por elementos que são produzidos fora do seu local final, normalmente em fábricas (Figura 16), que devem ser executados conforme prescrições e controle de qualidade determinados em normas específicas. Este sistema oferece inúmeras vantagens para a construção civil, como a racionalização na produção e execução de elementos estruturais, redução de desperdício de materiais, redução considerável no tempo de execução da estrutura, entre outras.

Analisando a questão de redução do tempo de execução da obra, essa se torna uma vantagem a partir do momento em que há capital disponível para tal investimento, fazendo com que o retorno do investimento financeiro seja mais acelerado.

Figura 16 - Fábrica de pré-moldado



Fonte: Autora (2019)

A alta produtividade e facilidade de execução das peças ocorrem porque a produção dos elementos de concreto pré-moldado não depende das condições climáticas, pois é feito fora do seu local de utilização definitivo. No caso dessa produção ser em larga escala, as vantagens se tornam ainda mais significativas. Segundo El Debs (2017) a possibilidade de grande reutilização de fôrmas, emprego de seções que otimizam o uso do material, aumento no controle da qualidade do produto, entre outros, são exemplos disso.

A construção com concreto pré-moldado apresenta uma maior durabilidade, além de mostrar um melhor desempenho estrutural, comparado aos métodos construtivos tradicionais. Isso ocorre por conta do controle de qualidade, desde a seleção de matéria prima até a execução, além disso, a pré-moldagem conta com mão-de-obra especializada. Segundo Pigozzo et al (2005), há também um aumento da qualidade por conta do uso de equipamentos e máquinas para a execução dos elementos.

Outra vantagem do uso do pré-moldado se refere à organização do canteiro de obras. É comum se deparar com um canteiro bem mais limpo, isso se deve ao fato de que os elementos vêm prontos para montagem da fábrica. Isso também faz com que o tempo de construção seja consideravelmente reduzido, diminuindo assim o tempo de exposição dos trabalhadores ao risco de acidentes.

O uso do concreto pré-moldado permite a sua reutilização, fazendo com que diminua as demolições, que possuem custo elevado por conta do barulho, poeira, problemas com o tráfego, entre outros inconvenientes que essas causam.

As fôrmas também são utilizadas inúmeras vezes, pois as mesmas, normalmente, são feitas de aço. Além disso, o cimbramento é dispensável para a grande maioria dos elementos de pré-moldado.

Segundo Acker (2002), quanto à relação entre o sistema construtivo e o meio ambiente, o pré-moldado apresenta-se como uma boa alternativa: o uso de material é reduzido em 45%, o consumo de energia se reduz em até 30%, o desperdício com demolição se reduz em até 40%. Acker (2002, p.5) afirma também que “muitas fábricas estão reciclando o desperdício do concreto, tanto o endurecido quanto o fresco, e futuramente as indústrias de pré-fabricados funcionarão como um sistema de produção fechado, onde todo material gasto é processado e utilizado novamente.”.

Com relação às desvantagens, El Debs (2017) cita a colocação das peças nos locais definitivos, por conta dos custos e as limitações quanto a transporte e montagem, sendo que essa depende da condição de acesso ao local, e também da condição do local propriamente dita.

Além dessa, também vale destacar a dificuldade de se obter melhoria na ligação entre os elementos, pois, a ligação se torna cada vez mais cara à medida que se busca uma estrutura cada vez mais monolítica. Porém, El Debs (2017, p.27) afirma que essas são características que não devem servir como restrição do uso do sistema de pré-moldado, e sim, o preço a se pagar por ter tamanha facilidade de execução dos elementos.

4.2 LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS

As ligações são as principais partes no projeto de uma estrutura pré-moldada, tanto para a produção da estrutura, quanto para o comportamento final da mesma. Ao mesmo tempo que as estruturas em concreto pré-moldado apresentam facilidade de execução de seus elementos, o sistema enfrenta um problema ao realizar as ligações dos mesmos. De acordo com El Debs (2017), as ligações têm extrema importância no comportamento da estrutura que, ao se executar ligações simples, pode acarretar em estruturas mais solicitadas ao momento fletor. Por outro lado, as ligações que tendem a reproduzir o comportamento de estruturas monolíticas, ou seja, que ocorra a transmissão de momentos fletores entre os elementos, requerem mais trabalho, reduzindo assim as vantagens do sistema construtivo em concreto pré-moldado. Segundo Fonseca (2007), como a velocidade é uma das principais vantagens do concreto pré-moldado, a opção por ligações simples passa a ser mais conveniente, porém, restringe a escolha do sistema em concreto pré-moldado a edificações de pequena altura, com limite referencial de 12 metros.

Acima dessa altura, as ações laterais passam a serem mais significativas, os momentos fletores nas bases dos pilares se tornam elevados e suas seções injustificáveis do ponto de vista econômico. O autor ainda afirma que o desenvolvimento de ligações resistentes à flexão e de execução simples ainda é um desafio. As dificuldades de execução de uma ligação mais rígida se devem à necessidade de se realizar a ligação tanto do concreto como do aço.

Para Elliot (2002), a filosofia do projeto de ligações depende de diversos fatores, como segue:

- A estabilidade da estrutura. Estruturas instáveis requerem fundações com elevadas resistência a momento fletor, enquanto que estruturas solidarizadas não;
- Do layout da estrutura. A quantidade e posição dos pilares e dos elementos de apoio que vão ditar o projeto de ligações;
- Momento na extremidade das vigas. Vigas engastadas sempre requerem resistência a momento fletor na extremidade da viga, enquanto que vigas bi-apoiadas não;
- Proteção ao fogo;
- Fabricação fácil e econômica;
- Escolha do método de execução das ligações, como por exemplo, grauteamento, parafusamento, etc;
- Entre outras.

O autor afirma que, diante dessas consideração, o projeto de ligação não se trata apenas em selecionar as dimensões e o material apropriado, mas também entender a natureza das forças e o caminho dessas através das ligações.

Já para o MC-CEB/90 (CEB, 1991), o projeto de ligações deve seguir os princípios gerais, que estão listados abaixo:

- A ligação deve resistir às solicitações da análise da estrutura;
- Devem ser previstas acomodações da ligação até ela atingir a sua capacidade;
- A rigidez e a estabilidade global da estrutura devem ser assegurados pelas ligações;
- Devem ser levadas em conta as tolerâncias de fabricação e montagem.

El Debs (2017) afirma que, em geral, no projeto das ligações, aplicam-se os mesmos princípios e critérios para o dimensionamento do concreto armado, como por exemplo a não consideração da resistência à tração do concreto nos estados-limite últimos (ELU), verificação da ancoragem e a emenda das barras da armadura, entre outros.

Com relação ao reforço de ligação, o autor alega que é possível recorrer a uma variedade de recursos:

- Armadura saliente e CML – esse recurso consiste em deixar a armadura dos elementos proeminente e, após a montagem, executar a concretagem da ligação. A partir disso, é possível obter ligações rígidas, porém o trabalho de campo é significativo.
- Conformação por recortes, chaves de cisalhamento e encaixes – Esse recurso é utilizado com vários propósitos, impedir deslocamentos relativos e proporcionar restrição ao tombamento da viga, já na fase de montagem, e disfarçar a ligação.
- Cabos de protensão – com o intuito de promover uma eficiente solidarização entre os elementos pré-moldados, é possível adotar a protensão. Normalmente, esse tipo de recurso acaba envolvendo a colocação de concreto ou argamassa no local, sendo necessário aguardar o endurecimento do material, além do trabalho para realizar a protensão dos cabos no local.
- Conectores metálicos, solda e parafusos - Corresponde ao emprego de elementos metálicos, como perfis e chapas de aço que são fixados nas faces externas dos elementos, soldados à armadura principal. Quando se usa solda, deve-se ter em conta possíveis dificuldades de montagem devido às deformações produzidas pela solda, redução de resistência, e prejuízo na aderência da barra com o concreto junto à solda. O emprego de parafusos, deve ser visto com cuidado em virtude das tolerâncias envolvidas, pois se a ligação é realizada por apenas uma extremidade do elemento, o problema das tolerâncias é menos difícil. Porém, quando a ligação é feita pelas duas extremidades, como na ligação viga-pilar, o emprego do parafuso é mais complicada.
- Almofada de apoio – as almofadas de apoio são empregadas para uniformizar a transferência de tensão entre os elementos de concreto pré-moldado, fazendo com que não haja concentração de tensões na transferência de forças de compressão. Geralmente, as almofadas de apoio de elementos fletidos são de elastômeros, o qual normalmente é o policloroprene, denominado comercialmente neoprene.
- Argamassa e concreto de granulometria fina – a argamassa e o concreto de granulometria fina são empregados com o objetivo de uniformizar tensões de contato entre elementos. Esses materiais podem ser utilizados com consistência fluida ou não.
- Material de alto desempenho – o uso do material de alto desempenho, como o UHPC (*Ultra High Performance Concrete*, ou concreto de alto desempenho), na região de ligação possibilita um melhor comportamento estrutural com pouco material. Esse tipo de recurso ainda não é muito difundido, mas tem recebido bastante enfoque em pesquisas recentes.

E, atualmente, surge a hipótese de reforço de ligação com PRF, tema do presente estudo, que ainda deve ser mais explorado e validado com estudos, tanto experimental, como numérico, a fim de se comprovar sua eficácia.

É prática comum em escritórios de projeto a adoção de ligações totalmente rígidas ou totalmente articuladas, idealizando que estas sejam capazes de permitir ou, no caso das ligações articuladas, restringir em sua totalidade as rotações entre as peças. Porém, de acordo com Miotto (2002), as ligações em geral não se comportam da forma considerada na análise estrutural. A autora ainda afirma que as ligações classificadas como articulações frequentemente possuem uma certa rigidez à flexão e resistência. E as classificadas como rígidas podem apresentar deformações à flexão e ao cisalhamento de maneira considerável. Sendo assim, as ligações entre elementos pré-moldados são denominadas semirrígidas por apresentarem uma certa deformabilidade quando solicitadas. A concepção de cálculo usualmente adotada pode ser efetiva para uma grande parcela de estruturas de concreto pré-moldado, mas seguramente não é a mais econômica.

Uma opção de representação da semirrigidez das ligações é a adoção de molas nas mesmas. Filippou et al (1988) afirma que o uso de molas para representar a deformabilidade da ligações viga-pilar é uma opção atraente devido à sua simplicidade. Apesar de apresentar algumas vantagens sobre outras estratégias, como a formulação de baixa complexidade e os baixos esforços computacionais, tais modelos podem envolver algumas dificuldades em relação à calibração dos parâmetros de entrada e implementação em programas de software comercialmente disponíveis.

A rigidez e deformabilidade ao momento fletor e ao esforço normal podem ser expressas pelas equações (1) a (4), a seguir:

$$K_m = \frac{M}{\varphi} \quad (1)$$

$$D_m = \frac{\varphi}{M} \quad (2)$$

$$K_n = \frac{N}{a} \quad (3)$$

$$D_n = \frac{a}{N} \quad (4)$$

Onde

K_m : rigidez ao momento fletor da ligação;

φ : rotação da ligação;

M: momento fletor atuante na ligação;

D_m : deformabilidade ao momento fletor;

K_n : rigidez ao esforço normal da ligação;

N: esforço normal atuante na ligação;

a : deslocamento da ligação;

D_n : deformabilidade ao esforço normal.

Além disso, o Eurocode 3 (2003) apresenta os limites para a classificação da ligação quanto à rigidez, separando em três zonas de classificação, expostos no Quadro 1 a seguir:

Quadro 1 - Limites de classificação da ligação quanto à rigidez

	<i>Classificação</i>	<i>Limites</i>
Zona 1: Rígida		$K_m \geq \frac{k_b \cdot E \cdot I}{L}$
Zona 2: Semi-rígida		$\frac{0,5 \cdot E \cdot I}{L} < K_m < \frac{k_b \cdot E \cdot I}{L}$
Zona 3: Articulada		$K_m \leq \frac{0,5 \cdot E \cdot I}{L}$
$k_b = \begin{cases} 8 & \text{(estrutura contraventada)} \\ 25 & \text{(estrutura não contraventada)} \end{cases}$		

Fonte: Fonseca (2013) adaptado de EUROCODE 3

O Eurocode 3 (2003) também classifica as ligações quanto à resistência ao momento fletor: as articuladas, as de resistência total e as de resistência parcial. O código alega que as ligações articuladas devem apresentar resistência de cálculo a momento fletor ($M_{j,Rd}$) inferior

a 25% da resistência requerida para uma ligação de resistência total. Já as ligações de resistência parcial são aquelas que não se adequam aos critérios dos dois outros tipos de ligação.

Elliott (2002) propõe uma classificação para ligações semirrígidas em estruturas de pré-moldado em função do fator de rigidez γ , o qual relaciona a rigidez da ligação $K\varphi$ com a rigidez da viga, conforme a equação (5) a seguir:

$$\gamma = \left[1 \frac{3EI}{K\varphi L} \right]^{-1} \quad (5)$$

Os valores de γ variam de 0 a 1, esses valores correspondem, respectivamente, às condições ideais de articulação e engastamento.

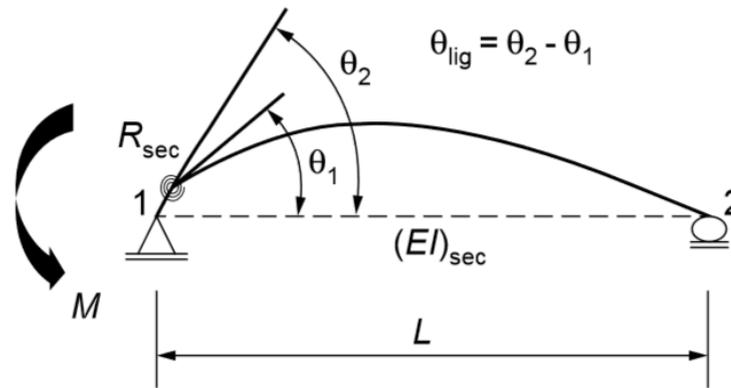
Devido às incertezas no comportamento das ligações, podem ser empregados coeficientes de ajustamento, que têm sido adotados entre 1,0 e 1,33. Segundo El Debs (2017), a utilização desse coeficiente deve considerar a forma de ruína, afim de reduzir a possibilidade de ruptura do concreto ou deficiência de ancoragem da armadura, a sensibilidade da ligação aos desvios, e as consequências da ruína. O autor ainda ilustra uma situação na qual é recomendável o uso do coeficiente de ajustamento: na ligação de pilares nas fundações de sistemas estruturais com pilares engastados e vigas articuladas. Pois, por conta da grande responsabilidade estrutural da ligação, é recomendada a adoção de um coeficiente de ajustamento $\gamma_n = 1,2$ para o dimensionamento da mesma.

De acordo com a ABNT NBR 9.062/2017, a capacidade das estruturas pré-fabricadas deve ser orientada pelo esgotamento dos elementos estruturais, e não pelo esgotamento da resistência das ligações. Na análise da estabilidade, a presença de um comportamento prejudicial efetivo das ligações deve ser considerado. E a classificação da ligação no apoio é determinada pelo fator de restrição à rotação da ligação. A norma ainda alega que o projeto das ligações deve ser realizado após um estudo minucioso das possíveis solicitações de serviços e montagem da estrutura. Também se deve levar em conta os movimentos devido à retração e fluência do concreto e a temperatura para realizar o devido dimensionamento das ligações e elementos estruturais.

A norma ainda classifica a ligação como articulada, semirrígida ou rígida de acordo com o fator de restrição à rotação da ligação relativa entre a viga e o pilar (α_R), o qual se dá pela

razão entre a rotação da extremidade do elemento θ_1 e a rotação combinada do elemento e da ligação, θ_2 , ou seja, a soma da rotação da ligação com a rotação da extremidade do elemento, devido ao momento de extremidade, como apresentado na Figura 17:

Figura 17 - Fator de restrição à rotação



Fonte: ABNT NBR 9.062 (2017)

O fator de restrição varia de 0 a 1, e pode ser calculado em função do fator de rigidez relativa entre a rigidez da ligação e a rigidez do elemento por ela conectado, conforme a equação (6) a seguir:

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3(EI)_{SEC}}{R_{SEC}L_{EF}} \right]^{-1} \quad (6)$$

Onde:

R_{SEC} é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar;

$(EI)_{SEC}$ é a rigidez secante da viga considerada na análise estrutural;

L_{EF} é o vão efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga;

θ_1 é a rotação da viga;

θ_2 é a rotação combinada da viga e da ligação;

A partir da equação (6), é possível entender que, quanto maior o vão efetivo da viga em questão, maior será o seu coeficiente de restrição. Em contrapartida, quanto maior for a rigidez da viga considerada na análise estrutural, menor será o coeficiente de restrição α_R . Logo, pode-

se concluir que para duas vigas que possuem a mesma seção, porém com comprimentos diferentes, haverá coeficientes de restrição distintos.

Para a consideração aproximada e simplificada da não linearidade física, a fim de analisar os efeitos globais de 2ª ordem em estruturas de concreto pré-moldado, a norma ABNT NBR 9.062 (2017) em seu anexo A, sugere a utilização de valores de rigidez secante dos elementos estruturais, como segue nas equações (7) a (9):

- Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,25 E_{ci} I_c \quad (7)$$

- Vigas em concreto armado:

$$(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c \quad (8)$$

- Vigas em concreto protendido, considerando toda a seção composta:

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} I_c \quad (9)$$

- Pilares, valores médios ao longo da altura:

$(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} I_c$, para estruturas com ligação viga-pilar articulada com um pavimento ou galpões;

$(EI)_{sec} = 0,55 E_{ci} I_c$, para estruturas com ligações semirrígidas com até quatro pavimentos;

$(EI)_{sec} = 0,7 E_{ci} I_c$, para estruturas com ligações semirrígidas com cinco ou mais pavimentos;

$(EI)_{sec}$ para estruturas com ligações rígidas seguir norma ABNT NBR 6.118.

Onde:

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_{ci} : é o módulo de deformação tangente inicial.

A norma ainda indica que tais valores de rigidez não contemplam o efeito de fluência e não podem ser empregados na avaliação dos efeitos locais de 2ª ordem, mesmo realizando uma discretização maior da modelagem.

Para Araújo, Ferreira e El Debs (2006) a relação entre o momento modificado na extremidade de uma viga M_e devido à ligação semirrígida e o momento de engastamento perfeito no apoio M_r pode ser escrito em função do parâmetro α_R , variando entre 0 e 1, conforme apresentado na equação (10).

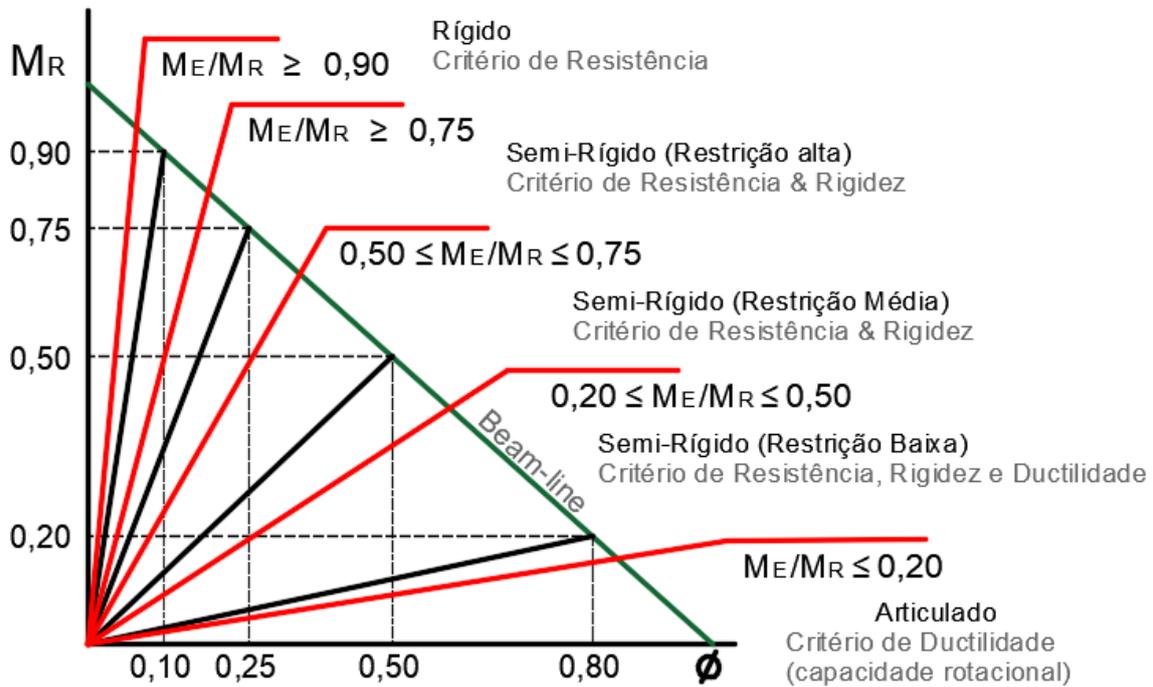
Sendo,

$$\frac{M_e}{M_r} = \left[\frac{3\alpha_r}{2 + \alpha_r} \right], \quad \text{onde} \quad M_r = \frac{qL^2_{\text{viga}}}{12} \quad ((10))$$

Conforme Araújo, Ferreira e El Debs (2006), pelo conceito do método beam-line, o momento na extremidade de uma viga pré-moldada não depende apenas dos critérios de resistência, mas do resultado da rigidez relativa da ligação na análise estrutural. Desta maneira, a resistência de uma ligação deve ser compatível com sua rigidez à flexão.

Para Ferreira (2005), existem intervalos para a consideração de rigidez a que uma ligação pode estar sujeita, estando associada ao parâmetro α_R . Na Figura 18 é apresentado um gráfico onde é possível através da delimitação de zonas, classificar as ligações em rígidas, semirrígidas e articuladas.

Figura 18 - Classificação para ligações semirrígidas

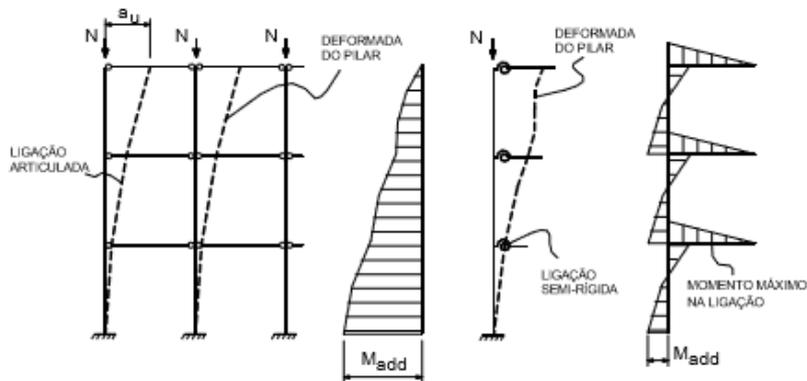


Fonte: Ferreira e Elliott (2002) apud Ferreira (2005).

Para Ferreira (1999), a rigidez das ligações viga-pilar influi na estabilidade das estruturas aporticadas com pilares contínuos, conforme ilustrado na Figura 19. Assim, a consideração das ligações semirrígidas faz com que haja uma modificação dos efeitos de segunda ordem sobre a estrutura.

Não se pode entender as ligações de estruturas pré-moldadas como apenas nós na estrutura, deve-se analisar como sendo uma região da estrutura. As ligações de estruturas pré-moldadas apresentam comportamentos únicos com relação a outros elementos da estrutura, como a concentração de tensões, onde não se pode desprezar as deformações e deslocamento, mesmo em situações de serviço (FERREIRA, 1999).

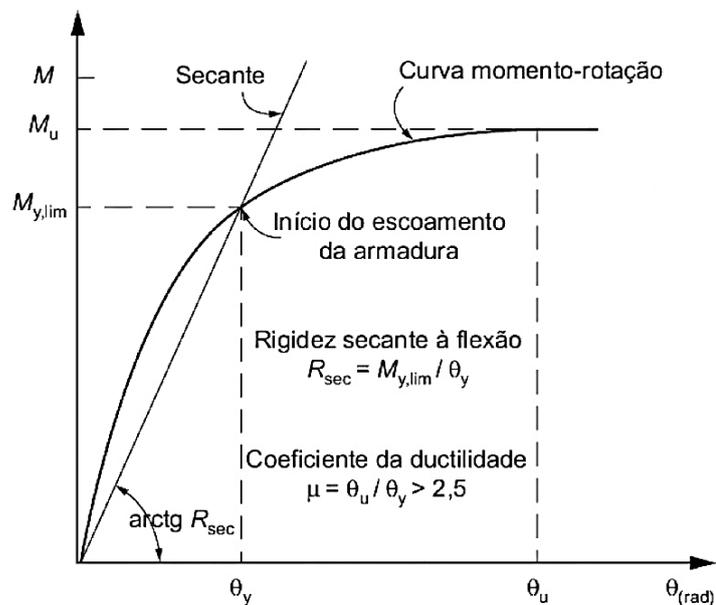
Figura 19 - Influência da deformabilidade da ligação na estabilidade da estrutura



Fonte: Elliott (1992) apud Ferreira (1999).

A rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar é definida pela relação momento-rotação. De acordo com a norma NBR 9.062 (2017), a resposta não linear das ligações pode ser feita com base na análise linear, utilizando a rigidez secante R_{SEC} , conforme mostrado na Figura 20 a seguir:

Figura 20 - Curva momento-rotação



Fonte: ABNT NBR 9.062 (2017)

O parâmetro citado pode ser calculado pela equação (11) a seguir:

$$R_{sec} = k \frac{A_s E_s d^2}{L_{ed}} \quad (11)$$

Onde:

k : coeficiente de ajustamento da rigidez secante, dependendo do tipo de ligação;

L_{ed} : comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade, dependendo do tipo de ligação;

d : altura útil da seção resistente na ligação negativa;

E_s : módulo de elasticidade do aço;

A_s : armadura de continuidade negativa, respeitando o limite $M_{y,lim}$, dado pela seguinte equação (12):

$$M_{y,lim} = 0,9 A_s f_{yk} d \quad (12)$$

A partir do conceito do fator de restrição, Ferreira et al (2002), apresentaram uma proposta de classificação das ligações semirrígidas de estruturas pré-moldadas em cinco zonas diversas, como pode ser vista na Tabela 2, a seguir:

Tabela 2 - Classificação das Ligações Semi-Rígidas em Estruturas Pré-Moldadas

Zonas	Fator de restrição α_R	Classificação das Ligações
Zona I	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	Articuladas
Zona II	$0,14 \leq \alpha_R < 0,40$	Semirrígidas com Restrição Baixa
Zona III	$0,40 \leq \alpha_R < 0,67$	Semirrígidas com Restrição Média
Zona IV	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	Semirrígidas com Restrição Alta
Zona V	$0,86 \leq \alpha_R < 1$	Perfeitamente Rígidas

Fonte: Ferreira et al. (2002)

Outra maneira de se determinar a rigidez da ligação se dá através de análises numéricas por meio de programas computacionais baseados no Método dos Elementos Finitos. Miotto (2002) afirma que Krishnamurthy deu início aos desenvolvimentos de modelos de ligações em 3D na década de 70, na área de estruturas metálicas. E, atualmente existem diversos programas, tanto acadêmicos quanto comerciais, capazes de simular todos os fenômenos complexos que envolvem o problema das ligações, como atrito, aderência, escorregamento, etc. Entretanto, a autora ainda afirma que existem dificuldades na elaboração de um modelo de elementos finitos capaz de representar de maneira precisa o comportamento das ligações. Ainda no caso de ligações entre elementos de concreto pré-moldado, há mais um agravante: a modelagem do comportamento do concreto, ou seja, sua não-linearidade física.

Para o projeto das ligações, também é importante considerar a capacidade de redistribuição de esforços da estrutura, a qual está relacionada com a ductilidade da ligação, caracterizada como a capacidade da ligação de sustentar grandes deformações inelásticas, sem perda significativa de resistência, antes de atingir a ruína. A quantificação da ductilidade pode ser feita em termos da relação de área sob a curva do diagrama momento fletor x deformação ou em termos da relação entre a rotação última e a rotação de início de escoamento. (EL DEBS, 2017)

4.3 REFORÇO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR

Com o objetivo de aumentar a rigidez da ligação viga-pilar de estruturas pré-moldadas de tal modo a transmitir o momento fletor, pode-se utilizar recursos de concretagem e solda no local, a norma ABNT NBR 9.062 (2017) apresenta algumas alternativas de continuidade das armaduras positivas e negativas, das quais as mais utilizadas estão descritas a seguir:

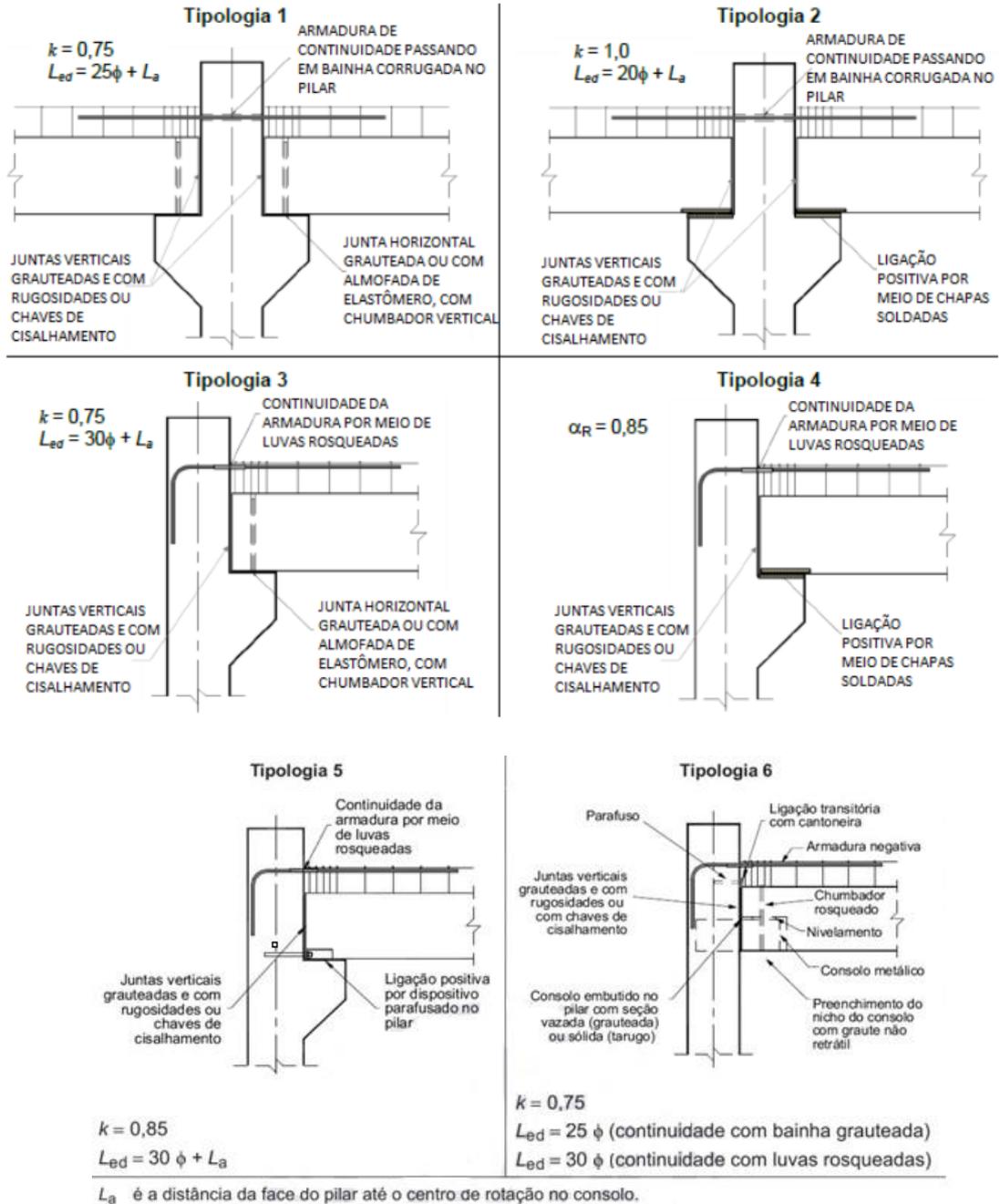
- Armadura de continuidade passando em bainha corrugada no pilar: Este recurso de continuidade da armadura negativa de vigas, pode ser executado em ligações de vigas com pilares de extremidade ou em ligações de vigas com pilares internos, para que a barra passe de uma face a outra do pilar;
- Luvas rosqueadas: neste recurso, a continuidade da armadura negativa das vigas se dá por meio de luvas rosqueadas, e podem ser executados em pilares de canto e de extremidade, casos em que não há como a armadura negativa passar de uma face a outra do pilar;

- Chapas soldadas: este recurso é principalmente utilizado para se obter continuidade na armadura positiva. São chapas metálicas que são soldadas junto à armadura positiva da viga e junto à armadura do consolo do pilar e, após a montagem da estrutura, essas são soldadas uma a outra no local final da estrutura;
- Entre outras.

É importante ressaltar que todos os recursos com o objetivo de se aumentar a rigidez de ligações devem ser validados com estudos analíticos e experimentais. Para o cálculo da rigidez secante nesses, a norma ABNT NBR 9.062 (2017) fornece uma tabela onde apresenta algumas referências para o comprimento efetivo de deformação L_{ed} para o cálculo da mesma em ligações viga-pilar típica. Para demais tipologias de ligações, o valor da rigidez secante da relação momento-rotação deve ser validado experimentalmente, tendo-se o centro de rotação no apoio (consolo) da viga pré-moldada como referência para a obtenção da rotação relativa viga-pilar.

Para as ligações típicas da Figura 21, recomenda-se a distância entre a face do pilar e a extremidade da viga pré-moldada, possibilitando uma boa condição de preenchimento da junta vertical com graute ou com concreto de resistência característica à compressão maior ou igual a 30MPa ($f_{ck} \geq 30MPa$).

Figura 21 - Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típica



Fonte: ABNT NBR 9.062 (2017)

5 ESTABILIDADE GLOBAL

De acordo com Ferreira et al (2005), nas estruturas em concreto pré-moldado, com ligações articuladas, a estabilidade global depende da rigidez dos pilares em balanço, os quais estão engastados na base, e também do grau de rigidez da ligação viga-pilar. Para El Debs (2017) ao se analisar a estabilidade global de uma estrutura pré-moldada, pode-se empregar os mesmos procedimentos das estruturas de concreto moldado no local. Realmente, após a montagem, a particularidade das estruturas de concreto pré-moldado em relação às estruturas de concreto moldado no local consiste no emprego de articulação ou ligações com certa deformabilidade, que podem ser consideradas nos procedimentos de verificação da estabilidade global. No caso de se empregar ligações praticamente rígidas não existem diferenças em relação ao caso das estruturas de concreto moldado no local.

Com o objetivo de garantir a estabilidade global, os sistemas estruturais usados nas estruturas pré-moldadas podem atuar isolados ou em combinação entre si, podendo-se assim enumerá-los:

- a) Estruturas onde a estabilidade é proporcionada por ação de pilares engastados na fundação, podendo estar associados a vigas articuladas;
- b) Estruturas onde a estabilidade é alcançada por ação de pórtico composto por pilares e vigas, interligados entre si por meio de ligações resistentes a momentos fletores;
- c) Estruturas verticais onde a estabilidade se dá pela presença de elementos de contraventamento, como paredes, elementos de contraventamento do tipo X, entre outros;
- d) Estruturas de pisos ou cobertura que formam diafragmas que garantem a transferência de esforços horizontais para os elementos verticais de sustentação e contraventamento.

Visando garantir a segurança da estrutura no estado limite último de instabilidade (ELU), a verificação da estabilidade global torna-se um importante requisito no desenvolvimento de projetos de edificações em concreto, para tal, há alguns coeficientes chamados de parâmetros de instabilidade global.

5.1 PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL

Sob ação de cargas horizontais e verticais, os nós das estruturas se deslocam lateralmente. Esses deslocamentos podem causar o aparecimento de efeitos de segunda ordem. A norma ABNT NBR 6.118 (2014) classifica as estruturas quanto à mobilidade do elementos da estruturas, classificando as mesmas como estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis.

Quando os deslocamentos dos nós da estrutura são pequenos, sendo por consequência os efeitos de 2ª ordem pequenos também, ou seja, menos de 10% dos esforços de 1ª ordem, a estrutura é classificada de nó fixo. E, quando as estruturas forem mais flexíveis, sendo os esforços de 2ª ordem maior que 10% dos esforços de 1ª ordem, a estrutura é considerada como sendo de nós móveis.

Portanto, considerando os momentos fletores (equação (13)), uma estrutura será considerada de nós fixos se:

$$M_{2d} \leq 1,1M_{1d} \quad (13)$$

Onde:

M_{2d} = momento de cálculo incluindo os efeitos de segunda ordem;

M_{1d} = momento de cálculo de primeira ordem.

Porém, esta verificação não é feita na prática, por assumir que não existe estruturas não deslocáveis, exceto na teoria. Devendo-se fazer a análise de segunda ordem.

Diferentes parâmetros já foram propostos, entre eles, os mais relevantes são os denominados parâmetros de instabilidade α , proposto por BECK E KONIG (1967), e o coeficiente γ_z apresentado por FRANCO E VASCONCELOS (1991).

5.1.1 O Parâmetro α

Zumaeta (2011) afirma que o parâmetro α é uma forma de avaliar a instabilidade global da estrutura de concreto, definindo se a edificação possui nós fixos ou de nós móveis, porém não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem. Este parâmetro foi deduzido em 1967 por Becke König baseado na Teoria de Euler. Nela, o edifício é considerado equivalente a um único pilar de seção constante, engastado na base e livre no topo, com rigidez igual à soma das rigidezes dos pilares isolados que auxiliam no contraventamento da estrutura, sujeito a uma

força vertical uniformemente distribuída em toda sua extensão. (LIMA, 2001) Segundo Ellwanger (2012) o parâmetro α apresenta a aplicação do critério de Beck e König e estabelece que: Uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 ou α_{lim} , conforme equação (14):

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{\sum N_k}{(EI)_{eq}}} \quad ((14))$$

em que

H_{tot} – altura total do edifício, medida do topo da fundação;

$\sum N_k$ - soma de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;

EI_{eq} - rigidez à flexão equivalente na direção considerada.

Os limites para o valor de α , segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), são os seguintes:

$$\alpha_{lim} = 0,2 + 0,1n \text{ para } n \leq 3 \quad ($$

$$\alpha_{lim} = 0,6 \quad \text{para } n \geq 4 \quad ($$

Em que n é o número de pavimentos acima da fundação, ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

Conforme a norma ABNT NBR 6.118 (2014) se o valor encontrado para α for inferior aos limites indicados, não é necessário considerar os efeitos globais de segunda ordem. Caso contrário, os efeitos globais de segunda ordem devem ser considerados.

Ainda segundo a norma ABNT NBR 6.118 (2014), a estabilidade global é garantida, em situação de serviço, se os deslocamentos laterais da estrutura forem menores que $H/1.700$ e $H_i/850$ entre pavimentos. Sendo H a altura total do prédio e H_i a diferença de nível entre os pavimentos em análise.

5.1.2 Coeficiente γ_z

Para Kimura (2007) o coeficiente γ_z é um parâmetro que examina a estabilidade global de um edifício de concreto armado de forma simples, rápida e bastante eficiente. Sua formulação foi inteiramente deduzida e criada por engenheiros brasileiros (Engº. Augusto Carlos de Vasconcelos e Engº. Mário Franco).

Segundo El Debs (2017), o processo do coeficiente γ_z (equação (15)) é uma forma de avaliar se é necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem e também é uma maneira de calcular de forma simplificada estes efeitos. O processo consiste, de forma geral, em obter o coeficiente que multiplica os momentos que tendem a produzir o tombamento da estrutura com:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad ((15))$$

Em que:

M_{1d} - momento de primeira ordem na base da estrutura devido às ações que tendem a produzir seu tombamento;

ΔM_d - primeira avaliação do momento de segunda ordem, calculado com a estrutura deslocada pelo momento de primeira ordem.

A norma ABNT NBR 6.118 (2014) indica que o coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais deve ser utilizado apenas em estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, utilizando várias combinações de carregamento.

Porém, a norma ABNT NBR 9.062 (2017) valida a utilização do coeficiente γ_z também para estruturas com menos de quatro andares, desde que sua geometria seja regular, e não apresente discrepâncias significativas entre os pés-direitos e nem variações acentuadas entre os momentos de inércia dos pilares nos pavimentos.

A mesma norma considera que a estrutura com deslocabilidade reduzida com $\gamma_z \leq 1,10$, onde os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desprezados. Já para o intervalo $1,10 < \gamma_z < 1,30$ a estrutura considera-se a deslocabilidade como moderada, onde permite-se o procedimento aproximado para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem em estruturas com nós móveis, o qual consiste na avaliação dos esforços finais (1ª + 2ª ordem) a partir da

majoração adicional das ações horizontais da combinação de ações considerada pelo coeficiente γ_z . Para o intervalo $1,10 < \gamma_z < 1,20$, emprega-se o fator de majoração reduzido de $0,95\gamma_z$, enquanto que para o intervalo $1,20 < \gamma_z < 1,30$, o fator de majoração é empregado na sua íntegra, ou seja, γ_z . Por fim, para valores $\gamma_z \geq 1,30$, deve ser considerada a não linearidade geométrica e a não linearidade física da estrutura.

5.2 DESLOCABILIDADE

A norma brasileira ABNT NBR 9.062 (2017) classifica as estruturas pré-fabricadas quanto à deslocabilidade: reduzida, moderada e acentuada, como é apresentado no Quadro 2.

Quadro 2 - Classificação das estruturas quanto à deslocabilidade

Deslocabilidade	γ_z	Considerações
Reduzida	$\gamma_z \leq 1,10$	Deslocamentos horizontais pequenos e efeitos globais de 2ª ordem desprezíveis
Moderada	$1,10 \leq \gamma_z \leq 1,20$	Efeitos globais de 2ª ordem considerados, com fator de majoração $0,95\gamma_z$
	$1,20 < \gamma_z < 1,30$	Efeitos globais de 2ª ordem considerados, com fator de majoração γ_z
Acentuada	$\gamma_z \geq 1,30$	Deslocamentos horizontais excessivos, efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem e não linearidade geométrica e física considerados

Fonte: ABNT NBR 9.062 (2017)

Além disso, ainda segundo a norma ABNT NBR 9.062 (2017) existem limites para deslocamentos globais, em combinação frequente, que é apresentado no Quadro 3 a seguir:

Quadro 3 - Limites de deslocamentos horizontais globais

Caso	Tipo de Edificação	Deslocamentos horizontais globais máximos
A	Galpão	$H/400^a$
B	Edifício térreo com laje	$H/500^b$
C	Edifício com um pavimento	$H/500^b$ ou $H/750^c$
D	Edifício com múltiplos pavimentos	$H/1200^b$ ou $H_1/750^c$ ou $H_2/500^d$
<p>Em que</p> <p>aH corresponde à altura da viga de rolamento, caso exista, ou altura total do edifício.</p> <p>bH corresponde à altura total do edifício.</p> <p>cH_1 corresponde ao desnível entre dois pisos consecutivos.</p> <p>dH_2 corresponde ao desnível entre o último piso e a face superior da laje de cobertura.</p>		

Fonte: ABNT NBR 9.062 (2017)

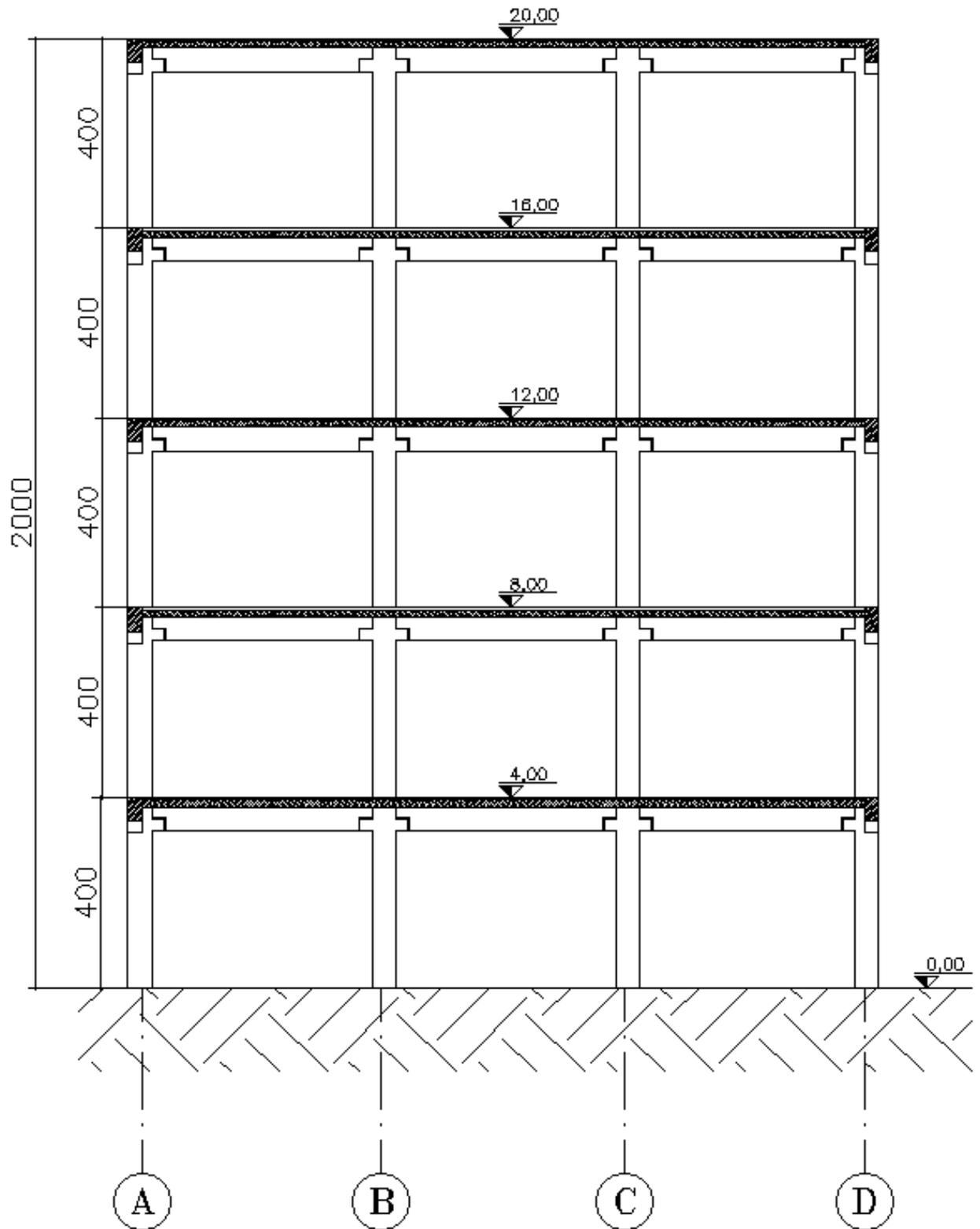
6 ATIVIDADES DESENVOLVIDAS

Para o estudo da melhoria da estabilidade global da estrutura a partir do aumento da rigidez da ligação viga-pilar com reforço de PRFC, foram utilizados os *softwares* de análise estrutural Simulia Abaqus 6.12 e o SAP2000, ambos os programas são baseados no métodos de elementos finitos, com interface gráfica 3D, preparados para realizarem a modelagem, análise e dimensionamento de elementos estruturais.

A edificação selecionada para a análise é uma estrutura pré-moldada composta por pilares, vigas e lajes alveolares de cinco pavimentos, com 4 metros de pé-direito estrutural, totalizando uma altura total de 20 metros, com vão entre pilares de 7 metros na direção de laje e 5 m na direção ortogonal às mesmas, possuindo as medidas 28m de comprimento por 15m de largura, destinada para fins residenciais, localizada na cidade de Maringá/PR. As plantas da estrutura apresentam modulação nos eixos verticais e horizontais, com o valor de 7 metros e 5 metros, respectivamente, conforme apresentado na Figura 22 a seguir:

O corte transversal da edificação estudada pode ser observado na Figura 23.

Figura 23 - Corte AA da estrutura



Fonte: Autora (2019)

A Figura 24 apresenta a imagem em 3D da estrutura completa modelada no *software* Revit para melhor visualização.

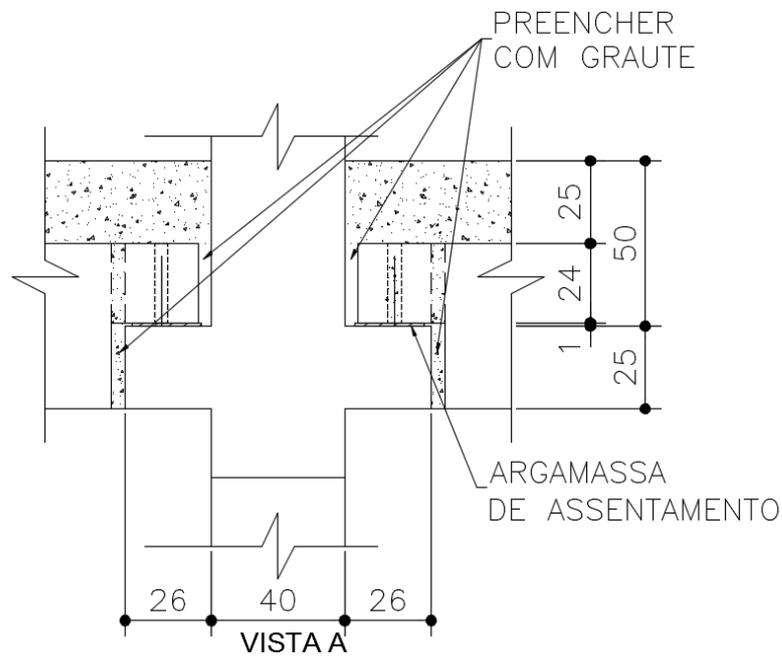
Figura 24 - Imagem em 3D da estrutura selecionada



Fonte: Autora (2019)

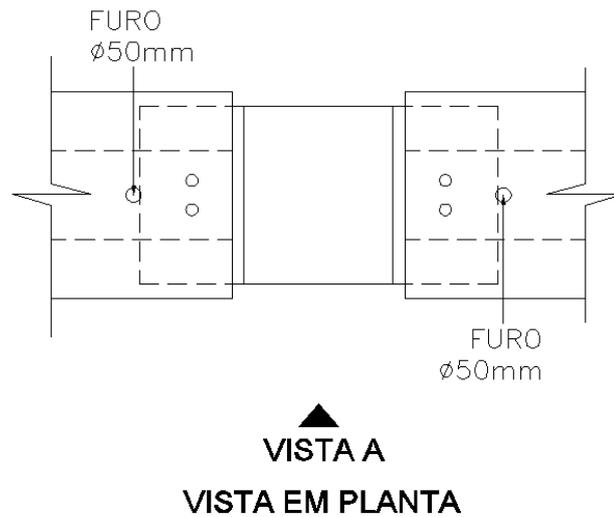
A primeira análise se dará com a estrutura apresentando ligações viga-pilar, com dentes de apoio (dentes Gerber). Para se obter uma melhor distribuição das tensões no consolo do pilar, as vigas serão assentadas nos seus apoios definitivos com argamassa de assentamento, com posterior grauteamento em suas juntas, conforme prevê a norma ABNT NBR 9.062 (2017). Além disso, haverá pinos nos consolos do pilar que se encaixarão em furos com dimensão de 50mm de diâmetro, presentes nos dentes das vigas, que receberão graute também, conforme apresentado na Figura 25 e na Figura 26, a seguir.

Figura 25 - Detalhe ligação viga-pilar



Fonte: Autora (2019)

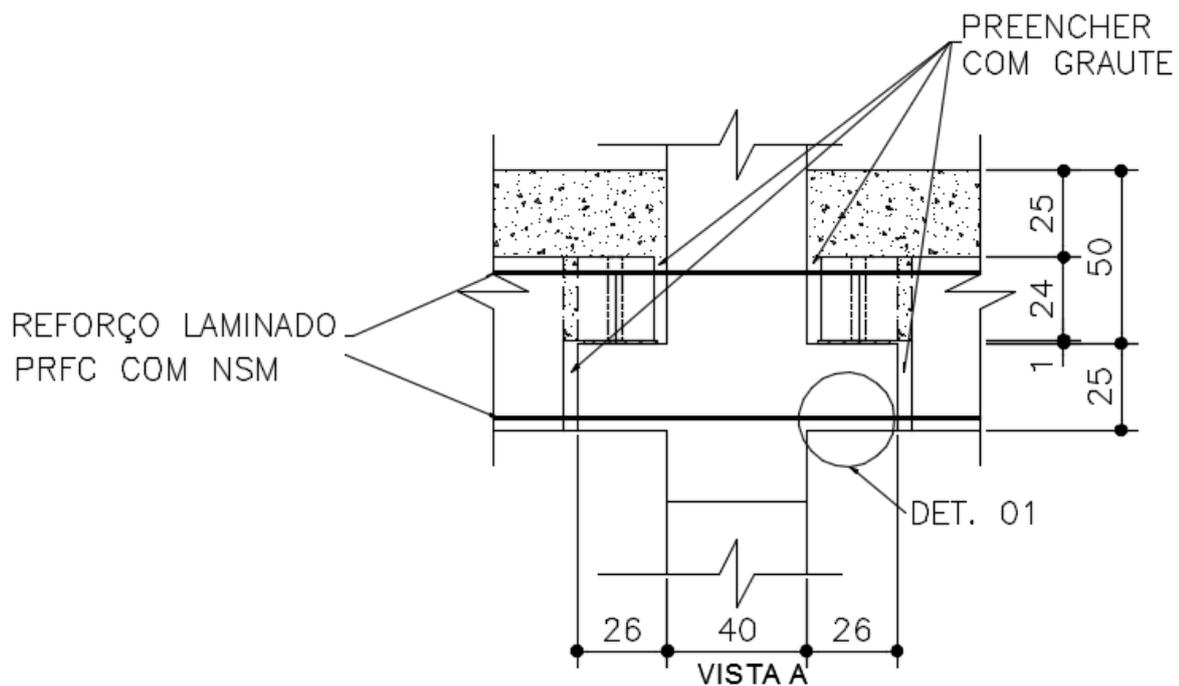
Figura 26 - Vista A ligação viga-pilar



Fonte: Autora (2019)

Já a segunda análise se dará com as ligações reforçadas com quatro laminados de polímeros reforçados com fibra de carbono (Figuras 27 e 28), localizados nas duas faces da ligação, tanto na parte superior quanto na parte inferior da mesma, na mesma altura das armaduras positivas e negativas que compõem o elemento.

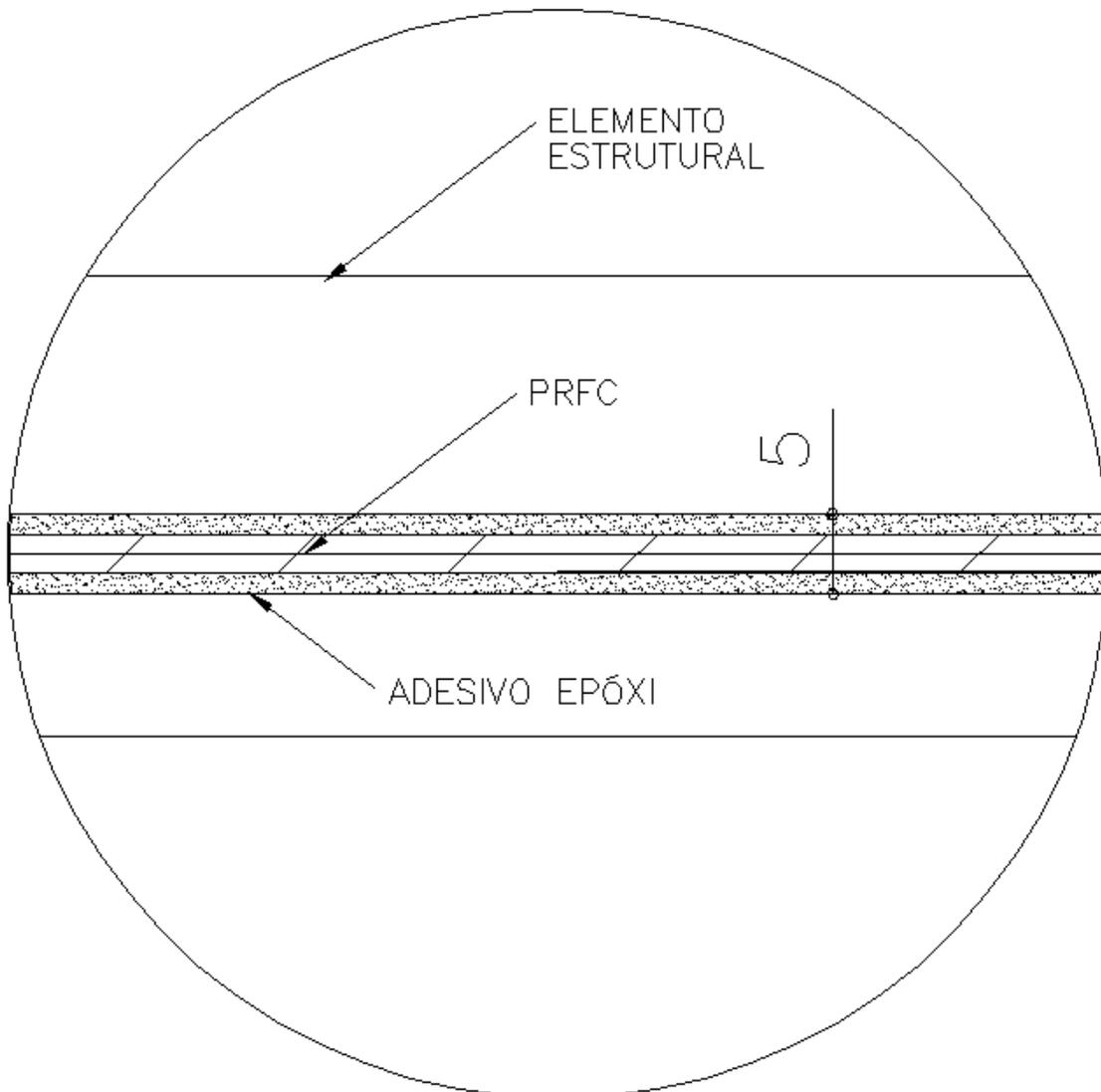
Figura 27 - Detalhe ligação viga-pilar com reforço PRFC



Fonte: Autora (2019)

Figura 28 - Detalhe do entalhe de laminado de PRFC através da técnica NSM

DET. 01



Fonte: Autora (2019)

6.1 CRITÉRIOS DE CÁLCULO

Após a apresentação da edificação, define-se os valores das cargas atuantes no pórtico, define-se as características dos elementos pré-moldados e dos materiais a serem utilizados, para posterior inserção dos dados nos *softwares* de análise.

As características geométricas dos elementos pré-moldados da estrutura foram estimadas a partir de pré-dimensionamento das lajes, vigas e pilares, com base nas cargas atuantes na edificação.

6.1.1 Definição de ações e elementos estruturais

As ações empregadas na análise estrutural seguirão as prescrições da norma ABNT NBR 6.120 (1980) estão descritas na Tabela 3 a seguir:

Tabela 3 - Detalhe ligação viga-pilar com reforço PRFC

Nome	Valor	Tipo
Peso próprio revestimento	1,50 kN/m ²	Ação Permanente (g)
Peso próprio capeamento	1,50 kN/m ²	Ação Permanente (g)
Peso próprio alvenaria	10,80 kN/m	Ação Permanente (g)
Sobrecarga utilização	2,00 kN/m ²	Ação variável (q)

Fonte: Autora (2019)

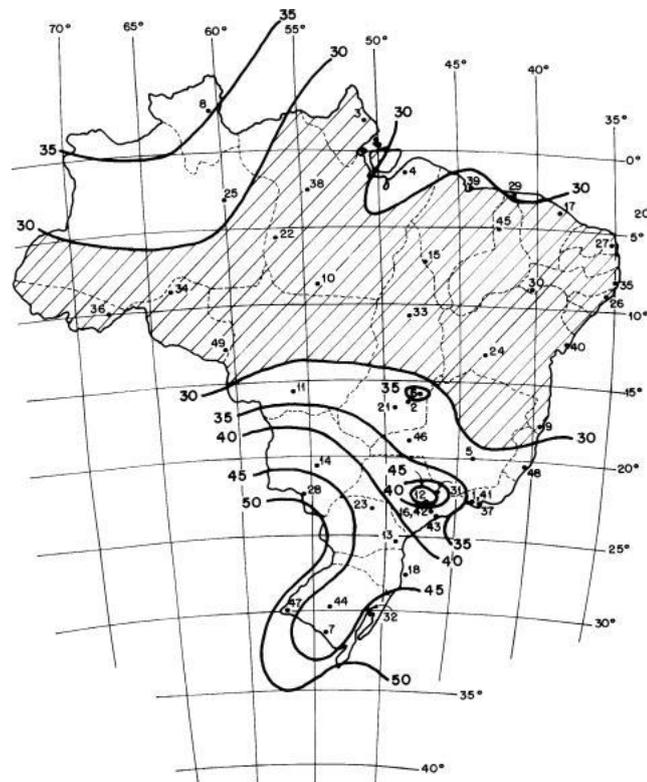
6.1.2 Definição da ação do vento

A ação variável do vento será calculada de acordo com a norma ABNT NBR 6.123 (19880, como segue:

- Velocidade básica V_o

A partir das isopletras apresentadas na Figura 29, é possível definir a velocidade básica do vento

Figura 29 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6.123 (1988)

Onde:

V_0 = máxima velocidade média medida sobre 3s, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano

Tomemos então, a velocidade básica na cidade de Maringá/PR como 45 m/s

$$V_0 = 45 \text{ m/s}$$

- Fator topográfico S_1

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno. Considerando que a edificação esteja num terreno plano:

$$S_1 = 1,0$$

Fator S_2 : Rugosidade do terreno, dimensões das edificações e altura sobre o terreno;

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação.

- Rugosidade do terreno

Categoria IV: terreno cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m.

- Dimensões da edificação

Para a definição das partes da edificação a considerar na determinação das ações do vento, é necessário considerar as características construtivas ou estruturais que originem pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50m;

Segundo a tabela fornecida pela norma ABNT NBR 6.123 (1988), para uma edificação de categoria IV, e classe B, o fator S_2 , será adotado em função das alturas de cada pavimento, de acordo com a Tabela 4 a seguir:

Tabela 4 - Fator S_2

FATOR S_2	
Z (m)	S_2
4	0,76
8	0,802
12	0,85
16	0,886
20	0,91

Fonte: Autora (2019)

- Fator estatístico S_3

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatístico e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação:

Grupo 2: Edificação para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação

$$S_3 = 1,0$$

- Velocidade característica do vento V_k

A velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores S_1, S_2 e S_3 , conforme a equação (16), para ser obtido os valores da velocidade característica do vento V_k , apresentados na Tabela 5 a seguir:

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (16)$$

Tabela 5 - Valores da velocidade característica do vento V_k

Pavimento	Z (m)	V0 (m/s)	S1	S2	S3	Vk (m/s)
1°	4	45	1	0,76	1	34,2
2°	8	45	1	0,802	1	36,09
3°	12	45	1	0,85	1	38,25
4°	16	45	1	0,886	1	39,87
5°	20	45	1	0,91	1	40,95

Fonte: Autora (2019)

Após o cálculo da velocidade característica, V_k , deve-se calcular a força de arrasto que atua sobre a estrutura. Para Gonçalves et al. (2004) a força de arrasto é uma componente da força global que atua na direção do vento.

Conforme Gonçalves et al. (2004), a força global do vento (F_g) é a soma vetorial de todas as forças que atuam nas várias partes que compõem a edificação. Esta força global poderá

ser decomposta em varias direções, sendo de responsabilidade do projetista à aplicação destas condições e hipóteses para cálculo da estrutura, respeitando as características do projeto.

Assim, segundo a norma ABNT NBR 6.123 (1988) a componente da força global na direção do vento, denominada força de arrasto, F_a , é obtida através da equação (17):

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad ((17))$$

Onde,

C_a : coeficiente de arrasto, que pode ser especificado para cada caso;

A_e : área frontal efetiva. Área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento. Está área é específica a cada situação;

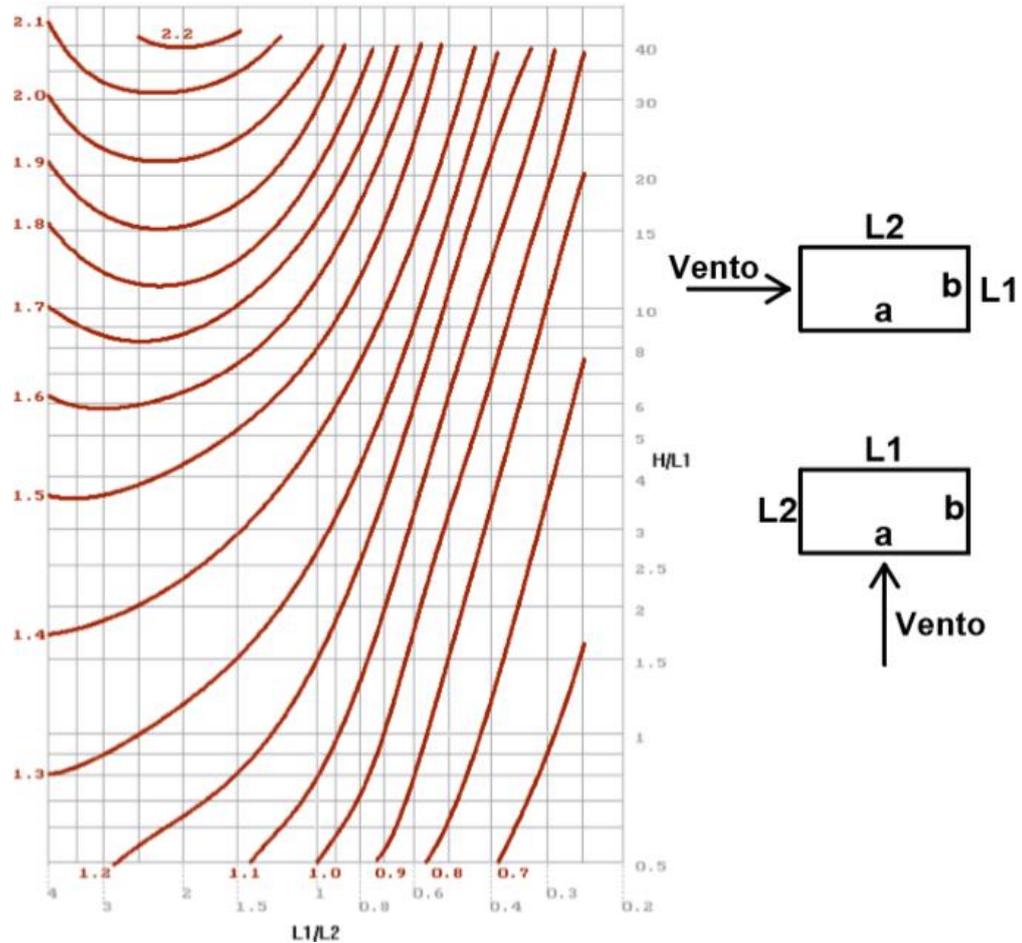
q = pressão dinâmica, que pode ser calculada a partir da equação (18).

$$q = 0,613V_k^2 \quad ((18))$$

Para o cálculo do coeficiente de arrasto C_a , será considerado que a edificação está locada em uma zona de baixa turbulência, ou seja, será calculado para o pior caso de carga. Para Zumaeta (2011) ventos de baixa turbulência caracterizam-se pela ausência de obstruções no entorno da edificação a ser estudada, como em um campo aberto e plano. Gerando uma maior incidência de vento na estrutura, pois não existem barreiras que impeçam o vento de atingir a edificação.

Na Figura 30 é possível obter o valor do coeficiente C_a , em função da largura, comprimento e altura da edificação. Para se obter o valor de C_a é necessário dividir os comprimentos da estrutura em planta L1 por L2, sendo estes valores variáveis conforme o ângulo de incidência do vento, ou seja, na direção onde se está realizando a análise (ZUMAETA, 2011).

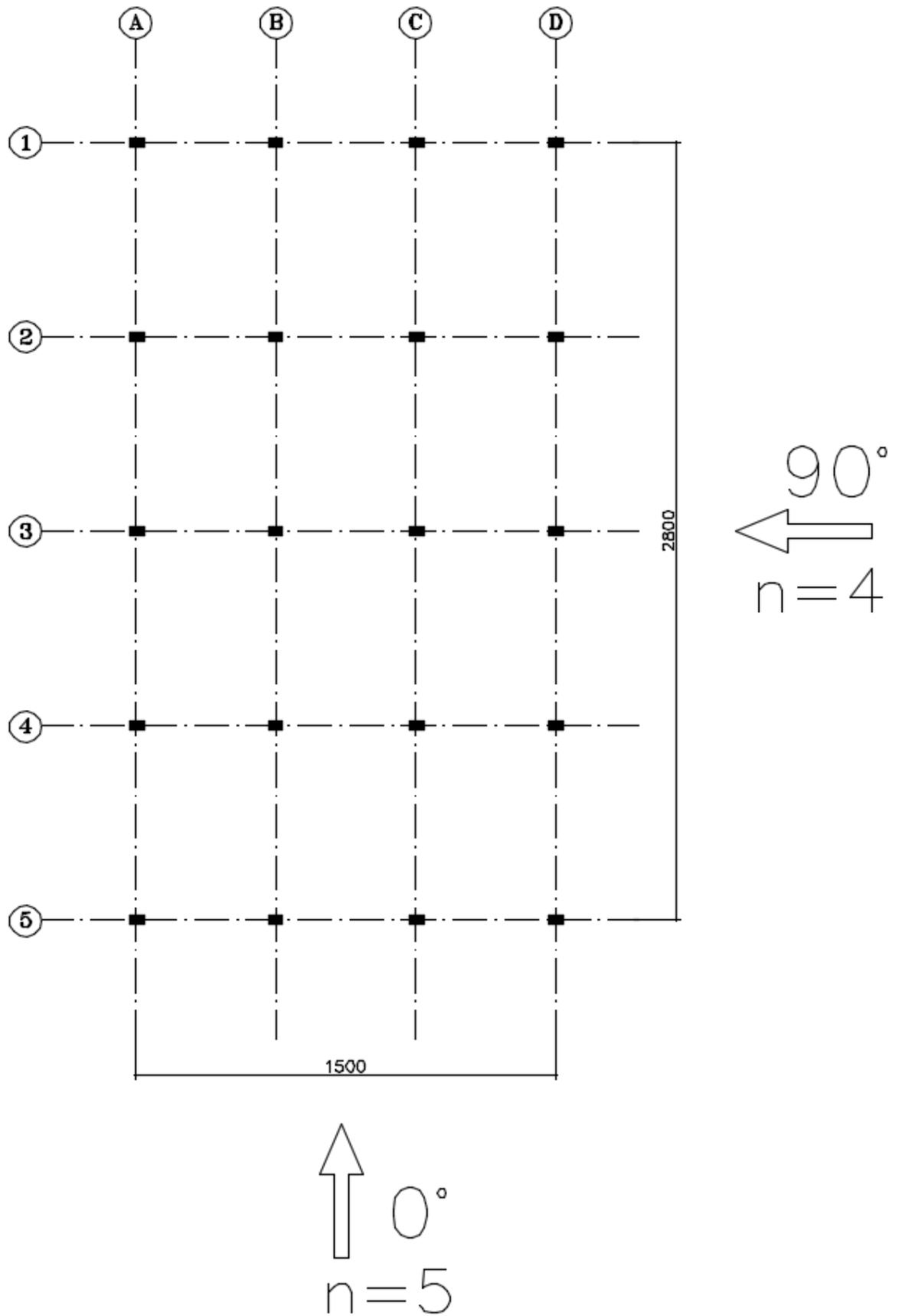
Figura 30 - Coeficiente de arrasto C_a para edificações com planta retangular em vento de baixa turbulência



Fonte: Sistema TQS (Versão 15.5) apud Zumaeta (2011).

Como a planta da edificação possui um formato retangular, será calculado o coeficiente de arrasto C_a para as direções 0° e 90° . O vento a 0° será considerado para a fachada com comprimento de 15 m e o vento a 90° será considerado para a fachada com largura de 28 m, conforme Figura 31. Sendo a altura da edificação 20m.

Figura 31 - Esquemático para consideração do vento



Fonte: Autora (2019)

Fachada a 0° : Parâmetros de entrada para o ábaco da Figura 30.

- $\frac{H}{L1} = \frac{20}{15} = 1,33$
- $\frac{L1}{L2} = \frac{15}{28} = 0,53$
- $C_a = 0,91$

Fachada a 90°: Parâmetros de entrada para o ábaco da Figura 30.

- $\frac{H}{L1} = \frac{20}{28} = 0,714$
- $\frac{L1}{L2} = \frac{28}{15} = 1,87$
- $C_a = 1,20$

Com os coeficientes de arrasto calculados, é possível obter os valores da força de arrasto para as fachadas posicionadas a 0° e 90°, apresentados nas Tabelas 6 e 7.

Tabela 6 - Cálculo da força de arrasto referente a cada nó da estrutura à 0°

Fachada 0°							
Pavimento	Eixo	Vk (m/s)	Ca	q=0,613*Vk ² (N/m ²)	Ae (m ²)	Fa=Ca*q*Ae (N)	Fa (kN)
1°	A	34,2	0,91	716,99	10	6524,60	6,52
1°	B	34,2	0,91	716,99	20	13049,21	13,05
1°	C	34,2	0,91	716,99	20	13049,21	13,05
1°	D	34,2	0,91	716,99	10	6524,60	6,52
2°	A	36,09	0,91	798,43	10	7265,67	7,27
2°	B	36,09	0,91	798,43	20	14531,34	14,53
2°	C	36,09	0,91	798,43	20	14531,34	14,53
2°	D	36,09	0,91	798,43	10	7265,67	7,27
3°	A	38,25	0,91	896,86	10	8161,40	8,16
3°	B	38,25	0,91	896,86	20	16322,80	16,32
3°	C	38,25	0,91	896,86	20	16322,80	16,32
3°	D	38,25	0,91	896,86	10	8161,40	8,16
4°	A	39,87	0,91	974,44	10	8867,36	8,87
4°	B	39,87	0,91	974,44	20	17734,72	17,73
4°	C	39,87	0,91	974,44	20	17734,72	17,73
4°	D	39,87	0,91	974,44	10	8867,36	8,87
5°	A	40,95	0,91	1027,94	5	4677,13	4,68
5°	B	40,95	0,91	1027,94	10	9354,27	9,35
5°	C	40,95	0,91	1027,94	10	9354,27	9,35
5°	D	40,95	0,91	1027,94	5	4677,13	4,68

Fonte: Autora (2019)

Tabela 7 - Cálculo da força de arrasto referente a cada nó da estrutura à 90°

Fachada 90°							
Pavimento	Eixo	Vk (m/s)	Ca	$q=0,613*Vk^2$ (N/m ²)	Ae (m ²)	Fa=Ca*q*Ae (N)	Fa (kN)
1°	1	34,2	1,2	716,99	14	12045,42	12,05
1°	2	34,2	1,2	716,99	28	24090,84	24,09
1°	3	34,2	1,2	716,99	28	24090,84	24,09
1°	4	34,2	1,2	716,99	28	24090,84	24,09
1°	5	34,2	1,2	716,99	14	12045,42	12,05
2°	1	36,09	1,2	798,43	14	13413,54	13,41
2°	2	36,09	1,2	798,43	28	26827,09	26,83
2°	3	36,09	1,2	798,43	28	26827,09	26,83
2°	4	36,09	1,2	798,43	28	26827,09	26,83
2°	5	36,09	1,2	798,43	14	13413,54	13,41
3°	1	38,25	1,2	896,86	14	15067,20	15,07
3°	2	38,25	1,2	896,86	28	30134,41	30,13
3°	3	38,25	1,2	896,86	28	30134,41	30,13
3°	4	38,25	1,2	896,86	28	30134,41	30,13
3°	5	38,25	1,2	896,86	14	15067,20	15,07
4°	1	39,87	1,2	974,44	14	16370,51	16,37
4°	2	39,87	1,2	974,44	28	32741,02	32,74
4°	3	39,87	1,2	974,44	28	32741,02	32,74
4°	4	39,87	1,2	974,44	28	32741,02	32,74
4°	5	39,87	1,2	974,44	14	16370,51	16,37
5°	1	40,95	1,2	1027,94	7	8634,71	8,63
5°	2	40,95	1,2	1027,94	14	17269,41	17,27
5°	3	40,95	1,2	1027,94	14	17269,41	17,27
5°	4	40,95	1,2	1027,94	14	17269,41	17,27
5°	5	40,95	1,2	1027,94	7	8634,71	8,63

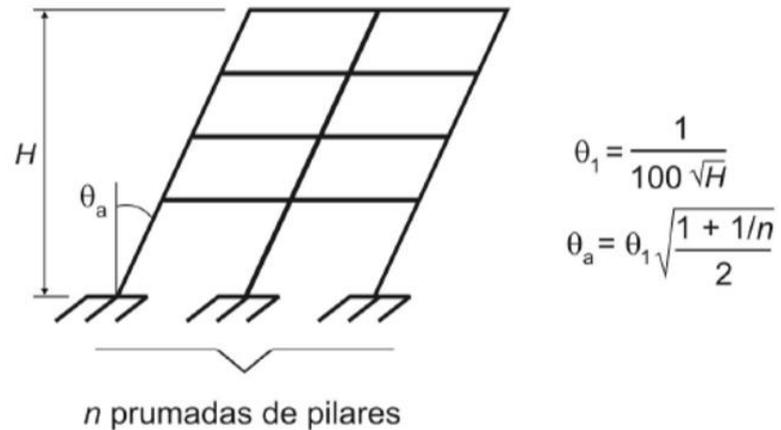
Fonte: Autora (2019)

6.1.3 Definição da consideração de desaprumo

Conforme a norma ABNT NBR 6.118 (2014), ao se verificar uma estrutura reticulada em seu estado-limite último, deve-se considerar suas imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Sendo para este trabalho verificado, apenas as imperfeições globais, devido ao objetivo do estudo de demonstrar o efeito global causado pela mudança na rigidez das ligações.

Ainda segundo a ABNT NBR 6.118 (2014) ao se analisar a estabilidade global de uma estrutura, contraventada ou não, deve-se considerar um desaprumo dos elementos verticais, conforme Figura 32.

Figura 32 - Imperfeições geométricas globais



$\theta_{1\min} = 1/400$ para estruturas de nós fixos;

$\theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas de nós móveis e imperfeições locais;

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

H é a altura total da edificação, em metros.

Fonte: ABNT NBR 6.118 (2014).

Devido à estrutura em estudo ser reticulada, foi considerado $\theta_{1\min}$ igual a 1/300. Nas Tabelas 10 e 11 apresentadas a seguir, desenvolveu-se um comparativo entre as ações de desaprumo e as forças provenientes da influência do vento na edificação.

Para o cálculo da força equivalente de desaprumo, $F_{eq,i}$ (Tabela 9), foi multiplicado o valor encontrado de θ_a (em radianos) pelo valor da carga vertical total no andar em análise W_i (Tabela 8), conforme equação (19) (ALVA, 2014). Quanto ao valor de θ_1 , se deu em função da altura total da edificação, ou seja, 20 metros, e θ_a , se deu em função de θ_1 , e de n , o qual se refere ao número de prumada de pilares, ou seja, $n=4$ para a fachada a 90° e $n=5$ para a fachada a 0° .

$$F_{eq,1} = \theta_a \cdot W_i \quad (19)$$

Tabela 8 - Carga total por pavimento W_i

Carga total por pavimento W_i						
1º Pavimento = 2º Pavimento = 3º Pavimento = 4º Pavimento = 5º Pavimento						
	Vigas	Laje LP20	Capa 6cm	Revest.	Alvenaria	Sobrecarga
Carga/m (kN/m)	3,75	-	-	-	10,8	-
Carga/m ² (kN/m ²)	-	2,6	1,5	1,5	-	2
Comp. (m)	131	-	-	-	131	-
Área (m ²)	-	420	420	420	-	420
Cargas (kN)	491,25	1092	630	630	1414,8	840
Carga total (kN)	5.098,05					

Fonte: Autora (2019)

Na Tabela 9, para o cálculo das cargas totais de cada pavimento, primeiramente foi multiplicado o peso por metro linear das vigas e da alvenaria pelos seus respectivos comprimentos. As cargas provenientes da laje, capa, revestimento e sobrecarga, foram calculadas através da multiplicação do peso por metro quadrado estabelecido na Tabela 3, pela área total do pavimento.

Tabela 9 - Cálculo da força equivalente de desaprumo $F_{eq,i}$

Fachada 0°							
Pav.	Eixos	W_i (kN)/5	θ_1	θ_{min}	θ_a	θ_a (rad)	$F_{eq,i}$ (kN)
1°	A a D	1.019,61	0,0022	0,0033	0,003	4,59953E-05	0,05
2°	A a D	1.019,61	0,0022	0,0033	0,003	4,59953E-05	0,05
3°	A a D	1.019,61	0,0022	0,0033	0,003	4,59953E-05	0,05
4°	A a D	1.019,61	0,0022	0,0033	0,003	4,59953E-05	0,05
5°	A a D	1.019,61	0,0022	0,0033	0,003	4,59953E-05	0,05
Fachada 90°							
Pav.	Eixo	W_i (kN)/4	θ_1	θ_{min}	θ_a	θ_a (rad)	$F_{eq,i}$ (kN)
1°	1 a 5	1.274,51	0,0022	0,0033	0,003	4,51226E-05	0,06
2°	1 a 5	1.274,51	0,0022	0,0033	0,003	4,51226E-05	0,06
3°	1 a 5	1.274,51	0,0022	0,0033	0,003	4,51226E-05	0,06
4°	1 a 5	1.274,51	0,0022	0,0033	0,003	4,51226E-05	0,06
5°	1 a 5	1.274,51	0,0022	0,0033	0,003	4,51226E-05	0,06

Fonte: Autora (2019).

Tabela 10 - Comparativo das ações de desaprumo e do vento – Fachada 0°

Fachada 0°							
Pav.	Eixos	Feq,i	0,3*Feq,i	FH Vento	0,3*FH Vento	0,3*FH Vento>Feq,i	0,3*Feq,i>FH Vento
1°	A, D	0,05	0,01	652	195,6	Sim	Não
1°	B, C	0,05	0,01	1305	391,5	Sim	Não
2°	A, D	0,05	0,01	727	218,1	Sim	Não
2°	B, C	0,05	0,01	1453	435,9	Sim	Não
3°	A, D	0,05	0,01	816	244,8	Sim	Não
3°	B, C	0,05	0,01	1632	489,6	Sim	Não
4°	A, D	0,05	0,01	887	266,1	Sim	Não
4°	B, C	0,05	0,01	1773	531,9	Sim	Não
5°	A,D	0,05	0,01	468	140,4	Sim	Não
5°	B, C	0,05	0,01	935	280,5	Sim	Não

Fonte: Autora (2019)

Tabela 11 - Comparativo das ações de desaprumo e do vento – Fachada 90°

Fachada 90°							
Pav.	Eixos	Feq,i	0,3*Feq,i	FH Vento	0,3*FH Vento	0,3*FH Vento>Feq,i	0,3*Feq,i>FH Vento
1°	1 e 5	0,06	0,02	1205	361,5	Sim	Não
1°	2 ao 4	0,06	0,02	2.409,00	722,7	Sim	Não
2°	1 e 5	0,06	0,02	1341	402,3	Sim	Não
2°	2 ao 4	0,06	0,02	2.683,00	804,9	Sim	Não
3°	1 e 5	0,06	0,02	1.507,00	452,1	Sim	Não
3°	2 ao 4	0,06	0,02	3.013,00	903,9	Sim	Não
4°	1 e 5	0,06	0,02	1.637,00	491,1	Sim	Não
4°	2 ao 4	0,06	0,02	3.274,00	982,2	Sim	Não
5°	1 e 5	0,06	0,02	863	258,9	Sim	Não
5°	2 ao 4	0,06	0,02	1.727,00	518,1	Sim	Não

Obs: Todas as unidades de força estão em kN

Fonte: Autora (2019)

Segundo a norma ABNT NBR 6.118 (2014), caso 30% da ação do vento não supere a força equivalente de desaprumo ou 30% da ação equivalente de desaprumo seja maior que a força do vento, deve-se realizar a combinação admitindo a força de desaprumo e a força do

vento atuando na mesma direção. A carga lateral a ser utilizada deverá ser amplificada artificialmente para cobrir a superposição das forças de vento e desaprumo.

Neste caso, conforme visto na Tabela 10 e 11, será considerado como carga horizontal apenas as cargas provenientes do vento.

6.1.4 Definição da combinação de ações

A norma brasileira ABNT NBR 6.118 (2014) afirma que, para a análise de um projeto estrutural, deve-se considerar a influência de todos os tipos de ações que possam afetar de maneira significativa a segurança da estrutura em análise. Considerando todos os efeitos causados pelos estados limites últimos e de serviço.

Os esforços deste trabalho, serão calculados considerando o estado limite último para a avaliação dos efeitos de 2ª ordem atuantes sobre a estrutura, e os efeitos do estado limite de serviço para a visualização dos deslocamentos da estrutura conforme a mudança de rigidez dos seus apoios.

Para a análise segundo o estado limite último, as cargas devido ao peso próprio da estrutura serão classificados como cargas permanentes normais e as cargas devido a sobrecarga e vento serão consideradas cargas variáveis normais.

Conforme a norma ABNT NBR 8.681 (2003), para encontrar os valores de cálculo F_d das ações, deve-se multiplicar as cargas pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f . O coeficiente para as ações permanentes (g) consideradas desfavoráveis para estruturas pré-moldadas temo valor de 1,3. Já para as ações variáveis (q), esse valor é de 1,4. Para o fator de redução Ψ_0 da ação do vento, o valor é 0,6.

Para este trabalho, ao se analisar a força de cálculo F_d no ELU, será desconsiderado as ações causadas pela retração e temperatura. Sendo assim, as combinações normais podem ser dadas pela equação (20) (ABNT, 2003).

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \Sigma \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) \quad (20)$$

onde,

γ_g = coeficiente majorador para carga permanente, conforme;

F_{gk} = ações permanentes diretas;

γ_q = coeficiente majorador para carga acidental, conforme;

F_{qk} = ações variáveis diretas, sendo F_{q1k} a escolha principal e F_{qjk} a secundária;
 Ψ_{0j} = fator de redução de combinação para ELU.

Como o estado limite último (ELU) será utilizado para a avaliação dos efeitos de segunda ordem, as combinações de carregamento para o cálculo da estrutura vão considerar o vento à 0° e 90° como as sobrecargas principais, sendo:

- 1ª Combinação: sobrecarga principal e vento à 0° secundária.

$$F_d = 1,3 \cdot g + 1,4 \cdot q + 1,4 \cdot 0,6 \cdot w_{0^\circ}$$

$$F_d = 1,3 \cdot g + 1,4 \cdot q + 0,84 \cdot w_{0^\circ}$$
- 2ª Combinação: sobrecarga principal e vento à 90° secundária.

$$F_d = 1,3 \cdot g + 1,4 \cdot q + 1,4 \cdot 0,6 \cdot w_{90^\circ}$$

$$F_d = 1,3 \cdot g + 1,4 \cdot q + 0,84 \cdot w_{90^\circ}$$

Em que

g: peso próprio da estrutura e cargas permanentes;

q: sobrecarga acidental atuante na estrutura;

w_{0° : sobrecarga acidental do vento mais desaprumo, que incide à 0°;

w_{90° : sobrecarga acidental do vento mais desaprumo, que incide à 90°.

Para o cálculo dos deslocamentos, serão consideradas as combinações relativa ao estado-limite de serviço.

Conforme a norma ABNT NBR 8.681 (2003), o estado-limite de serviço (ELS) é aquele relacionado ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização da estrutura, ou seja, refere-se à estruturas que não apresentam deformações ou vibrações excessivas que afetam a utilização normal da construção.

Para este trabalho será considerado, para o cálculo do deslocamento da estrutura devido à ação do vento, as combinações frequentes de serviço.

Ao se considerar as combinações frequentes, considera-se que as ações se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração se faz necessária na verificação dos estados limites de formação e abertura de fissuras e de vibrações excessivas (Carvalho et al 2014). Sendo assim, este estudo vai avaliar os deslocamentos excessivos da estrutura, decorrentes das ações do vento, por meio da combinação frequente.

A expressão utilizada para a combinação do estado-limite de serviço é dada pela equação (21) (ABNT, 2014).

$$F_{d,ser} = \Sigma \cdot F_{gik} + \Psi_1 \cdot F_{q1k} + \Sigma \Psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad ((21))$$

Onde,

$F_{d,ser}$ = valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{gik} = valor característico das ações permanentes;

F_{q1k} = valor característico das ações variáveis principais diretas;

F_{qjk} = valor característico das demais ações variáveis quase permanentes;

Ψ_1 = fator de redução de combinação frequente para ELS;

Ψ_2 = fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Conforme indicado na norma ABNT NBR 6.118 (2014), para a verificação do deslocamento lateral da estrutura, deverá ser utilizado apenas as cargas devido ao peso próprio da estrutura e as cargas devido as ações do vento, considerando a avaliação pelo estado-limite de serviço. O valor de Ψ_1 será de 0,3.

A consideração de cargas provenientes do vento para as fachadas à 0° e 90° será:

Fachada 0°:

$$F_{d,ser} = g + 0,3 \cdot w_{0^\circ}$$

Fachada 90°:

$$F_{d,ser} = g + 0,3 \cdot w_{90^\circ}$$

Onde

g : peso próprio da estrutura e cargas permanentes;

w_{0° : sobrecarga acidental do vento mais desaprumo, que incide à 0°;

w_{90° : sobrecarga acidental do vento mais desaprumo, que incide à 90°.

6.1.5 Característica dos materiais

Os dados e características do concreto na tração e na compressão, de classe B50, adotado foi o mesmo fornecidos no estudo experimental de Janlowiak & Lodygowski (2006), o qual é apresentado na Tabela 12.

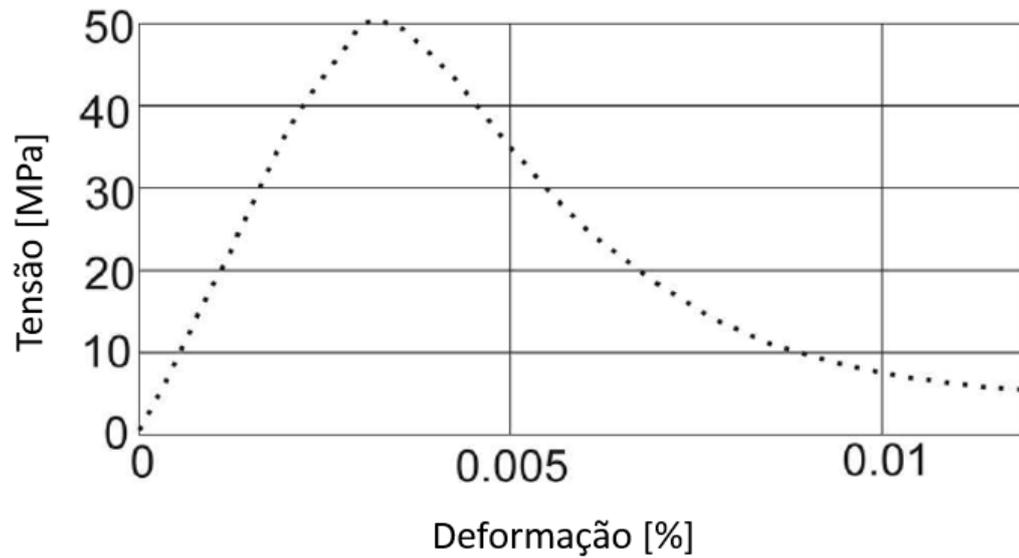
Tabela 12 – Características do concreto B50 adotado

Concreto	B50	Parâmetros do modelo CDP	
		β	38°
Elasticidade do concreto		m	1
E (GPa)	19,7	fb0 /fc	1,12
v	0,2	k	0,6666
COMPRESSÃO			
Curva tensão-deformação		Dano no Concreto	
Tensão (MPa)	Deformação Plástica	Dano	Deformação Plástica
15,00	0,0	0,0	0,0
20,20	7,5E-05	0,0	7,5E-05
30,00	9,9E-05	0,0	9,9E-05
40,30	1,5E-04	0,0	1,5E-04
50,00	7,6E-04	0,0	7,6E-04
40,20	2,6E-03	2,0E-01	2,6E-03
20,20	5,7E-03	6,0E-01	5,7E-03
5,30	1,2E-02	8,9E-01	1,2E-02
TRAÇÃO			
Curva tensão-deformação		Dano no Concreto	
Tensão (MPa)	Deformação Plástica	Dano	Deformação Plástica
1,99	0,0	0,0	0,0
2,84	3,3E-05	0,0	3,3E-05
1,87	1,4E-04	3,4E-01	1,4E-04
0,86	2,8E-04	7,0E-01	2,8E-04
0,23	6,8E-04	9,2E-01	6,8E-04
0,06	1,1E-03	9,8E-01	1,1E-03

Fonte: Adaptado Janlowski & Lodygowski (2006)

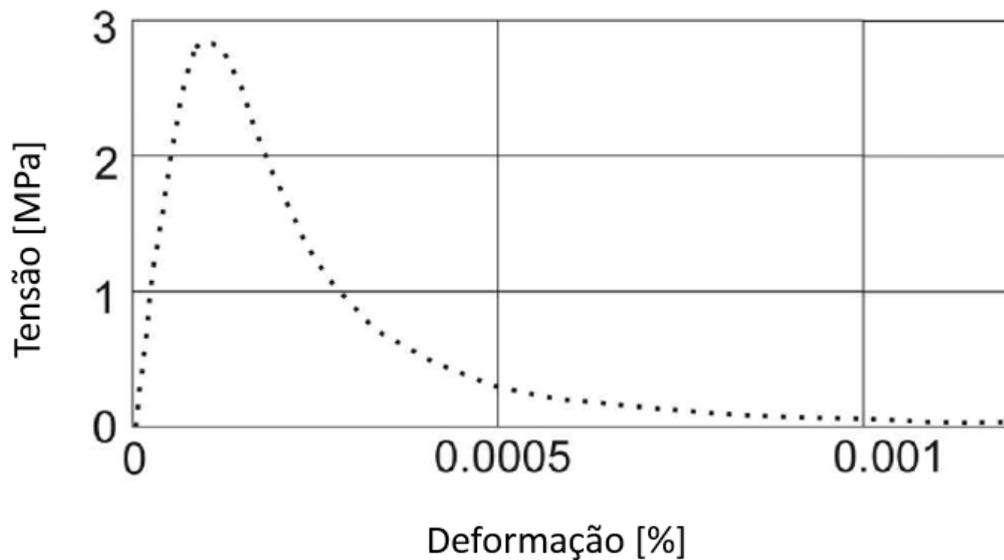
As curvas tensão-deformação do ensaio axial do concreto de classe B50 estão apresentadas nas Figuras 33 e 34.

Figura 33 - Curva experimental – ensaio axial de compressão do concreto classe B50



Fonte: Adaptado Janlowiak & Lodygowski (2006)

Figura 34 - Curva experimental – ensaio axial de tração do concreto classe B50



Fonte: Adaptado Janlowiak & Lodygowski (2006)

De acordo com o anexo A da norma ABNT NBR 9.062 (2017), para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas pré-moldadas, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, utilizando os ponderadores de rigidez. Os

ponderadores de rigidez que serão utilizados para este estudo estão resumidos na Tabela 13, abaixo.

Tabela 13 - Parâmetros

Ponderador de rigidez (EcIc)		Ponderador de rigidez à torção (τ)
Vigas	Pilares	Vigas
0,5	0,7	0,15

Fonte: Autora (2019)

Para o reforço das ligações, será utilizado o laminado de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC,) o qual possui o nome comercial de Carbodur®, fornecido pela marca Sika®, que apresenta o produto como sendo lâminas pultrudadas de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) para uso de reforço de estruturas de concreto, alvenaria, madeira, aço e estruturas de polímeros reforçados com fibras. A aderência do laminado Sika CarboDur® se dá em sulcos de reforço embutidas próximas à superfície, ou seja, sistema NSM, utilizando-se adesivo epóxi.

Além disso, o fornecedor apresenta, em sua ficha técnica, as propriedades físicas do produto, que estão na Tabela 14, a seguir:

Tabela 14 - Propriedades físicas do laminado de PRFC

Produto	Tipo de Fibra	Resistência (MPa)	Módulo (GPa)	Largura (mm)	Espessura (mm)	Tipo	Método de Aplicação
SikaCarbodur A 1.525	Carbono	3100	165	15	2,5	Lâmina	NSM

Fonte: Sika (2019)

6.1.1 Característica dos elementos estruturais

A partir dos dados de sobrecargas e ação do vento apresentado anteriormente, é possível realizar a definição dos elementos estruturais, como seções e taxas a serem utilizadas.

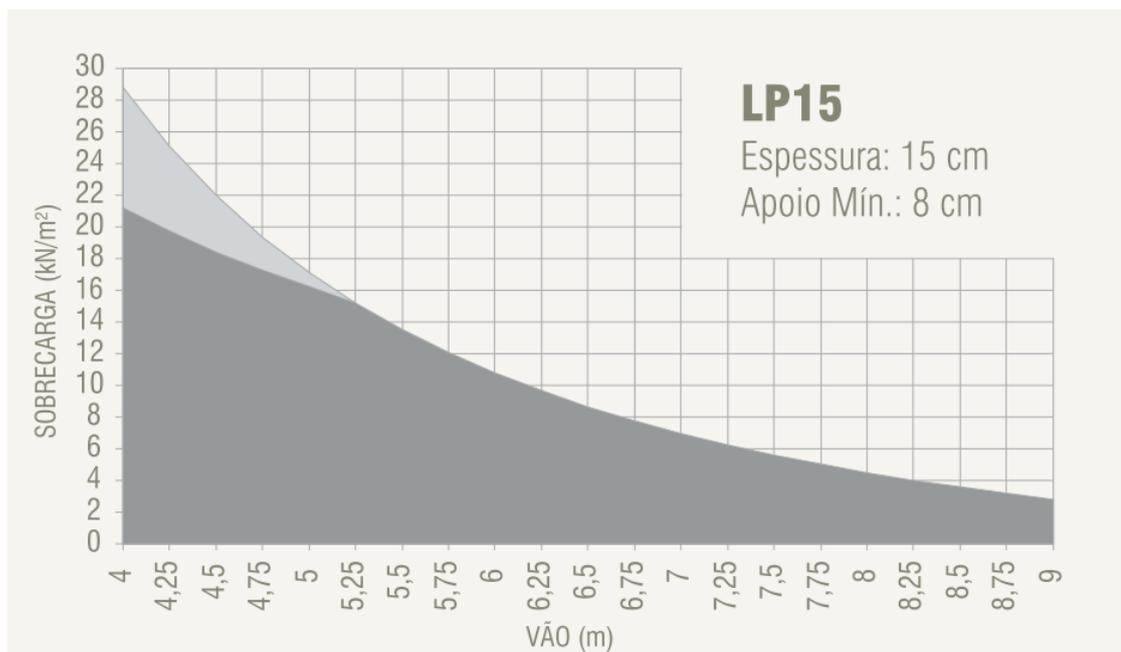
Para definir qual será a laje alveolar mais adequada para as ações atuantes, será considerado como premissa de cálculo que a laje será biapoiada, caso mais adotado em edificações pré-fabricadas, além de uma capa de concreto moldado in loco com espessura mínima de 5 cm (6 cm de média). Os esforços característicos gerados na laje serão:

Momento fletor: $M_k = 30,63 \text{ kN.m}$

Força cortante: $V_k = 17,5 \text{ kN}$

A partir dos esforços calculados e com base no ábaco fornecido (Figura 35) pela fabricante de estruturas pré-fabricadas Cassol Pré-Fabricados, a laje que resiste a tais solicitações é a de altura de 15 cm, com 5 cm de capa de concreto moldado in loco, chegando a uma altura final de 20cm (15 + 5 cm) e com 7 cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro.

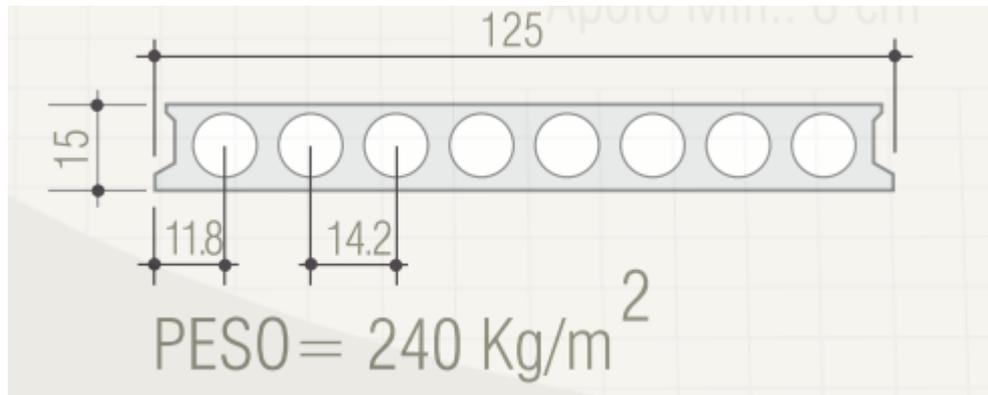
Figura 35 - Ábaco de resistência de lajes alveolares



Fonte: Cassol Pré-Fabricados (2017)

As características geométricas da laje alveolar LP15, fornecida pela fabricante Cassol Pré-Fabricados é apresentada na Figura 36 a seguir:

Figura 36 - Características geométricas laje LP15



Fonte: Cassol Pré-Fabricados (2017)

A partir das definições de carga e determinação da altura de laje e capa a ser utilizado na estrutura, é possível calcular as dimensões da viga que apoiará a laje e conseqüentemente suportará o carregamento determinado. A condição de vinculação do apoio da viga será livre, ou seja, como viga bi apoiada e, como consequência, não transmitirá momento fletor para os pilares que o apoiarão. Para o pré-dimensionamento da viga, sendo esta em concreto armado, adota-se a altura total como sendo o vão a ser vencido dividido por 10, como segue:

$$h_{viga} = \frac{\text{vão}}{10} = \frac{5m}{10} = 50 \text{ cm}$$

Para a largura da viga, será adotado o valor de 30 cm, logo a seção da viga será de 30x50 cm. E, por fim, para os pilares foram adotadas seções de 30x50.

A Tabela 15 a seguir apresenta um resumo das principais características dos elementos constituintes da estrutura a ser estudada:

Tabela 15 - Características geométricas dos elementos estruturais

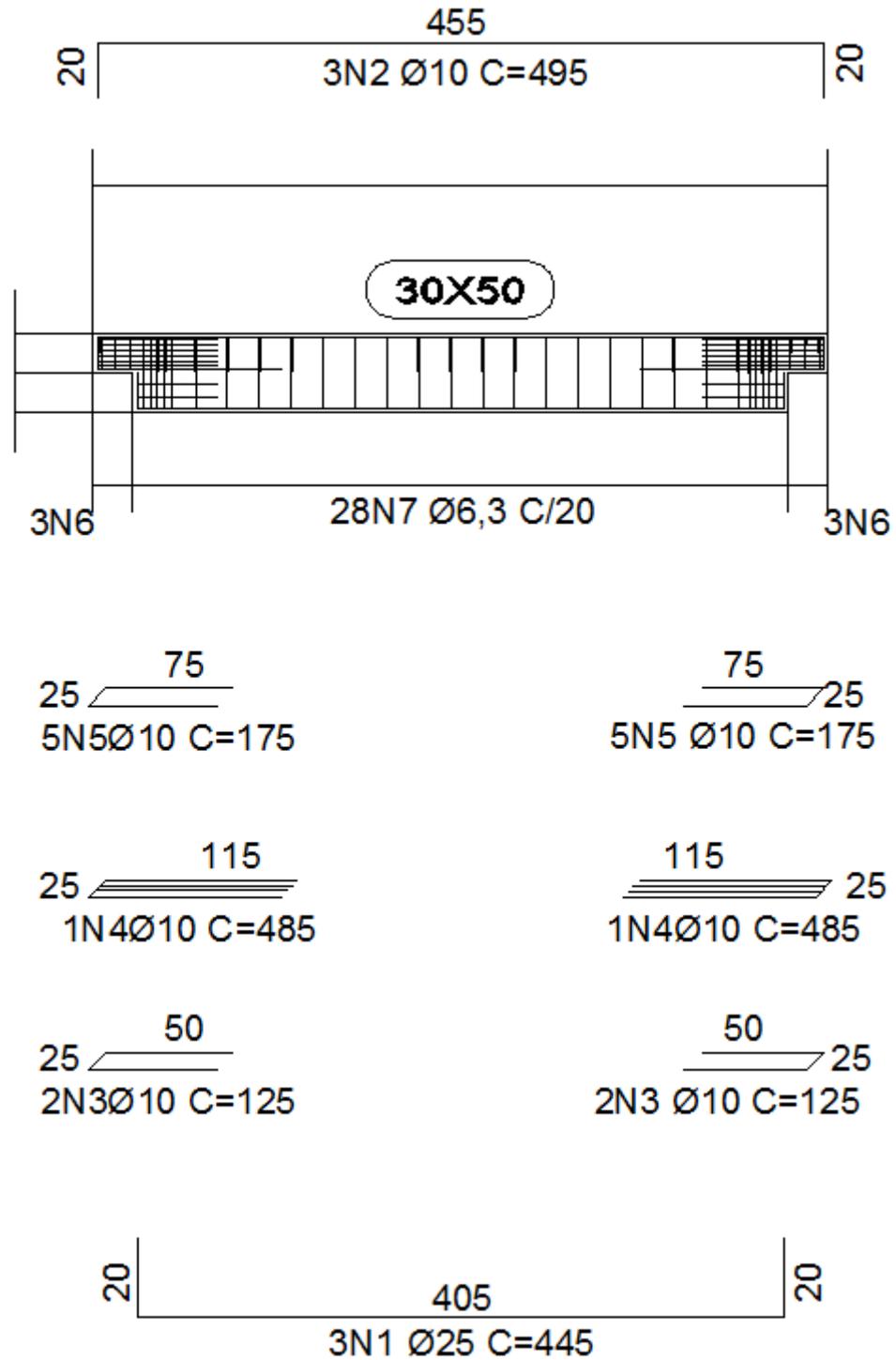
Elemento	Pilar	Viga	Laje
Seção Transversal (cm)	30x50	30x50	h=15cm
Área (m ²)	0,15	0,15	-
Resistência do concreto (MPa)	50	50	50
Módulo de Elasticidade (GPa)	19,7	19,7	19,7
Coefficiente de Poisson ν	0,20	0,20	0,20

Fonte: Autor (2019)

A fim de se otimizar o tempo de pesquisa, dimensionou-se apenas as armaduras principais e somente um elemento de cada tipo da estrutura, sendo eles os sobrecarregados, adotando as mesmas armaduras e seções encontradas para os demais elementos que compõem a edificação. As demais armaduras dos elementos foram adotadas seguindo projetos estruturais que apresentavam as mesmas características da edificação estudada.

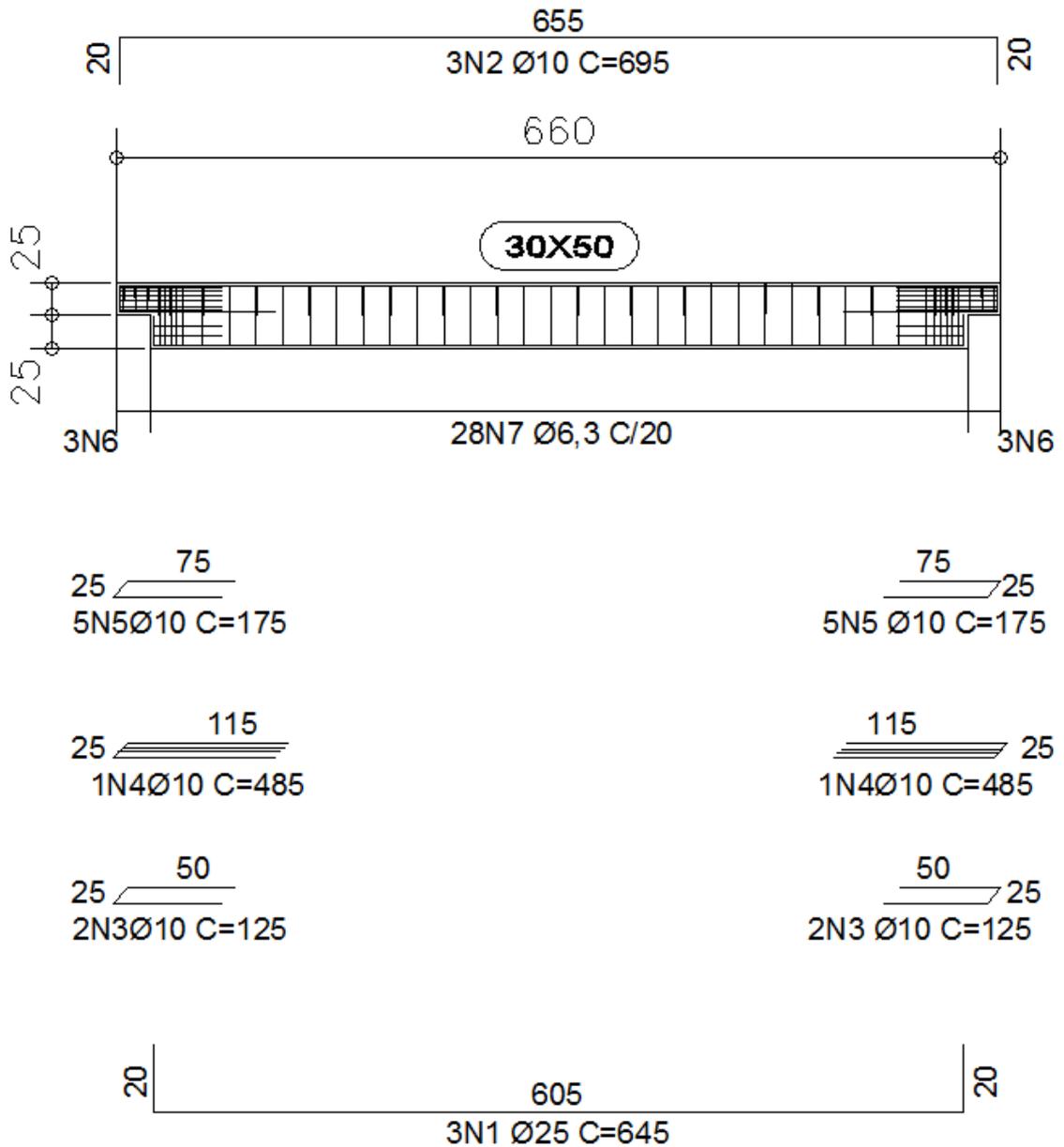
Os elementos foram armados de maneira a atender os esforços gerados a partir das cargas de utilização, permanente e ações de vento. Selecionou-se uma viga interna para o dimensionamento, a qual apoia dois vãos de lajes alveolares. Para as vigas foram adotadas 3 barras de 25 mm de diâmetro na parte inferior, ou seja, a armadura positiva – o cálculo das áreas das seções de armadura positiva e dos esforços solicitantes podem ser visualizados no Anexo A do presente estudo - e 3 barras de 10 mm de diâmetro na parte superior, conhecida como armadura negativa. O detalhamento das armaduras ao longo das vigas de 5 metros e de 7 metros de comprimento e de seus respectivos dentes Gerber está apresentado nas Figuras 37 e 38.

Figura 37 - Detalhamento da viga com vão de 5 metros



Fonte: Autora (2019)

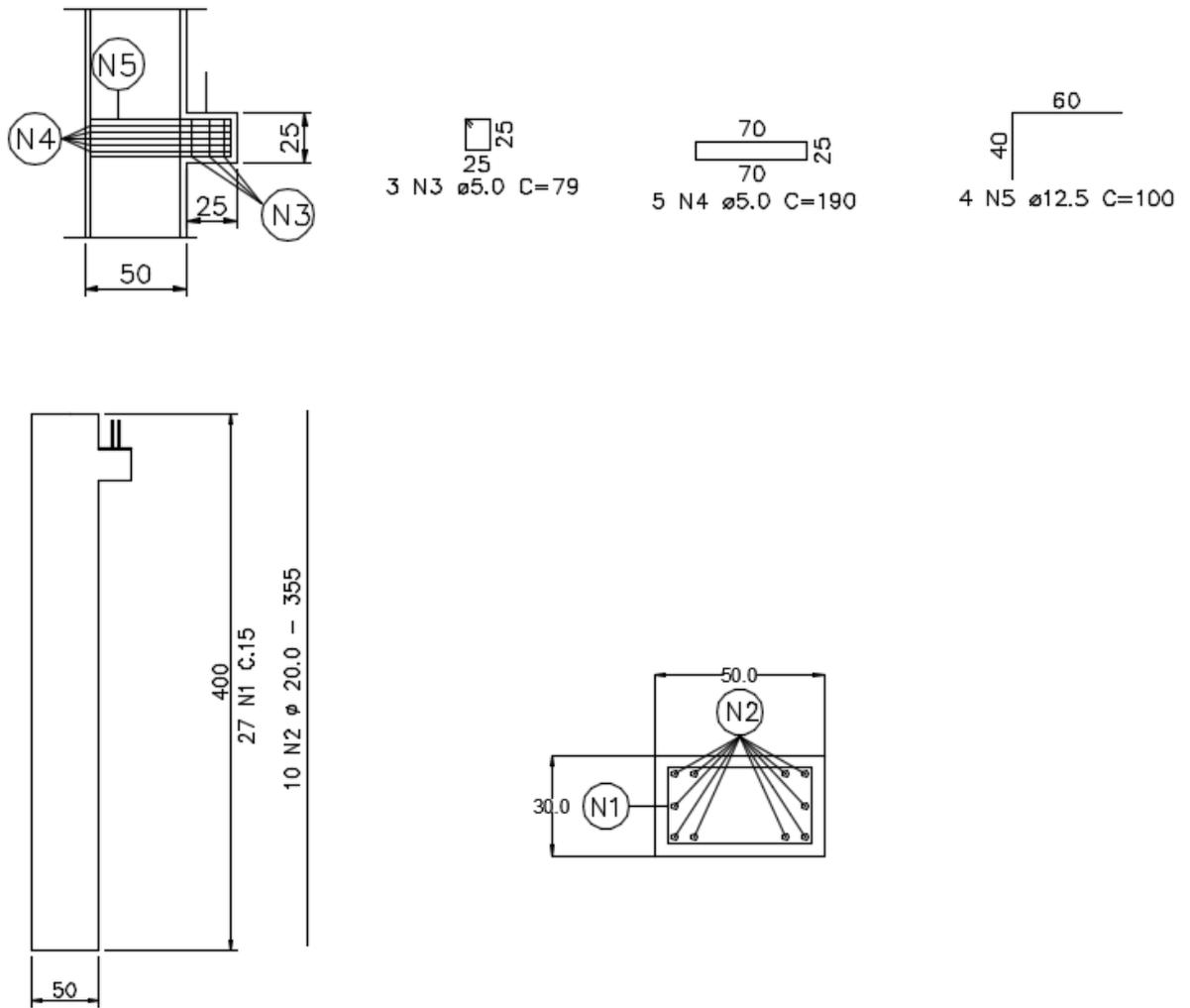
Figura 38 - Detalhamento da viga com vão de 7 metros



Fonte: Autora (2019)

A armadura longitudinal dos pilares foi determinada a partir de uma estimativa de esforços atuantes e um pré-dimensionamento do elemento com o auxílio do *software* Pcalc, que pode ser visualizado no Anexo B do presente estudo, levando à adoção de 10 barras de 20 mm de diâmetro, conforme mostrado no detalhamento da Figura 39.

Figura 39 - Detalhamento do pilar



Fonte: Autora (2019)

7 MODELAGEM NUMÉRICA

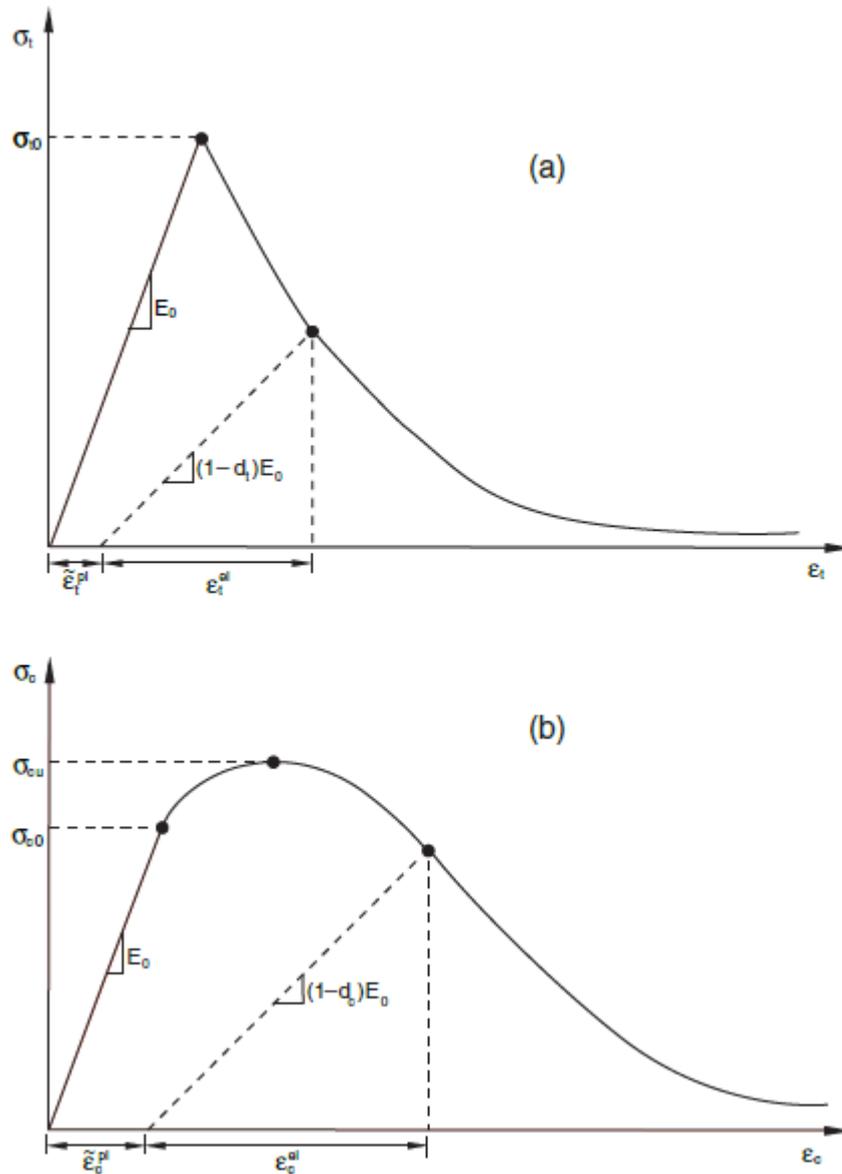
7.1 MODELO DO DANO PLÁSTICO (CDP) PARA O CONCRETO

A modelagem computacional do concreto é bastante complexa e abrangente, sendo este um dos assuntos mais estudados na engenharia moderna e, por se tratar de um material cerâmico, este se apresenta com um comportamento quase-frágil quando não submetido ao confinamento, podendo ser resolvida com a introdução de barras de aço no seu interior. Já quando submetido a pressões confinantes suficientes para a prevenção da propagação de trincas, seu comportamento se assemelha aos de materiais dúcteis. (SARTURI, 2014)

A fim de expressar o comportamento não-linear do concreto, há na literatura diversos modelos usados chegando a resultados de simulações muito próximos dos obtidos em ensaios experimentais, sendo um deles o modelo de dano plástico, proposto por Jankowiak e Lodygowski (2013), o qual foi utilizado no presente estudo.

No modelo do dano plástico, o material é visto como coesivos com atrito, sendo que o dano ou perda de rigidez pode ser relacionada com a perda de coesão (Leblin et al. 1988 apud Sarturi 2014). Para as Figuras 40 (a) e (b), tem-se o comportamento do concreto a tensão uniaxial de tração e de compressão, respectivamente, ambos disponíveis no manual do usuário do *software* ABAQUS.

Figura 40 - Resposta do concreto para tensão uniaxial de tração (a) e de compressão (b).



Fonte: ABAQUS Analysis User's Manual.

Nos diagramas apresentados anteriormente, é possível notar uma alteração de valor no módulo de elasticidade no regime plástico, este valor refere-se ao módulo de elasticidade efetivo, o qual é relacionado com o módulo de elasticidade inicial E_0 , conforme apresentado na equação (22).

$$E^* = (1 - d)E_0 \quad (22)$$

Onde:

E^* : valor do modulo de elasticidade danificado;

d : valor do dano na compressão (d_c) ou na tração (d_t) e pode ser determinado pela equação 23.

$$\begin{aligned}\sigma_t^* &= \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} \\ \sigma_c^* &= \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)}\end{aligned}\quad (23)$$

Em que:

σ_t^* e σ_c^* : valores de tensão efetiva de tração e compressão respectivamente;

σ_t e σ_c : valores de tensão nominal de tração e compressão respectivamente.

Com relação à deformação total no concreto, seu cálculo se dá pela Equação 24, a seguir:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{pl}; \varepsilon^e = \frac{\sigma}{E} \quad (24)$$

em que: ε : deformação total;

ε^e : deformação elástica;

ε^{pl} : deformação plástica.

A deformação plástica se dá pela Equação 25 a seguir:

$$\begin{aligned}\varepsilon_c^{pl} &= \varepsilon^e - \frac{d_c \cdot \sigma_c}{(1 - d_c) \cdot E_0} \\ \varepsilon_t^{pl} &= \varepsilon^e - \frac{d_t \cdot \sigma_t}{(1 - d_t) \cdot E_0}\end{aligned}\quad (25)$$

A partir das equações apresentadas, é possível obter os valores do dano no concreto e das deformações plásticas de acordo com cada tensão no regime plástico.

De acordo com Sarturi (2014), para representar os demais valores referentes aos efeitos do estado multiaxial de tensões, quatro parâmetros são fundamentais para o modelo do dano plástico:

O valor de $\frac{f_{bo}}{f_{co}}$ é a razão entre as tensões de escoamento no ensaio equibiaxial (Ensaio com cargas aplicadas igualmente em dois eixos) e no ensaio uniaxial, o valor gira em torno de 1,16.

K_c é a razão entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviador. Seus valores variam entre $0,5 \leq K_c \leq 1$ sendo que $K_c=2/3$ é o mais utilizado.

β representa o ângulo de dilatação medido no plano meridional p-q em pressões confinantes elevadas. Valores comumente usados para o concreto variam entre $35^\circ \leq \psi \leq 40^\circ$.

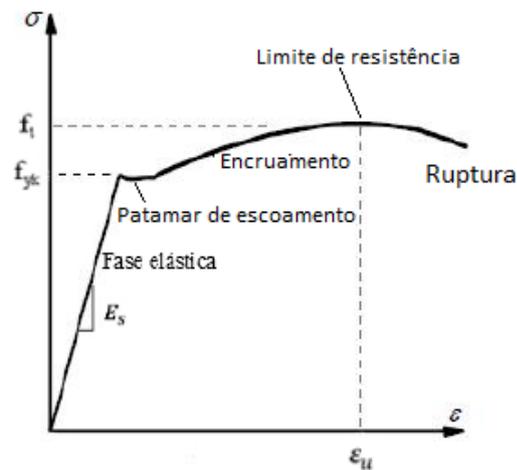
m , correspondendo à excentricidade, sendo um valor pequeno que expressa a taxa de aproximação da hipérbole da sua assíntota no plano p-q. Seu valor varia entre $0 \leq m \leq 1$.

Tais valores são de difícil determinação numérica e acabam exigindo estudos mais aprofundados sobre critérios de falha e mecânica do dano e outros, além de ensaios específicos.

7.2 MODELO ELASTO-PLÁSTICO PERFEITO PARA O AÇO

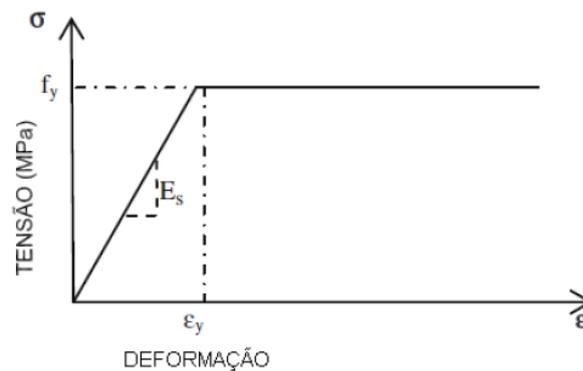
De acordo com Tamayo (2011), a consideração apenas de modelos uniaxiais para descrever o comportamento do aço já se faz suficiente pois, nas estruturas de concreto armado, as barras de aço resistem fundamentalmente apenas às forças axiais. A Figura 41 apresenta o diagrama tensão-deformação do aço que, inicialmente apresenta um comportamento elástico para uma tensão inferior a tensão de escoamento (f_y). Posteriormente há um patamar de escoamento onde se segue com um encruamento e posteriormente ocorre a ruptura do material. Em aplicações gerais de engenharia é comum a adoção do diagrama elasto-plástico perfeito (Figura 42). Este modelo, apresenta resultados aceitáveis na modelagem de elementos no concreto armado.

Figura 41 - Curva tensão versus deformação do aço.



Fonte: Adaptado Cortez (2013).

Figura 42 - Curva tensão versus deformação elasto-plástico perfeito.



Fonte: Obaidt et al. (2010).

A curva de tensão *versus* deformação convencional, apresentada anteriormente, não representa um comportamento real das características tensão e deformação pois se baseia somente nas características dimensionais originais do corpo de prova ou amostra e que, na verdade, são continuamente alteradas durante o ensaio. Com isso, os valores de tensão e deformação devem ser calculados como uma tensão “verdadeira” e como uma deformação logarítmica, respectivamente. Os dados destes materiais para todos estes modelos devem, portanto, ser utilizados nestes valores. Com os valores nominais de tensão *versus* deformação, uma simples conversão à tensão “verdadeira” e deformação plástica logarítmica é possível.

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom}(1 - \varepsilon_{nom}) \quad (26)$$

$$\varepsilon_{ln}^{pl} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) - \frac{\sigma_{true}}{E} \quad (27)$$

Onde:

σ_{true} : tensão verdadeira;

σ_{nom} : tensão nominal;

ε_{nom} : deformação nominal;

ε_{ln}^{pl} : deformação plástica logarítmica;

E : modulo de elasticidade do material.

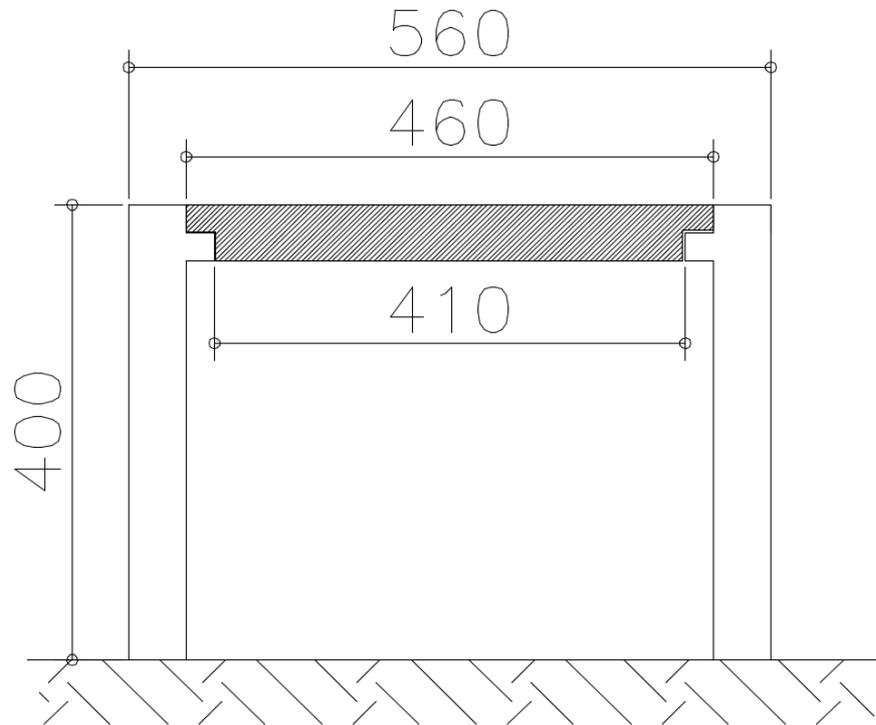
8 SIMULAÇÃO NUMÉRICA NO SOFTWARE ABAQUS®

Para analisar numericamente os elementos de concreto armado reforçados com polímeros reforçados com fibra de carbono, será utilizado o programa baseado no método dos elementos finitos ABAQUS®.

Devido à complexidade do *software* ABAQUS, para o cálculo do coeficiente de restrição α_R , modelou-se apenas um pórtico da estrutura como um todo, sendo este o mais carregado da estrutura, analisado de maneira simplificada, com dois pilares e uma viga, desconsiderando assim, as vigas adjacentes.

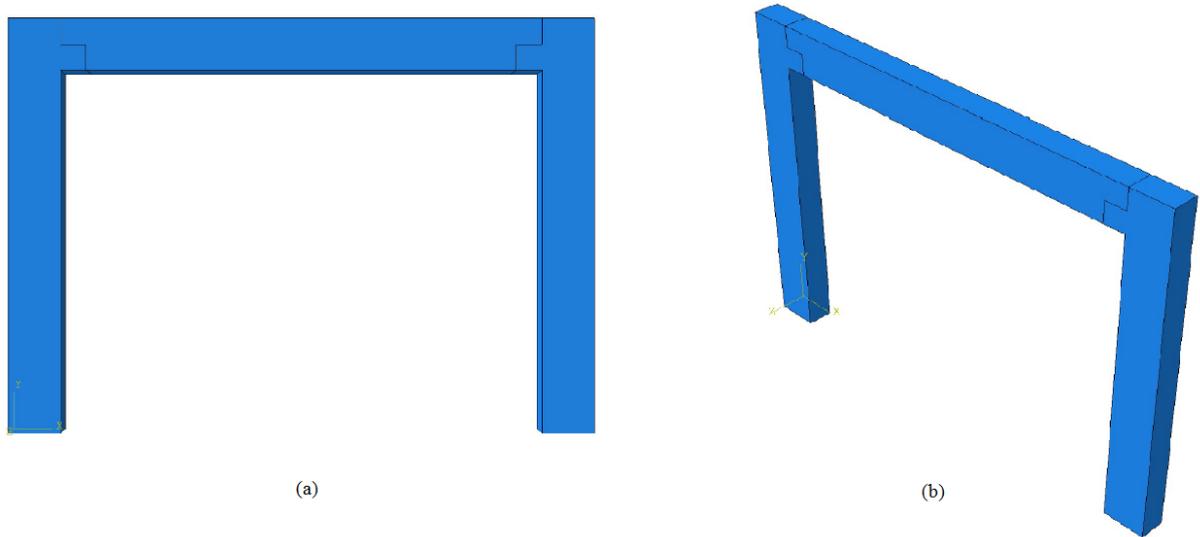
O valor encontrado do coeficiente de restrição foi adotado para todas as ligações da edificação. É importante ressaltar que, na realidade, os valores do coeficiente de restrição seriam diferentes para cada tipo de ligação, sendo um valor para ligações com pilares da extremidade, pilares internos, pilares apoiando vigas com vãos diferentes, entre outros casos. Porém, neste estudo optou-se pela simplificação do mesmo, adotando assim um coeficiente de restrição para o pior cenário e generalizando-o para as demais ligações. Com isso, o estudo apresenta-se a favor da segurança, visto que o mesmo está sendo conservador em se adotar a generalização do α_R .

As dimensões do pórtico, composto por uma viga e dois pilares, selecionado para o estudo está apresentado na Figura 43, a seguir:

Figura 43 - Pórtico modelo

Fonte: Autora (2019)

Já na Figura 44 é possível visualizar duas vistas em 3D do pórtico já modelado no *software* Abaqus. Entre seus elementos foi criada a interação de contato aplicando o coeficiente de atrito $\mu=0,6$, além disso foi estabelecida condições de contorno na base dos pilares, impedindo o deslocamento e rotação dos pilares em todas as direções (U1, U2 e U3), com o objetivo de simular o engastamento na base do pórtico.

Figura 44 - Vistas 3D do pórtico

Fonte: Autora (2019)

Para a malha utilizada no elemento sólido 3D de concreto foram utilizados elementos C3D8R (elemento de oito nós tipo “brick” com integração reduzida). E o concreto adotado na modelagem possuem as características solicitadas anteriormente.

A malha utilizada possui 4480 elementos, com 75 mm de tamanho cada um. A discretização dos elementos do pórtico pode ser visto na Figura 45.

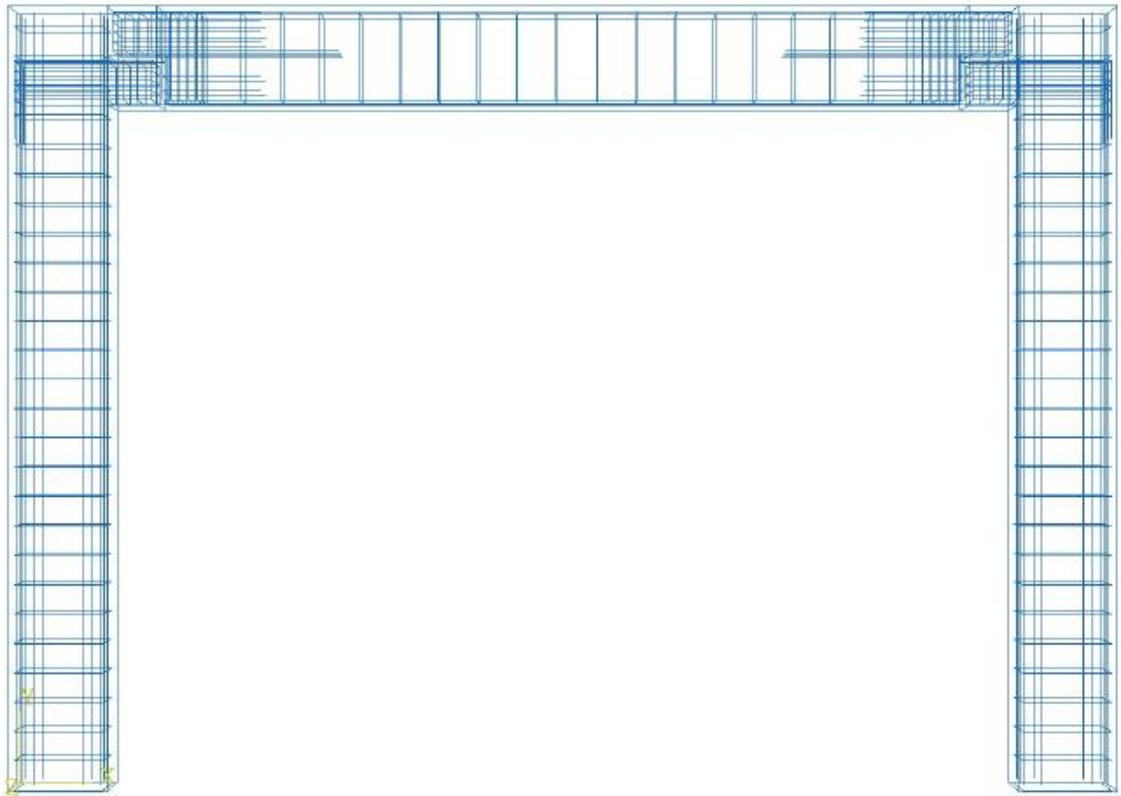
Figura 45 - Discretização dos elementos do pórtico



Fonte: Autora (2019)

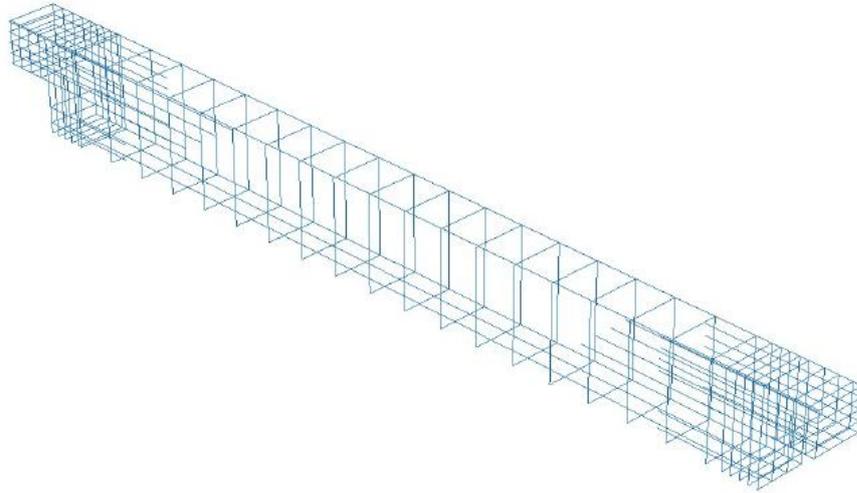
As armaduras longitudinais e transversais de aço CA-50 (com as características apresentadas anteriormente) dos elementos foram modeladas por meio do elemento WIRE 3D com elemento do tipo TRUSS com 2 nós (T3D2). Para a interação do concreto com o aço, utilizou-se a função “Constraint” como região embutida (Embedded region), como é possível ver nas Figuras 46 e 47:

Figura 46 - Pórtico armado



Fonte: Autora (2019)

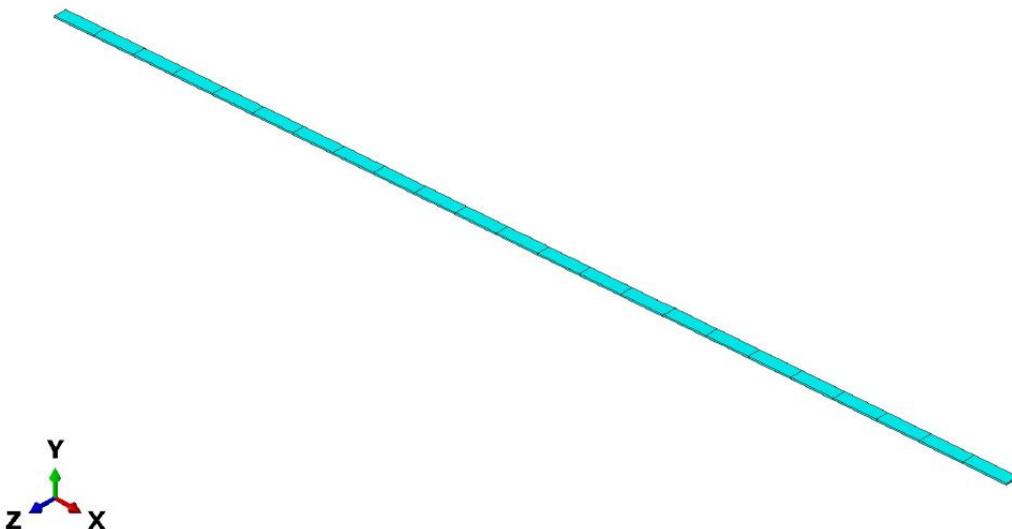
Figura 47 - Armadura da viga modelada no ABAQUS



Fonte: Autora (2019)

Em seguida, realizou-se o reforço das ligações viga-pilar com laminados de PRFC, as quais também foram modeladas por meio do elemento WIRE 3D com elemento do tipo TRUSS com 2 nós (T3D2). A malha utilizada possui 23 elementos, com 50 mm de tamanho cada um. A discretização dos elementos da lâmina de PRFC pode ser visto na Figura 48. Para modelar os laminados de PRFC usou-se um modelo isotrópico elástico-linear.

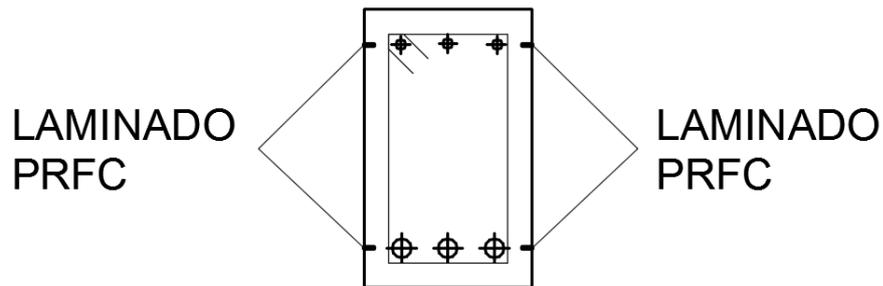
Figura 48 - Discretização do laminado de PRFC



Fonte: Autora (2019)

Também foi utilizada a função “*Constraint*” como região embutida (*Embedded region*) para os laminados de PRFC, ou seja, a interface PRFC/Concreto será considerada como perfeita adesão, havendo transferência total de esforços entre o PRFC e o concreto. O esquemático da viga reforçada com os laminados de PRFC pode ser visto na Figura 49.

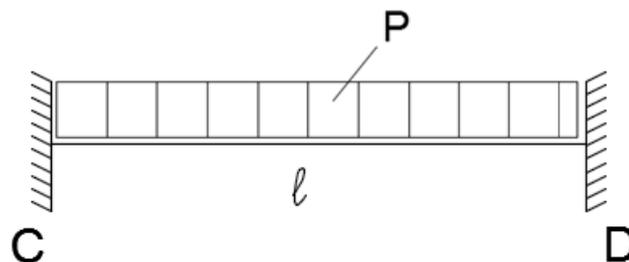
Figura 49 - Viga reforçada com laminado de PRFC



Fonte: Autora (2019)

Nos dois pórticos, sem reforço e reforçado, aplicou-se o esforço do momento de engastamento perfeito na extremidade da estrutura, conforme indicado na norma ABNT NBR 9.062/2017. De acordo com Pinheiro et al (2010), chamando a carga distribuída sobre a viga de P e o vão livre da viga l conforme indicado na Figura 47, na situação da viga sendo bi-engastada, como mostrado na Figura 50, temos que o momento de engastamento se dá pelas equações (28) e (29) a seguir.

Figura 50 - Viga bi-engastada com carga distribuída “P”



Fonte: Adaptado de Pinheiro et al (2010)

$$M_{CD} = \frac{P\ell^2}{12} \quad ((28))$$

((29))

$$M_{DC} = -\frac{P\ell^2}{12}$$

Os valores característicos de momento de engastamento perfeito característico encontrados estão apresentados na Tabela 16.

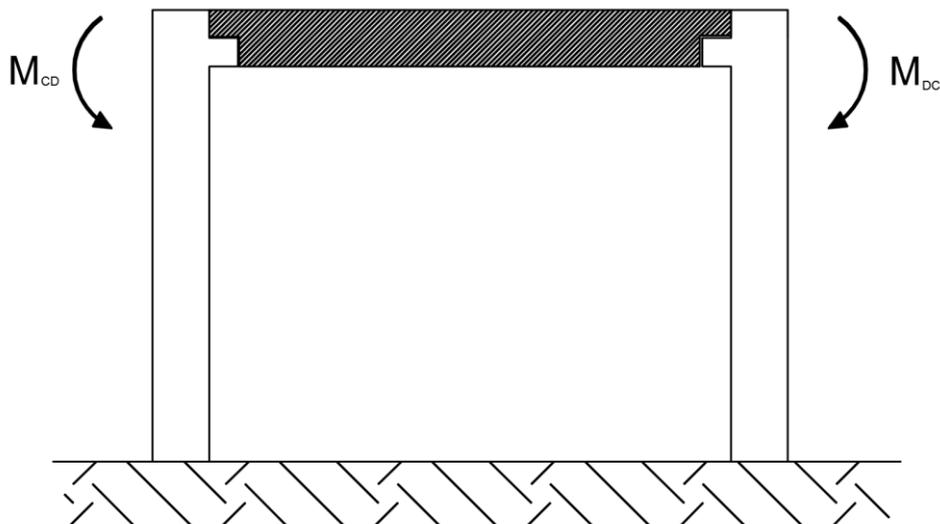
Tabela 16 - Valores de momento de engastamento perfeito

Sobrecarga P (N/mm)	Vão ℓ (mm)	M _{cd} (N.mm)	M _{dc} (N.mm)
55,55	4350	87.595.406,25	- 87.595.406,25

Fonte: Autora (2019)

Os momentos calculados foram aplicados na extremidade do pórtico, como pode ser visto da Figura 51, com o objetivo de se calcular o coeficiente de restrição α_R .

Figura 51 - Momento de engastamento aplicado no pórtico



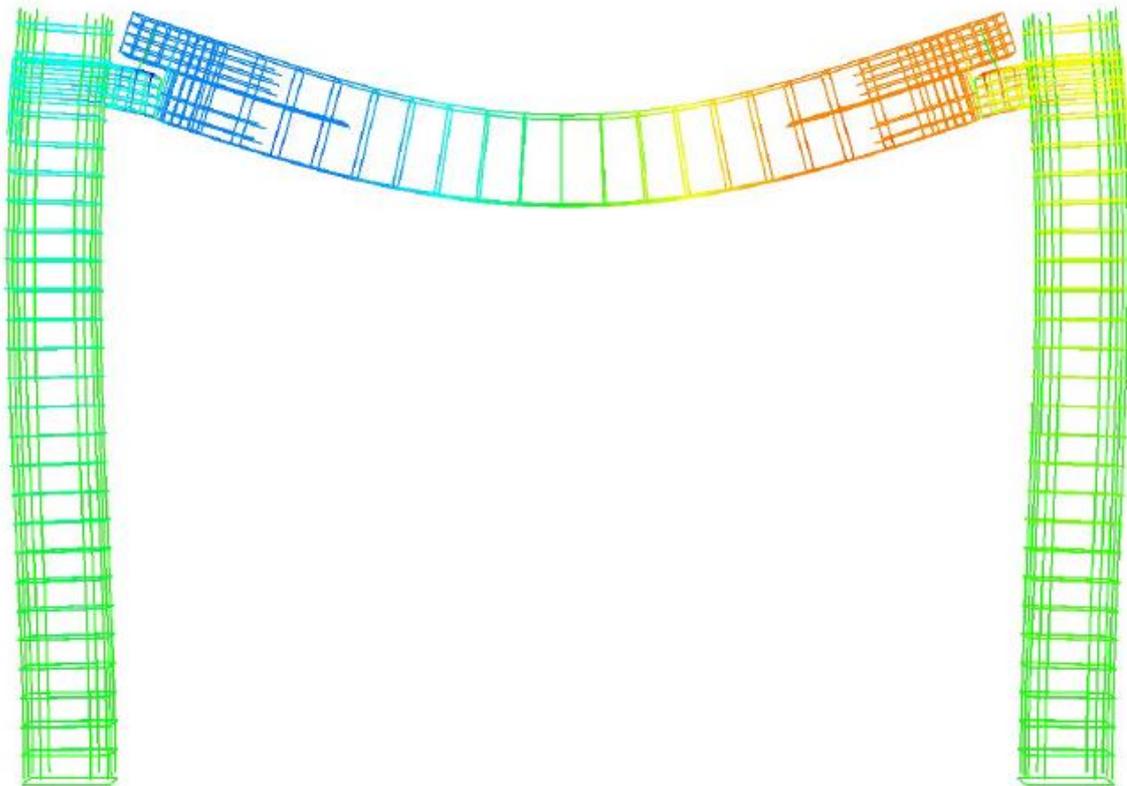
Fonte: Autora (2019)

8.1 RESULTADOS

8.1.1 Coeficiente de restrição α_R

Após a modelagem no software ABAQUS, o resultado referente à aplicação da carga distribuída sobre o pórtico com ligação articulada, simplesmente apoiada, é apresentado na Figura 52 a seguir. Para uma melhor visualização, o concreto foi suprimido da imagem.

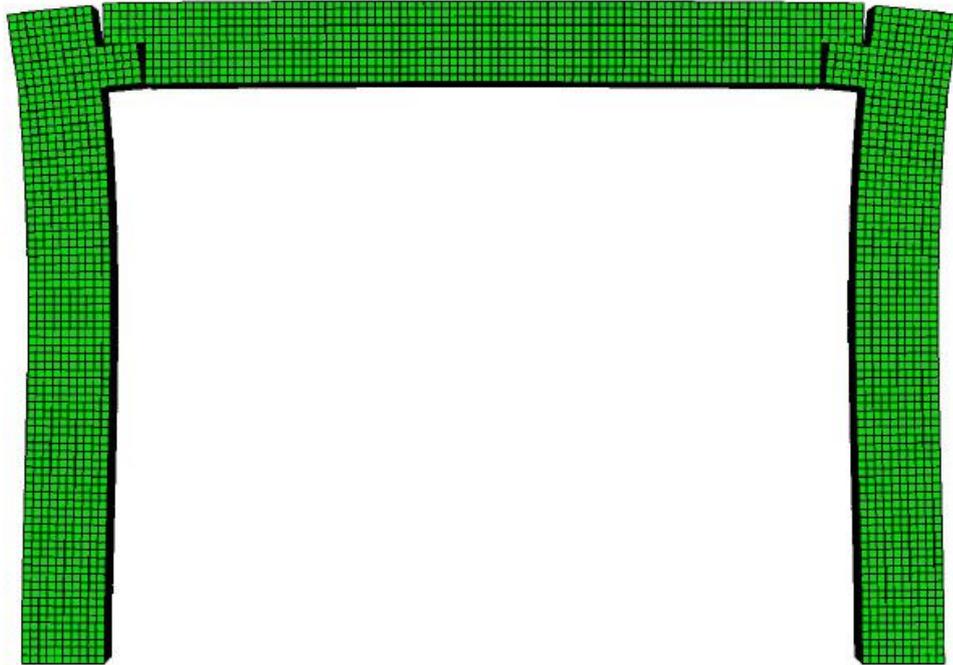
Figura 52 - Resultado do pórtico articulado mediante carga distribuída na armadura



Fonte: Autora (2019)

Na Figura 53 é possível visualizar o mesmo pórtico com ligação articulada, ou seja, sem reforço, submetido ao momento de engastamento perfeito calculado anteriormente, aplicado na extremidade da viga.

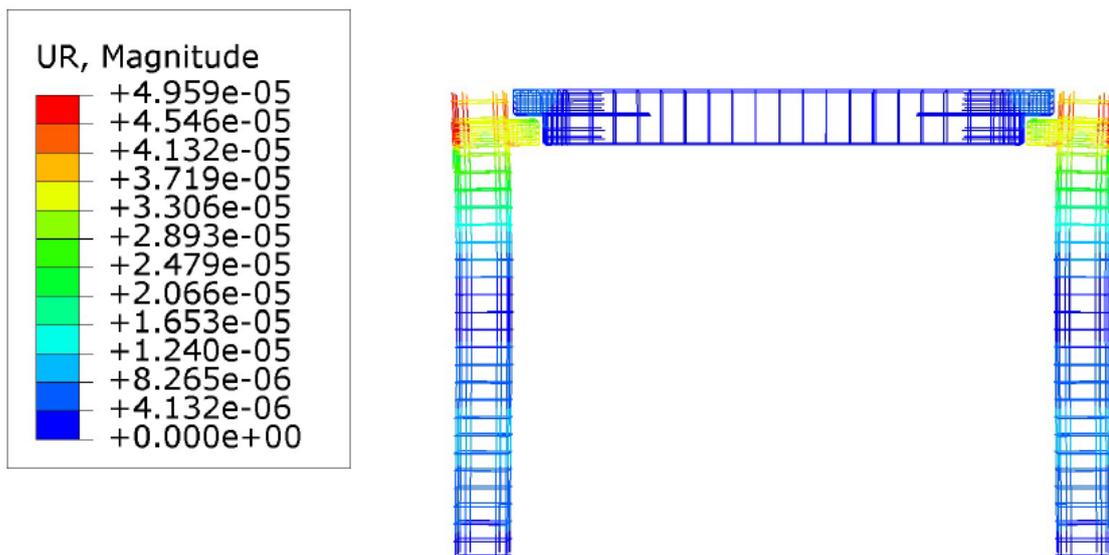
Figura 53 - Resultado do pórtico articulado mediante momento de engastamento



Fonte: Autora (2019)

Na Figura 54 abaixo, é possível visualizar que a partir do momento aplicado na extremidade da ligação, não há rotação na extremidade da viga ($UR=0$).

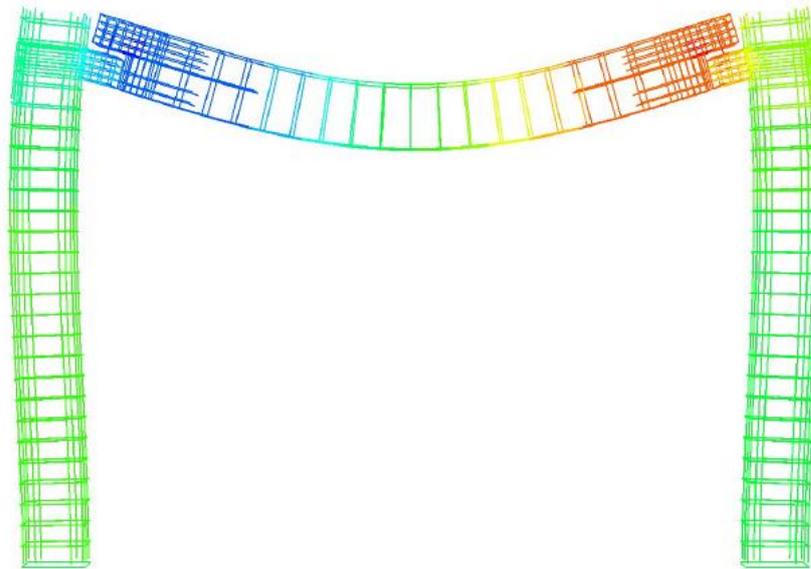
Figura 54 - Diagrama de rotação do pórtico articulado mediante momento de engastamento na armadura



Fonte: Autora (2019)

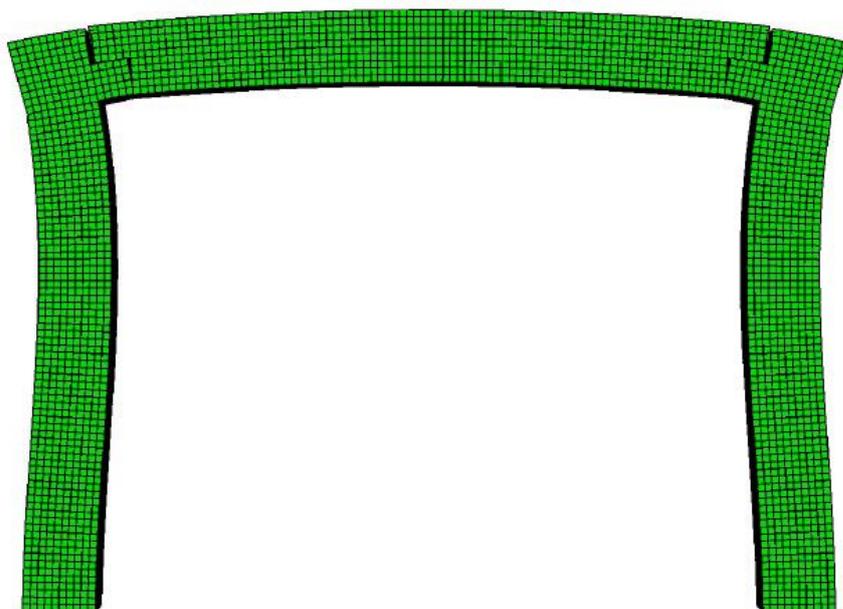
Para o pórtico com a ligação reforçada com os quatro laminados de PRFC os resultados estão apresentados nas Figuras 55 a 57, a seguir.

Figura 55 - Diagrama de rotação do pórtico reforçado mediante carga distribuída na armadura



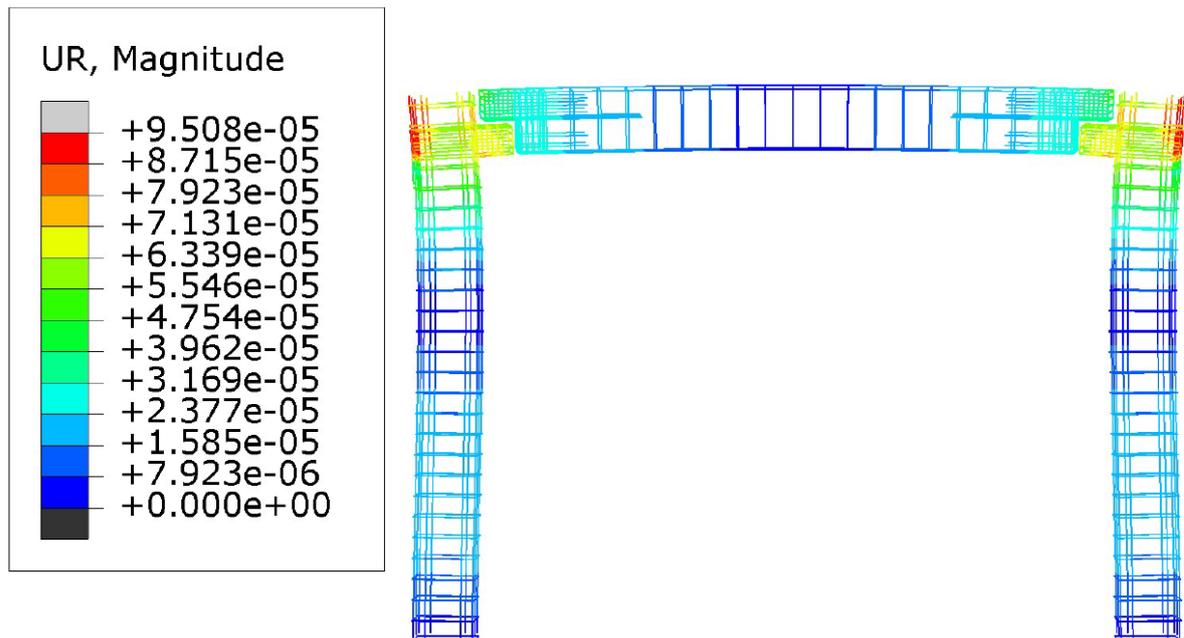
Fonte: Autora (2019)

Figura 56 - Diagrama de rotação do pórtico reforçado mediante momento de engastamento



Fonte: Autora (2019)

Figura 57 - Diagrama de rotação do pórtico reforçado mediante momento de engastamento na armadura



Fonte: Autora (2019)

Tomando a rotação em torno do eixo Y, da extremidade da viga, e tomando a rotação da ligação como o ponto central do consolo do pilar, é possível calcular o coeficiente de restrição α_R (equação 30) a partir da equação fornecida pela norma ABNT NBR 9.062 (2017), que é apresentado na Tabela 18.

((30))

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2}$$

Tabela 17 - Coeficiente de restrição numérico

	Rotação da viga θ_1	Rotação da ligação θ_{lig}	Rotação viga θ_1 + ligação θ_{lig} θ_2	Coeficiente de restrição α_R
Ligação sem reforço	0,00	$3,306 \times 10^{-5}$	$3,306 \times 10^{-5}$	0,00
Ligação com reforço	$2,377 \times 10^{-5}$	$6,339 \times 10^{-5}$	$8,716 \times 10^{-5}$	0,27

Fonte: Autora (2019)

A partir dos valores de coeficiente de restrição α_R calculados, foi possível definir as ligações da estrutura a partir da classificação de Ferreira et al (2002), apresentada no item 4.2 do presente estudo. A ligação sem reforço apresentou um coeficiente de restrição igual a 0, sendo classificada então como uma estrutura articulada. E, para a estrutura com ligação reforçada, o coeficiente de restrição foi de 0,27, sendo esta classificada então como uma ligação semi-rígida com restrição baixa.

O presente estudo não contemplou a modelagem do pórtico formado pela viga com vão de 7 metros, acredita-se que a modelagem levaria a um valor de coeficiente de restrição maior que o valor encontrado para a viga de 5 metros, visto que o coeficiente de restrição depende do comprimento do elemento e, à medida que se aumenta o comprimento do mesmo, aumenta-se, como consequência, o valor do coeficiente de restrição. Portanto, este estudo se apresenta a favor da segurança por adotar o coeficiente de restrição menor para as vigas com 7 metros de comprimento.

8.1.2 Rigidez secante da ligação viga-pilar

Com os coeficientes de restrição α_R numéricos encontrados e apresentado na Tabela 17, é possível se obter o valor da rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar R_{SEC} experimental para a viga com ligação sem reforço, para a viga com ligação reforçada e com vão de 5m e para a viga com ligação reforçada para o vão de 7m, através da equação (31) a seguir e mostrado na Tabela 18.

$$\alpha_R = \left[1 + \frac{3(EI)_{SEC}}{R_{SEC}L_{EF}} \right]^{-1} \quad ((31))$$

Tabela 18 - Rigidez secante - resultado do pórtico articulado

	E_{ci} (kN/m ²)	I_c (m ⁴)	$(EI)_{sec}$	L_{EF} (m)	α_R	R_{SEC} (kN.m/rad)
Ligação sem reforço	35.638.200	0,00469	83.571,6	4,35	0,00	0,00
Ligação com reforço (viga com 5,00 m de vão)	35.638.200	0,00469	83.571,6	4,35	0,27	21.317,27
Ligação com reforço (viga com 7,00 m de vão)	35.638.200	0,00469	83.571,6	6,45	0,27	14.376,77

Fonte: Autora (2019)

Com os valores da rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar R_{SEC} encontrados com o auxílio do *software* ABAQUS, aplica-se os mesmos nas ligações viga-pilar da estrutura no *software* SAP2000, afim de obter os resultados referente à estabilidade global da estrutura.

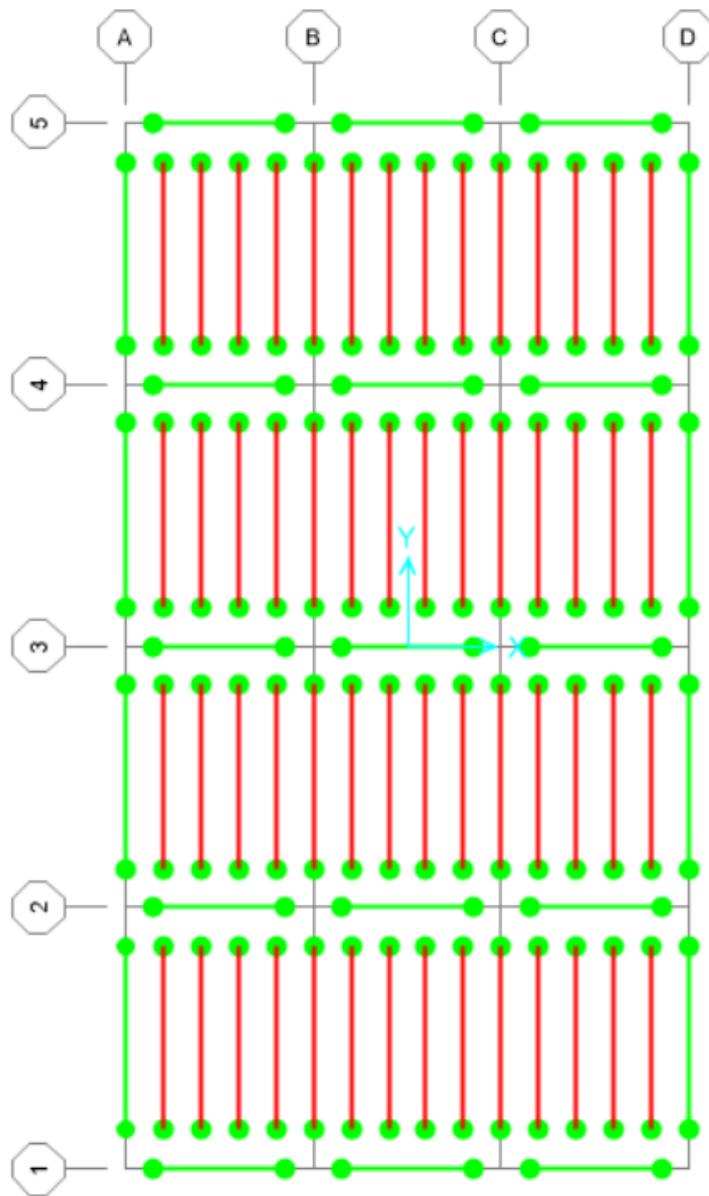
9 SIMULAÇÃO NUMÉRICA NO SOFTWARE SAP2000

O *software* SAP2000 realiza a análise da estrutura utilizando um modelo onde sua composição consiste, primeiramente, na definição das unidades, sistema de coordenadas, grupos de objetos e elementos, propriedades do material, carregamentos (como o peso próprio e as cargas, por exemplo), combinações, entre outros.

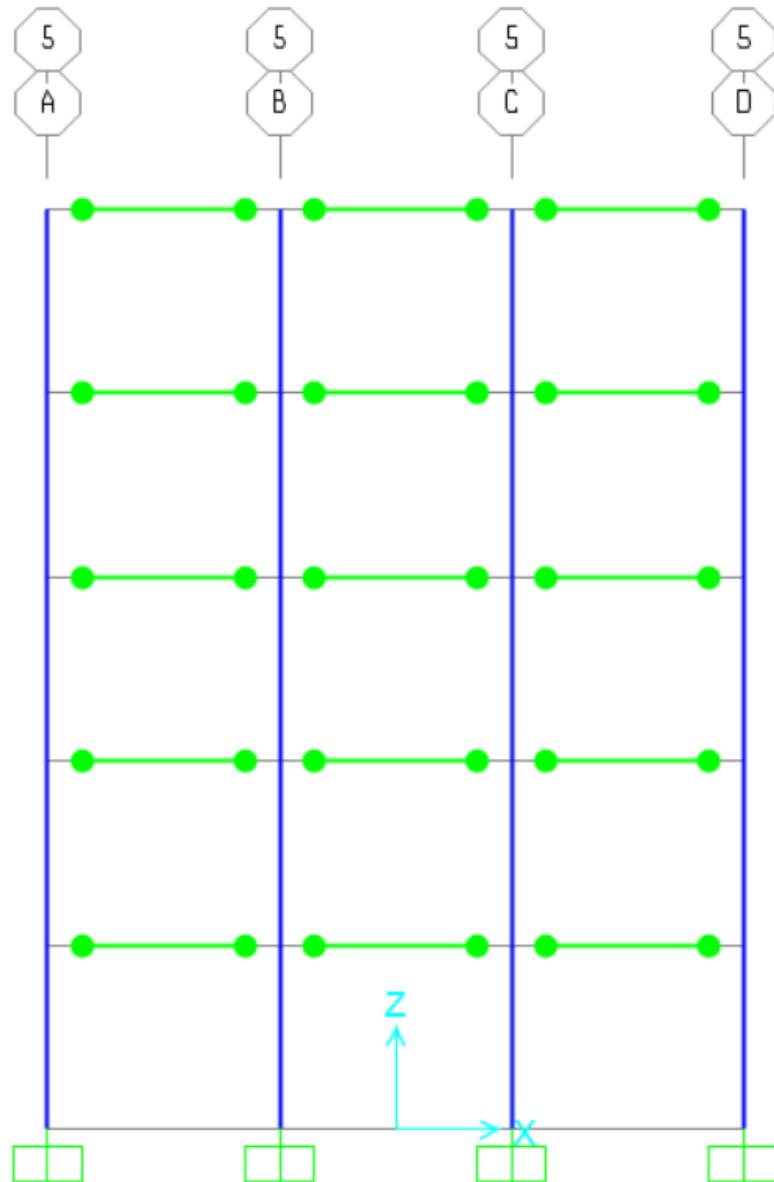
Sendo assim, foi criado um novo modelo e em seguida, escolheu-se a opção 3D Frames. Nessa opção, criou-se o pórtico com cinco pavimentos (*Number of stories*), com 3 vãos na direção x e 4 vãos na direção y (*Number of bays*), com uma altura de 4 metros (*Story height*) e largura do vão de 5 metros na direção x e de 7 metros na direção y (*Bay width*).

Para a modelagem das lajes também foi utilizado o elementos de frame com seção de 1,25m de largura e 20cm de espessura. Além disso, rotulou-se os apoios de vigas e lajes da edificação, e a base dos pilares foi engastada. A estrutura modelada pode ser visualizada nas Figuras 58 e 59 a seguir.

Figura 58 - Planta baixa dos pavimentos



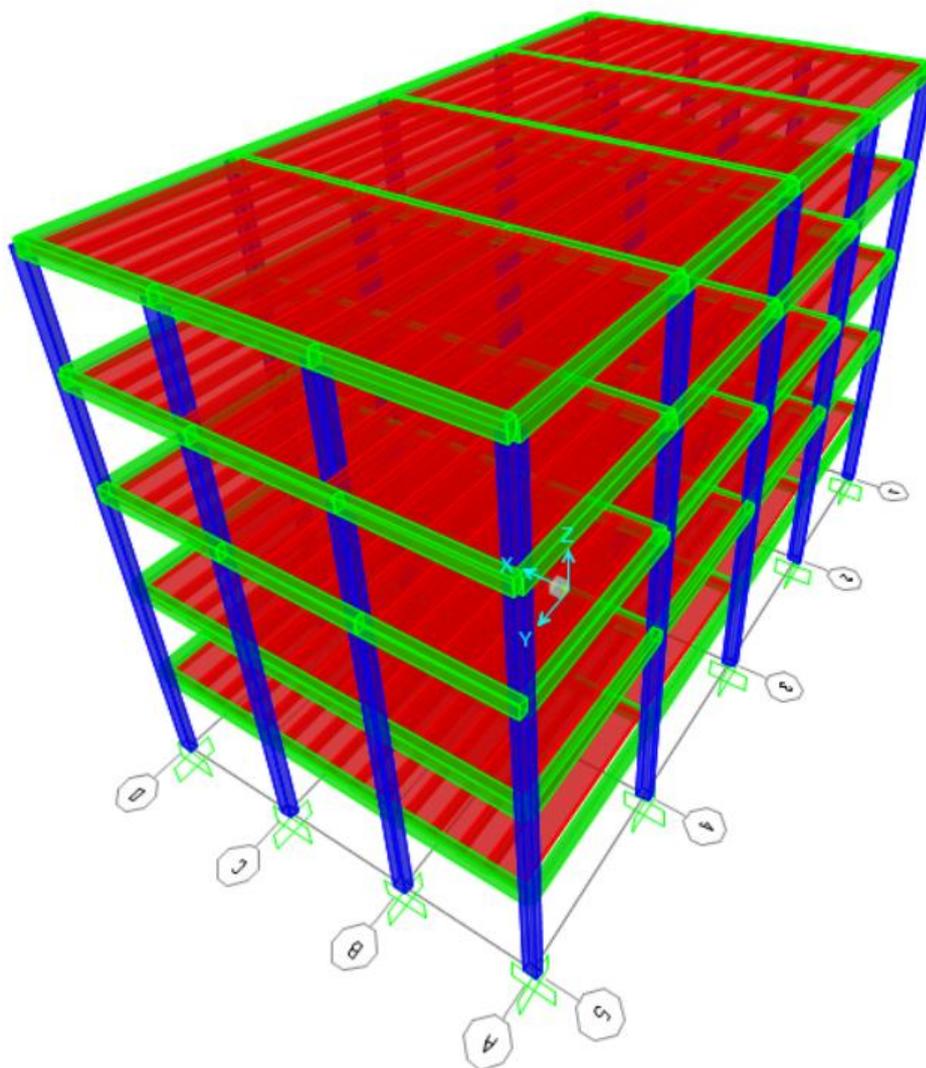
Fonte: Autora (2019)

Figura 59 - Vista do eixo horizontal

Fonte: Autora (2019)

Na Figura 60 é possível visualizar a imagem da estrutura modelada no *software* SAP2000.

Figura 60 - Visualização do modelo estrutural



Fonte: Autora (2019)

As cargas provenientes do peso próprio das peças são calculadas automaticamente pelo programa, sendo necessário inserir as sobrecargas resultantes do peso próprio adjacente (laje, capa e revestimento) e as sobrecargas acidentais.

Para o cálculo do coeficiente γ_z da estrutura em estudo, será utilizado o referencial teórico presente no item 5.1.2. Como a estrutura pré-moldada alvo deste estudo foi modelada tridimensionalmente, deverá então ser verificado o coeficiente γ_z para as fachadas à 0° e à 90°.

O coeficiente será calculado conforme equação (32).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad ((32))$$

O cálculo do momento de primeira ordem devido ao tombamento, M_{1d} , será calculado a partir do produto das forças de vento pelas suas respectivas cotas (altura).

Para o cálculo do momento de segunda ordem, ΔM_d , deverá ser multiplicado as cargas totais por pavimento, pelo seus respectivos deslocamentos. As cargas totais foram calculadas conforme Tabela 19, e os deslocamentos serão obtidos através do programa SAP2000.

Tabela 19 - Carga total por pavimento - Estado-limite último

Elemento	Carga (Kgf/m)	Comprimento(m)	Fator(ELU)	Carga total(Kgf)	$\Sigma Nd(Kgf)$
Vigas seção 30x50	375	131	1,3	63.862,50	428.422,50
Elemento	Carga (Kgf/m ²)	Área de influência(m ²)	Fator(ELU)	Carga total(Kgf)	
Laje LP20	260	420,00	1,3	141.960,00	
Capa 6cm	150	420,00	1,3	81.900,00	
Revestimento	150	420,00	1,3	81.900,00	
Sobrecarga	200	420,00	0,7	58.800,00	

Fonte: Autora (2019)

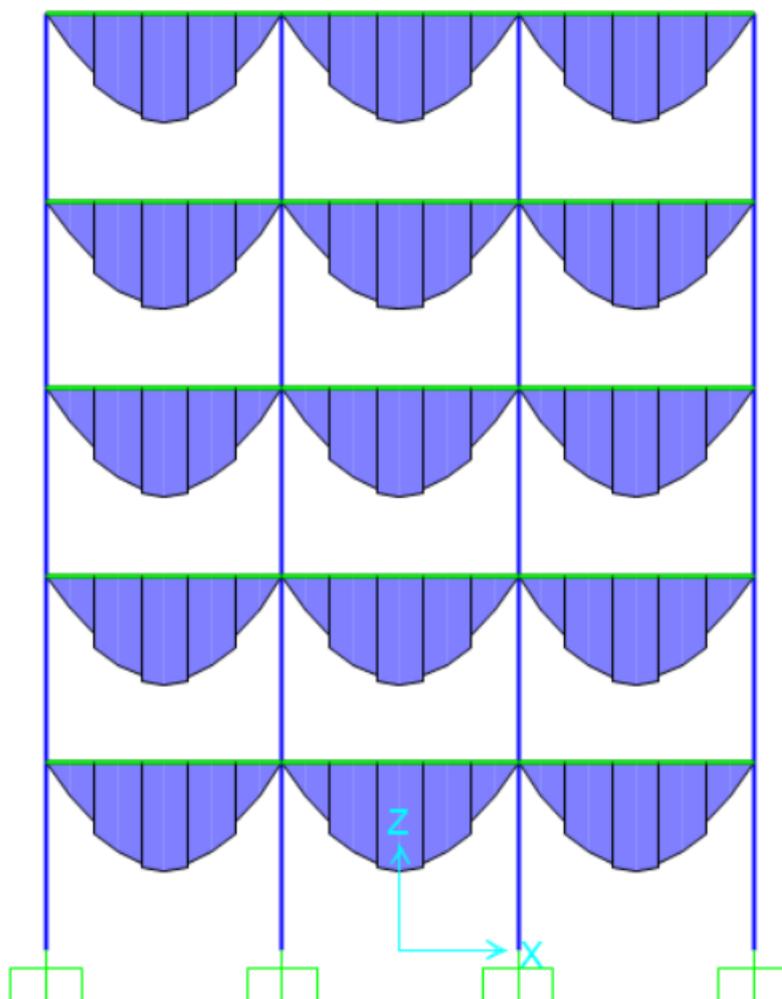
9.1 RESULTADOS

9.1.1 Coeficiente de estabilidade global γ_z

9.1.1.1 Primeiro cenário – Estrutura sem Reforço

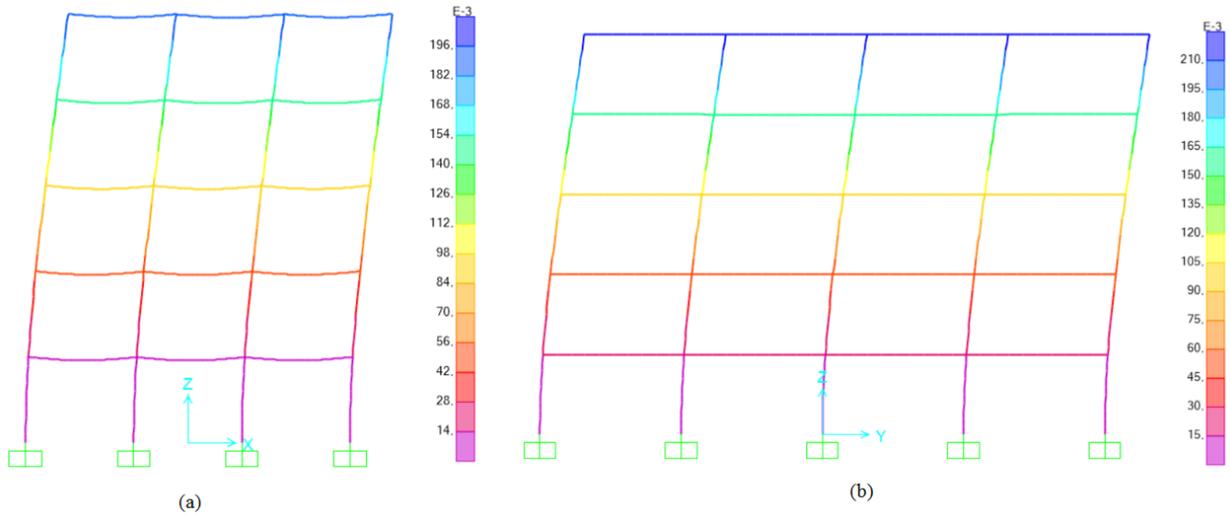
Conforme visto no item 7.3 do presente estudo, o valor de R_{SEC} para a estrutura com ligação viga-pilar sem reforço é zero, considera-se então as ligações como 100% rotuladas. Desta maneira, os diagramas de momento fletor e de deslocamento da estruturas podem ser visualizados nas Figuras 61 e 62 a seguir.

Figura 61- Diagrama de momento fletor devido à carga accidental – estrutura sem reforço



Fonte: Autora (2019)

Figura 62 - Diagrama de deslocamento devido à combinação no ELS – estrutura sem reforço – (a) Vento a 90°; (b) Vento a 0°



Fonte: Autora (2019)

O coeficiente γ_z para a fachada à 90° foi calculado conforme Tabela 20, e para a fachada à 0° foi calculado conforme Tabela 21.

Tabela 20 - Cálculo do coeficiente γ_z para a fachada à 0°

PÓRTICO ROTULADO				
Fachada a 90° (X)				
C.horizontal Total (kN)	Altura(m)	Fator(ELU)	M1d	γ_z
96,36	4	1,3	501,09	
107,31	8	1,3	1.116,01	
120,54	12	1,3	1.880,39	
130,96	16	1,3	2.724,05	
69,08	20	1,3	1.796,02	
Soma M1d			8.017,56	1,36
Carga vertical total (kN)		desloc.(m)	Md	
4.284,23		0,0133	56,98	
4.284,23		0,0468	200,50	
4.284,23		0,0921	394,58	
4.284,23		0,1431	613,07	
4.284,23		0,1958	838,85	
Soma Md			2.103,98	

Fonte: Autora (2019)

Tabela 21 - Cálculo do coeficiente γ_z para a fachada à 0°

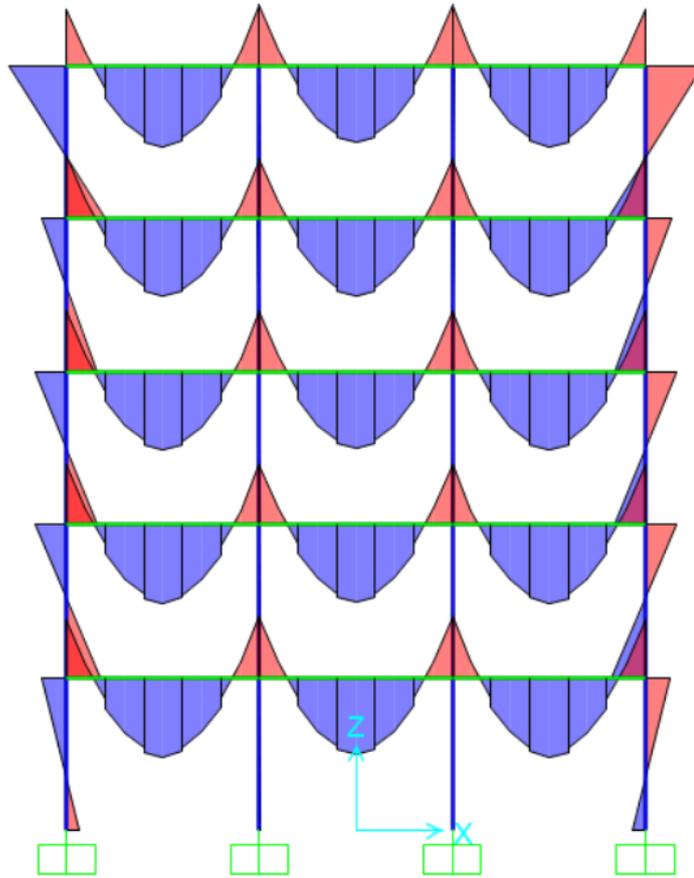
PÓRTICO ROTULADO				
Fachada a 0°				
C.horizontal Total (kN)	Altura(m)	Fator(ELU)	M1d	γ_z
39,14	4	1,3	203,53	3,69
43,60	8	1,3	453,44	
48,96	12	1,3	763,78	
53,20	16	1,3	1.106,56	
28,06	20	1,3	729,56	
Soma M1d			3.256,86	
Carga vertical total(kN)		desloc.(m)	Md	
4.284,23		0,015	64,26	
4.284,23		0,0528	226,21	
4.284,23		0,104	445,56	
4.284,23		0,1615	691,90	
4.284,23		0,221	946,81	
Soma Md			2.374,75	

Fonte: Autora (2019)

9.1.1.2 Segundo cenário – Estrutura com Reforço

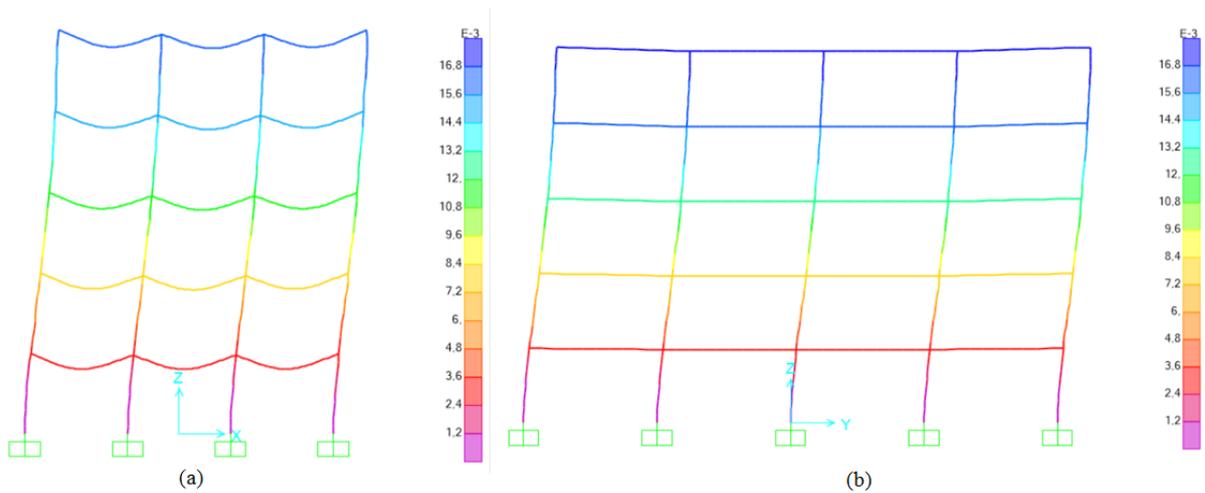
Conforme visto no item 8.1.2 do presente estudo, o valor de R_{SEC} para a estrutura com ligação viga-pilar reforçada com laminado de PRFC é de 21.317,27 kN.m/rad para as vigas com vãos de 5m e de 14.376,77 kN.m/rad para as vigas com vãos de 7m, valor este que foi adotado de maneira generalizada para todas as ligações viga-pilar da estrutura, a fim de otimizar o estudo. Considera-se então as ligações como semirrígida, devido ao valor do coeficiente de restrição ser maior 0,14 e menor que 0,40. Desta maneira, os diagramas de momento fletor e de deslocamento da estruturas podem ser visualizados nas Figuras 63 e 64 a seguir.

Figura 63 - Diagrama de momento fletor devido à carga acidental – estrutura com reforço



Fonte: Autora (2019)

Figura 64 - Diagrama de deslocamento devido à combinação no ELS – estrutura reforçada – (a) Vento a 90°; (b) Vento a 0°



Fonte: Autora (2019)

O coeficiente γ_z para a fachada à 90° foi calculado conforme Tabela 22, e para a fachada à 0° foi calculado conforme Tabela 23.

Tabela 22 - Cálculo do coeficiente γ_z para a fachada à 90°

PÓRTICO REFORÇADO PRFC				
Fachada a 90°				
C.horizontal Total (kN)	Altura(m)	Fator(ELU)	M1d	γ_z
96,36	4	1,3	501,09	1,03
107,31	8	1,3	1.116,01	
120,54	12	1,3	1.880,39	
130,96	16	1,3	2.724,05	
69,08	20	1,3	1.796,02	
Soma M1d			8.017,56	
Carga vertical total (kN)		desloc.(m)	Md	
4.284,23		0,0028	12,00	
4.284,23		0,0075	32,13	
4.284,23		0,0117	50,13	
4.284,23		0,0147	62,98	
4.284,23		0,0163	69,83	
Soma Md			227,06	

Fonte: Autora (2019)

Tabela 23 - Cálculo do coeficiente γ_z para a fachada à 0°

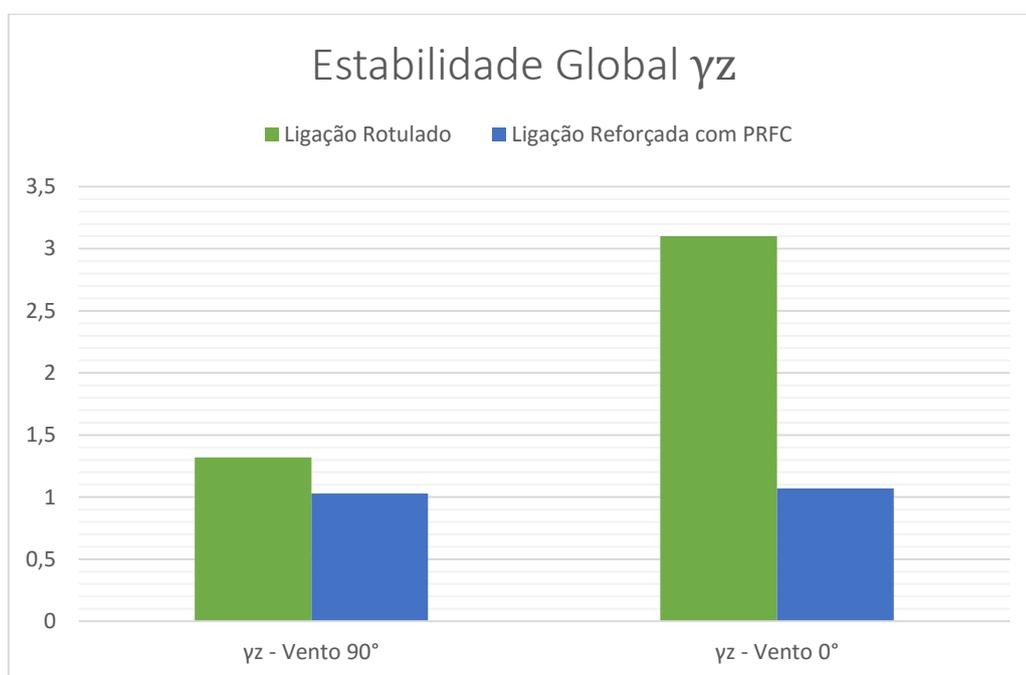
PÓRTICO REFORÇADO PRFC				
Fachada a 0° (Y)				
C.horizontal Total (kN)	Altura(m)	Fator(ELU)	M1d	γ_z
39,14	4	1,4	219,18	1,08
43,60	8	1,4	488,32	
48,96	12	1,4	822,53	
53,20	16	1,4	1.191,68	
28,06	20	1,4	785,68	
Soma M1d			3.507,39	
Carga vertical total(kN)		desloc.(m)	Md	
4.284,23		0,0033	14,14	
4.284,23		0,009	38,56	
4.284,23		0,0141	60,41	
4.284,23		0,0178	76,26	
4.284,23		0,0199	85,26	
Soma Md			274,62	

Fonte: Autora (2019)

A partir das tabelas anteriores, é possível verificar a contribuição do reforço de PRFC na melhoria da estabilidade global da estrutura, tornando a estrutura, que antes era considerada como de deslocabilidade acentuada, onde a estrutura apresenta deslocamentos horizontais excessivos, e os efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem e não linearidade geométrica e física considerados, passando para uma estrutura de deslocabilidade reduzida, onde os efeitos globais de 2ª ordem desprezíveis, conforme estabelecido através da norma ABNT NBR 6.118 (2014).

No Gráfico 1 é apresentado um comparativo entre o parâmetro de instabilidade global γ_z com o vento atuando nas fachadas 90° e 0°.

Gráfico 1 - Comparativo de estabilidade global – Vento a 90° e a 0°



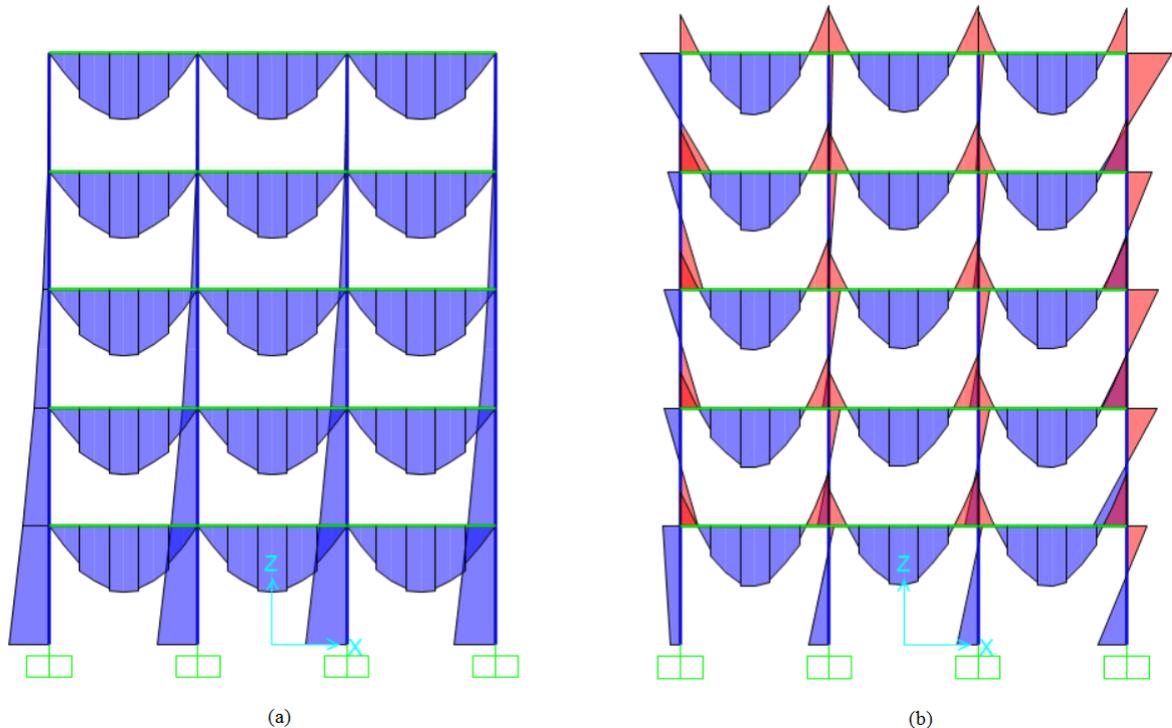
Fonte: Autora (2019)

9.1.2 Momento fletor

Com relação ao momento fletor, a estrutura submetida a ações da combinação em Estado Limite Último, ou seja, conforme a equação (33), apresenta o diagrama de momento fletor para a estrutura com ligação articulada e reforçada. Na Figura 65 é apresentado o diagrama de momento fletor para a estrutura com ligações articuladas (a) e para a estrutura com ligações reforçadas (b).

$$F_d = 1,3.g + 1,4.q + 1,4.0,6.w \quad (33)$$

Figura 65 - Diagrama de momento fletor: (a) estrutura articulada; (b) estrutura com ligação reforçada

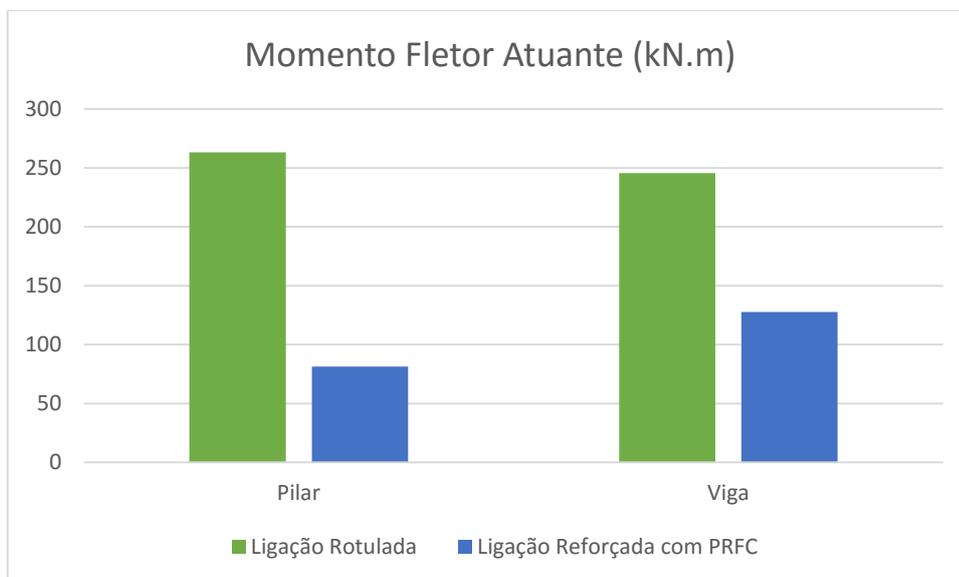


Fonte: Autora (2019)

O momento fletor atuante na base dos pilares, considerando a ligação sem reforço, ou seja, 100% articulada, é de 263,23 kN.m. Já na estrutura com ligações viga-pilar reforçadas com PRFC, o momento fletor passa a ser 81,41 kN.m.

Com relação às vigas, para a estrutura com ligação articulada, não há momento fletor nas extremidades do elemento, e há um momento de 245,56 kN.m atuando no meio do vão. Já para a estrutura com ligação viga-pilar reforçada com PRFC, a viga passa a apresentar um momento fletor negativo nas extremidade de -93,24 kN.m e o valor de 127,80 kN.m no meio do vão. O Gráfico 2 apresenta o comparativo entre esses valores.

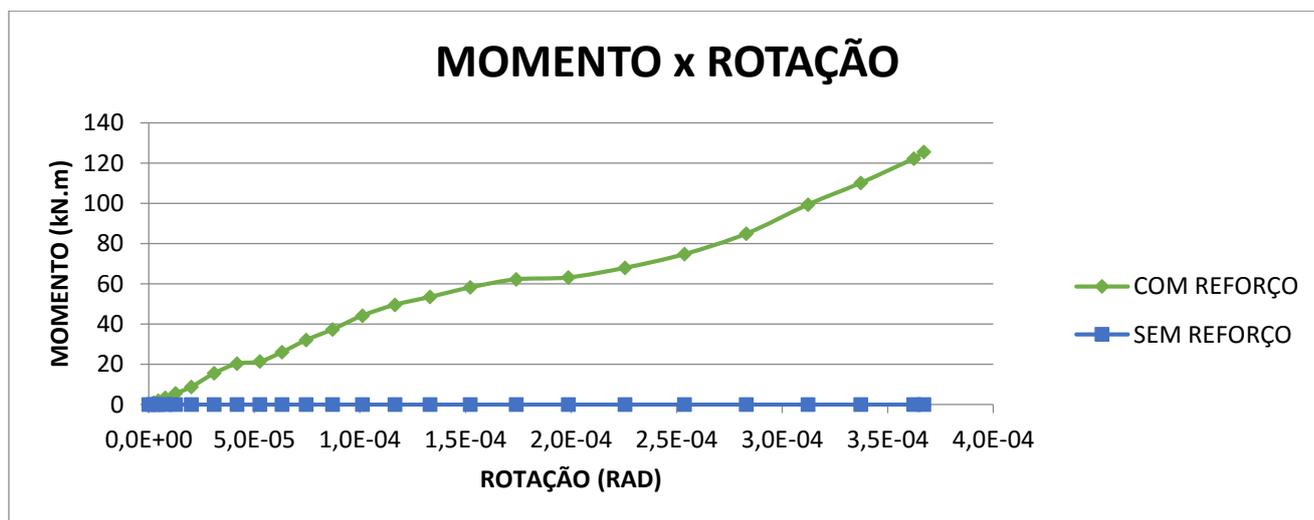
Gráfico 2 - Comparativo de momento fletor atuante – Vento a 90° e a 0°



Fonte: Autora (2019)

A partir dos resultados obtidos no *software* ABAQUS, foi possível gerar o Gráfico 3 de momento *versus* rotação relativa da ligação para o pórtico com e sem reforço de PRFC, onde pode-se observar a melhoria na rigidez da ligação com o reforço.

Gráfico 3 - Momento x Rotação



Fonte: Autora (2019)

10 CONCLUSÃO

O pórtico da edificação deste presente estudo foi lançada no *software* ABAQUS pela primeira vez considerando cem por cento dos seus vínculos rotulados. Através deste primeiro lançamento, foi calculado o coeficiente de restrição α_R e a rigidez secante da ligação viga-pilar R_{sec} , ambos nulos. Em seguida o mesmo pórtico foi lançado, mas dessa vez com a ligação reforçada com laminados de PRFC. Os valores encontrados foram de 0,27 para o coeficiente de restrição α_R , e de 21.317,27 kN.m/rad para a rigidez secante da ligação R_{sec} para as vigas com vãos de 5m e de 14.376,77 kN.m/rad para as vigas com vãos de 7m.

No software SAP2000 a estrutura completa da edificação selecionada foi modelada e submetida a cargas combinadas em estado limite de serviço (ELS) e estado limite último (ELU). A partir disso foi possível obter os coeficiente de estabilidade γ_z para as fachadas 0° e 90°, considerando as ligações rotuladas num primeiro momento, e em seguida para as ligações reforçadas.

Com a estrutura com ligações totalmente rotuladas, os valores encontrados de γ_z foram de 1,36 e de 3,69 para o vento atuando nas fachadas a 90° e a 0°, respectivamente. Portanto, a partir desses valores, a estrutura foi considerada, de acordo com a norma ABNT NBR 6.118 (2014) como de deslocabilidade acentuada, onde a estrutura apresenta deslocamentos horizontais excessivos, e os efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem e não linearidade geométrica e física devem ser considerados. Para esta configuração, os deslocamentos no topo da estrutura foram de 19,58 cm para a fachada 90° e de 22,1 cm para a fachada a 0°.

Já para a estrutura com ligações reforçadas, os valores encontrados de γ_z foram de 1,03 e de 1,08 para o vento atuando nas fachadas a 90° e a 0°, respectivamente. A estrutura com reforço foi considerada, então, como de deslocabilidade reduzida, onde os efeitos globais de 2ª ordem desprezíveis, conforme estabelecido na norma. Os deslocamentos no topo da estrutura reforçada encontrados foram de 1,53 cm para o vento atuando a 90° e de 1,16 cm para o vento atuando a 0°.

A partir dos resultados encontrados, nota-se uma considerável melhoria na estabilidade global da estrutura de 24% na fachada a 90° e de 71% de melhoria na fachada a 0°. E com relação ao momento fletor atuante na base do pilar, houve uma redução de 68,7% com o reforço de PRFC nas ligações, permitindo assim uma redução da seção dos pilares.

Por fim, este estudo permitiu uma análise da influência do reforço de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com laminados de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC) na estabilidade global da estrutura, e mostrou o quão efetivo é o reforço das

ligações para se tornar viável a utilização de estruturas pré-moldadas acima de quatro pavimentos.

10.1 LIMITAÇÕES DO ESTUDO

O presente estudo apresentou algumas limitações, que estão listados a seguir:

- Este trabalho apresentou resultados que podem ser comparados apenas com edificações que apresentem as mesmas características adotadas para o prédio em estudo;
- Calculou-se o coeficiente de restrição apenas para a viga de 5 metros, e extrapolando para a viga com 7 metros de vão que, caso calculado, imagina-se que o coeficiente de restrição seria maior. Logo, o presente estudo encontra-se a favor da segurança;
- Não foram abordados neste estudo soluções para o reforço de pilares que recebem vigas em faces ortogonais, o pórtico modelado contemplou apenas a configuração de vigas apoiando em faces paralelas do pilar;

10.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

A experiência adquirida ao longo desta pesquisa conduzem às seguintes sugestões para trabalhos futuros

- Análise experimental do incremento de rigidez do reforço de laminados de PRFC na ligação viga-pilar de concreto pré-moldado;
- Estudo da técnica de reforço NSM proposta em modelos representativos de estruturas reais;
- Estudo da técnica de reforço em estruturas que não possuem segundo estágio de concretagem;
- Estudo do mecanismo de ruptura das ligações reforçadas;
- Avaliação da aplicabilidade de reforço de PRFC na ligação viga-pilar de concreto pré-moldado em vários aspectos;

11 BIBLIOGRAFIA

ACKER, A.V. **Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto**. FIB, 2002. Traduzido por: Marcelo de Araújo Ferreira. ABCIC, 2003.

ALVA, G. M. S. **Notas de aula: ações horizontais em edifícios**. Santa Maria/RS, 2014.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 440. **ACI 440.2R-17**: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, 2017.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 440. **ACI 440.1R-15**: Guide for the design and construction of externally bonded FRP bars, 2015.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 440. **ACI 440R-07**: State-of-the-art report on fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6.118: **Projeto e execução de obras em concreto**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6.120: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6.123: **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9.062: **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2006.

ATTARI, N.; AMZIANE, S.; CHEMROUK, M. **Efficiency of Beam–Column Joint Strengthened by FRP Laminates**. *Advanced Composite Materials*, v. 19, p.171-183. 2010.

BAHRAMI, S.; MADHKHAN, M.; SHIRMOHAMMADI, F.; NAZEMI, N. **Behavior of two new moment resisting precast beam to column connections subjected to lateral loading**. *Engineering Structures*, v. 132, p.808-821. 2017

BALLARIN, A.W. **Desempenho das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto**. 1993. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

BEBER, A. J. **Comportamento estrutural de vigas reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. 2003. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

BECK, H. KONIG, G.; **Criteria for judging the stiffness of framed structures**. in Proceedings IABSE Symposium, Londres, p. 37-45. 1967.

CASSOL PRÉ-FABRICADOS. **Catálogo Cassol**. Cassol Pré-Fabricados LTDA. Disponível em: <http://www.arweb.com.br/cassol/download/catalogo-cassol.pdf>. Acesso em: outubro, 2018.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. DE. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado : segundo a NBR 6118:2014**. 4a ed. São Carlos, 2014.

CEB – COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP model code 1990 (MC-CEB/90). **Bulletin d'Information**, n. 203-205, 1991.

CNR-DT 200/2014. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures**. Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, Rome – Rome, Italy, 2014.

DE LORENZIS, L.; **Strengthening of RC structures with near surface mounted FRP rods**, PhD Thesis, University of Lecce, Italy, 2002.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

ELLWANGER, R. J. **Um limite variável para o parâmetro de instabilidade de estruturas de contraventamento formadas por associações de pórticos com paredes ou núcleos**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 2012. Disponível em: <<http://www.revistas.ibracon.org.br/index.php/riem/article/view/292/259>>.

ELLIOT, K. S. **Precast Concrete Structures**. Londres: Butterworth-Heinemann, 2002.

EUROCODE 3. **Design of steel structures, part 1.8: design of joints**. European committee for standardization, Brussels, 2003.

EUROCOMP, 1996. **Structural design of polymer composites – EUROCOMP design code and handbook**. The European Structural Polymeric Composites Groups, editado por John L. Clarke, E & FN Spon, ISBN 0419194509, Londres, 751 pp.

FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON. **FIB: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures – Design and use of externally bonded fiber reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures**. CEB-FIP-group 9.3, Stuttgart, 2001.

FERREIRA, M. **Estabilidade global de estruturas pré-moldadas: efeito das ligações semi-rígidas**. Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto, 2005. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/1enppcpm/downloads/1-9.pdf>>.

FERREIRA, M.A.; EL DEBS, M.K.; ELLIOTT, K.S. (2002). **Modelo Teórico para Projeto de Ligações Semi-Rígidas em Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. In: Anais do 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON, Belo Horizonte, MG. Anais. São Paulo: IBRACON.

FILIPPOU F.C.; ISSA, A; Nonlinear analysis of reinforced concrete frames under cyclic load reversals. **Earthquake Engineering Research Center**. Report No. UCB/EERC-88/12. 1988.

FONSECA, T. C. C. S. **Reforço e incremento da rigidez à flexão de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC)**. 2007. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FONSECA, T. C. C. S. **Reforço de ligação viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado pela colagem de laminados de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC) em entalhes no concreto de**. 2013. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

FORTES, A.S. **Estruturas de concreto submetidas à flexão reforçadas com laminados de PRFC colados em entalhes**. 2004. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. **Practical assessment of second order effects in tall building**. Colloquium on the CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. 1991.

GONÇALVES, R. M.; SALES, J. J. DE; MALITE, M.; NETO, J. M. **Ação do vento nas edificações**. Teoria e exemplos. Escola de Engenharia de São Carlos, 2004.

GRACE, N. M.; ENOMOTO, T.; BAAH, P.; BEBAWY, M. **Flexural Behavior of CFRP Precast Prestressed Decked Bulb T-Beams**. JOURNAL OF COMPOSITES FOR CONSTRUCTION, v. 16, p. 225-234. 2012

HOSEN, M. A.; JUMAAT, M. Z.; ISLAM, A. B. M. S. **Side Near Surface Mounted (SNSM) technique for flexural enhancement of RC beams**. Elsevier: Materials & Design, v. 83, p. 587–597. 2015

HULL, D. **An introduction to composite materials**. Cambridge University Press, Great Britain. 1987.

HYER, M. W.; WHITE, S. R. **Stress analysis of fiber-reinforced composite materials**. McGraw-Hill, Boston, 1998.

JANKOWIAK, T. & LODYGOWSKI, T. **Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model**. Foundation of Civil and Environmental Engineering, 2006.

JUVANDES, L. F. P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”**. 1999. Tese (Doutorado), Universidade do Porto, Porto – Portugal, 1999.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1ª ed. São Paulo, Pini : 2007.

LIMA, J. S. **Verificação da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: Desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 2001, 249 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MARIN, M. C.; EL DEBS, M. K. **Análise do limite do número de pavimentos em estruturas usuais de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado**. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 2.; 2009, **Anais de Congresso**, São Carlos. 2009.

MENEGHETTI, L. C.; SILVA FILHO, L.C.; GARCEZ, M. R. **Verificação da possibilidade de variação das fibras formadoras do compósito nos sistemas prf aplicados no reforço à flexão de vigas de concreto armado.** *Ciência & Engenharia*, v. 16, n° 1/2 p. 107 - 114, jan.-dez. 2007

MENON, N. V. **Estudo Experimental de Sistemas de Reforço ao Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado Utilizando-se Polímero Reforçado com Fibras de Carbono (CFRP).** Tese Doutorado em Estruturas 327f. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, 2008.

MICALI, R. M. **Análise teórica de vigas pré-moldadas de concreto com armadura de aço e de polímero reforçado com fibra de vidro em meio altamente agressivo.** 2010. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

MIGLIORE JUNIOR, A. R. Edifício Pré-moldado com Ligação Rígida. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1.; 2005, **Anais de Congresso**, São Carlos. 2005.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor.** 2002. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

NITEREKA, C.; NEALE, K. W.; Analysis of reinforced concrete beams strengthened in flexure with composite laminates. **Canadian Journal of Civil Engineering**. v. 26, n. 5, p. 646-654. 1999.

OMIDI, M.; BEHNAMFAR, F. **A numerical model for simulation of RC beam-column connections.** Elsevier: Engineering Structures, v. 88, p. 51-73. 2015

ORDÓÑEZ, J. A. F.; **Prefabricación: teoría y práctica.** 1974. Barcelona, Editores Técnicos Asociados.

PIGOZZO, B.N.; SERRA, S.M.B.; FERREIRA, M.A. **A industrialização na construção e o estudo de uma rede de empresas em obra de pré-fabricado em concreto armado.** XII SIMPEP. Bauru, 2005.

PINHEIRO, L. M.; CATOIA, B.; CATOIA, T. **Tabela de vigas: deslocamentos e momento de engastamento perfeito.** Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2010.

ROSENBOOM, O.; RIZKALLA, S.; Behavior of prestressed concrete strengthened with various CFRP systems subjected to fatigue loading. **Journal of Composites for Construction**. v.10, n. 6, p. 492–502. Jun. 2006.

SARTURI, Francis Diego Moretto. **Simulação computacional de estruturas de concreto reforçadas com aço e compósitos de fibra de carbono**. 2014. 234 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.

SIKA. **Catálogo Sika® CarboDur® e SikaWrap®**. Sistemas de Reforço Estrutural. Disponível em: https://bra.sika.com/dms/getdocument.get/1f450e1c-a1c5.../Sika_Carbodur_S.pdf. Acesso em: maio, 2019.

SOUZA, R. A.; FERRARI, V. J. **Automatic design of the flexural strengthening of reinforced concrete beams using fiber reinforced polymers (FRP)**. Acta Scientiarum: v. 34, n. 2, p. 157-165. 2012

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

ANEXO A

Calculo da armadura positiva da viga.

Cargas atuantes:

Peso próprio: $PP = 3,75 \text{ kN/m}$

Sobrecarga: $SC_1 = (q + g) \cdot \text{vão} = (2,0 + 1,5) \cdot (3,5 + 3,5) = 24,5 \text{ kN/m}$

Laje e capeamento: $SC_2 = (\text{Capa} + \text{Laje}) \cdot \text{vão} = (1,5 + 2,4) \cdot (3,5 + 3,5) = 27,3 \text{ kN/m}$

Parede: $SC_3 = 2,7 \text{ kN/m}$

Carga total distribuída: $58,25 \text{ kN/m}$

Momento fletor característico:

$$M_k = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{58,25 \times 5^2}{8} = 182 \text{ kN.m}$$

Momento fletor de projeto:

$$M_d = 1,4 \times M_k = 1,4 \times 182 = 254,84 \text{ kN.m} = 25484 \text{ kN.cm}$$

Cálculo da posição da linha neutra:

$$M_d = 0,68 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$25484 = 0,68 \cdot 30 \cdot x \cdot \frac{5,0}{1,4} \cdot (45 - 0,4 \cdot x)$$

$$x = 8,40 \text{ cm}$$

$$x_{23} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 45 = 11,655 \text{ cm}$$

$$x_{34} = 0,628 \cdot d = 0,628 \cdot 45 = 28,26 \text{ cm}$$

Logo,

$x \rightarrow \text{domínio 2}$

Calculo de A_s

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{25484}{43,48(45 - 0,4 \cdot 8,40)} = 14,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{adotado}} = 3 \text{ } \emptyset 25\text{mm} = 14,70 \text{ cm}^2$$

ANEXO B

Cálculo da armadura do pilar com auxílio do *software* Pcalc.

Para o dimensionamento das armaduras dos pilares, foi realizada uma estimativa de esforços atuantes no pilar mais solicitado da estrutura. Para a estimativa do maior esforço axial atuante, selecionou-se o segmento do pilar central da estrutura, no primeiro pavimento, o qual recebe as cargas de todos os pavimentos acima e que possui uma maior área de influência, como pode ser visto seu cálculo a seguir:

Área de influência:

$$A_e = 5 \times 7 = 35 \text{ m}^2$$

Número de pavimento:

$$n = 5$$

Área total por pavimento

$$A = 15 \times 28 = 420 \text{ m}^2$$

A partir desses valores, é possível calcular a força axial característica atuante no pilar referente às cargas acidentais e permanentes:

$$N_k = n \cdot A_e \cdot \frac{W_i}{A} = 2.124,20 \text{ kN}$$

Além da força axial apresentada anteriormente, é importante realizar o cálculo das forças axiais as quais referem-se apenas às cargas permanentes e apenas referentes às cargas acidentais, de maneira separada, a fim de se realizar a combinação com o momento fletor atuante devido à carga provenientes do vento.

A carga total por pavimento proveniente das cargas permanentes se dá por:

$$g = 4.258,05 \text{ kN}$$

A partir desse valore, é possível calcular a força axial característica atuante no pilar referente às cargas permanentes:

$$N_{k(g)} = n \cdot A_e \cdot \frac{g}{A} = 1.774,18 \text{ kN}$$

A carga total por pavimento proveniente das cargas acidentais se dá por:

$$q = 840 \text{ kN}$$

A partir desse valor, é possível calcular a força axial característica atuante no pilar referente às cargas permanentes:

$$N_{k(q)} = n \cdot A_e \cdot \frac{q}{A} = 350 \text{ kN}$$

Em seguida, realizou-se uma estimativa de esforços de momento fletor atuante na base do pilar, proveniente da ação do vento. Os cálculos se deram a partir da força de arrasto, de maneira simplificada, ou seja, adotando apenas um valor para a força de arrasto, como é possível ver a seguir:

Altura sobre o terreno

$$z = 20 \text{ m}$$

Segundo a tabela fornecida pela norma ABNT NBR 6.123 (1988), para $z = 20 \text{ m}$, categoria IV e classe B, o fator S_2 é igual a 0,91

$$S_2 = 0,91$$

Fator estatístico S_3

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatístico e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação

Grupo 2: Edificação para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação

$$S_3 = 1,0$$

Velocidade característica do vento V_k

A velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 , para ser obtida a velocidade característica do vento V_k , para a parte da edificação em consideração:

$$\begin{aligned} V_k &= V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \\ V_k &= 45 \times 1,0 \times 0,91 \times 1,0 \\ V_k &= 40,95 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Pressão dinâmica

A velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela expressão

$$\begin{aligned} q &= 0,000613 \cdot V_k^2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ q &= 0,000613 \times (40,95)^2 \\ q &= 1,0279 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Força de arrasto

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

Onde:

C_a = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica;

A_e = área frontal efetiva: área de projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área de sombra”).

Na fachada 0° :

$$\begin{aligned} F_{hv,0^\circ} &= C_{a,0^\circ} \times (l_2 \times h) \times q_k \text{ (kN)} \\ F_{hv,0^\circ} &= 0,91 \times (28 \times 20) \times 1,0279 \\ F_{hv,0^\circ} &= 523,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

Na fachada 90°:

$$F_{hv,90^\circ} = C_{a,90^\circ} \times (l_2 \times h) \times q_k \quad (\text{kN})$$

$$F_{hv,90^\circ} = 1,2 \times (15 \times 20) \times 1,0279$$

$$F_{hv,90^\circ} = 370,044 \text{ kN}$$

Momento de vento

Na fachada 0°:

$$M_{v,0^\circ} = F_{hv,90^\circ} \times h/2$$

$$M_{v,0^\circ} = 523,82 \times 20/2$$

$$M_{v,0^\circ} = 5.238,20 \text{ kN.m}$$

Assim, dividindo o momento característico na fachada 0° estimado pela quantidade de pilares, temos o seguinte valor:

$$\frac{M_{v,0^\circ}}{N_{pilares}} = \frac{5.238,20}{20} = 261,91 \text{ kN.m}$$

Na fachada 90°:

$$M_{v,90^\circ} = F_{hv,90^\circ} \times h/2$$

$$M_{v,90^\circ} = 370,044 \times 20/2$$

$$M_{v,90^\circ} = 3.700,44 \text{ kN.m}$$

E, por fim, o momento característico na fachada 90° estimado por pilar, tem o seguinte valor:

$$\frac{M_{v,90^\circ}}{N_{pilares}} = \frac{3.700,44}{20} = 185,022 \text{ kN.m}$$

No software Pcalc, deu-se início à entrada de dados. Primeiramente, foi informada as dimensões da seção e a geometria do pilar, conforme mostrado na Figura 66.

Figura 66 – Entrada de dados: seção e geometria do pilar

The image shows a software interface with two main panels: 'Seção' (Section) and 'Geometria' (Geometry).
In the 'Seção' panel, the 'Tipo' (Type) is set to 'Retangular' (Rectangular). A diagram shows a rectangle with height h_y and width h_x . Below the diagram, the dimensions are entered as $h_x = 30$ cm and $h_y = 50$ cm.
In the 'Geometria' panel, the 'Tipo' (Type) is set to 'Pilar Biapoiado' (Bipinnacled Column). A diagram shows a vertical column of length L with a pin support at the top and a roller support at the bottom. Below the diagram, the length is entered as $L = 400$ cm.

Fonte: Autora (2019)

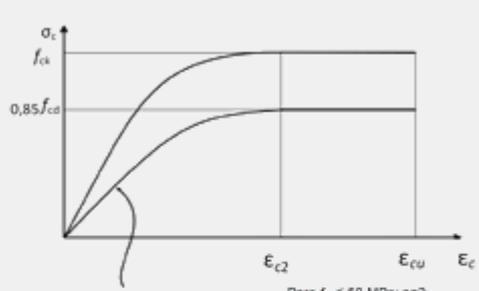
Em seguida, foram informadas as características do concreto e do aço (Figura 67).

Figura 67 - Entrada de dados: Materiais

Entrada de dados: Materiais

Concreto
Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

fck= MPa
γc=

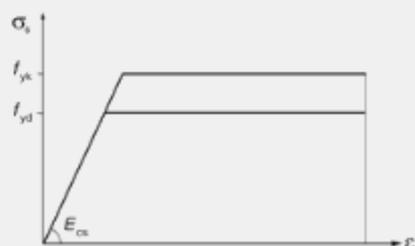


$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
Para $f_{ck} \geq 50$ MPa: $n=1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

Aço
Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

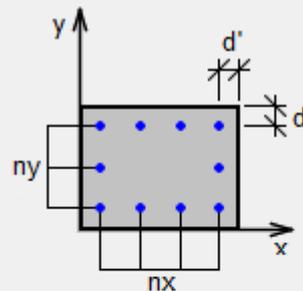
f_{yk}= MPa
E_s= GPa
γ_s=



Fonte: Autora (2019)

Depois, foi selecionada a quantidade de barras de aço do concreto armado, conforme Figura 68.

Figura 68 - Escolha da armadura



Diâmetro das barras (mm):

nx= ny= d'= cm

Fonte: Autora (2019)

E, por fim, deu-se entrada nas combinações de esforços atuantes no elemento. É importante ressaltar que o *software* Pcalc possui o coeficiente de ponderação, o qual multiplica os esforços informados pelo valor deste. Porém, como nas combinações de esforços deste presente estudo houveram diferentes fatores para cada esforço, optou-se por manter o fator de ponderação do programa (γ_f) igual a 1,0, e dar entrada nos valores já multiplicados pelos seus respectivos valores. Os coeficientes de ponderação para as combinações estão listadas a seguir.

Tabela 24 - Coeficientes de ponderação considerados

Coeficiente de Ponderação		
1ª Combinação		
Carga Permanente ($N_{k(g)}$)	Carga Acidental ($N_{k(q)}$)	Momento devido ao Vento (M)
1,3	1,4	1,4 x 0,60
2ª Combinação		
Carga Permanente ($N_{k(g)}$)	Carga Acidental ($N_{k(q)}$)	Momento devido ao Vento (M)
1,0	0	0,3

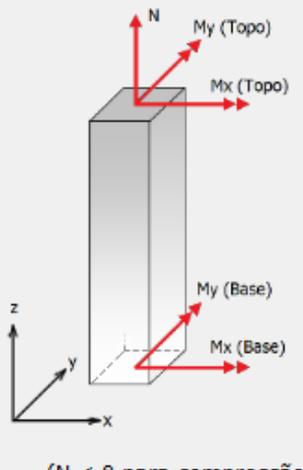
Fonte: Autora (2019)

Para a inserção dos valores no *software*, os valores de cargas axiais referentes às cargas permanentes e acidentais serão somados. Os esforços inseridos podem ser visualizados na Figura 69, a seguir:

Figura 69 - Entrada de dados: esforços solicitantes

Coeficiente de ponderação:
 $\gamma_f = 1$

Unidades: [kN, kN.m]



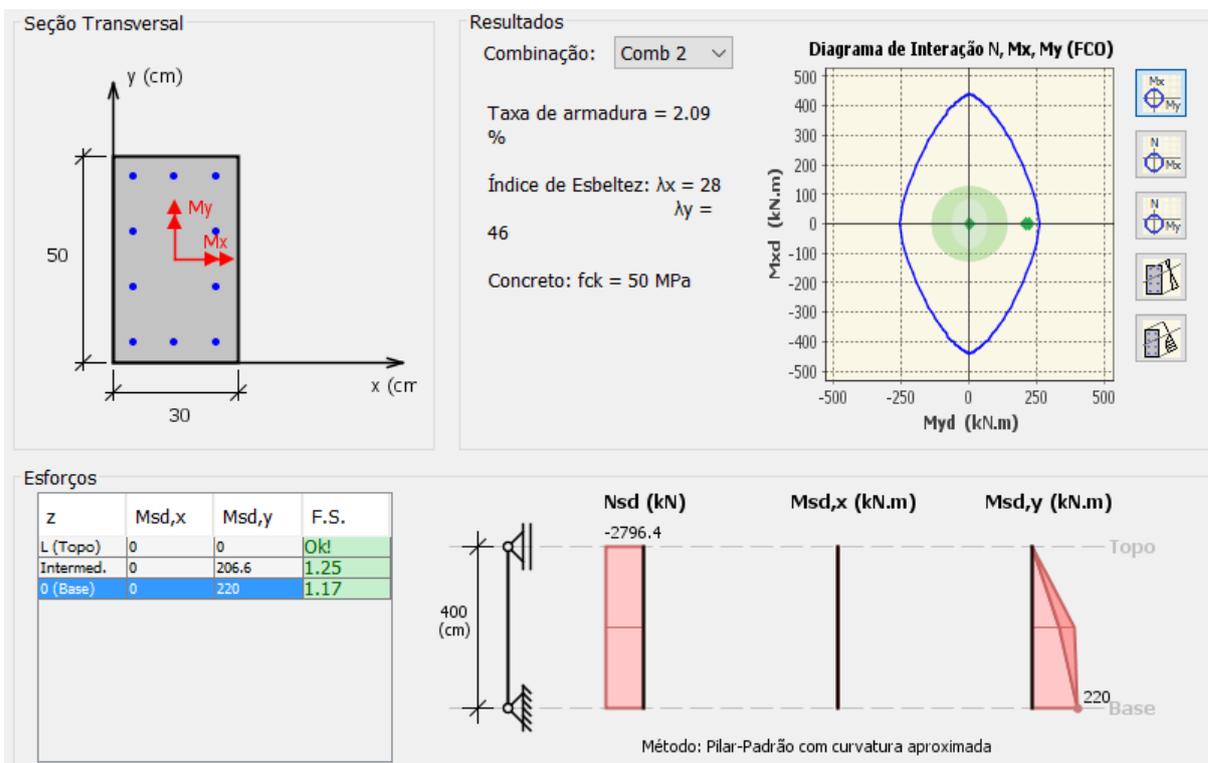
Combina...	Nsk	Msk,x (T...	Msk,x (B...	Msk,y (T...	Msk,y (B...
1	-2796.4	0	155.4	0	0
2	-2796.4	0	0	0	220
3	-1774.2	0	78.6	0	0
4	-1774.2	0	0	0	55.5

(N < 0 para compressão)

Fonte: Autora (2019)

E, por fim, realizou-se o cálculo de verificação das armaduras, conforme apresentado na Figura 70. É possível visualizar que as combinações foram verificadas e que a armadura selecionada atende aos esforços.

Figura 70 - Resultado da verificação de seção e armadura



Fonte: Autora (2019)