

**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIA**

LUCAS ZAMPIERI

**ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA DO REFORÇO DE ESTRUTURA DE
CONCRETO ARMADO EMPREGANDO POLÍMEROS REFORÇADOS COM
FIBRAS DE CARBONO**

CAXIAS DO SUL

2020

LUCAS ZAMPIERI

**ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA DO REFORÇO DE ESTRUTURA DE
CONCRETO ARMADO EMPREGANDO POLÍMEROS REFORÇADOS COM
FIBRAS DE CARBONO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade
de Caxias do Sul, como requisito para
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador Prof.: Me. Luciano Zatti

CAXIAS DO SUL

2020

LUCAS ZAMPIERI

**ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA DO REFORÇO DE ESTRUTURA DE
CONCRETO ARMADO EMPREGANDO POLÍMEROS REFORÇADOS COM
FIBRAS DE CARBONO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade
de Caxias do Sul, como requisito para
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado em 02/07/2020.

Banca examinadora

Prof. Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul - UCS

Prof. Me. Gustavo Ribeiro da Silva
Universidade de Caxias do Sul - UCS

Prof. Dra. Henriette Justina Manfredini Baroni
Universidade de Caxias do Sul – UCS

AGRADECIMENTOS

A gratidão é a arte que engrandece o ser humano. No culminar deste trabalho, desejo proferir o meu reconhecimento a todos que contribuíram para que eu atingisse os objetivos propostos e para que eu findasse com êxito este estudo.

Primeiramente, aos meus pais e minha irmã pelo apoio diário e pela confiança em meu sucesso pessoal e profissional. Agradeço a eles por não medirem esforços para que eu dispusesse de uma educação de qualidade. Meus pais constituem meu Norte, minha inspiração e meu abrigo. A eles, minha eterna gratidão.

Ao meu orientador, professor Me. Luciano Zatti pela destreza em me proferir conhecimento e experiência; essenciais para realização do meu trabalho de conclusão de curso. Agradeço pela disponibilidade, incentivos constantes e pela amizade construída neste período. Profissionais como ele me fazem crer em um mundo melhor.

A todos professores que me acompanharam: da pré-escola à universidade. Sem o amparo e a dedicação deles, nada disso teria sido possível.

À Maiele Helena Prebianca pelo apoio e pela contribuição incessante para tornar possível a realização do meu trabalho. Agradeço a ela pela troca de experiência sobre o uso de fibras para reforço estrutural. Inquestionavelmente a ajuda dela foi primordial.

Às minhas amigas de longa data Luisa Neves Sartori e Tuísi Busnello Cembrani pelos incentivos diários e por estarem sempre presentes na minha vida.

À Carla Galvan Bresolin por ter me auxiliado desde o princípio. Agradeço por seus incentivos, pela ajuda para medição da edificação estudada e pela realização das renderizações. Seu apoio foi deveras significativo.

Ao meu primo Vinícius Giacomelli pela ajuda com o vídeo final do trabalho e pela contribuição para realização das apresentações síncronas.

Por fim, mas não menos importante, agradeço aos amigos que eu conheci durante a graduação, às amigadas que eu construí durante meus estágios, aos meus vizinhos e a todos que fizeram parte desta minha caminhada.

“Cada sonho que você deixa para trás, é um pedaço do seu futuro que deixa de existir.”

Steve Jobs

RESUMO

A primordialidade de reabilitação estrutural tem se tornado cada vez mais assídua. A eclosão do concreto não previa o aparecimento de degradação prematura em benfeitorias e obras de arte. A mudança de uso da edificação, o aumento do carregamento inicial e a falta de manutenção periódica das estruturas estão elencados entre os principais responsáveis. Visando sanar isto, as estruturas de tais edificações devem ser reforçadas de modo a atender suas novas exigências. Neste âmbito, o advento de materiais compósitos reforçados com fibras de carbono contribuiu consideravelmente para tal. Além de seus elevados índices de resistência e rigidez, os materiais CFRP sobressaem-se às propriedades do aço nestes quesitos. Respalado no exposto, este trabalho tem como propósito analisar a viabilidade técnica do reforço estrutural com fibras de carbono em uma edificação que sofreu alteração de uso. O dimensionamento da estrutura existente procedeu o dimensionamento da estrutura alterada e do reforço aplicado. A fim de permitir uma análise ampla das evidências experimentais almejadas, utilizou-se *softwares* direcionados à esta área de aplicação e ao uso deste material. Com base nos resultados obtidos, as vigas e lajes analisadas alcançaram um satisfatório desempenho técnico após aplicação do reforço com CFRP. Os pilares, devido à sua alta resistência à compressão, não necessitaram ser reforçados. Constatou-se que os elevados índices de resistência das fibras de carbono, aplicadas como reforço estrutural, concerniram um satisfatório desempenho em relação aos estados-limites último e de serviço para o caso analisado.

Palavras-chave: Estruturas de concreto armado. Reforço estrutural. Carregamento. Compósitos de CFRP. Dimensionamento.

ABSTRACT

The primordially of structural rehabilitation has become increasingly frequent. The usage of concrete did not foresee the appearance of premature degradation in improvements and works of art. Change of usage of the building, increase of the initial load and lack of periodic maintenance are listed among the main responsible for this. Aiming to solve this, the structures of such buildings must be reinforced in order to meet its new demands. In this context, the advent of composite materials reinforced with carbon fibers contributed considerably to this. Besides its high strength and stiffness characteristics, CFRP materials stand out even compared to steel properties on these requirements. Based on this, this work aims to analyze the technical feasibility of structural reinforcement with carbon fibers in a building that has undergone changes in its usage. The dimensioning of the existing structure proceeded to dimensioning the altered structure and the applied reinforcement. In order to allow a broad analysis of the desired experimental evidence, software specific to this application area and use of this material were used. Based on the results obtained, beams and slabs analyzed achieved a satisfactory performance after the application of CFRP reinforcement. The columns, due to its high compression strength did not need reinforcements. It was found that it is essential to have enough compressed concrete to support the increase in load.

Keywords: Reinforced concrete structures. Structural reinforcement. Loading. CFRP composites. Dimensioning.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de estratégias de renovação	39
Figura 2 - Comparação de algumas propriedades entre aço, alumínio e compósitos.....	44
Figura 3 - Formação do compósito de FRP.....	44
Figura 4 - Comportamento tensão <i>versus</i> deformação	45
Figura 5 - Curvas de tensão-deformação de diversas fibras	48
Figura 6 - Representação esquemática de um sistema de fibras de carbono.....	49
Figura 7 - Sistema pré-fabricado de laminados CFRP	52
Figura 8 - Aplicação do sistema CFRP impregnado <i>in loco</i>	52
Figura 9 - Constituintes do laminado	53
Figura 10 - Diagrama esquemático do sistema de pultrusão	54
Figura 11 - Esquema do processo de sistemas curados <i>in loco</i>	55
Figura 12 - Ensaio de <i>Pull-off</i>	56
Figura 13 - Etapas da aplicação do reforço de CFRP através da técnica EBR	58
Figura 14 - Metodologia de dimensionamento de vigas à flexão utilizando a técnica EBR....	64
Figura 15 - Localização do Arquivo Histórico Municipal João Spadari Adami.....	65
Figura 16 - Casa de negócios de Vicente Rovea	66
Figura 17 - Hospital Carbone após rebaixamento da Avenida Júlio de Castilhos	67
Figura 18 - Pavimento térreo do Arquivo Histórico Municipal	70
Figura 19 - Segundo pavimento do Arquivo Histórico Municipal.....	70
Figura 20 - Terceiro pavimento do Arquivo Histórico Municipal	71
Figura 21 - Sótão do Arquivo Histórico Municipal.....	71
Figura 22 - Edificação inicial	72
Figura 23 - Alteração de uso para arquivo histórico	72
Figura 24 - Pavimentos do projeto	73
Figura 25 - Planta de forma do segundo pavimento.....	74
Figura 26 - 3D da estrutura.....	75
Figura 27 - Momento das vigas	76
Figura 28 - Momentos das lajes na direção X	77
Figura 29 - Momentos das lajes na direção Y	77
Figura 30 - Cargas dos pilares do segundo pavimento.....	78
Figura 31 - Cargas dos pilares do terceiro pavimento e do sótão.....	78
Figura 32 - Planta de forma do segundo pavimento com destaque aos elementos analisados.	79

Figura 33 - Planta de forma do terceiro pavimento com destaque aos elementos analisados..	80
Figura 34 - Planta de forma do sótão com destaque aos elementos analisados.....	80
Figura 35 - Carregamento da viga 3 do segundo pavimento pelo Ftool	84
Figura 36 - Momentos fletores da viga 3 do segundo pavimento pelo Ftool	84
Figura 37 - Janela de entrada de dados da norma.....	85
Figura 38 - Janela de entrada de dados geométricos	85
Figura 39 - Janela de propriedades do concreto	86
Figura 40 - Janela de propriedades do aço	86
Figura 41 - Janela de entrada de dados da armadura de flexão principal.....	87
Figura 42 - Janela de entrada de dados da armadura de flexão nos apoios	87
Figura 43 - Janela de entrada de dados das solicitações em estado pré-reforço.....	88
Figura 44 - Janela de entrada de dados das solicitações em estado pós-reforço	89
Figura 45 - Janela de entrada de dados do sistema FRP.....	90
Figura 46 - Janela de entrada de dados da seção transversal do FRP.....	90
Figura 47 - Janela de saída de resultados do dimensionamento	92
Figura 48 - Janela de saída de resultados de deformações do estado limite último (ELU).....	92
Figura 49 - Janela de saída de resultados de deformações do estado limite de serviço (ELS)	93
Figura 50 - Janela de entrada de dados da ancoragem do FRP na extremidade.....	94
Figura 51 - Janela de saída de resultados da amarração do FRP na extremidade	95
Figura 52 - Janela de saída de resultados da aderência do FRP	96
Figura 53 - Janela de saída de resultados da amarração da armadura de flexão no apoio	97
Figura 54 - Janela de entrada de dados do esforço transverso.....	97
Figura 55 - Janela de entrada de dados do sistema FRP: reforço ao cisalhamento	98
Figura 56 - Janela de entrada de dado da seção transversal de FRP: reforço ao cisalhamento	98
Figura 57 - Janela de saída de resultados do reforço ao cisalhamento	99
Figura 58 - Janela de saída de resultados do esforço transverso	100
Figura 59 - Janela de entrada de dados da norma: FRP Colonna	100
Figura 60 - Janela de entrada de dados da seção transversal.....	101
Figura 61 - Janela de entrada de dados do aço: FRP Colonna	101
Figura 62 - Janela de entrada de dados do concreto	102
Figura 63 - Janela de entrada de dados do sistema FRP: FRP Colonna.....	102
Figura 64 - Janela de entrada de dados do reforço: FRP Colonna	103
Figura 65 - Janela de saída de resultados da resistência dos pilares.....	103
Figura 66 - Janela de saída de resultados da condição triaxial dos pilares.....	104

Figura 67 - Trecho da viga 2 a ser reforçado.....	108
Figura 68 - Informação do <i>software</i> FRP Colonna.....	113
Figura 69 - Pavimento térreo reforçado com CFRP	114
Figura 70 - Pavimento térreo reforçado com CFRP	114
Figura 71 - Segundo pavimento reforçado com CFRP	115
Figura 72 - Segundo pavimento reforçado com CFRP	115
Figura 73 - Segundo pavimento reforçado com CFRP	116
Figura 74 - Terceiro pavimento reforçado com CFRP	116
Figura 75 - Sótão da edificação	117

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Valores para os coeficientes γ_c e γ_s	31
Quadro 2 - Possíveis causas para o surgimento de manifestações patológicas no concreto	41
Quadro 3 - Materiais constituintes dos sistemas de FRP.....	52
Quadro 4 - Coeficientes de exposição ambiental (CE)	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado.....	25
Tabela 2 - Classes de resistência do grupo I.....	26
Tabela 3 - Classes de resistência do grupo II	26
Tabela 4 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	36
Tabela 5 - Coeficiente γ_{f2}	36
Tabela 6 - Características das principais fibras utilizadas em reforços estruturais	47
Tabela 7 - Carga acidental das lajes considerada para dimensionamento da residência.....	75
Tabela 8 - Carga acidental das lajes considerada para dimensionamento do arquivo.....	76
Tabela 9 - Dados inseridos no Ftool: segundo pavimento	82
Tabela 10 - Dados inseridos no Ftool: terceiro pavimento.....	83
Tabela 11 - Dados inseridos no Ftool: sótão	84
Tabela 12 - Dimensionamento do reforço das vigas do segundo pavimento	105
Tabela 13 - Dimensionamento do reforço das vigas do terceiro pavimento	106
Tabela 14 - Dimensionamento do reforço das vigas do sótão.....	106
Tabela 15 - Dimensionamento do reforço das lajes do segundo pavimento	109
Tabela 16 - Dimensionamento do reforço das lajes do terceiro pavimento	109
Tabela 17 - Dimensionamento do reforço das lajes do sótão	110
Tabela 18 - Dimensionamento do reforço dos pilares do segundo pavimento.....	111
Tabela 19 - Dimensionamento do reforço dos pilares do terceiro pavimento.....	111
Tabela 20 - Dimensionamento do reforço dos pilares do sótão	112
Tabela 21 - Dimensionamento do reforço das vigas do segundo pavimento	126
Tabela 22 - Dimensionamento do reforço das vigas do terceiro pavimento	127
Tabela 23 - Dimensionamento do reforço das vigas do sótão.....	128
Tabela 24 - Dimensionamento do reforço das lajes do segundo pavimento: direção X	152
Tabela 25 - Dimensionamento do reforço das lajes do segundo pavimento: direção Y	153
Tabela 26 - Dimensionamento do reforço das lajes do terceiro pavimento: direção X.....	154
Tabela 27 - Dimensionamento do reforço das lajes do terceiro pavimento: direção Y.....	155
Tabela 28 - Dimensionamento das lajes do sótão: direção X.....	156
Tabela 29 - Dimensionamento das lajes do sótão: direção Y	156

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Técnica Brasileira
CA	Concreto armado
ELU	Estado-limite último
ELS	Estado-limite de serviço
ELS-F	Estado-limite de serviço de formação de fissuras
ELS-W	Estado-limite de serviço de abertura das fissuras
ELS-DEF	Estado-limite de serviço de deformações excessivas
ELS-D	Estado-limite de serviço de descompressão
ELS-DP	Estado-limite de serviço de descompressão parcial
ELS-CE	Estado-limite de serviço de compressão excessiva
ELS-VE	Estado-limite de serviço de vibrações excessivas
FRP	<i>Fiber Reinforced Polymer</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
CFRP	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i>
GFRP	<i>Glass Fiber Reinforced Polymer</i>
AFRP	<i>Aramid Fiber Reinforced Polymer</i>
CNR-DT	<i>National Research Council</i>
EBR	<i>Externally Bonded Reinforcement</i>
CPHAE	Coordenaria do Patrimônio Histórico e Artístico do Estado
GAMAPLAN	Gabinete do Planejamento Municipal
IPHAE	Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico do Estado

LISTA DE SÍMBOLOS

ϵ	Alongamento das barras de armadura
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência média do concreto à compressão
s	Desvio Padrão
f_{ckj}	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ct,sp}$	Resistência característica do concreto à tração indireta
$f_{ct,f}$	Resistência à tração na flexão do concreto
f_{ct}	Resistência à tração direta do concreto
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
f_{ckj}	Resistência à compressão do concreto aos j dias.
f_{yk}	Resistência característica de início de escoamento do aço
f_{ym}	Resistência média de início de escoamento do aço
γ_s	Coefficiente de ponderação da resistência do aço
γ_{m1}	Variabilidade da resistência dos materiais
γ_{m2}	Diferença entre a resistência do material na estrutura e no corpo de prova
γ_{m3}	Desvios gerados na construção
R_d	Valor de cálculo das ações estabilizantes
S_d	Valor de cálculo das ações desestabilizantes
γ_f	Coefficiente de ponderação
$f_{ctm,p}$	Valor médio de tensão de tração
C_E	Coefficiente de exposição ambiental
f_{fu}	Tensão de tração máxima de projeto do compósito de FRP
f^*_{fu}	Tensão do compósito de FRP obtida em análises experimentais
ϵ_{fu}	Deformação máxima de projeto do compósito de FRP
E_t	Módulo de elasticidade
ϵ_{fd}	Limitação da deformação do FRP
f'_c	Resistência característica do concreto
n	Número de camadas de FRP
E_f	Módulo de elasticidade da fibra de carbono

t_f	Espessura das camadas de FRP
ϵ_{fe}	Deformação efetiva
ϵ_{cu}	Deformação última do concreto
d_f	Profundidade efetiva do reforço à flexão
c	Posição da linha neutra
ϵ_{bi}	Deformação pré-existente no concreto no momento da instalação do reforço
ϵ_{fe}	Deformação efetiva
ϵ_s	Deformação na armadura longitudinal
f_s	Tensão na armadura longitudinal
ϵ_c	Deformação no concreto
d	Altura útil da seção
E_s	Módulo de elasticidade do aço
ϵ'_c	Deformação característica do concreto
f'_c	Resistência característica do concreto
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
β_1	Razão de profundidade do bloco retangular das tensões de compressão
α_1	Parâmetro definido para seção retangular de blocos de concreto à compressão
A_s	Área de aço da seção
f_s	Tensão de escoamento do aço
A_f	Área da seção transversal da fibra de carbono
f_{fe}	Tensão na fibra de carbono
M_n	Momento resistente
M_s	Armadura tracionada
M_f	Fibra de carbono tracionada
F_s	Força resultante da armadura tracionada
Ψ_f	Fator de redução baseado em análises de confiabilidade de elementos reforçados à flexão
F_f	Força resultante na fibra de FRP tracionada
M_u	Momento resistente de cálculo
ϕ	Fator de redução
b_0	Largura da viga
h_0	Altura da viga
ϵ_{su}	Deformação máxima do aço

Z_s	Posição das armaduras
C_w	Espessura de recobrimento dos estribos
d_s	Diâmetro das barras de aço
$l_{s,A}$	Comprimento de ancoragem nos apoios
$\alpha_{1..5}$	Coefficiente de eficiência da ancoragem
M_{Edf}	Momento de cálculo resultante pós-reforço
$\gamma_{M,m}$	Coefficiente de segurança parcial
M_{Ek}	Momento característico no estado de serviço pós-reforço
n_f	Número de camadas de CFRP
m_f	Número de faixas de CFRP
Z_f	Posição do laminado de CFRP no elemento estrutural
$Z_{f,min}$	Distância mínima admissível da aplicação do FRP até a extremidade do elemento
a_r	Distância lateral do CFRP até a extremidade do elemento
$A_{f,efet}$	Área da seção transversal de CFRP
$A_{f,nec}$	Área da seção necessária de CFRP
M_{Rdf}	Momento fletor resistente da seção reforçada
M_{Edf}	Momento fletor atuante da seção reforçada
M_{Rd0}	Momento fletor atuante da seção reforçada
M_{Rk0}	Momento resistente característico da seção não-reforçada
η_M	Nível de reforço
M_{Edf}	Momento de cálculo atuante da seção não-reforçada
M_{Rd0}	Momento resistente da seção não-reforçada
γ_{Me}	Fator de segurança remanescente em caso de perda do reforço
ϵ_f	Deformação do material FRP
$\sigma_{máx}$	Tensão máxima de diferentes materiais em estado de serviço
σ_{limite}	Tensão limite de diferentes materiais em estado de serviço
a_i	Distância entre a linha teórica e a face do apoio
a_L	Deslocamento horizontal das forças de tração
f_{csm}	Tensão de aderência do substrato
$f_{cm,cube}$	Valor médio de resistência à compressão do concreto
$f_{td,E}$	Força de tensão instalada no CFRP
$M_{Edf,E}$	Momento atuante de cálculo no ponto E
$V_{Ed,A}$	Valor de cálculo do esforço transversal no apoio

$F_{A,nec}$	Ancoragem total da força necessária
$F_{s,A}$	Força de tração da armadura interna
$F_{f,A,nec}$	Força de ancoragem adicional necessária do CFRP no apoio
$F_{f,A,efet}$	Força de amarração do CFRP
$l_{f,A}$	Comprimento de ancoragem
$F_{fd,A}$	Força máxima de amarração
$l_{b,max}$	Comprimento de amarração
X_x	Posição da seção cortante do elemento
$V_{Edf,X}$	Esforço transversal de cálculo
$M_{Edf,X}$	Momento fletor no ponto analisado
b_w	Largura do estribo
s_w	Espaçamento entre os estribos
n_w	Número de camadas de CFRP
$V_{Rd,c}$	Resistência ao corte promovida pelo concreto
$V_{Rd,s}$	Capacidade resistente ao corte da seção de armadura de corte interna
$V_{Rd,max}$	Resistência ao corte máxima
ΔV_{wd}	Capacidade parcial resistente ao corte
$\Delta V_{w,min}$	Valor mínimo da capacidade parcial resistente ao corte
V_{Edf}	Força de corte para o cálculo da seção transversal reforçada
V_{Rdf}	Resistência de corte da seção reforçada
$V_{Rd,limite}$	Esforço transversal máximo admissível
$\Delta V_{wd,eff}$	Parte do reforço ao cisalhamento
F_{wd}	Força de tração a ser ancorada em cada face do elemento
X	Altura da zona de compressão
N_{Edf}	Força de cálculo axial dos pilares
γ_{cc}	Fator de segurança parcial para o reforço triaxial dos pilares
$\epsilon_{c,lim}$	Deformação axial
ν	Módulo de Poisson
N_{Rd0}	Resultados da resistência do pilar não-reforçado
$\sum t_f$	Espessura total de confinamento
η	Índice de reforço dos pilares
N_{Rdf}	Resistência do pilar reforçado

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	TEMA DE PESQUISA	21
1.2	QUESTÃO DE PESQUISA.....	21
1.3	OBJETIVOS.....	21
1.3.1	Objetivo principal	21
1.3.2	Objetivos específicos	21
1.4	HIPÓTESE.....	22
1.5	PRESSUPOSTOS	22
1.6	PREMISSAS/DELIMITAÇÕES	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	23
2.1	CONCRETO ARMADO.....	23
2.1.1	Composição do concreto	23
2.1.2	Materiais componentes do concreto armado	23
2.1.2.1	Concreto	24
2.1.2.2	Aço	24
2.1.3	Resistência característica do concreto.....	26
2.1.3.1	Resistência característica à compressão do concreto	27
2.1.3.2	Resistência característica à tração do concreto	27
2.1.3.3	Resistência característica de cálculo do concreto	28
2.1.4	Resistência característica do aço.....	29
2.1.4.1	Resistência característica à tração e à compressão do aço	29
2.1.4.2	Resistência característica de cálculo do aço.....	29
2.1.5	Segurança e estados-limites	30
2.1.5.1	Estado-limite último	30
2.1.5.2	Estado-limite de serviço	31
2.1.5.3	Verificação da segurança	32
2.1.5.3.1	<i>Condições construtivas de segurança</i>	<i>32</i>
2.1.5.3.2	<i>Condições analíticas de segurança.....</i>	<i>33</i>
2.1.6	Ações nas estruturas de concreto armado.....	33
2.1.6.1	Ações permanentes.....	33

2.1.6.2	Ações variáveis	34
2.1.6.3	Ações excepcionais	34
2.1.6.4	Valores das ações	34
2.1.6.4.1	<i>Valores característicos</i>	34
2.1.6.4.2	<i>Valores representativos</i>	35
2.1.6.4.3	<i>Valores de cálculo</i>	35
2.1.6.5	Combinação de ações	36
2.1.7	Elementos estruturais	37
2.1.7.1	Lajes	37
2.1.7.2	Vigas.....	37
2.1.7.3	Pilares	38
2.2	REFORÇO ESTRUTURAL	38
2.2.1	Sintomatologia das estruturas de concreto armado.....	39
2.2.1.1	Patologia das estruturas	40
2.2.1.2	Processos físicos de deterioração das estruturas de concreto armado.....	41
2.2.1.3	Diagnóstico.....	42
2.2.2	Materiais compósitos de FRP.....	43
2.2.2.1	Matrizes	45
2.2.2.2	Fibras	46
2.2.2.3	Compósitos.....	49
2.2.2.4	Adesivos epóxis.....	50
2.3	REFORÇO ESTRUTURAL UTILIZANDO CFRP	50
2.3.1	Sistema de compósitos de CFRP	51
2.3.1.1	Sistemas pré-fabricados.....	53
2.3.1.2	Sistemas curados in loco	54
2.3.2	Avaliação da aderência ao concreto	55
2.3.3	Técnica de colagem externa.....	56
2.3.4	Recomendações de dimensionamento de reforço à flexão.....	59
2.3.4.1	Estado-limite último	61
2.4	HISTÓRICO DA EDIFICAÇÃO ESCOLHIDA PARA O ESTUDO.....	65
3	METODOLOGIA	69
3.1	CARACTERIZAÇÃO DO TRABALHO	69
3.2	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	72

3.3	ALTERAÇÃO DA ESTRUTURA	75
3.4	DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO UTILIZANDO CFRP	81
3.4.1	Armaduras Negativas	82
3.4.2	Dimensionamento à flexão utilizando o <i>software</i> FRP Lamella.....	84
3.4.3	Ancoragem do sistema FRP utilizando o <i>software</i> FRP Lamella.....	93
3.4.4	Dimensionamento ao cisalhamento utilizando o <i>software</i> FRP Lamella.....	97
3.4.5	Dimensionamento à compressão utilizando o <i>software</i> FRP Colonna.....	100
4	RESULTADOS E ANÁLISES	105
4.1	VIGAS.....	105
4.2	LAJES	108
4.3	PILARES.....	110
4.4	RESULTADO FINAL DA EDIFICAÇÃO REFORÇADA COM CFRP	113
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	118
	REFERÊNCIAS	120
	APÊNDICE A - DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO PARA VIGAS.....	125
	APÊNDICE B - DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO PARA VIGAS: RELATÓRIOS FRP LAMELLA	129
	APÊNDICE C - DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO PARA LAJES.....	151
	APÊNDICE D - DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO PARA LAJES: RELATÓRIOS FRP LAMELLA	157
	APÊNDICE E - DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO PARA PILARES: RELATÓRIOS FRP COLONNA	178
	APÊNDICE F - PLANTAS DE FORMAS: ESTRUTURA ORIGINAL	187
	APÊNDICE G - ARMADURAS DAS VIGAS E LAJES: ESTRUTURA ORIGINAL .	191

1 INTRODUÇÃO

Construções em concreto armado têm se potencializado na indústria da construção civil desde o início do século XX. Todavia, foram surgindo impasses ignorados até há alguns anos, comprometendo a estrutura e evidenciando o aparecimento de degradação prematura em diversas benfeitorias e obras de arte. Uma vez que, após consolidada a estrutura, o concreto apresenta dificuldades de reajuste (JUVANDES, 1999).

Levando em consideração a premissa de que as construções deterioradas devido ao tempo necessitam de soluções eficientes, Araújo (2002) elenca nesse grupo as construções com falhas de projeto e de execução, a mudança na utilização da estrutura, o aumento do carregamento inicial e o emprego de materiais de baixa qualidade. Para isso, as estruturas de tais edificações devem ser reforçadas de modo a atender as novas exigências funcionais (CAMPOS, 2006). De acordo com Cunha et al. (2015), nas últimas décadas a técnica de reforço estrutural mais empregada consiste em adicionar elementos estruturais à face externa das peças, segundo as direções preferenciais dos esforços.

Campos (2006) salienta que as intervenções de reforço devem ser realizadas de acordo com sistemas estruturais estaticamente autônomos, facilmente reversíveis e de fácil aplicação. Neste paradigma, Dias (2001) relata que em meados dos anos oitenta surgiu um sistema de reforço estrutural baseado na colagem de sistemas compósitos designados por polímeros reforçados com fibras. Beber (2003) ressalta que, além da combinação entre fibras e polímeros permitir sua aplicação em diversos casos, sua elevada resistência à tração, baixo peso específico, entre outras propriedades relatadas no decorrer do trabalho, transformaram este em um dos principais sistemas de reforços existentes. Juvandes (2011) conceitua essa como a técnica mais apropriada para resolver problemas estruturais e impostos por ambientes agressivos.

Partindo do pressuposto relatado por Dias (2001), Beber (2003) relata que as fibras de carbono estão elencadas entre os melhores materiais compósitos para substituir as tradicionais chapas de aço. O autor destaca que elas correspondem ao que há de mais moderno disponível no segmento da engenharia estrutural. De acordo com Viera et al. (2016), o uso de materiais compósitos reforçados com fibras de carbono para reforço à flexão de vigas de concreto armado, contribui para o aumento à rigidez das vigas e para o aumento de sua capacidade resistente. Além de possuir um desempenho mecânico superior a demais tipos de fibras e resistência à tração, à compressão e valor do módulo de elasticidade superiores ao do aço (GAMINO et al., 2010).

Aspirando descrever e avaliar a relevância e os benefícios que o emprego de materiais compósitos com fibras de carbono trazem aos elementos estruturais quando estes necessitam de reforço, este trabalho aborda a composição, as propriedades e o dimensionamento deste material. Com base nisto, foi realizado o dimensionamento do reforço estrutural para uma edificação que sofreu alteração de uso e consequente aumento de carga. Com o desígnio de mencionar pormenorizadamente todo o desenvolvimento do estudo, o trabalho aborda, ainda, a citação de renomados autores e normas técnicas da área estrutural.

1.1 TEMA DE PESQUISA

Reforço de estrutura de concreto armado empregando polímeros reforçados com fibras de carbono.

1.2 QUESTÃO DE PESQUISA

Empregar fibras de carbono como reforço estrutural para a situação analisada é viável tecnicamente em relação ao atendimento do estado-limite último e de serviço?

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo principal

Determinar se há viabilidade técnica do reforço estrutural com fibras de carbono em uma edificação de concreto armado que sofreu alteração de uso e consequente aumento de carga.

1.3.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- a) dimensionar a estrutura inicial do edifício que atualmente se localiza o Arquivo Histórico Municipal João Spadari Adami, considerando que ele foi concebido para ser uma residência. Para isto, será utilizado o *software Eberick*;
- b) considerar sua alteração de uso para arquivo;
- c) determinar as cargas adicionadas na estrutura;

- d) dimensionar o reforço estrutural necessário, utilizando os *softwares* FRP Lamella e FRP Colonna;
- e) averiguar a viabilidade técnica do reforço estrutural com fibras de carbono para o edifício analisado.

1.4 HIPÓTESE

É viável tecnicamente utilizar fibras de carbono como reforço na estrutura de concreto armado do estudo de caso analisado. Visto que materiais compósitos poliméricos possuem altos índices de resistência (sua tensão de ruptura à tração é quatro vezes maior que a do aço), elevado módulo de elasticidade e são materiais leves.

1.5 PRESSUPOSTOS

Pressupõe-se que os *softwares* utilizados seguem as normas técnicas com relação à carga, resistência, tração, compressão e reforço do concreto, aço e fibras poliméricas.

1.6 PREMISSAS/DELIMITAÇÕES

São premissas e delimitações deste trabalho:

- a) para concepção do estudo, fora delimitado que a edificação analisada foi concebida em concreto armado;
- b) não serão analisadas as fundações;
- c) não será analisada a viabilidade econômica do método de reforço estrutural adotado;
- d) adotou-se a técnica de colagem externa (EBR) para reforçar as estruturas de concreto armado com mantas de fibra de carbono.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO ARMADO

Descoberto em meados de 1850, o concreto armado é uma junção entre concreto e barras de armadura (NETO, 2017). De acordo com Bastos (2006), ele surgiu a partir da necessidade de aliar a resistência à compressão e durabilidade da pedra com a resistência mecânica do aço. Uma vez que, segundo Bastos (2006), o concreto tem uma excelente resistência às tensões de compressão, mas baixa resistência à tração. O resultado desta junção foi tão satisfatório que, até o presente momento, o uso de concreto armado continua sendo a técnica construtiva mais empregada nas construções.

Neto (2017) salienta que a firme ligação por aderência entre concreto e aço garante a transmissão eficaz e segura das deformações e dos esforços, garantindo resistência necessária à edificação. Segundo Leonhardt e Mönning (1977), a aderência garante às barras de armadura alongamento (ϵ) igual ao das fibras de concreto. Isso confere estabilidade à estrutura, visto que o concreto fissa na presença de maiores solicitações de tração e as barras desempenham papel de absorver tais forças.

2.1.1 Composição do concreto

De acordo com Bastos (2006), o concreto é um material composto constituído por cimento, água, agregados e ar. Podendo contar, ainda, com aditivos, pigmentos, fibras, agregados especiais e adições minerais. O intuito de utilizar diversos constituintes na composição do concreto é atender as propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade requeridas, bem como as características de trabalhabilidade (ISAIA, 2010).

Bastos (2006) indica, ainda, que a pasta de cimento é constituída de cimento e água, argamassa é a junção da pasta com agregado miúdo, concreto simples é a argamassa misturada com agregado graúdo e concreto armado é a união de concreto simples com barras de armadura.

2.1.2 Materiais componentes do concreto armado

Assim como explanado anteriormente, o concreto armado pode ser definido como a união do concreto simples com um material resistente à tração, de modo com que ambos

materiais resistam aos esforços solicitantes (ISAIA, 2010). De acordo com Bastos (2006), a aderência que une o concreto e a armadura é responsável por igualar as deformações de ambos os materiais. Salienta, ainda, que as tensões e deformações aplicadas à armadura devem ser única e exclusivamente ocasionadas pelos carregamentos aplicados nas peças em que está inserida.

Ainda seguindo os preceitos de Bastos (2006), o que possibilita a união dos materiais supracitados é o valor extremamente próximo de seus coeficientes de dilatação térmica (aproximadamente $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$), bem como a proteção contra a corrosão que o concreto fornece ao aço.

2.1.2.1 Concreto

Segundo Leonhardt e Mönnig (1977), o concreto é um aglomerado constituído pela mistura de agregados com cimento e água; podendo ser adicionados aditivos para alterar suas características físicas e químicas. Moldado em formas e adensado com vibradores, seu endurecimento começa após poucas horas e pode atingir de 60 a 90% de sua resistência em 28 dias (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977).

Isaia (2010) classifica o concreto em duas fases distintas: concreto fresco e concreto endurecido. É considerado fresco, segundo o autor, durante o período entre 1 a 5 horas após sua mistura e refere-se ao tempo necessário para poder ser misturado, transportado, lançado e adensado. Por sua vez, é considerado endurecido após a hidratação do cimento e endurecimento do concreto; estendendo-se por toda a vida da estrutura .

A relação água/cimento, traço, teor de argamassa, tamanho, textura e forma dos agregados, influencia na trabalhabilidade do concreto. Além disso, fatores externos como condições de transporte, lançamento, características da fôrma, esbelteza dos elementos estruturais, densidade e distribuição das armaduras, também influenciam no grau de facilidade com que o concreto pode ser manipulado. Levando isto em consideração, pode-se atribuir à consistência do concreto sua maior ou menor capacidade de se deformar sob a ação de sua própria massa (ISAIA, 2010).

2.1.2.2 Aço

Isaia (2010) se refere ao aço como sendo a mais versátil e a mais importante das ligas metálicas existentes. Relata que, devido à sua resistência e ductibilidade, é um material

adequado para uso em elementos que suportam cargas. Leonhardt e Mönning (1977) ressaltam que barras lisas são fabricadas apenas para aços de baixa resistência; enquanto as de alta resistência possuem como características a presença de nervuras perpendiculares ou inclinadas ao eixo da barra. Conferindo, portanto, melhores propriedades de aderência ao aço.

Liga metálica formada essencialmente por carbono e ferro, os aços estruturais podem ser classificados quanto ao teor de carbono, à resistência e à liga presentes em sua composição. Seu limite de escoamento e suas características mecânicas variam de acordo com sua classificação (ISAIA, 2010).

A ABNT NBR 7480:2007 (Norma em processo de revisão), que estabelece os parâmetros necessários para utilização de aço em estruturas de concreto armado no Brasil, classifica como barras os aços de diâmetro nominal igual ou superior a 5 mm obtidos por laminação a quente, e como fios os aços de diâmetro nominal igual ou inferior a 10 mm obtidos por trefilação. Com base no valor característico da resistência de escoamento (f_{yk}), as barras de aço são classificadas em CA-25 e CA-50, e os fios de aço em CA-60 (ABNT NBR 7480:2007).

A Tabela 1 a seguir demonstra as propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado:

Tabela 1 - Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado

Categoria	Ensaio de tração (valores mínimos)			Ensaio de dobramento a 180°	
	Resistência característica de escoamento	Limite de resistência	Alongamento em 10 ϕ	Diâmetro de pino (mm)	
	f_y (MPa)	f_{st} (MPa)	(%)	$\phi < 20$	$\phi \geq 20$
CA-25	250	1,20 f_y	18	2 ϕ	4 ϕ
CA-50	500	1,10 f_y	8	4 ϕ	6 ϕ
CA-60	600	1,05 f_y	5	5 ϕ	-

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 7480:2007 (2019).

2.1.3 Resistência característica do concreto

De acordo com a ABNT NBR 8953:2015, que classifica o concreto para fins estruturais quanto ao seu grupo de resistência, os concretos são classificados em grupos I e II, conforme sua resistência característica à compressão (f_{ck}). A classificação ocorre com base no valor do f_{ck} , expresso em MPa, precedida da letra C (caso a massa específica seca estiver compreendida entre 2.000 kg/m³ e 2.800 kg/m³) ou do símbolo CL (caso a massa específica for inferior a 2.000 kg/m³). As Tabelas 2 e 3 a seguir determinam, respectivamente, as classes de resistência dos grupos I e II de concretos estruturais:

Tabela 2 - Classes de resistência do grupo I

Grupo I de resistência	Resistência característica à compressão (MPa)
C10	10
C15	15
C20	20
C25	25
C30	30
C35	35
C40	40
C45	45
C50	50

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 8953:2015 (2019).

Tabela 3 - Classes de resistência do grupo II

Grupo II de resistência	Resistência característica à compressão (MPa)
C55	55
C60	60
C70	70
C80	80

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 8953:2015 (2019).

Bastos (2006) ressalta que o valor característico do concreto à compressão é definido através da Equação 1.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65s \quad (1)$$

Onde:

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;

f_{cm} = resistência média do concreto à compressão;

s = desvio padrão.

Com relação à massa específica normal do concreto, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece que ela deve estar compreendida entre 2.000 kg/m³ e 2.800 kg/m³. Caso ela não for conhecida, para efeitos de cálculo, pode-se adotar 2.400kg/m³ para concreto simples e 2.500 kg/m³ para concreto armado.

2.1.3.1 Resistência característica à compressão do concreto

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 as resistências características à tração do concreto são determinadas a partir de ensaios de cilindros moldados segundo a ABNT NBR 5738:2015 e realizados a partir da ABNT NBR 5739:2018. A Norma estabelece também que, quando não indicada a idade, deve-se adotar a idade de 28 dias.

A estimativa da resistência à compressão média (f_{cmj}) é realizada através da Equação 2, regida pela ABNT NBR 12655:2015:

$$f_{cmj} = f_{ckj} + 1,65s_d \quad (2)$$

Onde:

f_{ckj} = resistência característica do concreto à compressão;

s_d = desvio padrão da dosagem.

2.1.3.2 Resistência característica à tração do concreto

Segundo os preceitos da ABNT NBR 6118:2014, a resistência característica à tração indireta do concreto ($f_{ct,sp}$) é obtida em ensaios realizados a partir da ABNT NBR 7222:2011, enquanto que a ABNT NBR 12142:2010 é empregada para obter a resistência à tração na

flexão do concreto ($f_{ct,f}$) para corpos de prova prismáticos. A Norma determina, ainda, que para calcular a resistência à tração direta do concreto (f_{ct}) pode-se considerar $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ ou $0,7 \cdot f_{ct,f}$. Caso os coeficientes não puderem ser obtidos, seu valor médio ou característico pode ser avaliado por meio das Equações 3, 4 e 5:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (3)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (4)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (5)$$

Onde:

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração do concreto;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto;

$f_{ctk,inf}$ = resistência média à tração do concreto;

$f_{ctk,sup}$ = resistência característica à compressão do concreto.

2.1.3.3 Resistência característica de cálculo do concreto

Segundo Bastos (2006), são considerados os valores de cálculo da resistência dos materiais com o objetivo de introduzir uma margem de segurança às estruturas de concreto. Para isso, divide-se os valores característicos por um fator de segurança (γ_m). No caso da resistência de cálculo do concreto igual ou superior a 28 dias, segundo a ABNT NBR 6118:2014 adota-se a Equação 6. Quando a verificação ocorre com menos de 28 dias, a Norma estabelece a Equação 7 para fins de cálculo.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \quad (7)$$

Onde:

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto;

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
 f_{ckj} = resistência à compressão do concreto aos j dias.

2.1.4 Resistência característica do aço

Bastos (2006) realça que o valor característico do aço é definido através da Equação 8.

$$f_{yk} = f_{ym} - 1,65s \quad (8)$$

Onde:

f_{yk} = resistência característica de início de escoamento do aço;

f_{ym} = resistência média de início de escoamento do aço;

s = desvio padrão.

Com relação à massa específica normal do aço, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece que se pode adotar 7.850 kg/m³. Para dilatação térmica, a Norma determina que pode ser adotado o valor de 10⁻⁵/°C para temperaturas entre -20°C e 150°C.

2.1.4.1 Resistência característica à tração e à compressão do aço

Segundo Bastos (2006), pode-se considerar que as resistências à tração e à compressão do aço possuem os mesmos valores, ou seja, $f_{yck} = f_{ytk}$. O autor salienta que o termo adotado para representar ambas resistências é f_{yk} .

2.1.4.2 Resistência característica de cálculo do aço

Assim como para o concreto, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece que para a resistência característica de cálculo de início de escoamento do aço seja considerado o valor característico da resistência dos materiais dividido por um fator de segurança. Para isso, adota-se a Equação 9.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (9)$$

Onde:

f_{yd} = resistência de cálculo de início de escoamento do aço;

f_{yk} = resistência característica de início de escoamento do aço;

γ_s = coeficiente de ponderação da resistência do aço.

2.1.5 Segurança e estados-limites

Segundo Clímaco (2008), a estrutura de uma edificação é considerada segura se, durante sua vida útil, ela atender aos requisitos de resistência, durabilidade e funcionalidade. Ressalta, ainda, que é de extrema valia a definição da vida útil da estrutura, bem como os níveis adequados de manutenção para sua durabilidade. Do mesmo modo, Bastos (2006) atribui à segurança das edificações, a resistência da estrutura às solicitações externas na sua combinação mais desfavorável e com uma conveniente margem de segurança.

Nesse contexto, os estados limites de desempenho atestam sobre o uso das estruturas quanto à segurança, funcionalidade, desempenho e interrupção de funcionamento. Podem se referir à estrutura toda, a elementos estruturais específicos ou, ainda, a regiões locais de elementos (CLÍMACO, 2008). Bastos (2006) define como situações limites as que não devem ser ultrapassadas pelas estruturas. Sua classificação dependerá, segundo a ABNT NBR 8681:2003, dos tipos de materiais de construção aplicados, sendo tratados como estados limites últimos ou estados limites de serviço.

As resistências devem ser minoradas pelo coeficiente $\gamma_m = \gamma_{m1} \gamma_{m2} \gamma_{m3}$, sendo que (ABNT NBR 6118:2014):

γ_{m1} = variabilidade da resistência dos materiais;

γ_{m2} = diferença entre a resistência do material na estrutura e no corpo de prova;

γ_{m3} = desvios gerados na construção.

2.1.5.1 Estado-limite último

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, estado-limite último (ELU) refere-se ao colapso ou qualquer ruína que ocasione a paralisação do uso da estrutura. Conseqüentemente, sua utilização posterior só será factível se houver realização de obras de reparo, reforço estrutural ou substituição da estrutura (CLÍMACO, 2008).

A Norma supracitada estabelece que para a segurança da estrutura de concreto, o ELU deve ser verificado conforme:

- a) perda de equilíbrio da estrutura;
- b) esgotamento da capacidade resistente da estrutura, devido às solicitações normais e tangenciais e considerando a exposição ao fogo, as ações sísmicas e os efeitos de segunda ordem;
- c) solicitações diversas;
- d) colapso progressivo;
- e) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer.

Assim como citado anteriormente, Bastos (2006) trata como estado-limite último os elementos estruturais dimensionados como se estivessem prestes a romper. Todavia, enfatiza que as estruturas são projetadas com uma margem de segurança aos carregamentos de tal modo que para romper devem estar submetidas a carregamentos bem superiores. Bastos (2006) salienta, ainda, que tais margens ocorrem com a introdução de coeficientes de ponderação, para que as ações sejam majoradas e as resistências dos materiais minoradas.

Conforme rege a ABNT NBR 6118:2014, os valores a serem considerados para verificação dos estados-limites últimos para o concreto (γ_c) e para o aço (γ_s) estão indicados no Quadro 1. A Norma salienta que em casos em que estejam previstas condições desfavoráveis para a execução de elementos estruturais, deve-se multiplicar o coeficiente γ_c por 1,1.

Quadro 1 - Valores para os coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

2.1.5.2 Estado-limite de serviço

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que estados-limites de serviço (ELS) relacionam-se à durabilidade e boa utilização das estruturas, à aparência e ao conforto do

usuário. Bastos (2006) acentua que, embora não tenha atingido a ruína, a estrutura que alcançar o ELS terá seu uso impossibilitado por deixar de oferecer condições de conforto e durabilidade.

Conforme estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014, os estados-limites de serviço são:

- a) estado-limite de formação de fissuras (ELS-F): inicia-se a formação de fissuras;
- b) estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W): as fissuras possuem aberturas iguais aos máximos estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014;
- c) estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF): as deformações atingem os limites especificados para sua utilização normal;
- d) estado-limite de descompressão (ELS-D): a tensão é nula em um ou mais pontos da seção transversal;
- e) estado-limite de descompressão parcial (ELS-DP): garante-se a compressão na região onde existem armaduras ativas;
- f) estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE): o limite convencional estabelecido é atingido pelas tensões de compressão;
- g) estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE): os limites estabelecidos para utilização normal da construção são atingidos pelas vibrações.

Uma estrutura terá um bom desempenho em relação ao ELS desde que respeitadas as limitações de aberturas de fissuras, de flechas e de vibrações e, também, pensado em fatores como conforto térmico e acústico e estanqueidade (ABNT NBR 6118:2014).

A ABNT NBR 6118:2014 determina que, como não é necessário minorar os limites estabelecidos para os estados-limites de serviço, o coeficiente de ponderação do estado-limite último $\gamma_m = 1,0$.

2.1.5.3 Verificação da segurança

As condições analíticas de segurança e as condições construtivas devem ser atendidas na verificação da segurança das estruturas de concreto (ABNT NBR 6118:2014).

2.1.5.3.1 Condições construtivas de segurança

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, as condições construtivas de segurança devem ser atendidas quanto aos critérios de detalhamento, às normas de controle dos materiais e ao controle de execução da obra.

2.1.5.3.2 Condições analíticas de segurança

Com relação às condições analíticas de segurança, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece que as solicitações de cálculo têm que ser menores que as resistências da estrutura. Estas, por sua vez, a Norma determina que devem ser verificadas em relação aos dois estados-limites e em relação a todos os carregamentos especificados para o tipo de construção; devendo respeitar a condição citada à Equação 10:

$$R_d \geq S_d \quad (10)$$

Onde:

R_d = valor de cálculo das ações estabilizantes;

S_d = valor de cálculo das ações desestabilizantes.

2.1.6 Ações nas estruturas de concreto armado

O aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas são causados por ações diretas e indiretas, respectivamente (ABNT NBR 8681:2003). As influências causadas por elas devem ser consideradas para a análise estrutural das edificações, visto que podem comprometer a segurança da estrutura (ABNT NBR 6118:2014).

Conforme determinado pela ABNT NBR 8681:2003, as ações classificam-se em permanentes, variáveis e excepcionais, devendo-se respeitar suas peculiaridades para cada tipo de construção.

2.1.6.1 Ações permanentes

Ações permanentes, segundo a ABNT NBR 6118:2014, são as que ocorrem com valores constantes durante toda a vida da construção e que aumentam durante o tempo (tendendo a um valor-limite constante). A Norma estabelece que os valores mais desfavoráveis para a segurança devem ser considerados para as ações permanentes.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, as ações permanentes são subdivididas em diretas e indiretas. As diretas são constituídas pelos pesos dos elementos construtivos fixos, dos empuxos permanentes, das instalações permanentes e pelo peso próprio da estrutura. Em contrapartida, a Norma estabelece que as deformações impostas por retração e fluência do

concreto, imperfeições geométricas, deslocamentos de apoio e protensão constituem as ações permanentes indiretas.

2.1.6.2 Ações variáveis

Bastos (2006) classifica como ações variáveis, aquelas que variam ao longo da vida útil da construção. E ressalta que, assim como as ações permanentes, elas também são subdivididas em diretas e indiretas.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, as ações variáveis diretas são constituídas pela ação do vento e da água e pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção. A Norma determina que se referem a cargas acidentais as cargas verticais de uso da construção, as cargas móveis, o impacto lateral, a força longitudinal de aceleração e a força centrífuga. Já as ações variáveis indiretas referem-se, segundo a ABNT NBR 6118:2014, a variações uniformes e não uniformes de temperatura e a ações dinâmicas (que acontecem quando a edificação está sujeita a choques ou vibrações).

2.1.6.3 Ações excepcionais

Ações com baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da construção, e de curta duração, são tratados como ações excepcionais pela ABNT NBR 8681:2003. Elencam este grupo, segundo a Norma, ações decorrentes de enchentes, choques de veículos, sismos, incêndios ou explosões. São ações desencadeadas por situações excepcionais de carregamento, que não podem ser controladas por outros meios e que devem ser definidas conforme o caso (ABNT NBR 6118:2014).

2.1.6.4 Valores das ações

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, os valores das ações são divididos em valores característicos, valores representativos e valores de cálculo.

2.1.6.4.1 Valores característicos

Os valores característicos (F_k), segundo a ABNT NBR 6118:2014, são definidos levando-se em consideração a variabilidade de suas intensidades. Para ações permanentes, a

Norma estabelece que esses valores devem ser iguais aos valores médios das respectivas distribuições de probabilidade, independente se forem superiores ou inferiores. Já para ações variáveis, os valores de F_{qk} , conforme a ABNT NBR 6118 (2014, p.63), "[...] correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos [...]".

2.1.6.4.2 Valores representativos

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece como valores representativos das ações os valores característicos definidos a priori, os valores arbitrados para ações excepcionais e os valores reduzidos em função da combinação de ações.

2.1.6.4.3 Valores de cálculo

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 os valores de cálculo (F_d) das ações são obtidos a partir da multiplicação do coeficiente de ponderação (γ_f) pelos valores representativos. A Equação 11 e as Tabelas 4 e 5 estabelecem, segundo a Norma supracitada, a forma de obter o coeficiente γ_f para ações no estado-limite último.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (11)$$

Já para as ações no estado-limite de serviço, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece que o coeficiente de ponderação seja obtido através da Equação 12:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (12)$$

Onde:

γ_{f2} = possui valor variável de acordo com a verificação a ser procedida, conforme Tabela 5;

$\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

Tabela 4 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações						Recalques de apoio e retração	
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		D	F
	D	F	G	T	D	F		
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118:2014 (2019).

Tabela 5 - Coeficiente γ_{f2}

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

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118:2014 (2019).

2.1.6.5 Combinação de ações

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a combinação das ações que têm probabilidade não desprezíveis de atuarem sobre a estrutura definem um carregamento. Os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura devem ser determinados a partir de tal combinação, de modo que a verificação de segurança em relação aos estados-limites últimos seja realizada em

função de combinações últimas, e aos estados-limites de serviço em função de combinações de serviço (ABNT NBR 6118:2014).

2.1.7 Elementos estruturais

Conforme elencado por Clímaco (2008), as partes resistentes de uma edificação são denominadas estruturas. Juntas, segundo a ABNT NBR 6118:2014, elas compõem os elementos estruturais básicos, definidos e classificados conforme sua função estrutural e sua forma geométrica. A Norma classifica os elementos como lineares e de superfície.

Elementos lineares, também denominados barras, são aqueles em que o comprimento longitudinal excede três vezes a maior dimensão da seção transversal. Vigas, pilares, tirantes e arcos fazem parte dessa classificação. Por sua vez, placas, chapas, cascas e pilares-parede possuem sua espessura relativamente menor que as demais dimensões. Configurando, portanto, elementos de superfície (ABNT NBR 6118:2014).

Segundo Bastos (2006), as lajes, as vigas e os pilares são considerados os elementos estruturais mais importantes; além de serem os mais comuns. A ABNT NBR 6118:2014 salienta que, para esses elementos, é necessário analisar a manutenção da seção plana após a deformação, a representação dos elementos por seus eixos longitudinais e o comprimento do cruzamento com o eixo de outro elemento estrutural.

2.1.7.1 Lajes

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, as lajes são elementos sujeitos a ações normais a seu plano. Bastos (2006) ressalta que a maior parte da concentração de cargas aplicadas em uma construção são destinadas às lajes. Comumente, as ações são transmitidas para vigas de apoio, todavia podem ser transmitidas diretamente aos pilares. Os tipos mais comuns de lajes são as maciças, nervuradas, lisas e cogumelos (BASTOS, 2006).

2.1.7.2 Vigas

Conforme preceitos de Bastos (2006), a principal função das vigas é vencer os vãos e transmitir suas ações aos apoios (na maioria dos casos, aos pilares). Segundo o autor, elas são retas e horizontais e são classificadas como barras. De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 83), as vigas são "elementos lineares em que a flexão é preponderante".

Bastos (2006) ressalta que as ações nas vigas podem ser concentradas ou distribuídas, perpendiculares ao eixo longitudinal, advindas de forças normais de compressão ou de tração. Salienta, também, que as vigas fazem parte da estrutura de contraventamento, agregando estabilidade global às construções com relação às ações verticais e horizontais.

2.1.7.3 Pilares

Segundo Bastos (2006), embora possam transmitir ações para outros elementos de apoio (como vigas e lajes), a principal função dos pilares é transmitir as cargas verticais às fundações. O autor acentua que esse sistema construtivo é o de maior importância nas estruturas, tanto no aspecto de segurança quanto no ponto de vista da capacidade resistente dos edifícios. Assim como as vigas e as lajes, os pilares também fazem parte do sistema de contraventamento (BASTOS, 2006).

Os pilares são definidos, segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 84), como "elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes".

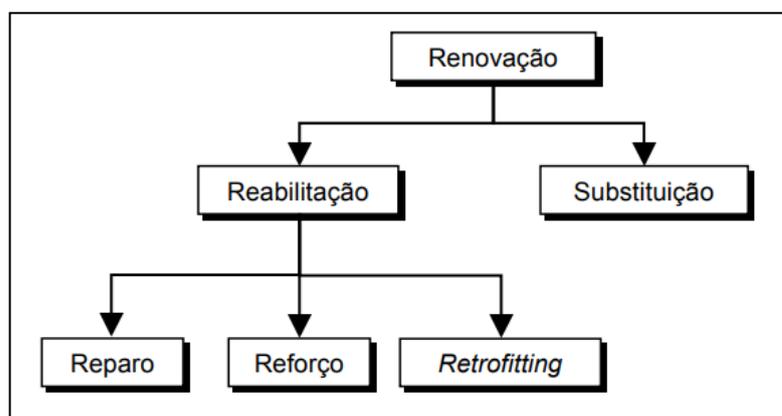
2.2 REFORÇO ESTRUTURAL

Segundo os preceitos de Campos (2006), a recuperação de edifícios e de obras de arte podem ser classificadas como as mais interessantes do viés da construção civil. O autor relata que atividades relacionadas ao reforço, restauro, reutilização e recuperação de edifícios que se encontram em precárias condições de conservação e segurança, tendem a ser atividades rotineiras no ramo da construção civil.

Juvandes (1999) afirma que, apesar de as construções em concreto armado oferecerem um longo período de vida útil, os requisitos sobre sua estrutura podem alterar-se com o passar do tempo e comprometer as condições de segurança e utilização. Tais alterações podem ocorrer, segundo Dalfré, Alves e Oliveira (2019), devido à subscrição de novas exigências normativas, ao aumento do efeito da ação atuante de elementos estruturais, à alteração da função principal de utilização, a deficiências de projeto ou de construção, a ações acidentais e ao aparecimento de anomalias ocasionadas por degradação dos materiais. Visto que uma estrutura de concreto armado pode ter, durante sua vida útil, sua finalidade alterada ou estendida da qual foi concebida inicialmente (BEBER, 2003).

Nesse quesito, Beber (2003) salienta que a intervenção a ser adotada está relacionada à capacidade que a edificação tem em atender a um determinado propósito. O reforço estrutural consiste, assim, na restauração parcial ou total de uma edificação, fornecendo novamente as condições mínimas de segurança e funcionalidade (EMMONS et al., 1998). Na maioria das ocorrências, segundo Cunha et al. (2015), o reforço estrutural é viável. Os autores citam que as técnicas de reforço estrutural consistem na adição de elementos estruturais à face externa das peças, podendo ser aplicados em vigas, pilares, lajes, muros de arrimo, alvenarias, entre outros. A Figura 1 denota as possíveis estratégias a serem adotadas para a renovação de uma estrutura.

Figura 1 - Tipos de estratégias de renovação



Fonte: BEBER (2003).

Beber (2003) ressalta, ainda, que o estudo que elenca as causas responsáveis pelo surgimento de fissuras ou elementos que deteriorem as estruturas de concreto armado denomina-se patologia.

2.2.1 Sintomatologia das estruturas de concreto armado

Com exceção dos casos correspondentes à ocorrência de catástrofes naturais, os problemas patológicos originam-se por falhas decorrentes à realização de uma ou mais atividades inerentes à construção civil (SOUZA; RIPPER, 1998). Assim que idealizadas, as estruturas têm uma perspectiva de seu tempo de vida útil em função da forma de utilização e de sua finalidade (RELVAS, 2003). Beber (2003) ressalta que, comumente, as falhas que resultam em patologias são ocasionadas durante a concepção, execução/materiais e utilização da construção.

Para Souza e Ripper (1998), exige-se para a etapa de concepção das construções, a garantia de satisfação do cliente, bem como a facilidade de execução e possíveis manutenções; para a etapa de execução, a garantia de execução do projeto; e para a etapa de utilização, a garantia de satisfação do utilizador. Relatam que, em síntese, a existência de problemas patológicos denota a existência de falhas durante a execução de uma das etapas da construção. E, nestes casos, Machado (2002) salienta a imprescindibilidade de estabelecer critérios que comprovem o grau de segurança e a sobrevida remanescente da estrutura.

2.2.1.1 Patologia das estruturas

O objetivo fundamental da patologia das estruturas é, de acordo com Machado (2002), descrever e relatar explicações técnicas e científicas quanto às anomalias encontradas no comportamento das estruturas, para tornar possível determinar suas origens e suas consequências em relação à segurança da construção. Quanto à duração residual, a patologia tem por objetivo definir a conveniência sobre o reforço, a recuperação ou a demolição dos elementos ou da estrutura deteriorada (MACHADO, 2002).

Segundo Souza e Ripper (1998), as patologias provenientes de falhas podem ser originadas durante o lançamento da estrutura, na execução do anteprojeto ou durante a elaboração do projeto de execução. Conforme os autores relatam, a solução das falhas causadas no estudo preliminar da construção são muito mais onerosas e complexas se comparadas às falhas ocorridas na fase de anteprojeto. Já as geradas na etapa de execução da estrutura ocorrem, sobretudo, à baixa capacitação profissional da equipe responsável pela obra e à baixa qualidade dos materiais utilizados. Ainda de acordo com Souza e Ripper (1998), as patologias podem ser geradas na etapa de utilização da estrutura. Nesses casos, os autores se referem à manutenção inadequada, por parte dos futuros moradores, ou pela ausência total de manutenção.

Conforme Machado (2002), as principais manifestações patológicas são:

- a) deterioração da construção;
- b) deformações excessivas;
- c) segregação dos materiais componentes do concreto;
- d) corrosão das armaduras de concreto armado;
- e) fissuras e trincas ativas ou passivas nas peças de concreto armado;
- f) manchas na superfície de concreto armado.

Ao analisar as estruturas de concreto armado que possuem manifestações patológicas, Souza e Ripper (1998) manifestam a inevitabilidade de esclarecer as causas que as originaram para que se possa proceder os reparos exigidos e garantir que a estrutura não volte a se deteriorar. O Quadro 2 apresenta, de acordo com Beber (2003), as possíveis causas para o surgimento de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado.

Quadro 2 - Possíveis causas para o surgimento de manifestações patológicas no concreto

Etapa	Possíveis causas
Concepção da estrutura (projeto)	<ol style="list-style-type: none"> 1) Elementos de projeto inadequados, má definição das ações atuantes, modelo analítico não apropriado, deficiência de cálculo, etc.; 2) Falta de compatibilidade entre a estrutura e a arquitetura, assim como os demais projetos; 3) Especificação inadequada dos materiais; 4) Detalhamento insuficiente ou errado; 5) Detalhes construtivos inexequíveis; 6) Falta de padronização das representações (convenções); 7) Erros de dimensionamento.
Execução da estrutura (construção)	<ol style="list-style-type: none"> 1) Baixa capacitação e falta de experiência dos profissionais; 2) Instalação inadequada do canteiro de obras; 3) Deficiências na confecção de fôrmas, escoramentos; 4) Deficiências no posicionamento e quantidade de armadura; 5) Baixa qualidade dos materiais e componentes; 6) Baixa qualidade do concreto, desde sua fabricação até a cura.
Utilização da estrutura (manutenção)	<ol style="list-style-type: none"> 1) Utilização inadequada; 2) Falta de um programa de manutenção apropriado.

Fonte: Adaptado de BEBER, 2003 (2019).

2.2.1.2 Processos físicos de deterioração das estruturas de concreto armado

Souza e Ripper (1998) relatam que, na maioria dos casos, as patologias poderiam ser evitadas pela escolha dos materiais e dos métodos de execução, pela elaboração correta e detalhada do projeto e por um programa adequado de manutenção. Descrevem, ainda, que os

efeitos resultantes da atuação de agentes de deterioração das estruturas ocorrem nos pontos fracos destas estruturas.

Ainda de acordo com Souza e Ripper (1998), a falta de cuidados em detalhes construtivos, a falta de conhecimento do local a ser construído, o arrojo de projetos arquitetônicos e estruturais e a ausência de especificações dos materiais a serem utilizados, são falhas que podem diminuir a vida útil das estruturas. Estas deficiências somadas aos erros de execução, levam à oxidação das armaduras e à degradação do concreto. Para Machado (2002), os problemas patológicos são decorrentes de vícios construtivos. O autor salienta a importância de, além de detectar o fenômeno que está causando a patologia, conhecer o mecanismo de sua criação para que novos agentes não continuem deteriorando as estruturas de concreto; mesmo após a reabilitação proposta.

2.2.1.3 Diagnóstico

Com base nos preceitos de Machado (2002), pode-se estabelecer um diagnóstico das ocorrências patológicas. Para isto, devem ser abordados e esclarecidos os seguintes fatores:

- a) manifestações patológicas;
- b) vícios construtivos;
- c) origens dos problemas;
- d) agentes causadores dos problemas;
- e) prognóstico.

Souza e Ripper (1998) destacam que deve ser observada a importância das estruturas com relação à resistência e durabilidade, bem como à agressividade ambiental. Os autores dividem a inspeção das estruturas em levantamento de dados, análise e diagnóstico.

Na primeira etapa, são fornecidos os subsídios necessários para realização correta da análise. Durante a segunda etapa, análise dos dados, o engenheiro deverá compreender o comportamento da estrutura e identificar o surgimento e desenvolvimento das patologias. O diagnóstico, por sua vez, só poderá ser realizado após a conclusão das duas etapas preliminares. Nesta etapa, o engenheiro concluirá de que maneira procederá o reparo. Decidirá se será realizada recuperação, reforço ou, em casos extremos, demolida a estrutura (SOUZA; RIPPER, 1998). Machado (2002) e Juvandes (1999) salientam que somente com um bom diagnóstico poderá ser estabelecida a melhor maneira de prosseguimento.

2.2.2 Materiais compósitos de FRP

Conforme elencado por Juvandes (1999), o êxito nas áreas de engenharia naval, automotiva, ferroviária e aeroespacial, despertou o interesse de engenheiros civis em empregar como alternativa viável no reforço de estruturas de concreto armado e protendido, produtos poliméricos (compósitos) reforçados com fibras (PRF ou FRP, *Fiber Reinforced Polymer*, em língua inglesa). Segundo Dalfré, Alves e Oliveira (2019), estes materiais podem substituir os materiais convencionais empregados em técnicas de reforço estrutural, tendo um resultado satisfatório técnica e economicamente.

Beber (2003) define como compósito, os materiais que apresentam uma significativa parcela das propriedades de todos os materiais que o integram. Corroborando com o exposto, Silva (2013) explana que a combinação das melhores propriedades isoladas de dois ou mais materiais, originará um novo material com propriedades e características ideais para a função a ser desempenhada.

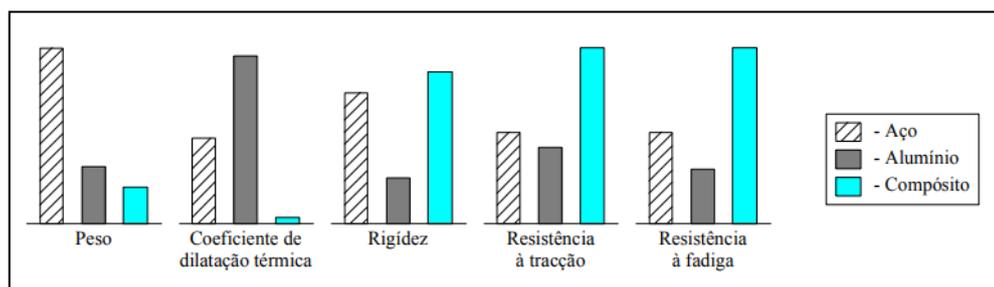
Segundo o ACI¹ 440.2R (2017), os produtos plásticos reforçados com fibras (FRP), utilizados para reforçar estruturas de concreto, são constituídos por fibras contínuas de vidro, aramida ou carbono, mergulhadas em uma matriz de resina. Destacam-se por possuir baixo peso próprio, grande durabilidade, alta resistência e capacidade de assumir formas complexas (NORRIS et al., 1997). Beber (2003) destaca como uma das maiores vantagens da utilização de compósitos para reforço estrutural, o período curto de tempo necessário para realização do reforço sem que seja necessário interromper a utilização da estrutura.

Conforme explanado por Gamino et al. (2010), pesquisadores da área de estruturas de concreto armado têm direcionado suas pesquisas ao aprimoramento de técnicas executivas acerca do reforço e reparo de estruturas deterioradas. Os autores relatam que a incorporação de materiais compósitos ao concreto armado melhora consideravelmente o desempenho de suas peças estruturais. E isto, segundo Juvandes (1999), é uma alternativa para o aço. Uma vez que, chapas de aço podem sofrer corrosão e deteriorar o concreto, quando utilizadas como reforço estrutural (ACI 440.2R, 2017). Em contrapartida, Hollaway (1993) salienta que compósitos de fibra de carbono não são afetados pela corrosão eletroquímica e resistem aos efeitos corrosivos de sais, álcalis, ácidos e outros agentes agressivos. A Figura 2 faz um comparativo com relação a propriedades do aço, alumínio e compósitos poliméricos.

¹ *American Concrete Institute* (Instituto Americano de Concreto).

Além disso, os compósitos de FRP se sobressaem ao aço por se moldarem em variadas formas; de materiais laminados a sistemas moldados *in loco*. Eles apresentam, também, alta resistência à tração e são considerados materiais leves (ACI 440.2R, 2017). Hollaway (1993) salienta que a resistência e rigidez de tais compósitos dependem da matriz polimérica, do tipo de fibra e da ligação entre as duas. É necessário que eles apresentem características que os permitam ter um desempenho satisfatório.

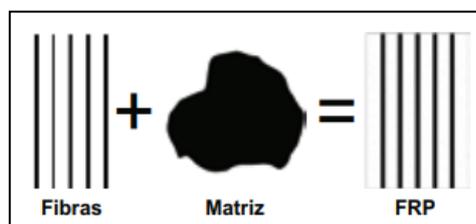
Figura 2 - Comparação de algumas propriedades entre aço, alumínio e compósitos poliméricos



Fonte: JUVANDES (1999).

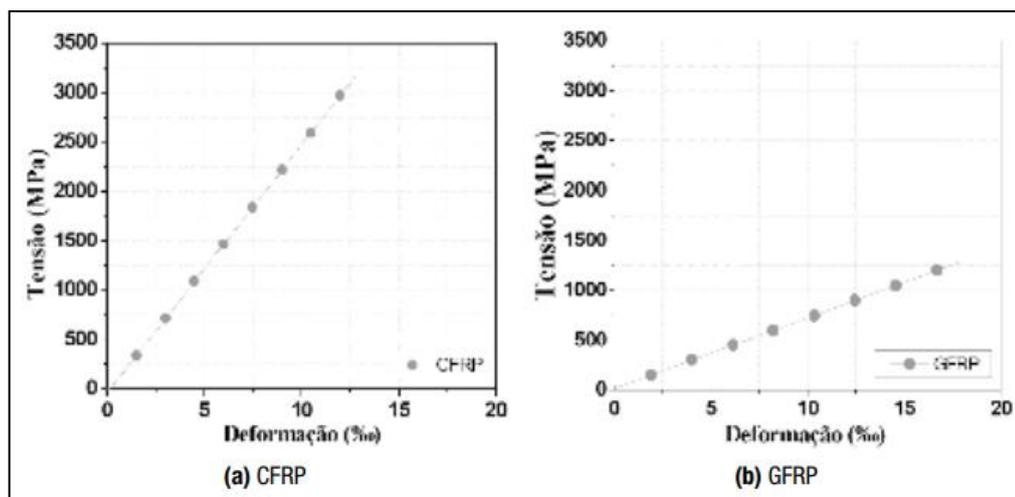
Juvandes (1999) manifesta que os materiais compósitos são constituídos por duas fases. A primeira, denominada fibra, tem formato de filamentos de pequeno diâmetro, possui elevado módulo de elasticidade e apresenta grande resistência. Segundo o autor, a segunda fase, titulada de matriz, tem características sinérgicas, é macia, relativamente dúctil e envolve completamente as fibras; permitindo, assim, boa transferência de tensões entre as fibras interlaminares. A Figura 3 apresenta a formação do compósito de FRP.

Figura 3 - Formação do compósito de FRP



Fonte: DALFRÉ; ALVES; OLIVEIRA (2019).

Dalfré, Alves e Oliveira (2019) afirmam que os materiais compósitos de FRP são materiais anisotrópicos e heterogêneos. Possuem um comportamento elástico linear até sua ruptura quando submetidos a tensões. A Figura 4 representa o comportamento tensão *versus* deformação de materiais compósitos de carbono e de vidro, respectivamente.

Figura 4 - Comportamento tensão *versus* deformação

Fonte: DALFRÉ; ALVES; OLIVEIRA (2019).

2.2.2.1 Matrizes

Segundo Hollaway (1993), a matriz de compósitos de FRP é responsável por transmitir as solicitações externas e distribuí-las às fibras. O autor cita, também, que as matrizes poliméricas atuam na proteção das fibras, protegendo-as contra a natureza química e biológica, agentes agressivos, umidade e abrasão, além de ser responsável por manter as fibras posicionadas corretamente.

De acordo com Juvandes (1999), a resina é o componente mais importante das matrizes. Silva (2014) classifica as resinas como termoplásticas ou termoendurecíveis. As primeiras citadas, segundo o autor, são recicláveis e podem ser fundidas. Já as termoendurecíveis, Silva (2014) relata que são curadas pela ação do calor e transformam-se em um produto insolúvel. Carolin (2003), afirma que éster-vinílico, poliéster, epóxi, fenol e uretano metacrilato são exemplos de resinas termoendurecíveis e possuem boa propriedade adesiva, boa estabilidade térmica e resistência a ataques químicos. Conferindo-lhes, assim, o título de resinas mais utilizadas.

Hollaway (1993) salienta que as matrizes poliméricas devem:

- a) unir as fibras e proteger suas superfícies;
- b) dispensar e separar as fibras, evitando a propagação de fissuras;
- c) transferir, por meio de atrito ou adesão, as tensões para as fibras;
- d) ser térmica e quimicamente compatível com a fibra.

Dalfré, Alves e Oliveira (2019) elencam o auxílio na distribuição de tensões como uma das principais funções da matriz polimérica nos materiais compósitos de FRP. Ela atua,

também, na proteção das fibras contra a ação deletéria do meio ambiente (ACI 440.2R, 2017). Para Machado (2010), o alongamento de ruptura da matriz precisa ser muito maior do que o alongamento que ocorre na fibra de carbono. Permitindo, assim, que ela continue tendo capacidade de carga mesmo após a tensão na fibra ter atingido seu limite de resistência.

2.2.2.2 Fibras

Juvandes (1999) define as fibras em materiais FRP como sendo as componentes de resistência e rigidez do compósito. O autor relata que, ao contrário dos metais, as fibras não apresentam deformação plástica, se comportando de maneira perfeitamente elástica. Para Beber (2003), as fibras são caracterizadas por ser um material filamental e a razão entre seu comprimento e diâmetro tem que ser superior a 100.

De acordo com Beber (2003), as fibras poliméricas são fabricadas a partir de polímeros com forte força intermolecular. Hollaway (1993) aponta as seguintes características das fibras utilizadas na produção de compósitos:

- a) elevada resistência e módulo de elasticidade;
- b) reduzida variação de resistência entre fibras individuais;
- c) capacidade de manter suas propriedades;
- d) uniformidade de seus diâmetros e superfícies.

Juvandes (1999) elenca como sendo as fibras mais comercializadas e seus respectivos compósitos:

- a) fibra de carbono - CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*);
- b) fibra de vidro - GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*);
- c) fibra de aramida - AFRP (*Aramid Fiber Reinforced Polymer*);

Segundo Dalfré, Alves e Oliveira (2019) as fibras são responsáveis por resistirem aos esforços de tensão em função de sua elevada rigidez e resistência. Seu comportamento é influenciado pela forma, orientação, grau de concentração e composição química (DIAS, 2001). O melhor desempenho alcançado pelas fibras durante o reforço estrutural ocorre quando ela é empregada de maneira contínua, possibilitando orientá-la em direções específicas. E, conseqüentemente, condicionando seu comportamento por influenciar o valor do módulo de elasticidade e da resistência à tração (DIAS, 2001). A Tabela 6 elenca as principais características das principais fibras utilizadas em reforços estruturais.

Tabela 6 - Características das principais fibras utilizadas em reforços estruturais

Tipo de fibras		Resistência à tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Alongamento último (%)	Peso específico
Carbono (C)	Elevada resistência	3430 - 4900	230 - 240	1,5 - 2,1	1,8
	Elevado módulo de elasticidade	2940 - 4600	392 - 640	0,45 - 1,2	1,8 - 2,1
Aramida (A)	Elevado módulo de elasticidade	2900	111	2,4	1,45
	Elevada resistência	3500	74	4,6	1,39
Vidro (G)	Vidro - E	3500	74	4,7	2,6

Fonte: Adaptada de JUVANDES, 1999 (2019).

A orientação das fibras, conforme Dalfré, Alves e Oliveira (2019), define que tipo de compósitos elas originam. Suas direções estão elencadas diretamente com as propriedades mecânicas dos compósitos de FRP. Os autores classificam como sendo orientação das fibras:

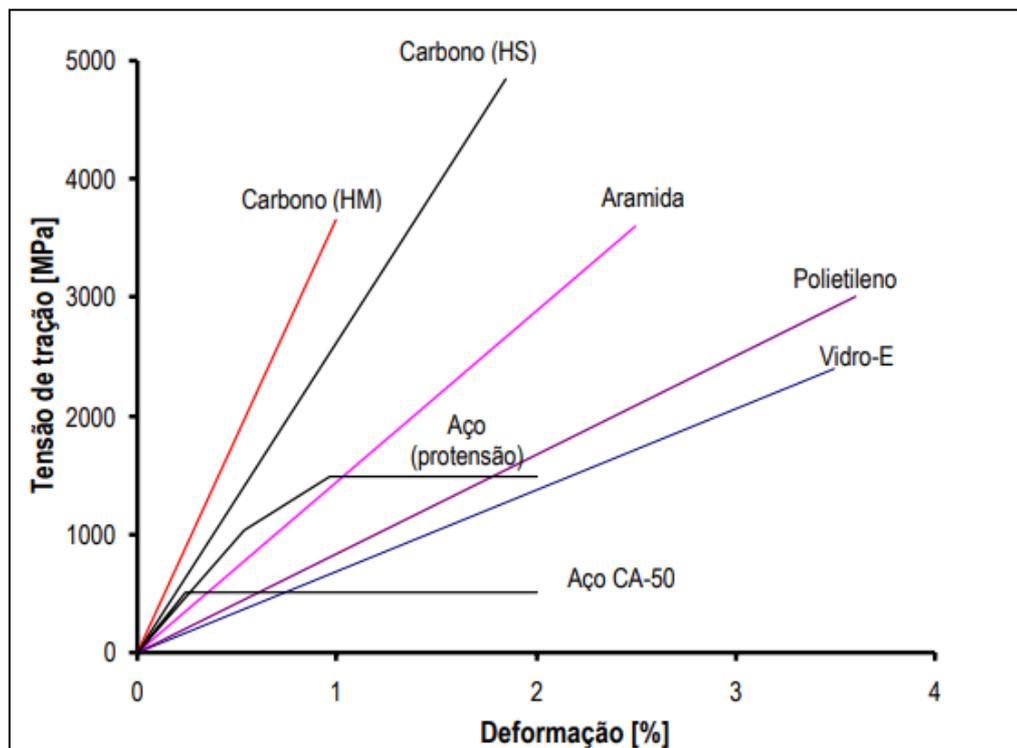
- a) fibras unidirecionais: alinhadas em uma única direção possuindo tensões máximas quando os compósitos sofrem esforços em sua direção longitudinal;
- b) fibras bidirecionais: alinhadas em duas direções;
- c) fibras multidirecionais: distribuídas em múltiplas direções.

Elencadas como as fibras mais atraentes para o uso nos materiais compósitos de FRP por Dalfré, Alves e Oliveira (2019), as fibras de carbono possuem alto módulo de elasticidade, baixo peso próprio e alta resistência. Os autores citam como principais características deste material a resistência física à fadiga e a resistência contra corrosão, umidade e raios ultravioleta.

Bem como citado previamente, Schwartz (1984) atesta que a alta resistência das fibras de carbono está associada à orientação das fibras. O autor relata, ainda, que o excelente módulo de elasticidade das fibras é decorrente da temperatura de pirólise das fibras orgânicas a que são geradas (que variam entre 1000°C e 3000°C). E, neste processo térmico, as fibras resultantes apresentam os átomos de carbono alinhados ao longo da fibra precursora, conferindo-lhes excelente resistência mecânica (MACHADO, 2010).

Machado (2002) salienta que o módulo de elasticidade do material resultante das fibras de carbono varia entre 100 e 300 GPa. E Beber (2003) ressalta que a resistência varia entre 1500 e 5000 MPa. Com relação à densidade, Machado (2002) salienta que enquanto o peso específico das fibras de carbono varia entre 1,6 e 1,9 g/cm³, o peso específico do aço estrutural está na ordem de 7,85 g/cm³. A Figura 5 representa curvas de tensão-deformação das fibras mais empregadas em reforço estrutural.

Figura 5 - Curvas de tensão-deformação de diversas fibras



Fonte: BEBER (2003).

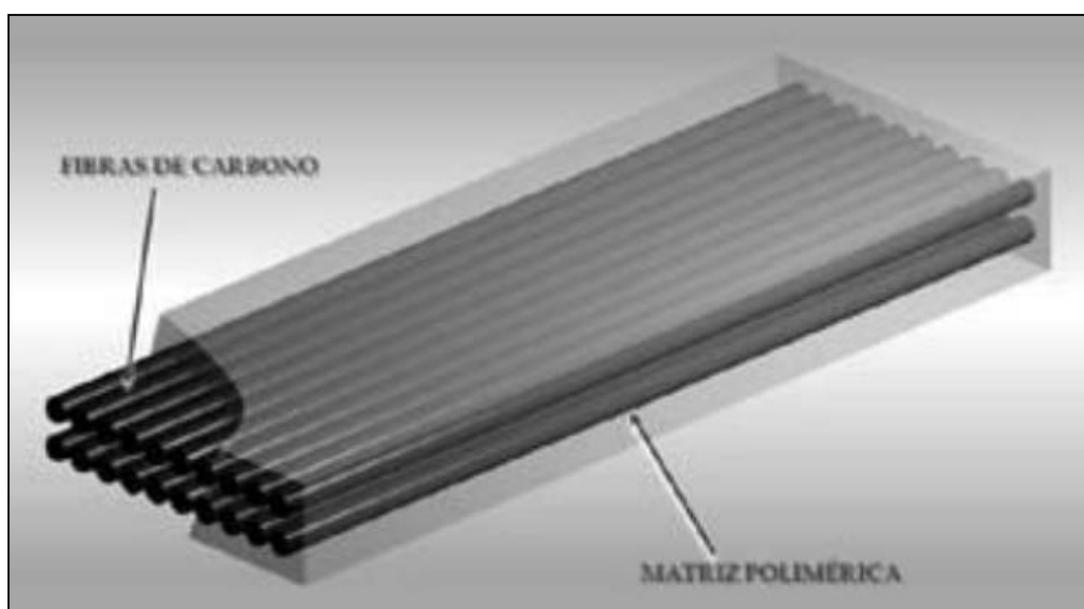
Machado (2002) cita as seguintes características para os sistemas compósitos que utilizam fibras de carbono como elemento resistente:

- excelente resistência mecânica;
- elevada resistência a ataques químicos;
- não são afetadas pela corrosão;
- elevada rijeza;
- estabilidade térmica e reológica;
- bom desempenho à atuação de cargas cíclicas e à fadiga;
- extrema leveza, pois apresenta baixo peso específico.

2.2.2.3 Compósitos

Dalfré, Alves e Oliveira (2019) atribuem aos compósitos de FRP, as fibras embebidas nas matrizes poliméricas. Taylor (1994) determina o aumento de rigidez como a principal razão para reforçar polímeros, apesar de aumentar a resistência à tração, à compressão e à fadiga. A Figura 6 representa um sistema composto estruturado com fibras de carbono. Nela, os bastonetes retratam as fibras de carbono imersas na matriz polimérica.

Figura 6 - Representação esquemática de um sistema de fibras de carbono



Fonte: MACHADO (2010).

Segundo Beber (2003), matrizes e fibras poliméricas interagem na redistribuição das tensões provenientes de solicitações externas, sendo capazes de suportar tensões mais elevadas. A eficiência da aderência e a natureza dos materiais, definem a maneira como as tensões distribuem-se dentro da estrutura do compósito. Juvandes (1999) salienta que os compósitos de FRP resultam da união de fibras contínuas, com as cargas de enchimento (*fillers*) e com a resina termoendurecível. Aditivos, promotores, agentes catalisadores ou aceleradores podem ser empregados, segundo o autor, para constituintes secundários; visando melhorar as características e propriedades da matriz.

Juvandes (1999) acentua que os materiais que constituem os compósitos de FRP, a disposição, o teor das fibras e a interação entre os materiais determinam o comportamento final de um FRP. Podendo alcançar elevados índices de resistência e rigidez (BEBER, 2003).

2.2.2.4 Adesivos epóxis

Segundo Juvandes (1999), além do compósito de FRP, a seleção de um sistema reforçado com fibras poliméricas inclui a escolha de adesivos ou colas para realizar a colagem dos elementos a reforçar. Araújo (2002) cita que a transferência de tensões tangenciais do reforço para o substrato de concreto e, conseqüentemente, a aderência do reforço com o concreto, são as principais funções dos adesivos. Destaca, também, que uma grande parte do comportamento mecânico do reforço estrutural com fibras poliméricas depende deles.

Machado (2002) define os adesivos como materiais responsáveis pela colagem de sistemas compósitos pré-introduzidos ao substrato de concreto. Eles transferem, segundo o autor, as tensões de cisalhamento entre o substrato de concreto e o laminado de fibras, ou entre diversas camadas de compósitos laminados.

Juvandes (1999) elenca os adesivos epóxis como sendo os mais aceitos e os mais utilizados na construção civil. O autor ressalta que para laminados pré-fabricados são empregados adesivos epóxis livres de solventes juntamente com um endurecedor. Em contrapartida, Juvandes (1999) afirma que em sistemas de FRP curados *in loco*, a resina de impregnação das fibras e de polimerização dos compósitos desempenha função de agente adesivo.

Segundo Araújo (2002), as resinas epoxídicas possuem excelentes propriedades de resistência, aderência e durabilidade. Para Ribeiro (1996) o tempo de cura e de utilização, o endurecimento em contato com a água e a viscosidade, elencam as principais características de um adesivo derivado de epóxi. Juvandes (1999) salienta que o tipo de agressividade que o adesivo é submetido condiciona suas propriedades posteriormente seu endurecimento. A retração durante a cura, a resistência química e mecânica, a resistência à temperatura, a aderência às superfícies, o módulo de elasticidade e o seu comportamento a longo prazo, são alguns desses condicionantes.

2.3 REFORÇO ESTRUTURAL UTILIZANDO CFRP

De acordo com Vieira et al. (2016), a versatilidade e praticidade na aplicação, somado ao baixo peso e elevada resistência à tração e à corrosão, tornaram os polímeros reforçados com fibra de carbono, ou *Carbon Fiber Reinforced Polymer* - CFRP (em língua inglesa), em um dos principais materiais utilizados no reforço de estruturas de concreto armado. Os autores

salientam que é possível reforçar as vigas quanto à flexão sem fazer uso de sistemas de ancoragem. Araújo (2002) denota que 2 kg de CFRP equivalem a 47 kg de aço.

Conforme Beber (2003), a resistência atingida pelos compósitos poliméricos com fibra de carbono são de 3 a 5 vezes maior que a do aço e sua densidade é cerca de 20% menor. Isso configura, segundo o autor, uma grande economia durante a instalação do reforço, visto que equipamentos pesados para seu escoramento e posicionamento são dispensáveis. Os adesivos, por sua vez, suprem a função do escoramento até o final do processo de cura. Beber (2003) salienta, também, que compósitos de CFRP apresentam capacidade equivalente a chapas de aço, contudo com menores espessuras. Garantindo a redução de efeitos das tensões que conduzem ao descolamento do reforço, devido à sua rigidez axial.

Em contraponto aos benefícios supracitados, Beber (2003) realça que tem muitos aspectos que necessitam evoluir. O autor cita como exemplos disso a durabilidade de CFRP em ambientes agressivos, a ação da radiação ultravioleta sobre o compósito e a ineficácia do material em relação ao fogo. Nesse quesito, Oliveira (2012) enfatiza que, por serem combustíveis, o desempenho de materiais em FRP deve ser minuciosamente avaliado em situações de incêndio. O autor salienta que, embora restritas à literatura internacional, informações a esse respeito ainda são escassas e limitadas. À vista disso, é extremamente relevante avaliar o comportamento do material FRP em situações de incêndio, verificando o cumprimento dos critérios de resistência ao fogo e o procedimento de dimensionamento dessas estruturas nessa conjuntura (OLIVEIRA, 2012).

Todavia, segundo Araújo (2002), mesmo com todas vantagens já citadas sobre o emprego de CFRP como reforço estrutural, o custo elevado dessa técnica e a mão-de-obra especializada tornam sua aplicação pouco difundida no Brasil. Em contrapartida, países como Canadá, Estados Unidos, Japão e países europeus investem nesse sistema visando sanar problemas de durabilidade, preservação de patrimônio histórico e abalos sísmicos (JUVANDES, 1999).

2.3.1 Sistema de compósitos de CFRP

Conforme Dias, Juvandes e Figueiras (2006), as formas comerciais dos sistemas de CFRP são classificadas em sistemas pré-fabricados, em que se encontram os laminados e os varões, e em sistemas curados *in loco*, elencando as mantas e os tecidos. As Figuras 7 e 8 representam os sistemas supracitados e o Quadro 3 os materiais que os constituem.

Figura 7 - Sistema pré-fabricado de laminados CFRP



Fonte: S&P (2019).

Figura 8 - Aplicação do sistema CFRP impregnado *in loco*



Fonte: MONTEIRO (2014).

Quadro 3 - Materiais constituintes dos sistemas de FRP

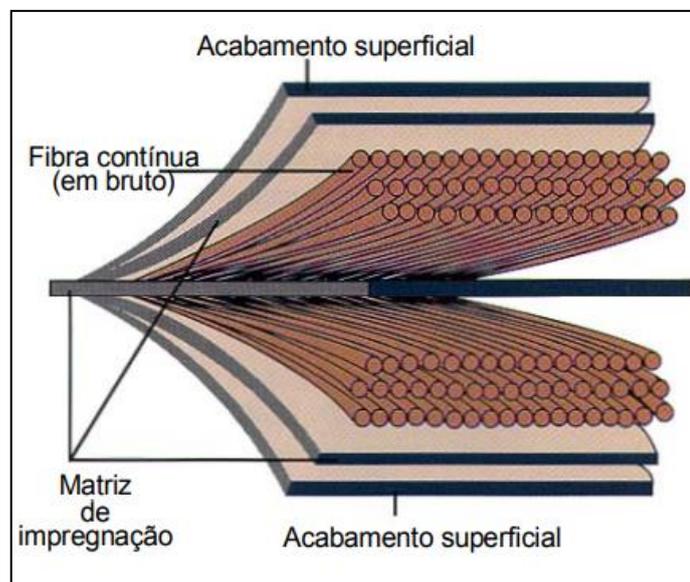
Sistema comercial	Primário	Argamassa de regular.	Adesivo	Resina de impreg.	Compósito FRP	Fibras pré-impreg.
Pré-fabricado	Opcional	Opcional	Sim	-	Sim	-
Curado <i>in loco</i>	Sim	Opcional	-	Sim	-	Sim

Fonte: Adaptado de JUVANDES, 2011 (2019).

2.3.1.1 Sistemas pré-fabricados

Segundo Juvandes (1999), nos sistemas pré-fabricados ocorre a substituição de chapas metálicas rígidas por sistemas metálicos semi-rígidos unidirecionais de FRP. O autor salienta que tais sistemas resultam da impregnação de camadas contínuas de fibras por uma resina termoendurecível. Dentre os diversos perfis existentes, os laminados são os mais comuns (BARROS, 2007). A Figura 9 exemplifica os constituintes de um laminado.

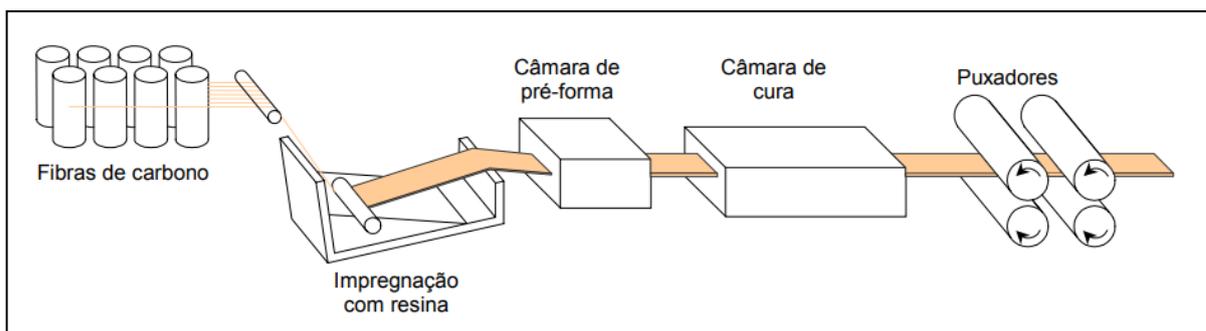
Figura 9 - Constituintes do laminado



Fonte: Adaptada de JUVANDES, 1999 (2019).

Dalfré, Alves e Oliveira (2019) denotam que, por haver o controle de largura e espessura em seu processo de pultrusão, os laminados são encontrados em diferentes dimensões. Dias (2008) esclarece que a forma e a cura do compósito de FRP são definidas através da combinação das ações de tração e extrusão, em que as fibras são esticadas e passadas em uma matriz aquecida, após serem impregnadas em um tanque de resina termorrígida, de acordo com diagrama esquemático do processo representado na Figura 10. Conforme Juvandes (2011), não é necessário nenhum tipo de polimerização em obra para a sua aplicação.

Figura 10 - Diagrama esquemático do sistema de pultrusão



Fonte: BEBER (2003).

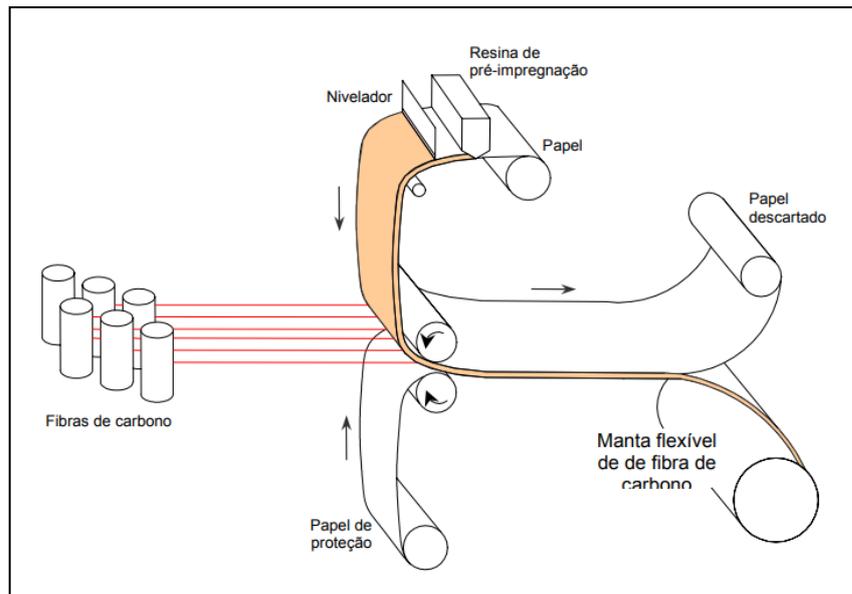
Os laminados possuem espessura típica de 1,2 a 1,4 mm e necessitam de um agente adesivo (comumente do tipo epóxi) adicionado ao sistema para sua colagem a outro material (JUVANDES, 2011). A maximização da sua resistência e da sua rigidez na direção longitudinal se deve à orientação unidirecional, visto que orientações bi e multidirecionais repartem as propriedades mecânicas pelas direções (JUVANDES, 1999). É de suma importância, segundo Ferrari (2007), atentar para as características dos laminados segundo seus fabricantes, considerando as variações existentes quanto à deformação por ruptura e ao módulo de elasticidade.

2.3.1.2 Sistemas curados in loco

Juvandes (1999) define os sistemas curados *in loco* por serem constituídos por fibras contínuas secas ou pré-impregnadas, sob a forma de mantas, fios ou tecidos, aplicados sobre um adesivo epóxi previamente espalhado na superfície. Segundo Callister Jr. (1997), as mantas são enroladas e se encontram prontas para aplicação somente após o conjunto de fios contínuos de fibra de carbono serem alinhados e embebidos em uma resina parcialmente curada.

Contudo, para transformar-se em compósito de FRP, o sistema deve ser polimerizado *in loco* e deve apresentar comportamento semelhante aos laminados (MEIER, 1997). A Figura 11 representa um esquema do processo de fabricação das mantas flexíveis de fibras de carbono.

Figura 11 - Esquema do processo de sistemas curados *in loco*



Fonte: BEBER (2003).

Segundo Ferrari (2007), a espessura das mantas e tecidos curados *in loco* é inferior a dos sistemas pré-fabricados e é mais difícil de ser determinada. Enquanto elas variam entre 0,1 e 0,2 mm, Juvandes (2011) explica que a espessura dos laminados chega a quase 2 mm. O autor afirma, ainda, que as mantas são armazenadas em rolos e possuem largura variável entre 25 e 30 cm. Além disso, as mantas e os tecidos são capazes de se adaptarem com facilidade a qualquer tipo de superfície, devido a sua flexibilidade (MACHADO; MACHADO, 2015).

2.3.2 Avaliação da aderência ao concreto

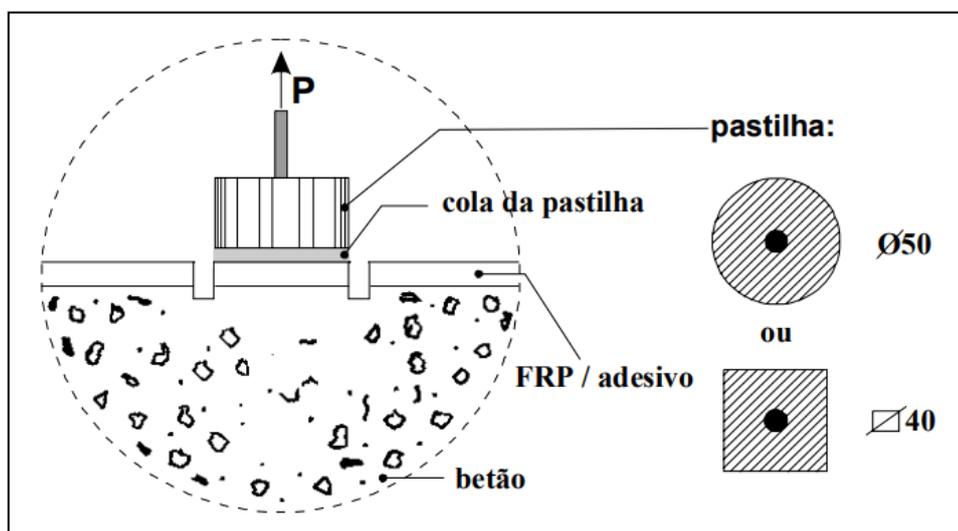
Apesar de não existir pesquisas e estudos mais detalhados a respeito do valor máximo da tensão de aderência ($\tau_{\text{máx}} = \tau_b$) da ligação entre os materiais que constituem o FRP, Juvandes (1999) destaca que ensaios de caracterização das tensões de tração e de corte superficiais do concreto devem ser realizados posteriormente ao tratamento da superfície do concreto. Denominados *bond-test*, estes ensaios têm como objetivo determinar a viabilidade de efetuar o reforço exterior com colagem.

Ainda de acordo com os preceitos de Juvandes (1999), a superfície do concreto deve apresentar elevada resistência à tração e ao corte, possibilitando a máxima transferência de forças entre si e o compósito. Assim sendo, o autor cita que para ser vantajoso este sistema, o valor médio de tensão de tração ($f_{\text{ctm,p}}$) tem que ser igual ou superior a 1,4 MPa.

O controle semi-destrutivo de qualidade durante a instalação de FRP é fundamental para a caracterização mecânica da própria instalação, segundo o CNR-DT² 200 R1 (2013). A uniformidade e os defeitos de instalação podem ser investigados através de testes não destrutivos. Conforme o Conselho, a relação da área reforçada *versus* toda a estrutura e o grau de importância que o reforço estrutural representa, indicam o tipo e o número de ensaios que devem ser avaliados.

De acordo com o CNR-DT 200 R1 (2013), para determinar a aderência realiza-se o ensaio de *Pull-off*, ou ensaio de arrancamento por tração direta. Este ensaio é realizado para avaliar as propriedades do reforço no concreto. Para isso, utiliza-se uma pastilha metálica circular, com 20 mm de espessura e 50 mm de diâmetro. É necessário prendê-la firmemente no FRP e isolá-la através de uma incisão de 1 a 2 mm de profundidade no substrato de concreto, empregando uma broca inferior a 3 mm. O Conselho indica que a aplicação de FRP pode ser aceita se pelo menos 80% dos testes atingirem tensão de tração superior a 1,2 MPa para elementos de concreto armado ou 10% da resistência à compressão do substrato para alvenaria estrutural. A Figura 12 representa como um ensaio de *Pull-off* é realizado.

Figura 12 - Ensaio de *Pull-off*



Fonte: JUVANDES (1999).

2.3.3 Técnica de colagem externa

Conforme Orlando (2019), a facilidade de aplicação, leveza, durabilidade e excelentes índices de resistência, fizeram com que a técnica de colagem externa, ou *Externally Bonded*

² *Nacional Research Council* (Conselho Nacional de Pesquisa da Itália).

Reinforcement - EBR (em língua inglesa), se tornasse crescente na indústria da construção civil. O autor cita a técnica de colagem e o tipo de material empregado (pré-fabricado ou curado *in loco*) como variáveis do procedimento de aplicação da técnica.

Dalfré, Alves e Oliveira (2019) denotam que a técnica EBR pode ser empregada para reforçar uma viga tanto à flexão quanto ao cisalhamento. O que irá diferir é o local da colagem do FRP. Enquanto no reforço à flexão a colagem é feita na face tensionada da viga, segundo os autores, no reforço ao cisalhamento a aplicação do FRP ocorre nas faces laterais. Dias e Barros (2004) afirmam que através dessa técnica é possível aumentar a capacidade resistente ao esforço transversal do elemento estrutural a ser reforçado.

Fazendo jus ao que estabelece o ACI 440.2R (2017), devem ser debatidos preliminarmente ao preparo da superfície para o reforço, todos os problemas associados às condições do concreto que podem comprometer a eficácia do sistema FRP. A Norma menciona, também, a necessidade de consultar o fornecedor do compósito para atestar a compatibilidade dos materiais utilizados para o preparo do concreto com o sistema. Ferrari (2007) salienta que não deve haver presença de trincas, fissuras ou corrosão da armadura para que o reforço estrutural seja realizado.

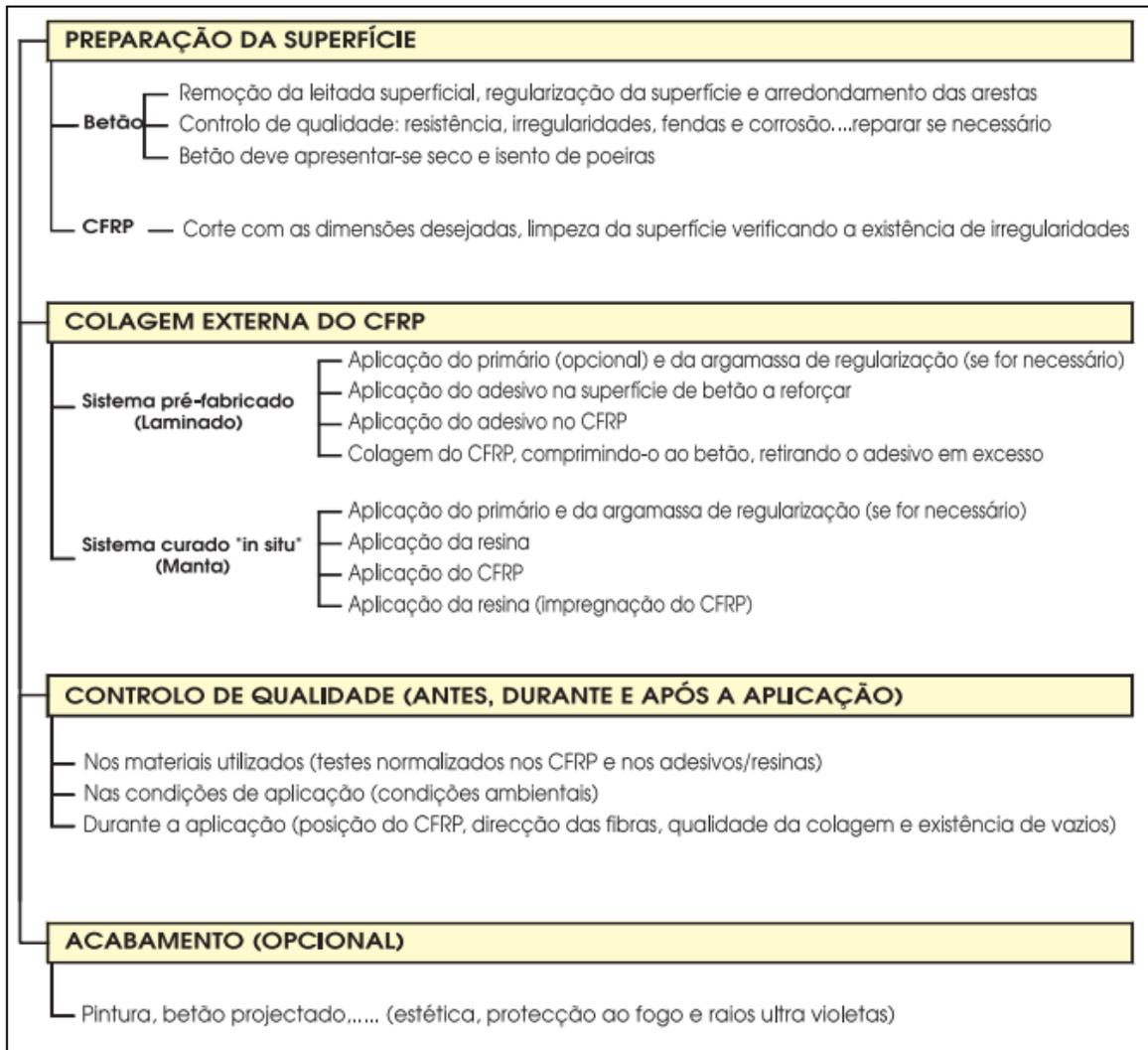
Para o sucesso na aplicação do reforço FRP utilizando a técnica EBR, Dalfré, Alves e Oliveira (2019) denotam a adoção dos seguintes critérios:

- a) a superfície de concreto deve ser previamente preparada, removendo-se a camada superficial de cimento localizada no substrato do concreto;
- b) deve-se remover os resíduos existentes utilizando um compressor de ar, para deixar a superfície livre de poeira e gordura;
- c) a medição e o corte das mantas de FRP devem ser realizadas conforme as dimensões necessárias;
- d) necessita-se regularizar a superfície através da aplicação de uma camada de primer; melhorando, assim, a aderência entre o substrato do concreto e o sistema de reforço adotado;
- e) laminar a manta;
- f) as mantas de FRP devem ser coladas com o auxílio de uma resina epóxi, cuidando com seu alinhamento e a isenção de bolhas de ar.

Segundo o ACI 440.2R (2017), é de extrema valia a correta aplicação do reforço, bem como o preparo adequado da superfície e a perfeita aderência do concreto, visto que se realizado de maneira incorreta pode ocasionar o descolamento do sistema. A Figura 13

representa os princípios gerais da técnica EBR para o reforço de estruturas de concreto armado com CFRP.

Figura 13³ - Etapas da aplicação do reforço de CFRP através da técnica EBR



Fonte: DIAS; JUVANDES; FIGUEIRAS (2006).

Embora a técnica de colagem externa de CFRP seja muito eficaz, Dalfré, Alves e Oliveira (2019) atentam ao fato de que o sistema pode apresentar modos de ruptura precoces em consequência do descolamento do sistema de reforço e à sua fragilidade. Os autores destacam também como ponto negativo o fato de a colagem ser realizada na parte externa do elemento reforçado, suscetível a variadas situações de agressividade ambiental.

³ Onde está escrito “betão”, leia-se “concreto armado”. Onde está escrito “controlo”, leia-se “controle”. Onde está escrito “protecção”, leia-se “proteção”.

2.3.4 Recomendações de dimensionamento de reforço à flexão

Baseando-se na norma americana ACI 440.2R (2017), os estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS) devem ser atendidos para o reforço à flexão empregando a técnica de colagem externa. Machado (2002) menciona os seguintes preceitos como diretrizes para seu dimensionamento:

- a) a aderência deve ser perfeita entre o substrato de concreto e o reforço externo;
- b) a resistência à tração do concreto deve ser desprezada;
- c) o comportamento do material de reforço FRP é elástico-linear até sua ruptura;
- d) a pouca variação de espessura da deformação de cisalhamento da camada de adesivo tornam-na irrelevante;
- e) as propriedades dos materiais do elemento a reforçar, o arranjo interno de suas armaduras e suas dimensões, são variáveis para os cálculos;
- f) a deformação máxima do concreto comprimido não pode ser superior a 0,0030 cm/cm, segundo o ACI 440.2R (2017), e 0,0035 cm/cm, segundo critérios da ABNT;
- g) a distância da linha neutra deve ser estritamente proporcional às deformações presentes no concreto e no aço.

Novamente levando em consideração o ACI 440.2R (2017), para o dimensionamento de reforço estrutural, a tensão de tração máxima de projeto dos FRP's e a sua deformação última fornecida pelo fabricante (ou obtida em ensaios) sofrem uma redução de acordo com o tipo de exposição ambiental a que são submetidas; apresentadas no Quadro 4. Isso ocorre pela possível ocorrência de degradação e redução das propriedades de tração, resistência à fadiga e deformação última dos materiais compósitos, uma vez que podem estar inseridos em ambientes alcalinos, úmidos, com altas temperaturas e com elevada radiação ultravioleta (ACI 440.2R, 2017).

Quadro 4 - Coeficientes de exposição ambiental (C_E)

(continua)

Condição de exposição	Tipo de fibra	C_E
Exposição a ambientes internos	Carbono	0,95
	Vidro	0,75

(conclusão)

Condição de exposição	Tipo de fibra	C_E
Exposição a ambientes internos	Aramida	0,85
Exposição a ambientes externos	Carbono	0,85
	Vidro	0,65
	Aramida	0,75
Exposição a ambientes agressivos	Carbono	0,85
	Vidro	0,50
	Aramida	0,70

Fonte: Adaptado de ACI 440.2R, 2017 (2019).

Segundo o ACI 440.2R (2017), a tensão de tração máxima de projeto do compósito de FRP (f_{fu}) depende da tensão fornecida pelo fabricante do FRP, ou obtida em análises experimentais (f_{fu}^*), e do coeficiente de exposição ambiental (C_E), representado no Quadro 4. Tal tensão é dada pela Equação 13.

$$f_{fu} = f_{fu}^* \cdot C_E \quad (13)$$

Da mesma maneira, o valor máximo de deformação de projeto do compósito de FRP (ε_{fu}) depende da deformação máxima do compósito de FRP (ε_{fu}^*), fornecida pelo fabricante ou por meio de ensaios, e da aplicação do coeficiente de exposição ambiental (C_E); representado na Equação 14 (ACI 440.2R).

$$\varepsilon_{fu} = \varepsilon_{fu}^* \cdot C_E \quad (14)$$

A Norma supracitada estabelece que a Lei de *Hooke* pode ser aplicada para determinar o módulo de elasticidade (E_t), devido o comportamento do material de FRP ser linear até a ruptura. Para isso, emprega-se a Equação 15.

$$E_t = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad (15)$$

Onde:

f_{fu} = tensão de tração máxima de projeto do compósito de FRP;

ε_{fu} = deformação máxima de projeto do compósito de FRP.

Dalfré, Alves e Oliveira (2019) atentam que o módulo de elasticidade do FRP possui divergência entre o especificado pelo fabricante e os valores obtidos através de ensaios experimentais. Os autores afirmam que nesses casos é recomendável utilizar um sistema de proteção do reforço para impedir que suas propriedades sejam deterioradas com o passar do tempo.

2.3.4.1 Estado-limite último

De acordo com o ACI 440.2R (2017), deve-se estabelecer uma limitação da deformação do FRP (ε_{fd}) para evitar que o modo de ruptura ocorra pela propagação de fissuras; tal qual apresentada na Equação 16.

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \quad (16)$$

Onde:

f'_c = resistência característica do concreto;

n = número de camadas de FRP;

E_f = módulo de elasticidade da fibra de carbono;

t_f = espessura das camadas de FRP.

Para o prosseguimento de cálculo, a norma ACI 440.2R (2017) rege que seja estabelecido a deformação efetiva (ε_{fe}), apresentado na Equação 17, para que se torne possível calcular a tensão de ruptura do FRP (f_{fe}), dado na Equação 18.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad (17)$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (18)$$

Onde:

ε_{cu} = deformação última do concreto;

d_f = profundidade efetiva do reforço à flexão;

c = posição da linha neutra;

ε_{bi} = deformação pré-existente no concreto no momento da instalação do reforço;

ε_{fe} = deformação efetiva.

Com esses dados e, novamente seguindo os parâmetros do ACI 440.2R (2017), a deformação (ε_s) e a tensão (f_s) na armadura longitudinal, bem como a deformação no concreto (ε_c) são determinadas através das Equações 19, 20 e 21; respectivamente.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (19)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{yd} \quad (20)$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{c}{d_f - c} \right) \quad (21)$$

Onde:

d = altura útil da seção;

E_s = módulo de elasticidade do aço;

f_{yd} = tensão de dimensionamento do aço.

Na sequência de cálculo, estabelece-se, segundo o ACI 440.2R (2017), o equilíbrio interno da seção; por intermédio das Equações 22 a 25.

$$\varepsilon'_c = \frac{1,71 \cdot f'_c}{E_c} \quad (22)$$

$$\beta_1 = \frac{4 \cdot \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \cdot \varepsilon'_c - 2 \cdot \varepsilon_c} \quad (23)$$

$$\alpha_1 = \frac{3 \cdot \varepsilon'_c \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3 \cdot \beta_1 \cdot \varepsilon_c^2} \quad (24)$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad (25)$$

Onde:

ϵ'_c = deformação característica do concreto;

f'_c = resistência característica do concreto;

E_c = módulo de elasticidade do concreto ($E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$);

β_1 = razão de profundidade do bloco retangular das tensões de compressão;

α_1 = parâmetro definido para seção retangular de blocos de concreto à compressão;

c = posição da linha neutra;

A_s = área de aço da seção;

f_s = tensão de escoamento do aço;

A_f = área da seção transversal da fibra de carbono;

f_{fe} = tensão na fibra de carbono;

b = largura da seção transversal.

Considera-se que os blocos comprimidos e tracionados estejam em equilíbrio, pelo fato de a linha neutra (c) arbitrada ser igual à obtida no dimensionamento. Sendo assim, torna-se possível estabelecer o momento resistente (M_n) do elemento reforçado através das Equações 26 e 27 (ACI 440.2R, 2017).

$$M_n = M_s + M_f \quad (26)$$

$$M_n = F_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \Psi_f \cdot F_f \cdot \left(d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad (27)$$

Onde:

M_s = armadura tracionada;

M_f = fibra de carbono tracionada;

F_s = força resultante da armadura tracionada;

Ψ_f = fator de redução (0,85) baseado em análises de confiabilidade de elementos reforçados à flexão;

F_f = força resultante na fibra de FRP tracionada.

Por fim, o ACI 440.2R (2017) estabelece que pode-se determinar o momento resistente de cálculo (M_u), dado pela Equação 28. Devido aos limites de ductilidade de elementos reforçados com a técnica EBR, a Norma cita que deve-se multiplicar o momento resistente por um fator de redução (ϕ).

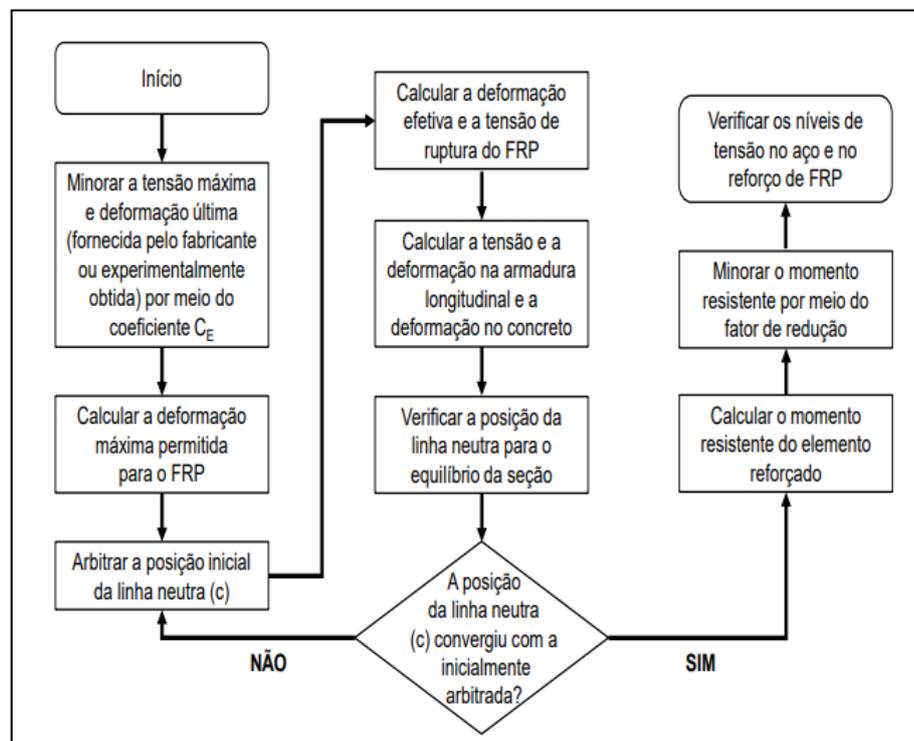
$$M_u = \phi \cdot M_n \quad (28)$$

Onde:

$$\phi \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \frac{0,25 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

A Figura 14 elenca de maneira sintética a metodologia de dimensionamento de vigas à flexão utilizando a técnica de colagem externa.

Figura 14 - Metodologia de dimensionamento de vigas à flexão utilizando a técnica EBR



Fonte: FERREIRA (2019, apud DALFRÉ; ALVES; OLIVEIRA, 2019).

2.4 HISTÓRICO DA EDIFICAÇÃO ESCOLHIDA PARA O ESTUDO

É significativo a percepção e ciência em torno da história da edificação, antes de dar início à metodologia utilizada. Localizado na esquina formada pela Avenida Júlio de Castilhos com a Rua Humberto de Campos, da principal cidade serrana do estado do Rio Grande do Sul, representado pela Figura 15, o prédio que atualmente abriga o Arquivo Histórico Municipal João Spadari Adami foi construído em 1890 com o intuito de ser, segundo Mirante (1999), uma casa de comércio de secos e molhados. Quatro anos após sua construção, a casa comercial de Vicente Colombo Francisco Rovea foi reduzida às cinzas por um trágico e devastador incêndio. Sem muito capital, o Jornal O Cosmopolita descreve que Rovea dependeu de ajuda humanitária e doações de mercadorias para arcar com o prejuízo gerado pelo incêndio (MIRANTE, 1999).

Figura 15 - Localização do Arquivo Histórico Municipal João Spadari Adami



Fonte: GEO CAXIAS⁴ (2019).

Com o crescimento do Município, o fortalecimento da economia local e as doações recebidas, Rovea inaugurou sua nova casa de comércio (localizada no mesmo local) entre 1905 e 1910. Construída em alvenaria estrutural, a edificação possuía dois pavimentos, acrescidos de porão e sótão. No andar térreo, arquitetado com cinco portas de acesso, funcionava a casa de negócios e no andar superior a moradia dos proprietários. Alguns anos após sua reinauguração, foi incorporado ao prédio reboco, falsas-colunas, adornos, uma faixa central com textura diferenciada e uma cimalha ornamentada com a inscrição "Casa de

⁴ Disponível em: <https://geopublico.caxias.rs.gov.br/geocaxias/map?config=src/webgis/config/map/config-all.xml>. Acesso em: 6 nov. 2019.

Negócios de Vicente Rovea - Cia fundado no ano de 1890". A Figura 16 denota a edificação construída após o incêndio (MIRANTE, 1999).

Figura 16 - Casa de negócios de Vicente Rovea

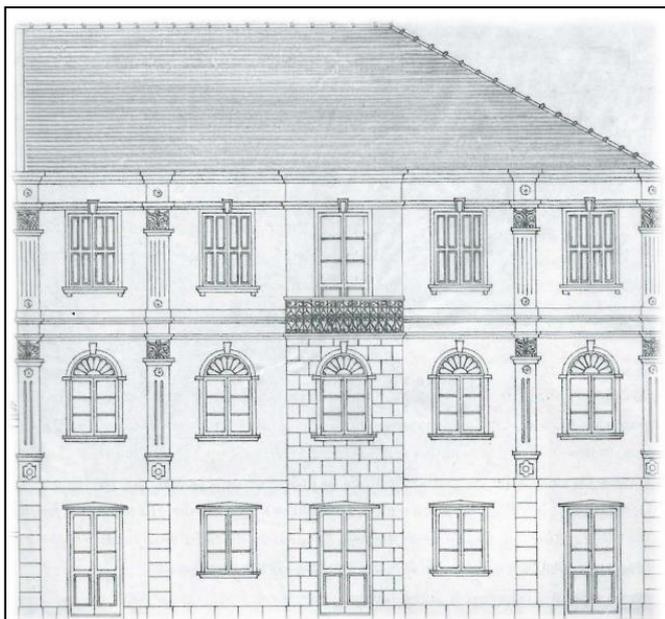


Fonte: MIRANTE (1999).

Em 1925, posteriormente a algumas trocas de proprietários, o prédio foi adquirido por Romolo Carbone que nele instalou uma casa de saúde. A edificação foi totalmente reformada para desempenhar sua nova função. Quartos para pacientes e sala de operações foram instaladas no primeiro andar, que ficara restrito apenas ao atendimento. Já o andar térreo foi transformado por Carbone em moradia para sua família. Em abril de 1931, foi instituído no local o Hospital Beneficente Santo Antônio (MIRANTE, 1999).

Posteriormente a troca de endereço do Hospital e à mudança de Romolo Carbone e sua família para Porto Alegre, em 1945 o prédio foi vendido. Anos antes, em função da construção da BR 116 no Município, um trecho da Avenida Júlio de Castilhos precisou ser rebaixado. Isso ocasionou a alteração da fachada principal da edificação. Do rebaixamento, resultou o afloramento do porão, que recebeu portas, janelas e um acabamento simplificado; passando a exercer a mesma função que os outros andares. As antigas cinco portas que compunham o andar térreo da Casa de Negócios de Vicente Rovea, transformaram-se em janelas e passaram a fazer parte do primeiro andar; denotado pela Figura 17. A parte interna também foi modificada, pois o prédio passou a exercer uma nova função: habitação coletiva (MIRANTE, 1999).

Figura 17 - Hospital Carbone após rebaixamento da Avenida Júlio de Castilhos



Fonte: MIRANTE (1999).

Todavia, com o anseio de construir um moderno edifício no local, em 1979 um pedido de demolição da edificação foi protocolado na Prefeitura Municipal. Isso acabou ocasionando uma comoção perante à sociedade. Estudantes, professores, arquitetos, engenheiros, artistas, intelectuais e diversos movimentos em apoio à cultura aderiram à iniciativa de preservar o prédio centenário. Em vista disso, uma comissão composta por diversas entidades foi criada a fim de coordenar a campanha e estudar possibilidades de preservação do prédio. No fim deste mesmo ano, alguns empresários locais adquiriram a edificação e o terreno, e os doaram ao Poder Público Municipal na condição de destiná-los a um fim social e cultural, preservando suas características originais. O pagamento foi realizado em forma de índices construtivos (MIRANTE, 1999).

Após diversas propostas de aproveitamento para o local, a transformação do local em um centro regional de documentação a partir do Arquivo Histórico Municipal existente (até então instalado precariamente nos fundos do Museu Municipal), foi a mais atraente. Contudo, obras de restauro e recuperação do espaço precisaram ser feitas para adequar a edificação ao seu novo uso. No final de 1986, foi executada a primeira etapa de restauração do prédio: a recuperação do telhado e das aberturas. Em seguida, durante o mesmo ano, o prédio foi tombado pelo Patrimônio Histórico do Estado do Rio Grande do Sul (MIRANTE, 1999).

Em 1987, a Coordenadoria do Patrimônio Histórico e Artístico do Estado - CPHAE⁵ aprovou um projeto de reciclagem e restauro da edificação, que contemplava a parte elétrica, estrutural, paisagística e hidro sanitária. A ausência de documentos que comprovassem a configuração inicial da estrutura, acabou inviabilizando o restauro estrutural fiel ao original. Em vista disso, foram criados apoios sob a forma de pilaretes metálicos. Já o acesso oficial ao prédio, retornou a ser pela fachada leste; utilizando-se de escadaria lateral. Para as instalações hidro sanitárias, uma torre com banheiros no primeiro e segundo pavimentos foi construída no lado sul (MIRANTE, 1999).

Em função de um incêndio ocorrido em 1992 no Centro Administrativo Municipal, as Secretarias Municipal da Cultura e Educação foram transferidas temporariamente ao prédio destinado ao Arquivo Histórico. Elas permaneceram no local até meados de 1996; ano em que se iniciaram as obras de fundações no pavimento térreo e colocação de reforços metálicos na estrutura. O projeto do reforço estrutural previa uma estrutura que comportasse o peso da documentação que constituía o acervo do Arquivo Histórico. Entretanto, a destinação de verbas contemplou apenas o reforço da estrutura do pavimento térreo. Em vista disso, um laudo técnico foi solicitado ao Gabinete do Planejamento Municipal (extinto GAMAPLAN), que atestou que a carga total da edificação se destinava apenas ao pavimento reforçado. Com o intento de ocupar os demais pavimentos, o Poder Público Municipal destinou a verba necessária para que o reforço estrutural metálico fosse procedido no segundo e terceiro pavimentos. Sendo possível, assim, transferir definitivamente o Arquivo Histórico Municipal João Spadari Adami para o prédio (MIRANTE, 1999).

⁵ Atual IPHAE - Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico do Estado, criado em 1990.

3 METODOLOGIA

A deterioração das edificações devido ao tempo é inevitável. Falhas de projeto e de execução, mudança na utilização da estrutura e aumento do carregamento previsto inicialmente, também estão suscetíveis a ocorrer. Nesse contexto, a parte estética e arquitetônica da construção não são as únicas a serem modificadas. As estruturas também sofrem significativas variações, visto que podem perder suas funções iniciais e comprometer a edificação.

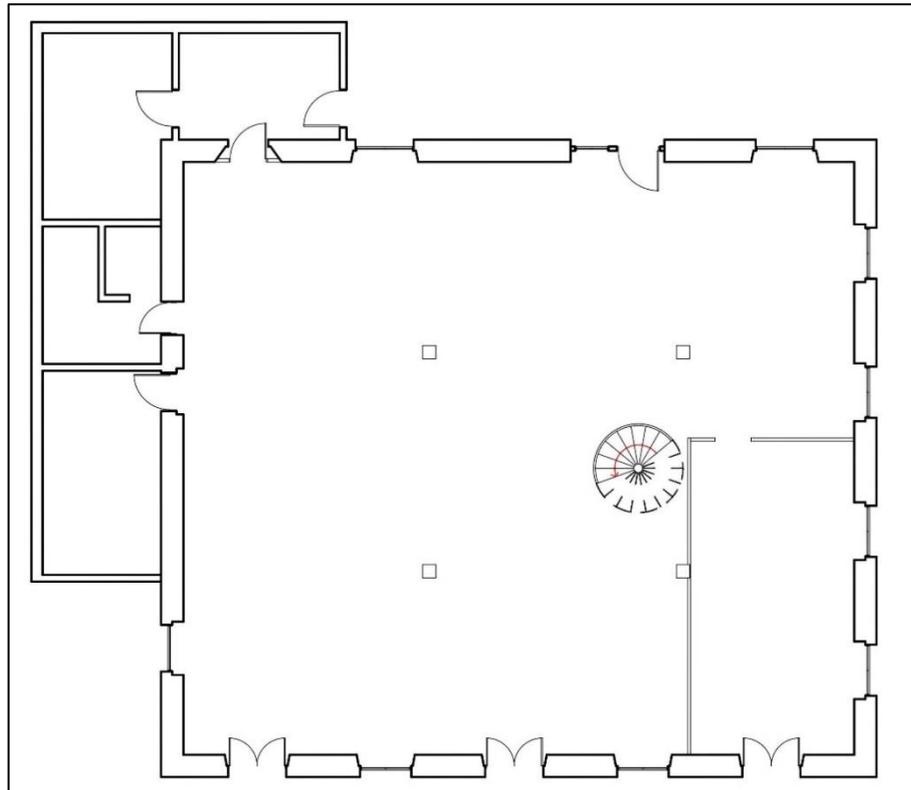
Levando em consideração os casos supracitados e visando apresentar e avaliar a viabilidade técnica que o emprego de materiais compósitos com fibras de carbono traz aos elementos estruturais de concreto armado, se aplicados como reforço, este trabalho aborda um caso prático de reforço estrutural com CFRP. Para isso, foi adotada uma edificação que sofreu alteração de uso, e consequente aumento de carga, que não estavam previstos no projeto inicial. Desse modo, foi dimensionado o reforço estrutural para os elementos que apresentaram necessidade do aumento de sua resistência após a mudança no projeto.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO TRABALHO

A edificação escolhida como inspiração para estudo do presente trabalho abriga, atualmente, o arquivo histórico municipal de Caxias do Sul. Estudo central deste trabalho, o reforço estrutural no prédio supracitado sofreu algumas intervenções antes de ser finalmente concluído, pormenorizado no item 2.4.

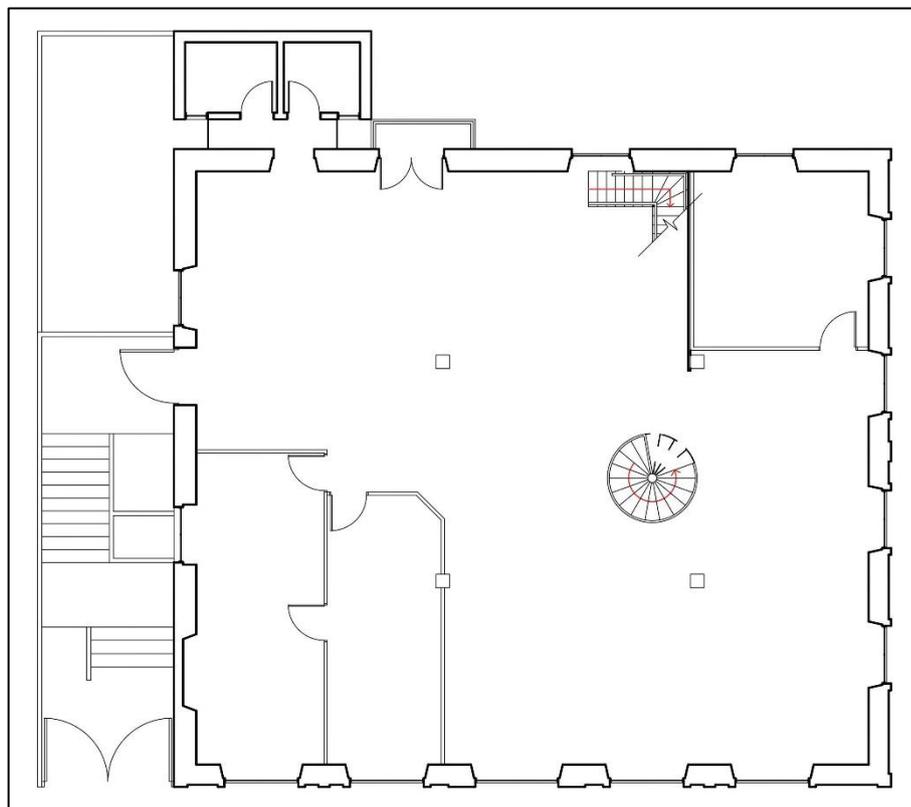
Previamente à realização do dimensionamento estrutural, uma visita de campo foi realizada no local a fim de auferir as medições reais da edificação. Com isso, tornou-se possível obter suas plantas baixas; denotadas nas Figuras 18 a 21. Uma observação pertinente a ser feita é de que as dimensões adotadas de vigas e pilares sofreram modificações a fim de se adequar à proposta do trabalho. Acentua-se, portanto, que a edificação e seu histórico serviram apenas de inspiração para este estudo.

Figura 18 – Pavimento térreo do Arquivo Histórico Municipal



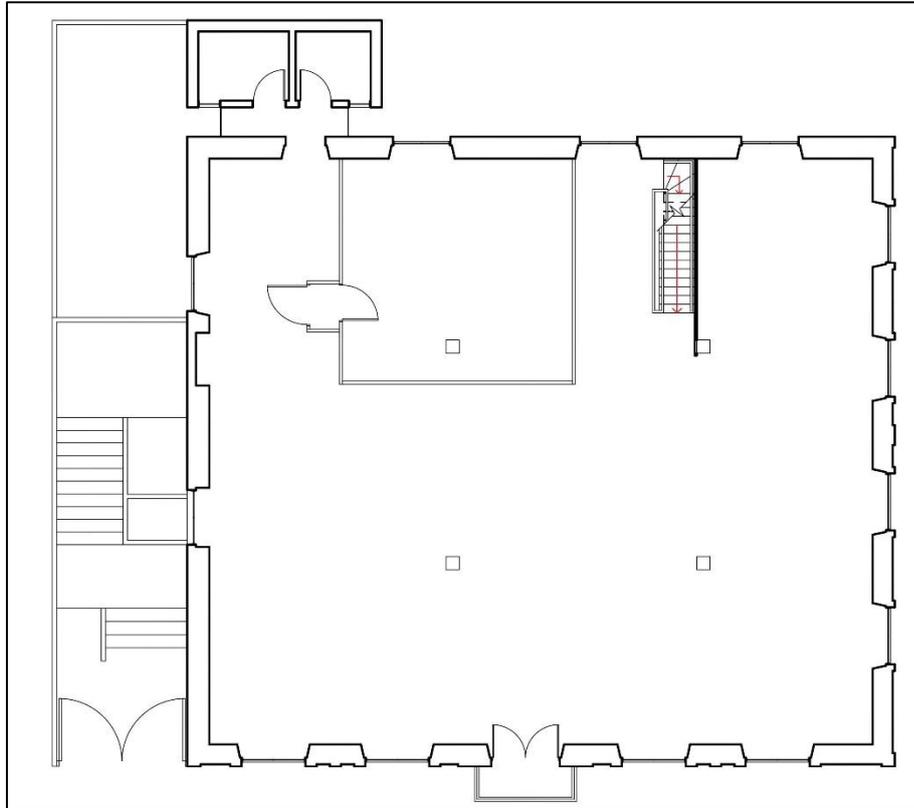
Fonte: Autor (2020).

Figura 19 – Segundo pavimento do Arquivo Histórico Municipal



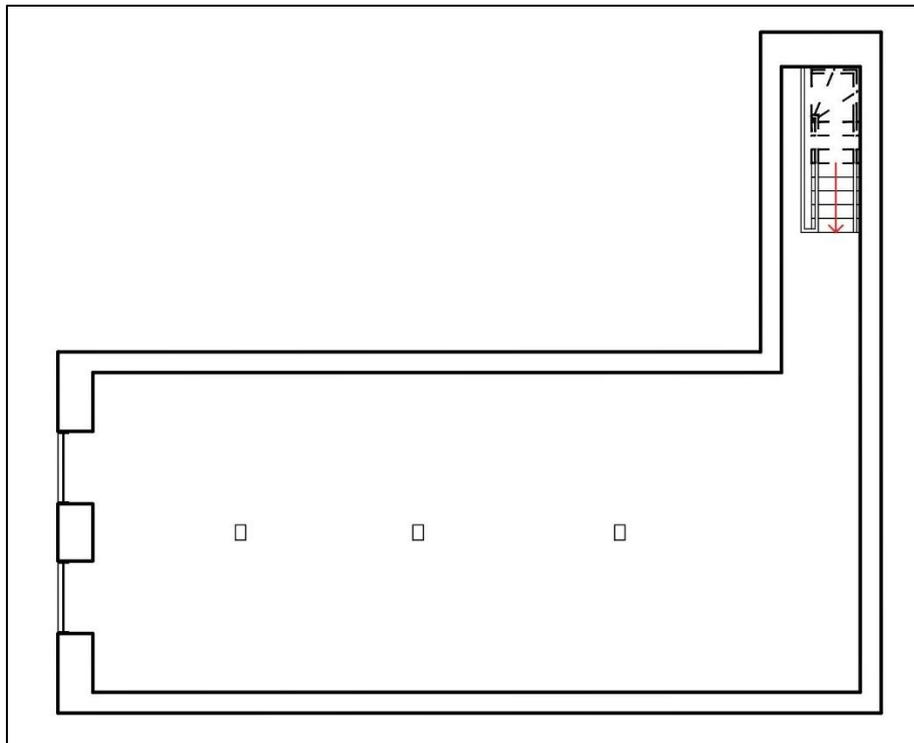
Fonte: Autor (2020).

Figura 20 – Terceiro pavimento do Arquivo Histórico Municipal



Fonte: Autor (2020).

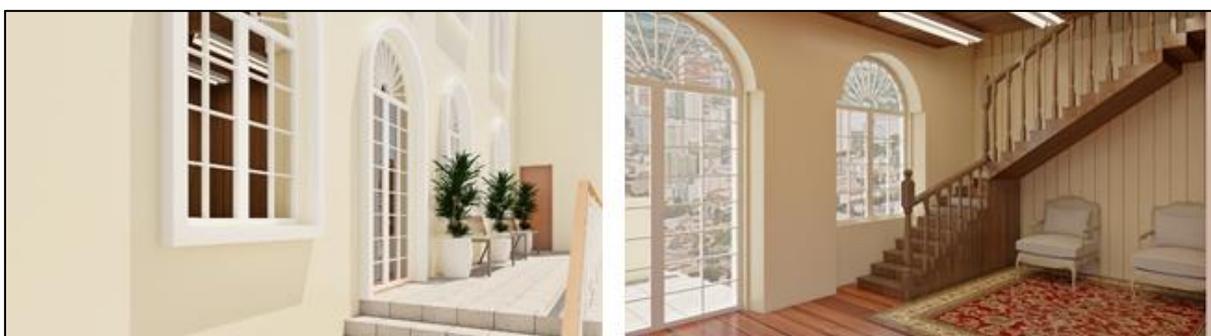
Figura 21 – Sótão do Arquivo Histórico Municipal



Fonte: Autor (2020).

A partir das plantas baixas e a fim de retratar visualmente a edificação inicial e sua respectiva alteração de uso para arquivo histórico, foram renderizados ambos usos da edificação através dos *softwares* SketchUp e V-Ray; retratados nas Figuras 22 e 23. A representação da edificação como residência foi realizada a partir de plantas antigas extraídas da base de dados do Arquivo Histórico Municipal João Spadari Adami⁶. Acentua-se, em tempo, que as renderizações presentes neste trabalho foram realizadas em parceria com a arquiteta e urbanista Carla Galvan Bresolin.

Figura 22 – Edificação inicial



Fonte: Autor (2020).

Figura 23 – Alteração de uso para arquivo histórico



Fonte: Autor (2020).

3.2 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Posteriormente à explanação do histórico da edificação escolhida como inspiração para o estudo e à caracterização do trabalho, dispostos nos itens 2.4 e 3.1, respectivamente, torna-se plausível elucidar a maneira com que sua estrutura foi dimensionada. Para tal, foi designado o *software* Eberick V8 Gold. Comercializado pela AltoQI, ele possui a finalidade

⁶ Disponível em: <http://arquivomunicipal.caxias.rs.gov.br/index.php/projeto-de-reforma-e-aumento-para-garagem-do-antigo-hospital-carbone-arquivo-historico-municipal>. Acesso em: 12 abr. 2020.

de elaborar projetos estruturais em concreto armado *in-loco*, pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas mistas, com recursos que abrangem todas as etapas do projeto. O programa realiza, ainda, a modelagem, análise, dimensionamento e detalhamento de estruturas em concreto armado, seguindo as normas técnicas brasileiras.

O início do dimensionamento sucedeu-se com a inserção do projeto arquitetônico no *software*. Primeiramente foram informados a quantidade de pavimentos, seus níveis e seus respectivos pés-direitos, conforme representado na Figura 24. Após, alguns critérios tiveram que ser pré-estabelecidos:

- resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}): 25 MPa;
- resistência característica ao escoamento do aço (f_{yk}): 500 MPa;
- classe de agressividade ambiental: II;
- velocidade do vento: 45 m/s.

Figura 24 – Pavimentos do projeto

Pavimentos				
	Pavimento	Altura (m)	Nível (m)	Lance
1	Sotão	3.00	12.00	5
2	Pav. 2	3.00	9.00	4
3	Pav. 1	3.00	6.00	3
4	Térreo	3.00	3.00	2
5	Fundações	1.50	0.00	1
6				
7				

Título

Nível inferior m

Lance inicial

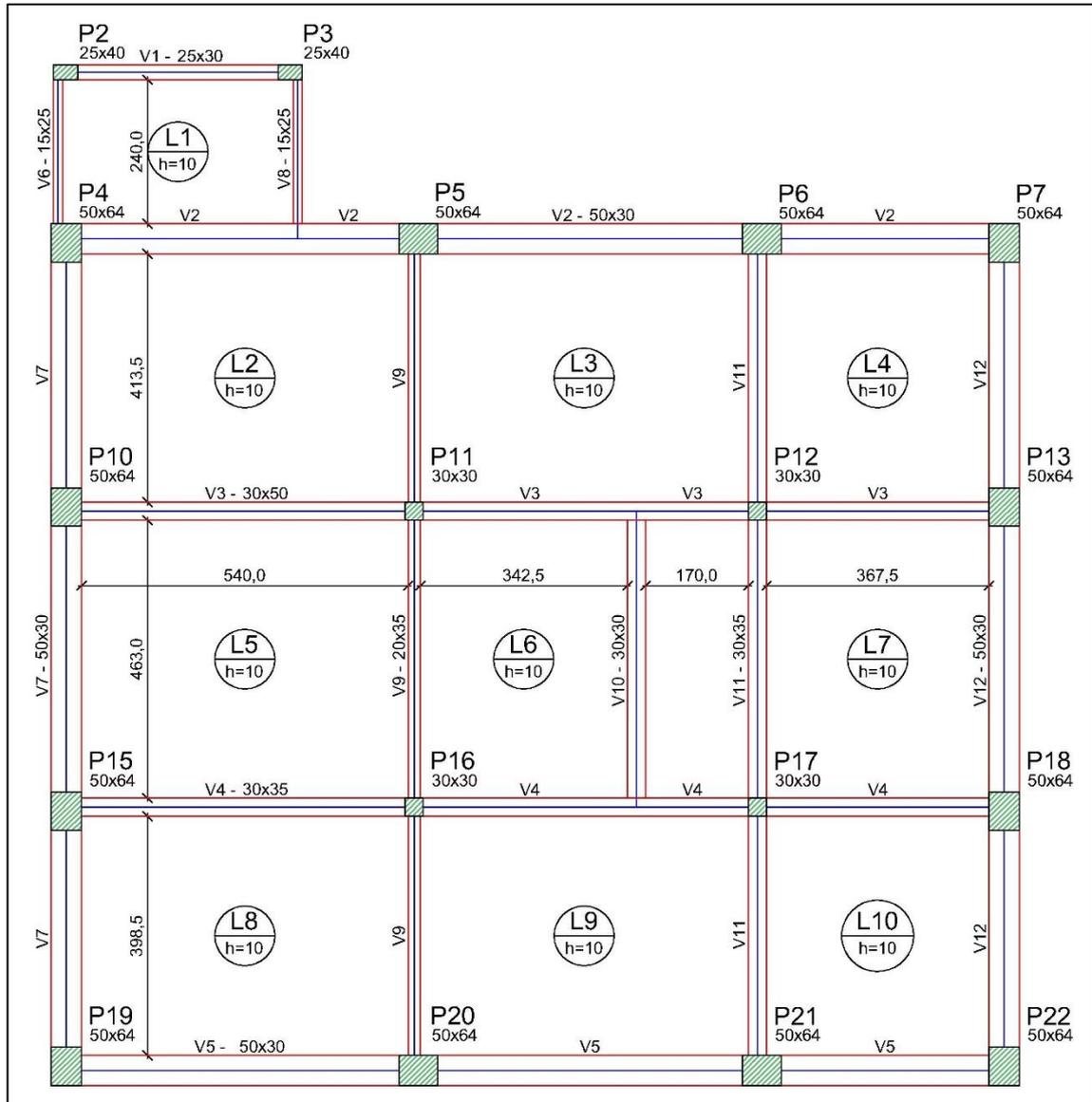
Inserir acima
Inserir abaixo
Excluir
Para cima
Para baixo
Fechar
Ajuda

Fonte: Adaptada de EBERICK (2020).

Em seguida, realizou-se o pré-dimensionamento da estrutura estabelecendo a locação e as dimensões das vigas, lajes e pilares; para este estudo, não foram considerados elementos de fundação. Nesta etapa foram adicionadas, também, as cargas acidentais das lajes de acordo com a ABNT NBR 6120:2019. Subsequentemente ao dimensionamento prévio, sucedeu-se o lançamento e o processamento da estrutura. Para isto foram verificados os erros existentes e retificados de modo a compatibilizar os elementos estruturais. Com isto, tornou-se plausível realizar o dimensionamento final e determinar as armaduras necessárias, dispostos no

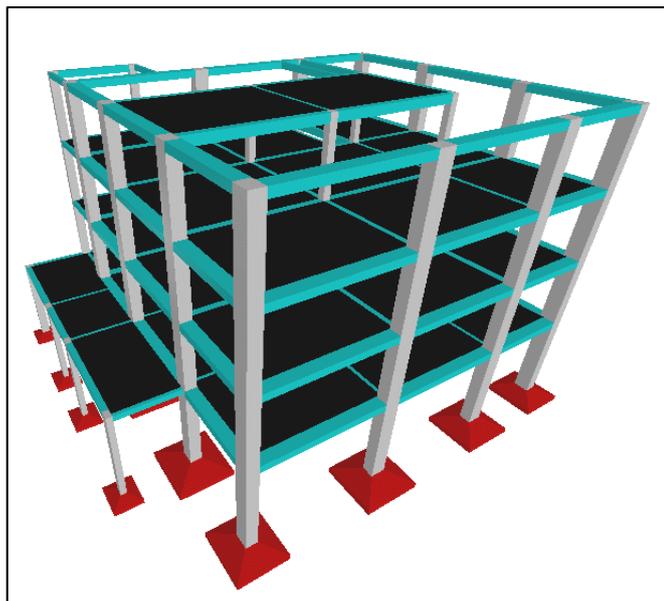
Apêndice G. As Figuras 25 e 26 representam a planta de forma do segundo pavimento e o 3D da estrutura, respectivamente. As demais plantas de formas estão anexas ao Apêndice F.

Figura 25 – Planta de forma do segundo pavimento



Fonte: Autor (2020).

Figura 26 – 3D da estrutura



Fonte: Autor (2020).

Vale salientar que apesar de a estrutura existente no local ser em madeira, para o presente estudo fora delimitado que ela é de concreto armado. Dessa forma, como citado anteriormente, o projeto estrutural real sofreu algumas modificações para se enquadrar na proposta do trabalho.

3.3 ALTERAÇÃO DA ESTRUTURA

Com base no dimensionamento do projeto inicial, foi efetuada a modificação de edificação residencial para arquivo e redimensionada a estrutura com o *software* Eberick. Para isto alterou-se a carga acidental das lajes conforme dita a ABNT NBR 6120:2019. De acordo com a Norma citada, é necessário considerar 1,5 kN/m² de carga uniformemente distribuída para dormitórios, sala, copa, cozinha e sanitários de edifícios residenciais, e 5 kN/m² para locais que abrigam arquivos deslizantes, representados nas Tabelas 7 e 8; respectivamente.

Tabela 7 – Carga acidental das lajes considerada para dimensionamento da residência

	Local	Carga uniformemente distribuída [kN/m ²]
Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5
	Sala, copa, cozinha	1,5
	Sanitários	1,5

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6120:2019 (2020).

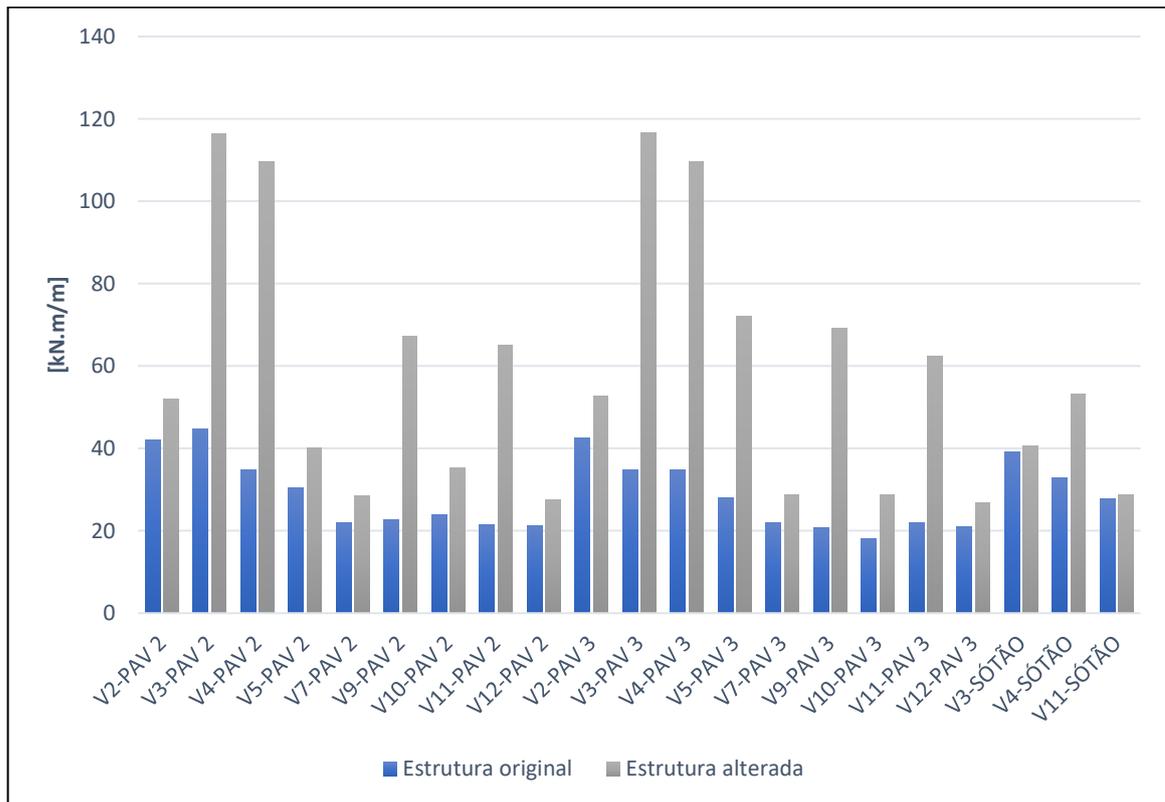
Tabela 8 – Carga acidental das lajes considerada para dimensionamento do arquivo

Local	Carga uniformemente distribuída [kN/m ²]
Bibliotecas Regiões de arquivos deslizantes	5

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6120:2019 (2020).

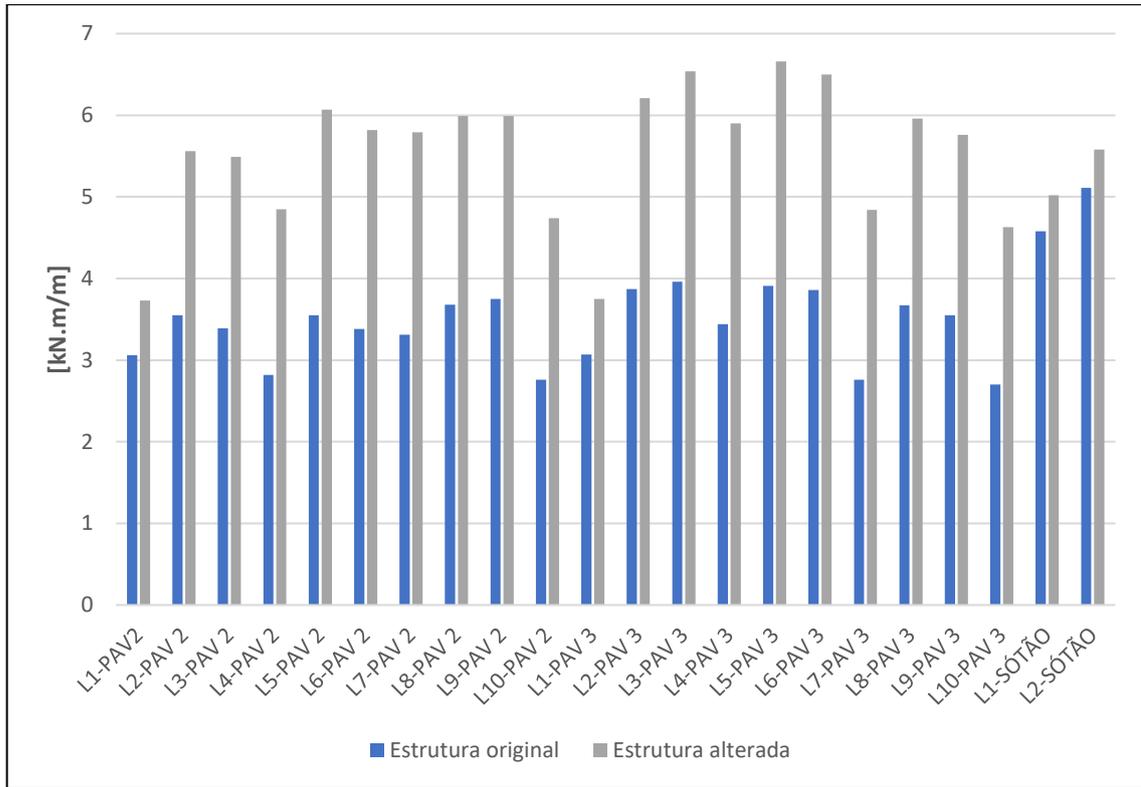
Tais modificações acarretaram na insuficiência da capacidade de resistência de grande parte dos elementos estruturais, uma vez denotado o aumento nos esforços da estrutura. Para corroborar com esta afirmação, foram comparados os momentos resultantes de cálculo das vigas, lajes e pilares de ambos usos da edificação e representados graficamente; dispostos nas Figuras 27 a 31.

Figura 27 – Momento das vigas



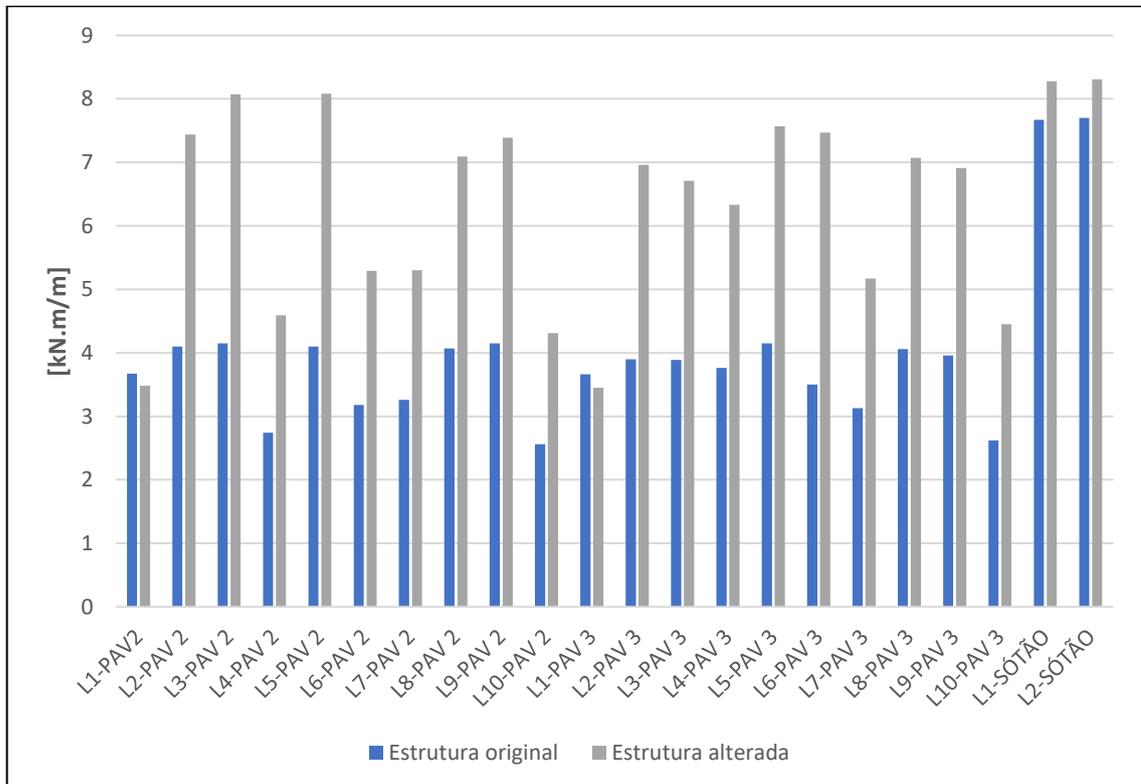
Fonte: Autor (2020).

Figura 28 – Momentos das lajes na direção X



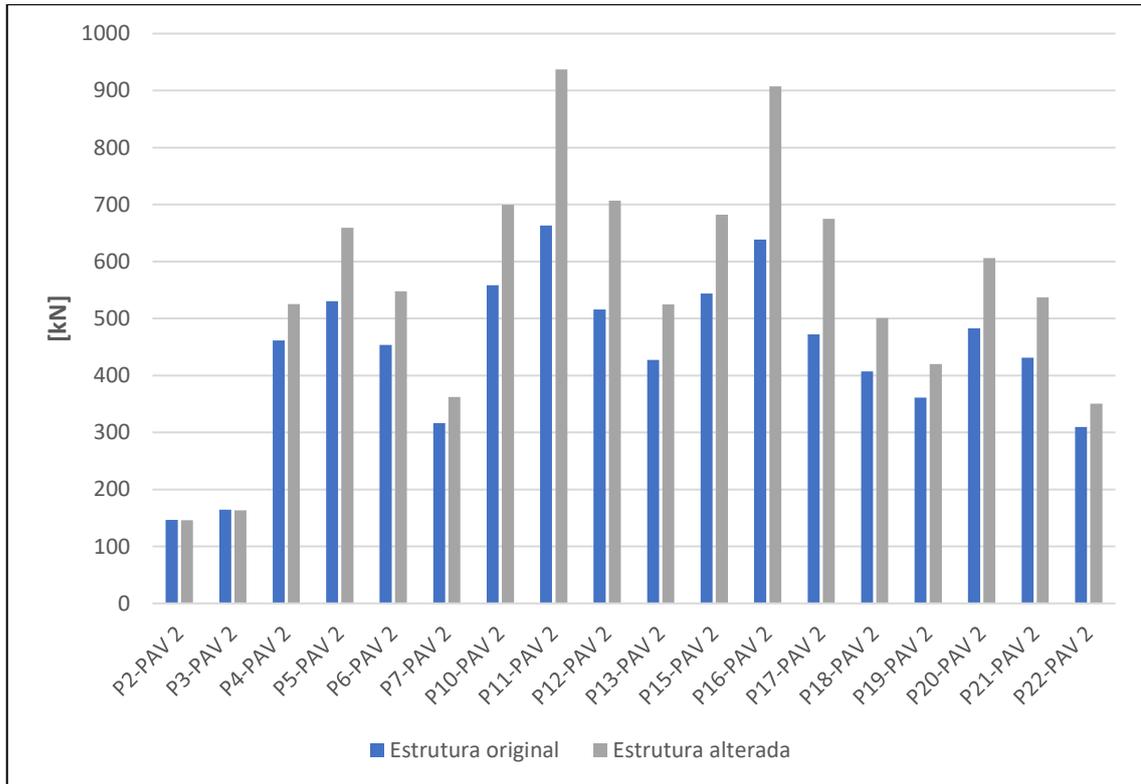
Fonte: Autor (2020).

Figura 29 – Momentos das lajes na direção Y



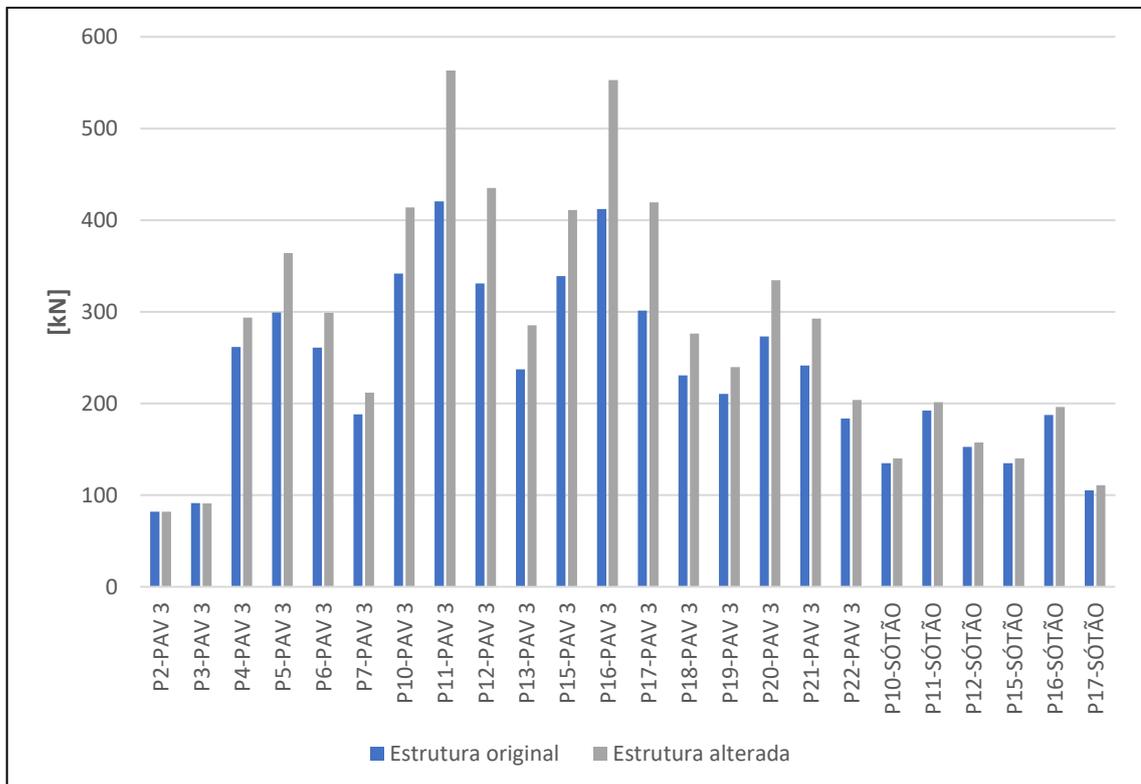
Fonte: Autor (2020).

Figura 30 – Cargas dos pilares do segundo pavimento



Fonte: Autor (2020).

Figura 31 – Cargas dos pilares do terceiro pavimento e do sótão

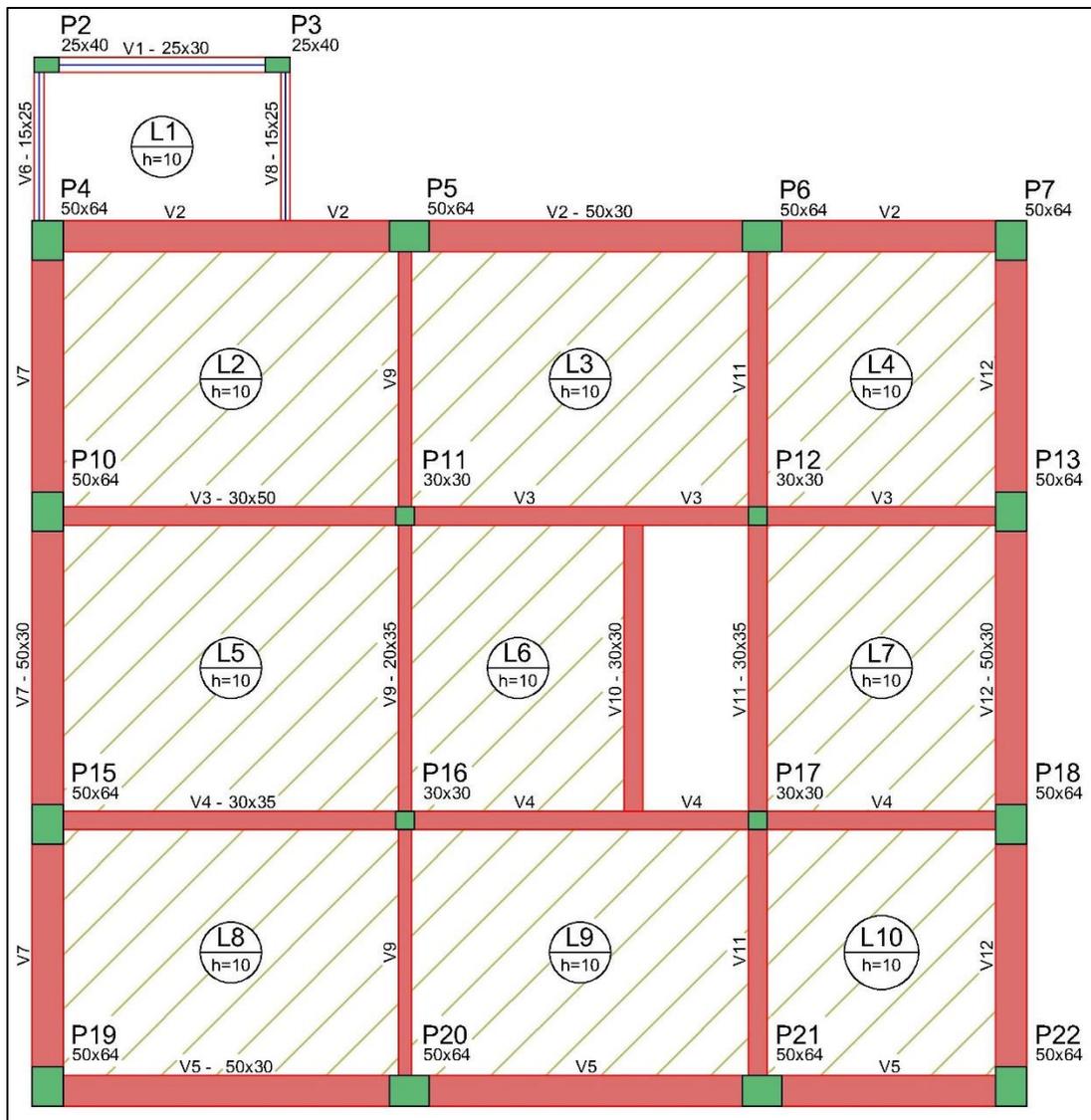


Fonte: Autor (2020).

Com base no exposto, preliminarmente comparou-se o projeto inicial e o alterado para, então, averiguar os elementos estruturais que necessitariam ser reforçados. Esta análise inicial teve como pretexto pormenorizar quais deles apresentaram insuficiência da capacidade de resistência e conseqüente necessidade de aumento em suas seções de armadura.

As Figuras 32 a 34 apresentam, respectivamente, as plantas de formas do térreo, do segundo e do terceiro pavimentos com os elementos analisados para serem reforçados em destaque. As lajes estão realçadas com hachuras, as vigas estão em vermelho e, por fim, os pilares em verde.

Figura 32 – Planta de forma do segundo pavimento com destaque aos elementos analisados



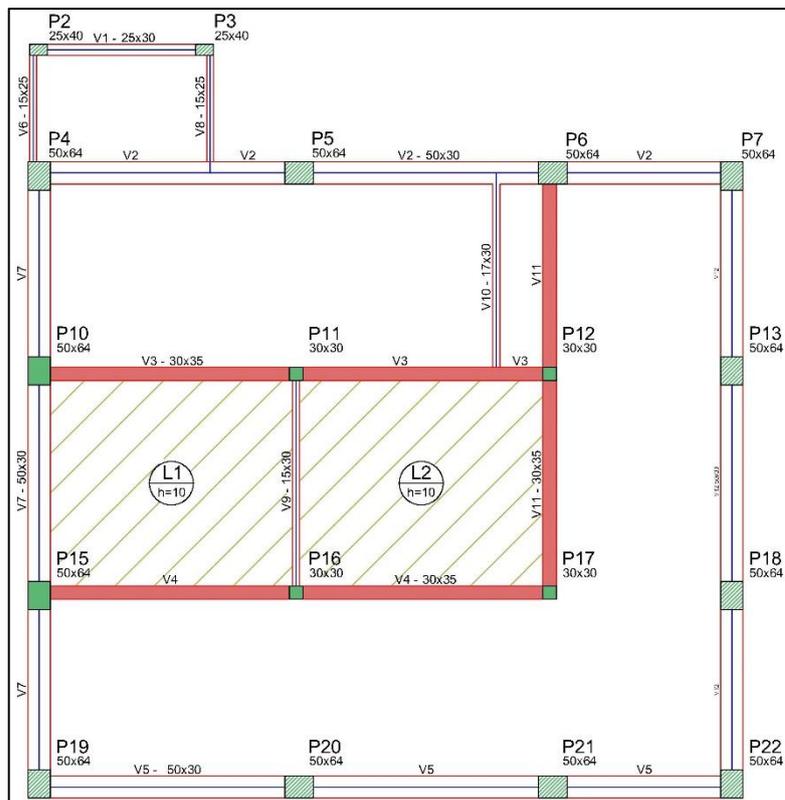
Fonte: Autor (2020).

Figura 33 – Planta de forma do terceiro pavimento com destaque aos elementos analisados



Fonte: Autor (2020).

Figura 34 – Planta de forma do sótão com destaque aos elementos analisados



Fonte: Autor (2020).

Para estes elementos, dimensionou-se o reforço estrutural com CFRP, utilizando os *softwares* FRP Lamella e FRP Colonna. É necessário frisar que, para este estudo, não foram considerados elementos de fundação, nem elementos estruturais do pavimento térreo (por conter vigas baldrame e contrapiso).

3.4 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO UTILIZANDO CFRP

O reforço existente no prédio analisado foi realizado com estruturas metálicas, como explicitado na história da edificação. Contudo, o presente estudo visa atestar a viabilidade técnica do emprego de materiais compósitos reforçados com fibras de carbono no lugar do aço para o reforço estrutural da edificação.

À vista disso, para o dimensionamento do reforço utilizando CFRP foram empregues os *softwares* FRP Lamella e FRP Colonna. O primeiro citado é um *software* de cálculo para o reforço à flexão em lajes e vigas e o segundo é utilizado para o reforço por confinamento de pilares carregados axialmente usando mantas. Ambos podem ser utilizados para o pré-dimensionamento e dimensionamento do reforço estrutural.

A técnica de colagem externa (EBR) foi a escolhida para as aplicações. Para o reforço de lajes e vigas à flexão, foram adotados materiais laminados. Em contrapartida, para o reforço ao cisalhamento e à compressão foram empregadas mantas. Para proceder com o dimensionamento, os seguintes passos foram adotados:

- a) definição da capacidade de carga da viga sem reforço, devendo ser igual ou superior ao momento resistido pela viga em caso de falha do reforço;
- b) definição das propriedades do material de reforço e do concreto;
- c) definição das deformações iniciais existentes no elemento a ser reforçado;
- d) definição das deformações na qual ocorre o deslocamento causado pelo surgimento de fissuras intermediárias;
- e) estimativa da posição inicial da linha neutra;
- f) definição da deformação efetiva no reforço, a fim de analisar o local da ruptura;
- g) definição da deformação existente no concreto;
- h) definição da deformação existente no aço;
- i) definição do nível de tensão existente no aço e no FRP;
- j) checagem do equilíbrio da linha neutra;
- k) definição do momento resistente da seção reforçada;
- l) checagem das condições de serviço da estrutura reforçada (concreto e aço);

m) checagem dos limites de tensão no reforço em serviço para evitar fluência e fadiga; Salienta-se, ainda, que as verificações seguem os manuais disponíveis pela *S&P Clever Reinforcement Ibérica* (detentora dos direitos dos *softwares* utilizados), a norma americana ACI 440.2R-17, o Eurocode 2 e o documento *German General Approval*.

3.4.1 Armaduras Negativas

Valendo-se da premissa de que reforço estrutural com FRP adequa-se somente ao reforço das armaduras positivas, as armaduras negativas ficam suscetíveis a avarias. Visando sanar este empecilho, tabelou-se os momentos negativos de todas as vigas de ambos usos da edificação e, para as que apresentaram aumento em seus momentos negativos, realizou-se um novo dimensionamento. Para tal, foi utilizado o *software* Ftool, inserindo-se as características de cada viga novamente analisada e suas cargas por trecho.

No dimensionamento realizado, considerou-se as extremidades de cada viga como sendo simplesmente apoiadas (pior hipótese) e seus apoios internos foram rotulados, com o propósito de transferir para as armaduras positivas (as quais seria empregado o reforço) os esforços atuantes nas armaduras negativas. Salienta-se que foi adotada a maior carga máxima encontrada para todos os trechos da viga. As Tabelas 9 a 11 apresentam os dados inseridos no *software* (sendo as cargas máximas extraídas do *software* Eberick) e as Figuras 35 e 36 esboçam, como exemplo, a viga 3 do segundo pavimento.

Tabela 9 – Dados inseridos no Ftool: segundo pavimento

(continua)

Viga	Seção [cm]	Trecho	Vão [m]	Carga máxima - estrutura alterada [kN/m]
3	30 x 50	1	5,63	29,40
		2	3,63	28,21
		3	1,96	1,98
		4	3,96	26,45
4	30 x 35	1	5,60	27,99
		2	3,62	22,27
		3	1,94	3,36
		4	3,93	26,26
9	20 x 35	1	4,23	23,69

(conclusão)

Viga	Seção [cm]	Trecho	Vão [m]	Carga máxima – estrutura alterada [kN/m]
9	20 x 35	2	4,81	23,23
		3	4,38	22,31
11	30 x 35	1	4,26	26,30
		2	4,84	6,30
		3	4,42	26,65

Fonte: Autor (2020).

Tabela 10 – Dados inseridos no Ftool: terceiro pavimento

Viga	Seção [cm]	Trecho	Vão [m]	Carga máxima - estrutura alterada [kN/m]
3	30 x 35	1	5,63	29,43
		2	4,44	28,52
		3	1,15	12,01
		4	3,96	27,49
4	30 x 35	1	5,60	27,99
		2	5,55	25,42
		3	3,93	19,88
5	50 x 30	1	5,50	18,90
		2	5,36	20,07
		3	3,83	16,10
9	20 x 35	1	4,23	23,39
		2	4,81	23,91
		3	4,38	22,34
11	20 x 35	1	4,26	22,36
		2	4,84	21,33
		3	4,42	4,98

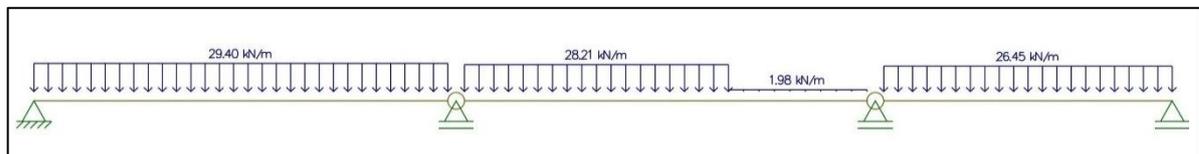
Fonte: Autor (2020).

Tabela 11 – Dados inseridos no Ftool: sôtão

Viga	Seção [cm]	Trecho	Vão [m]	Carga máxima - estrutura alterada [kN/m]
4	30 x 35	1	5,63	12,88
		2	5,58	13,66

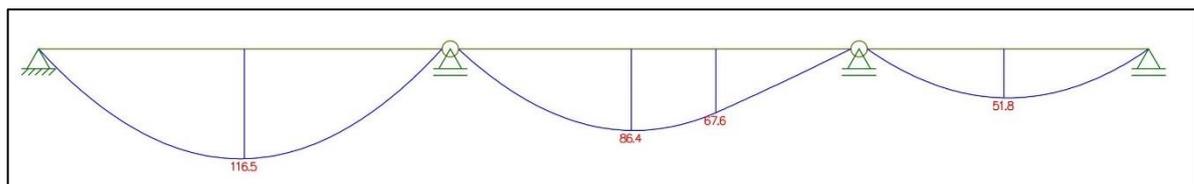
Fonte: Autor (2020).

Figura 35 – Carregamento da viga 3 do segundo pavimento pelo Ftool



Fonte: Autor (2020).

Figura 36 – Momentos fletores da viga 3 do segundo pavimento pelo Ftool



Fonte: Autor (2020).

3.4.2 Dimensionamento à flexão utilizando o *software* FRP Lamella

Na iminência de dar início ao dimensionamento do reforço com CFRP utilizando o *software* FRP Lamella, foi necessário, preliminarmente, definir o país em que o estudo foi realizado; uma vez que as classes de aço e de concreto e as propriedades dos materiais utilizados são configuradas conforme o local de análise. Determinou-se, também, as unidades adotadas para o dimensionamento, o regulamento de concreto armado e o guia de cálculo que serviu de base para os cálculos do reforço. A Figura 28 denota a janela de entrada de dados da norma. Destaca-se que o exemplo aqui demonstrado corresponde à viga 3 do segundo pavimento.

Figura 37 – Janela de entrada de dados da norma

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Subsequentemente à entrada de dados da norma e do guia de cálculo utilizados, definiu-se a tipologia do elemento a ser reforçado e suas dimensões; representado na Figura 38. O *software* permite a escolha entre as seções transversais mais frequentes: vigas retangulares, viga tê, viga I e lajes. Como todas as vigas da edificação analisada são retangulares, bastou definir a largura b_0 , a altura h_0 e o nível de exposição da estrutura. Para o dimensionamento do reforço das lajes, teve-se que determinar, também, o valor do vão I; que serviu de base para o cálculo do espaçamento máximo dos laminados FRP.

Figura 38 – Janela de entrada de dados geométricos

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Para dar sequência ao dimensionamento, definiu-se o f_{ck} do concreto utilizado; representado na Figura 39. Os demais índices indicados pelo *software* foram definidos de acordo com o Eurocode 2 e com a classe de concreto definido.

Figura 39 – Janela de propriedades do concreto

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

O passo seguinte foi definir a classe do aço das armaduras e a seção de sua superfície, denotado na Figura 40. Com base na classe escolhida, o *software* forneceu o valor da resistência característica de início de escoamento do aço (f_{yk}), o módulo de elasticidade (E_s), a deformação máxima do aço (ϵ_{su}) e o coeficiente de segurança parcial (γ_s).

Figura 40 – Janela de propriedades do aço

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

A Figura 41 representa como foram processados os dados acerca da armadura de flexão existente no elemento analisado. Inicialmente definiu-se a área de seção transversal das armaduras (A_s) e, em seguida, a posição (Z_s) por elas ocupada, medida do topo do componente estrutural ao eixo central de cada armadura. Posteriormente selecionou-se, novamente, a classe de aço das armaduras e, por fim, determinou-se a espessura de

recobrimento dos estribos (C_w). O último dado citado corresponde à distância mínima entre a extremidade lateral do FRP e a extremidade do elemento de concreto.

Figura 41 – Janela de entrada de dados da armadura de flexão principal

armadura de flexão principal

armadura de flexão

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]	classe do aço	σ_{p0} [N/mm ²]	aderente
1	4,02	47	CA 50		<input checked="" type="checkbox"/>
2	6,28	3	CA 50		<input checked="" type="checkbox"/>
3	0	0	CA 50		<input checked="" type="checkbox"/>
4	0	0	CA 50		<input checked="" type="checkbox"/>
5	0	0	CA 50		<input checked="" type="checkbox"/>
6	0	0	CA 50		<input checked="" type="checkbox"/>

espesura de recobrimento dos estribos
 $c_w = 3$ [cm]
 distância mínima lateral das tiras de FRP à extremidade

Diagrama: Corte transversal de uma viga com armadura de flexão principal. O eixo vertical é rotulado 'z'. A área de aço é rotulada 'A_s' e a área de aço de estribo é rotulada 'A_{sw}'. A distância da fibra superior à linha neutra é rotulada 'z_s'.

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Sucessivamente à entrada de dados da armadura de flexão, foram estabelecidos os detalhes das armaduras existentes nos apoios. Para isso, informou-se ao *software* o diâmetro da barra de aço (d_s), o comprimento de ancoragem no apoio ($l_{s,A}$) e o coeficiente de eficiência da ancoragem ($\alpha_{1..5}$). Para o coeficiente foi considerado $\alpha = 1,0$ para barras sem gancho e $\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho. A Figura 42 demonstra a janela de entrada de dados da armadura de flexão nos apoios.

Figura 42 – Janela de entrada de dados da armadura de flexão nos apoios

armadura de flexão no apoio

detalhes da verificação de aderência

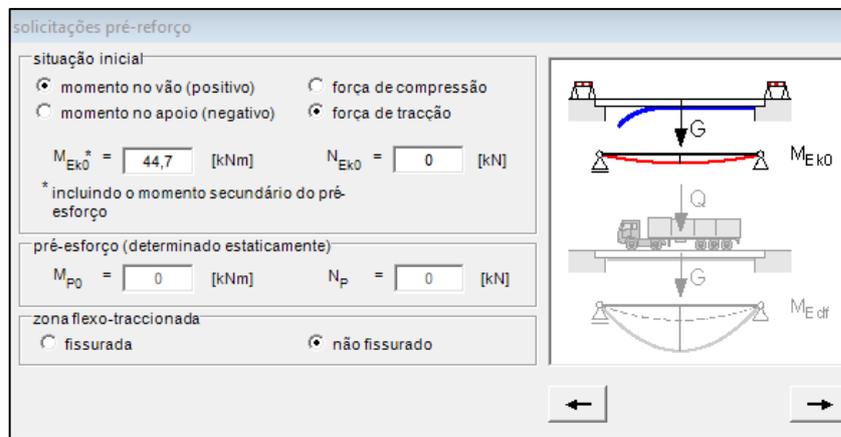
No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]	σ_{p0} [N/mm ²]	d_s [mm]	$l_{s,A}$ [cm]	$\alpha_{1..5}$ [-]
1	4,02	47		16	47	1,0
2	6,28	3		20	47	0,7
3	0	0		0	0	1,0
4	0	0		0	0	1,0
5	0	0		0	0	1,0
6	0	0		0	0	1,0

Diagrama: Detalhe de uma barra de aço ancorada no apoio de uma viga. O comprimento de ancoragem é rotulado 'l_{s,A}' e a área de aço é rotulada 'A_{s,A}'.

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

A fim de dar sequência ao dimensionamento, o passo seguinte foi definir as solicitações atuantes previamente ao reforço com CFRP, demonstrado na Figura 43. Inicialmente foi determinado o tipo de momento e o tipo de força atuante no elemento. Posteriormente foi estabelecido o valor do momento fletor característico analisado (M_{Ek0} – extraído através de dimensionamentos do *software* Eberick) e indicado o estado da zona de transição. Para isso foi imprescindível analisar se a zona flexo-tracionada dos elementos se encontrava fissurada anteriormente à inserção da sobrecarga. Foi delimitado que todos os elementos do presente estudo configuraram-se como “não fissurados”.

Figura 43 – Janela de entrada de dados das solicitações em estado pré-reforço



Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

O prosseguimento se deu com a inserção de dados a respeito do elemento no estado pós reforço, isto é, após as futuras cargas e ações atuando; exibido na Figura 44. Tal qual na etapa anterior, primeiramente definiu-se o tipo de momento e o tipo de força atuante no elemento. Em seguida, inseriu-se o momento de cálculo (M_{Edf}) resultante após alteração de uso da edificação. Vale frisar que os momentos inseridos, foram extraídos de dimensionamentos do *software* Eberick, com exceção das vigas que sofreram aumento dos momentos negativos. Nestes casos, os momentos utilizados foram obtidos através do *software* Ftool.

Figura 44 – Janela de entrada de dados das solicitações em estado pós-reforço

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Após a inserção do momento de cálculo, fez-se necessário determinar o estado de serviço do elemento pós-reforço. Neste quesito, em virtude de o *software* não considerar coeficiente de segurança ($\gamma_{M,m}$) para o momento adotado, foi realizado uma média entre as cargas permanentes (em estado desfavorável) e as cargas variáveis (considerando cargas variáveis em geral); conforme Tabela 4 do item 2.1.6.4.3. A Equação 29 denota como foi obtido o coeficiente.

$$\gamma_{M,m} = \frac{1,4 + 1,4}{2} \quad (29)$$

$$\gamma_{M,m} = 1,4$$

A partir da definição do coeficiente de segurança, o *software* calculou o momento característico no estado de serviço pós-reforço (M_{EK}); representado pela equação 30.

$$M_{EK} = \frac{M_{Ed}}{\gamma_{M,m}} \quad (30)$$

O passo seguinte se deu com a inserção de dados a respeito do sistema FRP utilizado. Nesta etapa definiu-se o tipo de material e o sistema empregado para sua aplicação. Para vigas e lajes adotou-se o material laminado S&P CFK 150/2000 (fornecido pela empresa homônima) aderido externamente; conforme Figura 45. Os demais dados (propriedades, coeficiente de segurança parcial e deformação máxima de cálculo) foram definidos pelo próprio *software*, de acordo com o material escolhido.

Figura 45 – Janela de entrada de dados do sistema FRP

sistema FRP

sistema FRP

S&P CFK 150/2000 externamente aderido

S&P Resin 220 laminados inseridos

propriedades

$E_{fk} = 165000$ [N/mm²]

$f_{fk} = 2500$ [N/mm²]

$\epsilon_{fu} = 1,5$ [%]

coeficiente de segurança parcial

$\gamma_f = 1,2$ [-]

$k_\epsilon = 1$ [-]

$\epsilon_{f, limite} = 1,25$ [%]

deformação máxima de cálculo

de acordo com o guideline $\epsilon_{f, limite} = 0,75$ [%]

σ_f

f_{fk}

f_{fd}

E_{fk}

E_{fk_i}

E_{fk_d}

$\epsilon_{f, limite}$

ϵ_{fu}

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

A última etapa do dimensionamento utilizando CFRP, foi definir a seção transversal do reforço. Para isso, primeiramente foi estabelecido a seção do material, o número de camadas (n_f) e o número de faixas (m_f) utilizado. Em seguida, determinou-se a posição (Z_f) ocupada pelo laminado no elemento estrutural. Para certificar que a aplicação seja executada na zona flexionada, o *software* determina uma distância mínima ($Z_{f, \min}$) admissível e pré-seleciona a distância lateral (a_r) da faixa de FRP até a extremidade do elemento (definido conforme a espessura do cobrimento do elemento em análise). Por fim, realizou-se o cálculo e, então, o *software* fez as verificações necessárias para o reforço à flexão. A Figura 46 representa esta última etapa citada.

Figura 46 – Janela de entrada de dados da seção transversal do FRP

seção transversal do FRP

reforço de FRP

No.	seccão [mm/mm]	n_f [pcs]	m_f [pcs]	s_f [cm]	A_f [cm ²]	z_f [cm]
1	50 / 1.2	2	1	30	1,2	50
2	50 / 1.2	2	1	30	1,2	50
3	50 / 1.2	1	0	0	0	0

$s_{f, max}$

$z_{f, min}$

distancia até a extremidade

$a_r = 3$ [cm]

$a_{r, min} = 3$ [cm]

z

z_f

n_f

m_f

a_r

cálculo

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Subsequentemente à entrada de dados da seção transversal do FRP, foi gerado uma série de resultados. O primeiro, denotado na Figura 47, faz uma comparação entre a área da seção transversal do sistema de FRP escolhido ($A_{f,efet}$) e a área da seção transversal necessária ($A_{f,nec}$). Segundo o Manual do Utilizador – FRP Lamella (2016), para o cálculo da primeira área citada foi levado em consideração o somatório dos três níveis posicionados no elemento. Já para o cálculo da segunda, considerou-se o momento fletor M_{Edf} da estrutura em estado reforçado, a distância Z_f do laminado ao topo do elemento estrutural e os dados anteriormente introduzidos.

Seguindo os preceitos dispostos no Manual do Utilizador – FRP Lamella (2016), o momento fletor resistente da seção reforçada (M_{Rdf}) é determinado pela iteração adicional tendo em consideração a área de seção transversal efetiva do reforço FRP. Ele é comparado, ainda, com o momento fletor atuante (M_{Edf}). No instante em que tais condições de equilíbrio forem verificadas e estiverem coerentes, os campos de resultados são destacados em azul.

São indicados, também, os resultados de momentos da seção não reforçada, o nível de reforço e o fator de segurança utilizado em caso de perda do reforço. Representado por M_{Rd0} , o momento resistente da seção não reforçada é calculado levando em consideração os coeficientes de segurança parcial do concreto e do aço, ao passo que para o cálculo do momento resistente característico (M_{Rk0}) o *software* se baseia nas características resistente dos materiais sem estes coeficientes. Já para o nível de reforço (η_M), o *software* estabelece uma relação proporcional entre o momento de cálculo atuante (M_{Edf}) e o momento resistente (M_{Rd0}) da seção não reforçada. Em conformidade com o *Guideline* Alemão, reforços com FRP externamente aderidos não devem ter seu nível superior a 2,0 e casos com nível inferior a 1,0 não necessitam reforço. Último resultado nesta etapa, o fator de segurança remanescente em caso de perda do reforço (γ_{Me}) é obtido através da razão entre o momento resistente da seção não reforçada (M_{Re0}) e o momento atuante característico (M_{Ek}) em estado de serviço. Para os casos em que este fator é inferior a 1,0, sugere-se a adição de argamassa direcionadas a proteção ao fogo sobre o elemento; a fim de evitar o colapso do reforço.

Figura 47 – Janela de saída de resultados do dimensionamento

dimensionamento

a dimensionar

secção transversal do FRP momento flector

$A_{f,nec} = 0,66$ [cm²] $M_{Edf} = 116,5$ [kNm]

$A_{f,efet} = 2,4$ [cm²] $M_{Rdf} = 215,2$ [kNm]

$M_{Rdf} > M_{Edf}$

secção não reforçada

$M_{Rd0} = 78,8$ [kNm]

$M_{Re0} = 90,7$ [kNm]

nível de reforço

$\eta_M = \frac{M_{Edf}}{M_{Rd0}} = 1,48$ [-]

factor de segurança em caso de perda do reforço

$\gamma_{Me} = \frac{M_{Re0}}{M_{Ekt}} = 1,09$ [-]

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

A segunda etapa de resultados apresentada pelo *software* utilizado, faz alusão às deformações do estado limite último (ELU), representado na Figura 48. O programa fornece, na parte esquerda da janela, dados da distribuição referente às deformações iniciais na situação pré-reforço. Já a parte direita é reservada à exibição do perfil de deformações em estado limite último (ELU) considerando a área de seção transversal necessária ($A_{f,nec}$) de FRP. São exibidos pelo software, ainda, os valores de deformação do concreto na extremidade comprimida (ϵ_c), a posição da linha neutra do elemento (separada da zona comprimida x), a deformação das armaduras (ϵ_s) e a deformação do material FRP (ϵ_f).

Figura 48 – Janela de saída de resultados de deformações do estado limite último (ELU)

extensões em estado limite último (ELU)

situação pré-reforço

$\epsilon_c = -0,0269$ [%]

$x = 8,27$ [cm]

$\epsilon_p =$ [%]

$\epsilon_s = 0,1259$ [%]

situação pós-reforço

$\epsilon_c = -0,1322$ [%]

$x = 6,49$ [cm]

$\epsilon_p =$ [%]

$\epsilon_s = 0,8246$ [%]

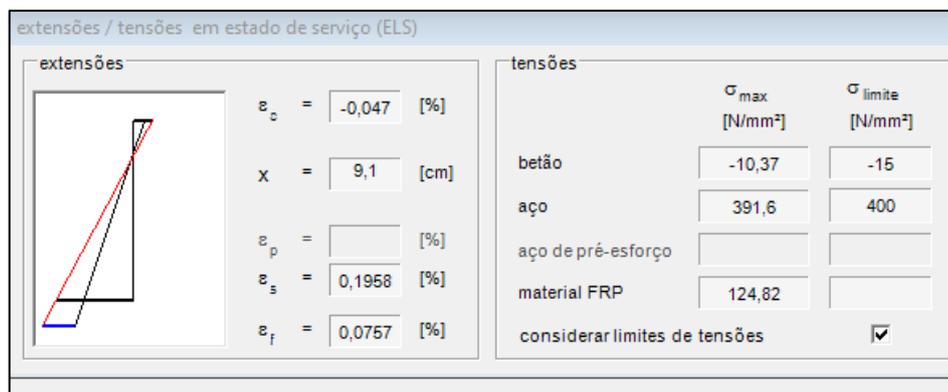
$\epsilon_f = 0,75$ [%]

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

A última etapa de resultados apresentada para este estágio do dimensionamento concerne às deformações em estado limite de serviço (ELS); exibido na Figura 49. A parte esquerda da janela apresenta a distribuição das deformações considerando a seção transversal proporcionada pelo FRP ($A_{f,efet}$). Estes dados são relevantes para o controle da deformação

do aço; que não deve exceder o limite de escoamento. Na parte direita são exibidas as tensões máximas ($\sigma_{\text{máx}}$) e limites (σ_{limite}) dos diferentes materiais em estado de serviço. As tensões máximas são comparadas com as tensões limites do Eurocode 2.

Figura 49 – Janela de saída de resultados de deformações do estado limite de serviço (ELS)



Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Sucessivamente às últimas verificações realizadas e aos resultados obtidos, finalizou-se a parte primordial do dimensionamento.

3.4.3 Ancoragem do sistema FRP utilizando o *software* FRP Lamella

Com o intuito de dar prosseguimento ao dimensionamento do reforço com CFRP, foi necessário verificar a ancoragem do sistema. Vale acentuar que, segundo Manual do Utilizador – FRP Lamella (2016), o sistema de ancoragem é válido apenas para laminados FRP colados externamente.

Primeiramente verificou-se a ancoragem nas extremidades do elemento estrutural através da força de tração atuante nos limites das faixas de FRP. Para isso, conforme explicitado na Figura 50, foi necessário determinar as condições de apoio entre os vãos; optando por apoio extremo ou intermediário. Teve-se que introduzir, também, a distância f entre o final da faixa de reforço e a face do apoio. Conforme preceitos do Manual do Utilizador – FRP Lamella (2016), para evitar que ocorra delaminação do reforço, essa distância não deve exceder 5 cm. Após, foi inserido a distância entre a linha teórica e a face do apoio (a_i) e, então, o *software* forneceu o deslocamento horizontal das forças de tração (a_L); que corresponde à média da altura útil efetiva das armaduras e da faixa de FRP externa.

Figura 50 – Janela de entrada de dados da ancoragem do FRP na extremidade

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Como a técnica empregada para colagem do reforço nos elementos estruturais deste trabalho foi a externa, foi necessário estabelecer a tensão de aderência do substrato (f_{csm}). Ela é determinada através de ensaios de *pull-off*, explanado no item 2.3.2. O valor adotado para laminados varia entre 1,5 N/mm² e 2,5 N/mm², de acordo com o Manual do Utilizador – FRP Lamella (2016). Para este trabalho, foi considerado a média entre os valores, adotando-se, portanto, $f_{csm} = 2$ N/mm².

Para o cálculo da aderência, teve-se que considerar o valor médio de resistência à compressão do concreto ($f_{cm,cube}$); devendo, este, ser testado e verificado em obra. Foi realizado, para este estudo, uma conversão da resistência do corpo de prova cilíndrico para corpo de prova cúbico. Neste contexto, o Manual do Utilizador – FRP Lamella (2016) indica a utilização da seguinte equação:

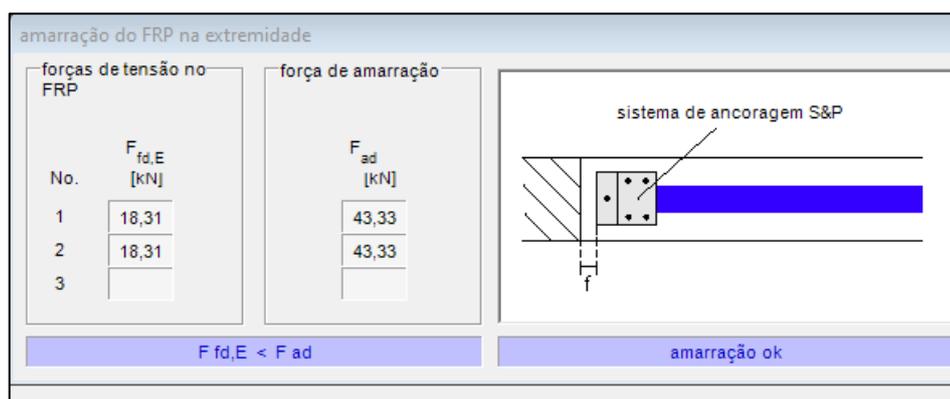
$$f_{cm,cube} = \frac{f_{ck}}{0,85} \quad (31)$$

Levando em consideração o f_{ck} de 25 Mpa, definido previamente, e a equação supracitada, o valor do $f_{cm,cube}$ adotado foi de 29,4 N/mm². A fim de prosseguir com a verificação, tornou-se indispensável analisar as forças internas no ponto E (pré-estabelecido pelo *software*; que também fornece a distância X_E do ponto até o eixo do apoio). Isso foi feito a partir da inserção do momento fletor atuante de cálculo ($M_{Edf,E}$) da seção em estado reforçado. Esse valor foi definido a partir da leitura do diagrama de momentos da análise estrutural efetuada. Foi necessário informar, também, se há variação da armadura de flexão no elemento analisado. Para os casos positivos, o programa calcula as forças no ponto E

considerando a redução de área da armadura. Em contrapartida, para os casos que não há variação, ele utiliza a área máxima da armadura interna.

Posteriormente à inserção dos dados solicitados, realizou-se a verificação da ancoragem. Foi gerado, então, os resultados obtidos; conforme Figura 51.

Figura 51 - Janela de saída de resultados da amarração do FRP na extremidade



Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Na parte esquerda da janela de saída de resultados, estão elencados os valores da força de tensão instalada no FRP ($f_{td,E}$) e a força de ruptura da ancoragem (F_{ad}). De acordo com o Manual do Utilizador – FRP Lamella (2016), o momento atuante de cálculo no ponto E ($M_{Edf,E}$), nas propriedades dos materiais de FRP e na resistência do substrato, é utilizado para o cálculo dessas forças. Já a parte direita da janela, é reservada para os resultados de distância da extremidade das faixas de FRP à face do apoio do elemento (f) e a recomendações conforme especificações do programa. Por fim, destacam-se em azul os resultados da ancoragem, ou em vermelho caso seja necessária alguma correção.

As últimas verificações realizadas nesta etapa, foram sobre as armaduras de flexão nos apoios. Inicialmente foi definido o tipo de apoio atuante (direto ou indireto) e o tipo de aderência de ancoragem na extremidade do laminado. Após, determinou-se o valor de cálculo do esforço transversal no apoio ($V_{Ed,A}$) e realizou-se a verificação da ancoragem. A Figura 52 representa esta etapa.

Figura 52 – Janela de saída de resultados da aderência do FRP

amarração da armadura de flexão no apoio

tipo de apoio

apoio directo $a_i =$ [] [cm]

apoio indirecto

aderência de amarração na extremidade do reforço de FRP

colada externamente $f_{csm} =$ [] [N/mm²]

inserida na extremidade $f_{cm} =$ [] [N/mm²]

forças internas no apoio

$V_{Edf,A} =$ 63,6 [kN] $N_{Edf,A} =$ 0 [kN]

armadura no apoio

verificar varões no apoio

← verificação →

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Posteriormente à verificação, o programa apresentou os resultados da ancoragem da armadura de flexão nos apoios. Na parte esquerda da janela, foram apresentados os resultados da ancoragem total da força necessária ($F_{A,nec}$, tendo que ser ancorada na extremidade do apoio), da força de tração da armadura interna ($F_{s,A}$, considerando-se o diâmetro da armadura e o comprimento de amarração), da força de ancoragem adicional necessária do FRP no apoio ($F_{f,A,nec}$, diferença entre a ancoragem total da força necessária e a força de tração da armadura interna), da força de amarração do FRP ($F_{f,A,efet}$) e da área de seção transversal de FRP necessária no apoio ($A_{f,A,nec}$). Na parte direita, foi demonstrado o comprimento de ancoragem ($I_{f,A}$) de cada um dos níveis de reforço. Foram exibidas, também, dados da força máxima ($F_{fd,A}$) e do comprimento ($I_{b,max}$) de amarração.

Ressalta-se que, em ambos lados da janela, os resultados são destacados em azul se as verificações estiverem de acordo com o especificado nas normas utilizadas. Caso o comprimento de ancoragem se estender além da linha de apoio, a parte inferior direita da janela será destacada em vermelho. A Figura 53, a seguir, destaca a janela de resultados da ancoragem da armadura de flexão nos apoios.

Figura 53 – Janela de saída de resultados da amarração da armadura de flexão no apoio

força de amarração		comprimento de ancoragem do FRP					
força requerida	$F_{A,nec}$ =	31,78	[kN]				
armadura interna	$F_{s,A}$ =	127,21	[kN]				
reforço FRP	$F_{f,A,nec}$ =	0	[kN]				
	$F_{f,A,efet}$ =	0	[kN]				
	$A_{f,A,nec}$ =	0	[cm ²]				
$F_{f,A,efet} > F_{f,A,nec}$				ancoragem suficiente no suporte			

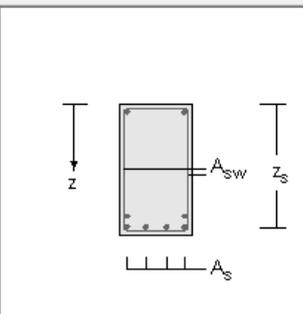
Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

3.4.4 Dimensionamento ao cisalhamento utilizando o *software* FRP Lamella

A última etapa do dimensionamento do reforço com CFRP das vigas deste estudo, foi o dimensionamento ao cisalhamento. Para isso, primeiramente determinou-se a classe do aço, sua área de seção transversal (a_{sw}) e a condição da armadura de flexão ao longo do vão. Em seguida, foi definida a melhor seção cortante do elemento a ser analisada e, então, informou-se o *software* sua posição (X_x), o valor do esforço transversal de cálculo ($V_{Edf,x}$) e o momento fletor ($M_{Edf,x}$) neste ponto; baseados nos diagramas de forças do elemento. A Figura 54 representa a inserção de dados.

Figura 54 – Janela de entrada de dados do esforço transversal

esforço transversal - armadura e cargas	
armadura interna de corte	
estribos	tabela
classe do aço	CA 50
a_{sw} =	2,26 [cm ² /m]
f_{yk} =	500 [N/mm ²]
armadura longitudinal na secção X	
<input checked="" type="checkbox"/> armadura de flexão variável ao longo do vão	
forças internas no ponto X	
x_x =	65 [cm]
$M_{Edf,x}$ =	47,7 [kNm]
$V_{Edf,x}$ =	63,6 [kN]
$N_{Edf,x}$ =	0 [kN]
inclinação das bielas comprimidas	
$\cot \theta$ =	1 [-]
θ =	45 [°]



Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Sucessivamente à inserção de dados do esforço transversal, determinou-se o tipo de material FRP empregado para o reforço; de acordo com a Figura 55. É explicitado, ainda, algumas características do material escolhido.

Figura 55 – Janela de entrada de dados do sistema FRP: reforço ao cisalhamento

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Disposto na Figura 56, o próximo passo foi estabelecer a largura do estribo (b_w), o espaçamento entre os estribos (s_w) e o número de camadas de CFRP (n_w) empregues. Os demais dados (espessura nominal, área da seção transversal do estribo e o espaçamento máximo entre estribos) foram pré-estabelecidos pelo programa.

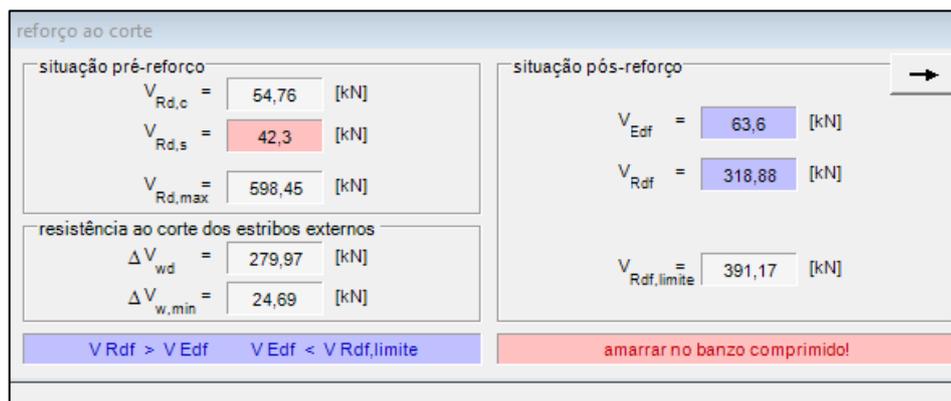
Figura 56 – Janela de entrada de dados da seção transversal de FRP: reforço ao cisalhamento

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Após a inserção de todos os dados solicitados e à verificação do reforço sugerido, foi apresentado duas janelas de resultados. A primeira, representada na Figura 57, corresponde às

informações do reforço ao cisalhamento. Na parte esquerda desta janela, é fornecido a resistência ao corte promovida pelo concreto ($V_{Rd,c}$), a capacidade resistente ao corte da seção de armadura de corte interna ($V_{Rd,s}$, que indica se o reforço externo é necessário ou não para cobrir todos os esforços atuantes), a resistência ao corte máxima ($V_{Rd,max}$) e a capacidade parcial resistente ao corte (ΔV_{wd}) e seu valor mínimo ($\Delta V_{w,min}$). Na parte direita, é realizado uma comparação entre a força de corte para o cálculo (V_{Edf}) e a resistência de corte (V_{Rdf}) da seção transversal reforçada; além de fornecer o esforço transversal máximo admissível ($V_{Rdf,limite}$). Semelhantemente às saídas de resultados anteriores, caso as forças de cisalhamento atuante não excederem os valores máximos admissíveis e não for necessários reforço ao cisalhamento, os resultados são destacados em azul.

Figura 57 – Janela de saída de resultados do reforço ao cisalhamento



Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

Caso seja necessário reforço externo ao cisalhamento, é verificado a amarração dos estribos adicionais na zona de compressão ou a força de aderência nas laterais do elemento. Para isso, representado na Figura 58, o programa calcula a força de cisalhamento e parte do reforço ao cisalhamento ($\Delta V_{wd,eff}$), a força de tração a ser ancorada em cada face (F_{wd}), a força de tração por metro dos estribos adicionados e a altura da zona de compressão (x). O lado direito da janela de saída de resultados só é exibido se a amarração por aderência for admissível.

Figura 58 – Janela de saída de resultados do esforço transverso

esforço transverso – amarração de estribos externos adicionais

resistência ao corte dos estribos externos $\Delta V_{wd,eff} = 55,84$ [kN]	aderência adesiva dos estribos externos adicionais $f_{csm} =$ [] [N/mm ²] $f_{cm,cube} =$ [] [N/mm ²] $F_{bd,max} =$ [] [kN]
força de tracção a ser ancorada em cada face $F_{wd} = 24,25$ [kN] $f_{wd} = 60,63$ [kN/m]	$l_{bw} =$ [] [cm] $F_{bd} =$ [] [kN] $F_{wd} =$ [] [kN]
banzo comprimido $x = 11,71$ [cm]	
amarrar no banzo comprimido!	

Fonte: Adaptada de FRP LAMELLA (2020).

3.4.5 Dimensionamento à compressão utilizando o *software* FRP Colonna

Assim como foi feito para as vigas e lajes, realizou-se o dimensionamento do reforço com CFRP para os pilares que sofreram alteração na sua carga e na sua armadura devido à alteração de uso da edificação. Valendo-se dos atributos disponíveis no *software* FRP Colonna, preliminarmente foi necessário definir a norma e o modelo de cálculo utilizados no dimensionamento, o país em que o estudo foi realizado (uma vez que, igualmente ao FRP Lamella, este *software* também configura as classes de aço e de concreto de acordo com o local de análise) e as unidades adotadas para o dimensionamento. A Figura 59 denota a janela de entrada de dados da norma. Destaca-se que o exemplo aqui demonstrado corresponde ao pilar 2 do segundo pavimento.

Figura 59 – Janela de entrada de dados da norma: FRP Colonna

projecto | norma | secção transversal | aço | betão | FRP | reforço

norma de cálculo de betão armado
Eurocode 2

material
Brazil

modelo de cálculo
 fib bulletin 14
 Modelo de cálculo de Wang
 considerando o efeito de confinamento das cintas internas

unidades
 [cm] [kN] [%]
 [mm] [kN] [%]
 [in.] [lb] [-]

Fonte: Adaptada de FRP COLONNA (2020).

Subsequentemente à entrada de dados da norma e dos parâmetros utilizados, definiu-se a geometria do pilar a ser reforçado e suas dimensões; representado na Figura 60. Foi inserido, também, a área de seção transversal do elemento.

Figura 60 – Janela de entrada de dados da seção transversal

Fonte: Adaptada de FRP COLONNA (2020).

Para dar sequência ao dimensionamento, definiu-se as propriedades do aço; representado na Figura 61. Os demais índices indicados pelo *software* foram definidos de acordo com o Eurocode 2 e com a classe de aço escolhida.

Figura 61 – Janela de entrada de dados do aço: FRP Colonna

Fonte: Adaptada de FRP COLONNA (2020).

O passo seguinte foi definir a classe do concreto existente no elemento. Novamente os demais parâmetros foram estabelecidos de acordo com a classe escolhida. A Figura 62 denota esta etapa.

Figura 62 – Janela de entrada de dados do concreto

Fonte: Adaptada de FRP COLONNA (2020).

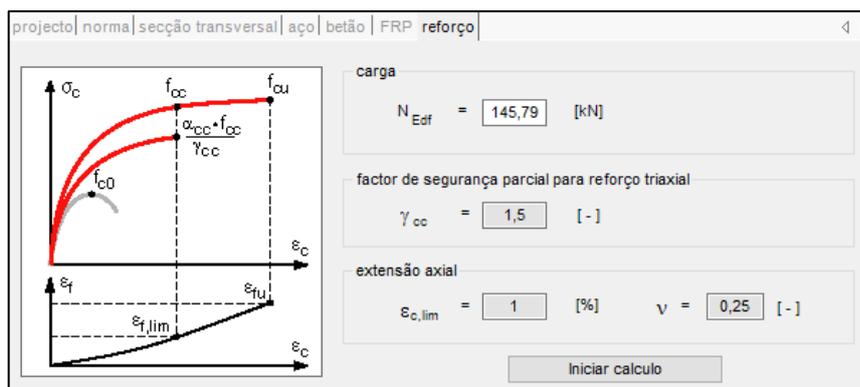
A Figura 63 representa como foram processados os dados acerca do material FRP utilizado. O programa disponibiliza a escolha entre diversos tipos de mantas e tecidos da empresa S&P. Para o estudo, foram escolhidas mantas de carbono S&P C Sheet 240.

Figura 63 – Janela de entrada de dados do sistema FRP: FRP Colonna

Fonte: Adaptada de FRP COLONNA (2020).

Sucessivamente à entrada de dados do material FRP utilizado para o reforço dos pilares, foi estabelecido (através de dimensionamento com o *software* Eberick) a força de cálculo axial (N_{Edf}) que eles sofreram com a alteração de uso da edificação. O fator de segurança parcial para o reforço triaxial (γ_{cc}), a deformação axial ($\epsilon_{c,lim}$) e o módulo de Poisson (ν) foram pré-estabelecidos pelo *software*. A Figura 64 demonstra a janela de entrada de dados do reforço.

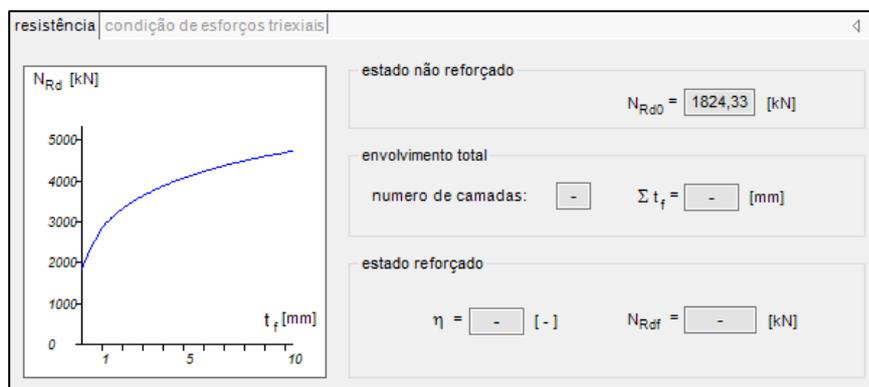
Figura 64 – Janela de entrada de dados do reforço: FRP Colonna



Fonte: Adaptada de FRP COLONNA (2020).

Posteriormente à inserção dos dados solicitados, realizou-se a verificação da necessidade de reforço para os pilares. Apresentou-se, então, os resultados obtidos; conforme Figura 65.

Figura 65 – Janela de saída de resultados da resistência dos pilares



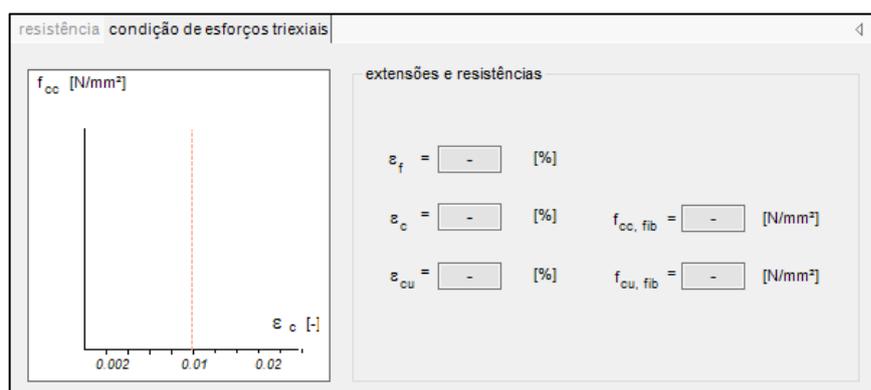
Fonte: Adaptada de FRP COLONNA (2020).

Na parte esquerda da janela de saída de resultados, é fornecida a curva da carga *versus* a espessura do confinamento em FRP. Já a parte direita da janela, é reservada para os resultados da resistência do pilar não reforçado (N_{Rd0}) de acordo com o Eurocode 2, do número exigido de camadas, da espessura total do confinamento ($\sum t_f$), do índice de reforço (η) e da resistência do pilar reforçado (N_{Rdf}).

A segunda janela de resultados apresentada foi referente à condição triaxial do pilar. Representado na Figura 66, a parte esquerda da janela demonstra um gráfico da condição supracitada, ilustrando o desenvolvimento da resistência triaxial. Foi apresentado em vermelho a fração que excede o valor de deformação limite do FRP. Já a linha pontilhada vertical indica o limite de extensão axial do concreto. Na parte direita da janela, o programa

forneceu a deformação máxima transversal (ϵ_f) e axial (ϵ_c), a deformação axial em estado limite último do concreto reforçado (ϵ_{cu}), a resistência à compressão do concreto (f_{cc}) e a força de ruptura em estado limite último (f_{cu}). Acentua-se que, em casos que não é necessário reforço para o pilar analisado, uma mensagem salientado sobre o impedimento da realização dos cálculos é exibida.

Figura 66 – Janela de saída de resultados da condição triaxial dos pilares



Fonte: Adaptada de FRP COLONNA (2020).

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Amparado na metodologia anteriormente circunstanciada e nos resultados obtidos pelos *softwares* Eberick, Ftool, FRP Lamella e FRP Colonna, tornou-se plausível obter os resultados propostos.

4.1 VIGAS

As vigas do segundo pavimento que apresentaram necessidade de aumento em suas seções de armadura, foram exibidas na Tabela 12; juntamente com suas seções, com os momentos de ambas estruturas e com os resultados do dimensionamento do reforço. Salienta-se que, assim como explicitado anteriormente, para as vigas que sofreram aumento em seus momentos negativos utilizou-se o *software* Ftool para redimensioná-las. Para estes casos, considerou-se o maior momento entre os analisados; destacado na Tabela 12. Os demais dados utilizados estão elencados no Apêndice A.

Tabela 12 – Dimensionamento do reforço das vigas do segundo pavimento

Viga	Seção [cm]	Md [kN.m/m]			Reforço Lamella
		Estrut. original	Estrut. alterada		
		Eberick	Eberick	Ftool	
V1		não precisa reforço			-
V2	50 x 30	42,03	52,07	-	50 x 1,2mm – 1 faixa com 1 camada
V3	30 x 50	44,70	73,16	116,50	50 x 1,2mm – 1 faixa com 2 camadas
V4	30 x 35	34,82	56,18	109,70	50 x 1,2mm – 1 faixa com 2 camadas
V5	50 x 30	30,55	40,08	-	nível de reforço < 1
V6		não precisa reforço			-
V7	50 x 30	21,91	28,50	-	nível de reforço < 1
V8		não precisa reforço			-
V9	20 x 35	22,62	36,43	67,20	100 x 1,4mm – 2 faixas com 2 camadas (coladas nas laterais)
V10	30 x 30	23,86	35,28	-	nível de reforço < 1
V11	30 x 35	21,37	34,06	65,10	50 x 1,2mm – 1 faixa com 1 camada
V12	50 x 30	21,27	27,43	-	nível de reforço < 1

Fonte: Autor (2020).

A Tabela 13 apresenta os dados das vigas analisadas do terceiro pavimento. As mesmas considerações feitas para a tabela anterior, foram ponderadas para consumação desta.

Tabela 13 – Dimensionamento do reforço das vigas do terceiro pavimento

Viga	Seção [cm]	Md [kN.m/m]			Reforço Lamella
		Estrut. original	Estrut. alterada		
		Eberick	Eberick	Ftool	
V1		não precisa reforço			-
V2	50 x 30	42,51	52,72	-	50 x 1,2mm – 1 faixa com 1 camada
V3	30 x 35	34,82	57,50	116,60	60 x 1,4mm – 1 faixa com 2 camadas
V4	30 x 35	34,71	56,49	109,70	50 x 1,2mm – 1 faixa com 2 camadas
V5	50 x 30	27,99	40,20	72,10	nível de reforço < 1
V6		não precisa reforço			-
V7	50 x 30	21,96	28,68	-	nível de reforço < 1
V8		não precisa reforço			-
V9	20 x 35	20,73	35,21	69,10	100 x 1,2mm – 2 faixas com 1 camada (coladas nas laterais)
V10	17 x 30	18,17	28,63	-	nível de reforço < 1
V11	20 x 35	22,01	36,30	62,50	50 x 1,2mm – 1 faixa com 1 camada
V12	50 x 30	20,94	26,89	-	nível de reforço < 1

Fonte: Autor (2020).

As vigas do sótão que foram analisadas para viabilidade do reforço à flexão, estão especificadas na Tabela 14. Os dados e observações feitas nas tabelas anteriores também foram utilizados nesta.

Tabela 14 – Dimensionamento do reforço das vigas do sótão

(continua)

Viga	Seção [cm]	Md [kN.m/m]			Reforço Lamella
		Estrut. original	Estrut. alterada		
		Eberick	Eberick	Ftool	
V3	30 x 35	39,27	40,58	-	nível de reforço < 1
V4	30 x 35	32,95	34,39	53,20	50 x 1,2mm – 1 faixa com 1 camada

Viga	Seção [cm]	Md [kN.m/m]			(conclusão)	
		Estrut. original	Estrut. alterada			Reforço Lamella
		Eberick	Eberick	Ftool		
V7		não precisa reforço			-	
V9		não precisa reforço			-	
V10		não precisa reforço			-	
V11	30 x 35	27,68	28,86	-	nível de reforço < 1	

Fonte: Autor (2020).

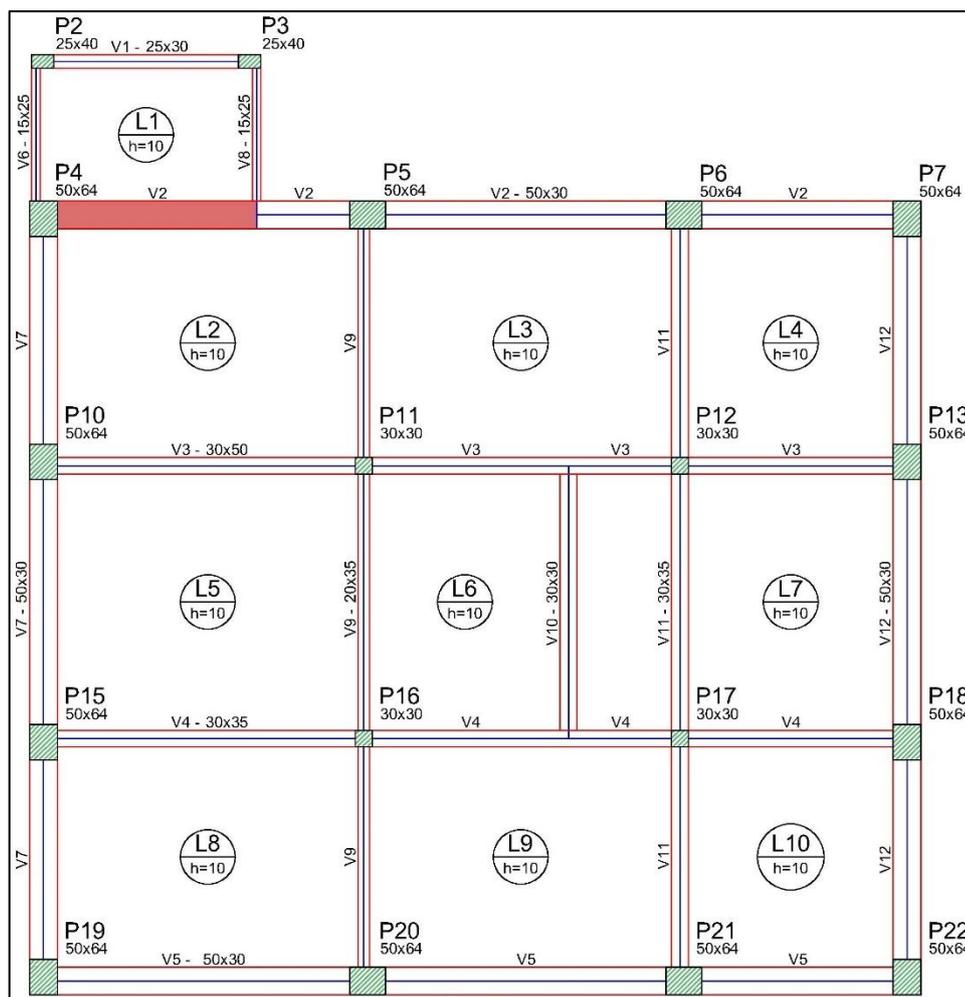
Respaldo nos resultados presentes nas Tabelas 12 a 14, percebe-se que, embora as vigas V5, V7, V10 e V12 do segundo e terceiro pavimentos, e as vigas V3 e V11 do sótão, tenham tido alteração em seus momentos, não foi necessário aplicar-lhes reforço estrutural. Isto deve-se ao fato de que tais vigas apresentam seção transversal superior que as demais. Compensando, portanto, o aumento de carga.

Outra ressalva pertinente a ser feita é a respeito da disposição do reforço nas vigas V9 do segundo e terceiro pavimentos. As dimensões mínimas do laminado a ser usado e o número de faixas necessárias, sugeridos pelo *software*, excedem a largura da viga (considerando a distância mínima lateral da faixa de FRP até a extremidade do elemento estrutura). Fato este que impossibilita a colocação do reforço na parte tracionada da viga. Visando sanar este impasse, as faixas de CFRP foram dimensionadas nas laterais da viga, dentro da zona flexionada.

Com relação à ancoragem realça-se que, com exceção das vigas V9 do segundo e terceiro pavimentos, as demais não necessitaram ancoragem de FRP no suporte. No que concerne ao reforço ao cisalhamento, os estribos foram amarrados na seção comprimida das vigas (informada pelo programa).

Vale salientar, em tempo, que o fato de as vigas V2 do segundo e terceiro pavimentos possuir alvenaria em seu entorno, acaba dificultando a execução do reforço com CFRP; uma vez que seria preciso remover esta alvenaria. Na iminência de sanar este empecilho, dimensionou-se o reforço para esta viga trecho a trecho. E, com base nos resultados obtidos, apenas o primeiro trecho, destacado na Figura 67, necessitou ser reforçado. Como este trecho é composto apenas pela verga da abertura dos sanitários, tornou-se uma saída viável e interessante; visto que não traria tantos impactos de execução.

Figura 67 – Trecho da viga 2 a ser reforçado



Fonte: Autor (2020).

No Apêndice A, foram inseridos os principais dados utilizados para realização do dimensionamento das vigas a partir do *software* FRP Lamella. Acentua-se que, os casos que transgrediram ao disposto no *Guideline* Alemão em relação ao nível de reforço e ao fator de segurança em caso de perda do reforço, foram assinalados como “aceitáveis” por terem sido homologados nas demais verificações. Todavia, o fabricante do reforço estudado frisa para que, nestes casos, seja realizado um estudo detalhado em relação aos esforços de cada elemento. No Apêndice B, encontram-se os relatórios individuais de uma viga de cada pavimento, gerados pelo *software*.

4.2 LAJES

As lajes do segundo pavimento que tiveram evidente acréscimo em seus momentos devido à alteração de uso da estrutura, estão elencadas na Tabela 15 a seguir; bem como os

momentos de ambas estruturas, suas espessuras e os resultados do dimensionamento do reforço.

Tabela 15 – Dimensionamento do reforço das lajes do segundo pavimento

Laje	Espessura [cm]	Md [kN.m/m]				Reforço Lamella	
		Estr. original		Estr. alterada		Direção X	Direção Y
		Mdx	Mdy	Mdx	Mdy		
L1	10	3,06	3,67	3,73	3,48	nível de reforço < 1	não necessita
L2	10	3,55	4,10	5,56	7,44	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L3	10	3,39	4,15	5,49	8,07	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L4	10	2,82	2,74	4,85	4,59	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L5	10	3,55	4,10	6,07	8,08	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L6	10	3,38	3,18	5,82	5,29	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L7	10	3,31	3,26	5,79	5,30	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L8	10	3,68	4,07	5,99	7,09	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L9	10	3,75	4,15	5,99	7,39	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L10	10	2,76	2,56	4,74	4,31	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm

Fonte: Autor (2020).

As lajes do terceiro pavimento que foram analisadas para viabilidade do reforço à flexão, estão especificadas na Tabela 16.

Tabela 16 – Dimensionamento do reforço das lajes do terceiro pavimento

(continua)

Laje	Espessura [cm]	Md [kN.m/m]				Reforço Lamella	
		Estr. original		Estr. alterada		Direção X	Direção Y
		Mdx	Mdy	Mdx	Mdy		
L1	10	3,07	3,66	3,75	3,45	nível de reforço < 1	não necessita
L2	10	3,87	3,90	6,21	6,96	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L3	10	3,96	3,89	6,54	6,71	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L4	10	3,44	3,76	5,90	6,33	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L5	10	3,91	4,15	6,66	7,57	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L6	10	3,86	3,50	6,50	7,47	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L7	10	2,76	3,13	4,84	5,17	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm

(conclusão)

Laje	Espessura [cm]	Md [kN.m/m]				Reforço Lamella	
		Estr. original		Estr. alterada		Direção X	Direção Y
		Mdx	Mdy	Mdx	Mdy		
L8	10	3,67	4,06	5,96	7,07	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L9	10	3,55	3,96	5,76	6,91	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm
L10	10	2,70	2,62	4,63	4,45	50 x 1,2mm c/ 50cm	50 x 1,2mm c/ 50cm

Fonte: Autor (2020).

A Tabela 17 especifica as lajes do sótão que receberam esta análise. Os dados catalogados nas tabelas anteriores também foram utilizados nesta.

Tabela 17 – Dimensionamento do reforço das lajes do sótão

Laje	Espessura [cm]	Md [kN.m/m]				Reforço Lamella	
		Estr. original		Estr. alterada		Direção X	Direção Y
		Mdx	Mdy	Mdx	Mdy		
L1	10	4,58	7,67	5,02	8,28	nível de reforço < 1	nível de reforço < 1
L2	10	5,11	7,70	5,58	8,31	nível de reforço < 1	nível de reforço < 1

Fonte: Autor (2020).

No Apêndice C, foram inseridos os principais dados utilizados para realização do dimensionamento das lajes a partir do *software* FRP Lamella. E, no Apêndice D, encontram-se os relatórios individuais de uma laje de cada pavimento, gerados pelo *software*.

4.3 PILARES

Os pilares do segundo pavimento que apresentaram aumento de carga e necessidade de aumento em suas seções de armadura, foram exibidas na Tabela 18; juntamente com suas seções, com os momentos de ambas estruturas e com os resultados do dimensionamento do reforço.

Tabela 18 – Dimensionamento do reforço dos pilares do segundo pavimento

Pilar	Seção [cm]	Nd [kN]				Reforço Colonna
		Estrut. original		Estrut. alterada		
		Máx	Mín	Máx	Mín	
P2	25 x 40	146,39	70,65	145,79	70,56	não é necessário
P3	25 x 40	164,37	83,49	163,52	83,41	não é necessário
P4	50 x 64	461,60	255,00	525,12	254,91	não é necessário
P5	50 x 64	530,14	302,86	659,46	302,82	não é necessário
P6	50 x 64	453,62	250,31	547,76	250,21	não é necessário
P7	50 x 64	316,42	146,64	362,18	146,44	não é necessário
P10	50 x 64	558,50	302,67	699,57	302,57	não é necessário
P11	30 x 30	663,07	357,99	937,27	357,95	não é necessário
P12	30 x 30	515,75	275,82	706,98	275,71	não é necessário
P13	50 x 64	427,17	218,90	524,68	218,74	não é necessário
P15	50 x 64	543,66	300,17	682,38	300,11	não é necessário
P16	30 x 30	638,56	346,57	907,65	346,55	não é necessário
P17	30 x 30	472,36	251,77	674,95	251,71	não é necessário
P18	50 x 64	407,37	218,41	500,76	218,30	não é necessário
P19	50 x 64	361,20	181,51	419,86	181,35	não é necessário
P20	50 x 64	482,97	271,30	606,19	271,24	não é necessário
P21	50 x 64	431,23	231,72	537,11	231,61	não é necessário
P22	50 x 64	309,82	142,91	350,62	142,70	não é necessário

Fonte: Autor (2020).

A Tabela 19 apresenta os dados dos pilares analisados do terceiro pavimento. As mesmas considerações feitas para a tabela anterior, foram ponderadas para concepção desta.

Tabela 19 – Dimensionamento do reforço dos pilares do terceiro pavimento

(continua)

Pilar	Seção [cm]	Nd [kN]				Reforço Colonna
		Estrut. original		Estrut. alterada		
		Máx	Mín	Máx	Mín	
P2	25 x 40	82,08	36,66	81,79	36,62	não é necessário

(conclusão)

Pilar	Seção [cm]	Nd [kN]				Reforço Colonna
		Estrut. original		Estrut. Alterada		
		Máx	Mín	Máx	Mín	
P3	25 x 40	91,37	43,40	91,02	43,37	não é necessário
P4	50 x 64	261,64	136,10	293,64	136,05	não é necessário
P5	50 x 64	299,15	164,38	364,11	164,37	não é necessário
P6	50 x 64	261,14	139,38	299,04	139,33	não é necessário
P7	50 x 64	188,05	79,01	211,74	78,91	não é necessário
P10	50 x 64	341,65	180,96	413,95	180,92	não é necessário
P11	30 x 30	420,62	230,91	563,20	230,91	não é necessário
P12	30 x 30	331,12	185,59	435,10	185,58	não é necessário
P13	50 x 64	237,36	120,79	285,49	120,75	não é necessário
P15	50 x 64	339,15	179,89	411,08	179,86	não é necessário
P16	30 x 30	412,10	225,39	552,81	225,39	não é necessário
P17	30 x 30	301,28	161,83	419,52	161,81	não é necessário
P18	50 x 64	230,66	117,67	276,17	117,62	não é necessário
P19	50 x 64	210,49	97,45	239,85	97,36	não é necessário
P20	50 x 64	273,05	146,53	334,42	146,51	não é necessário
P21	50 x 64	241,35	121,34	292,55	121,28	não é necessário
P22	50 x 64	183,65	76,60	203,68	76,50	não é necessário

Fonte: Autor (2020).

Os pilares do sótão que foram analisadas para viabilidade do reforço, estão especificados na Tabela 20. Os dados e observações feitas nas tabelas anteriores também foram utilizados nesta.

Tabela 20 – Dimensionamento do reforço dos pilares do sótão

(continua)

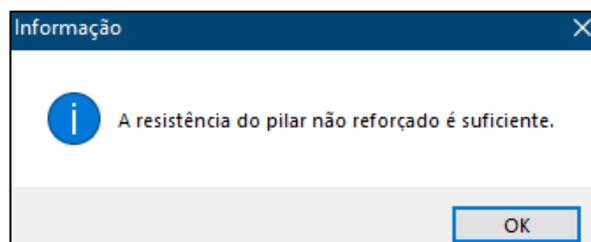
Pilar	Seção [cm]	Nd [kN]				Reforço Colonna
		Estrut. original		Estrut. alterada		
		Máx	Mín	Máx	Mín	
P10	50 x 64	135,03	58,77	140,13	58,76	não é necessário
P11	30 x 30	192,50	107,68	201,35	107,68	não é necessário

(conclusão)

Pilar	Seção [cm]	Nd [kN]				Reforço Colonna
		Estrut. original		Estrut. alterada		
		Máx	Mín	Máx	Mín	
P12	30 x 30	152,57	88,65	157,36	88,64	não é necessário
P15	50 x 64	134,96	58,70	140,24	58,68	não é necessário
P16	30 x 30	187,46	104,34	196,27	104,33	não é necessário
P17	30 x 30	105,18	55,98	110,69	55,97	não é necessário

Fonte: Autor (2020).

Embora a área dos pilares tenha sofrido alteração com a troca de uso da edificação, o *software* FRP Colonna conjecturou não ser necessário confiná-los com mantas CFRP; conforme demonstrado na Figura 68. Isto ocorreu pelo fato de o programa aferir a necessidade de reforço apenas à compressão do pilar e, nesta circunstância, o elemento estrutural não necessita ser reforçado. No Apêndice E, encontram-se os relatórios individuais de um pilar de cada pavimento, gerados pelo *software*.

Figura 68 – Informação do *software* FRP Colonna

Fonte: Adaptada de FRP COLONNA (2020).

4.4 RESULTADO FINAL DA EDIFICAÇÃO REFORÇADA COM CFRP

Fundamentado nos resultados apresentados neste capítulo e com o desígnio de tornar este trabalho mais íntegro, visual e demonstrar que o reforço com fibras não altera esteticamente o ambiente, foi renderizado a edificação alterada para arquivo (e reforçada com CFRP), através dos *softwares* SketchUp e V-Ray; demonstrados nas Figuras 69 a 75. Vale destacar, novamente, que as renderizações foram realizadas em parceria com a arquiteta e urbanista Carla Galvan Bresolin.

Figura 69 – Pavimento térreo reforçado com CFRP



Fonte: Autor (2020).

Figura 70 – Pavimento térreo reforçado com CFRP



Fonte: Autor (2020).

Figura 71 – Segundo pavimento reforçado com CFRP



Fonte: Autor (2020).

Figura 72 – Segundo pavimento reforçado com CFRP



Fonte: Autor (2020).

Figura 73 – Segundo pavimento reforçado com CFRP



Fonte: Autor (2020).

Figura 74 – Terceiro pavimento reforçado com CFRP



Fonte: Autor (2020).

Figura 75 – Sótão da edificação



Fonte: Autor (2020).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A civilização contemporânea é constituída não somente por arranha-céus ou edificações modernas. A parcela de novas construções é concomitante à idade média das já existentes. Progressivamente, a imprescindibilidade de manutenção está tornando-se inevitável. A maior adversidade existente, nestes casos, está em aliar questões econômicas, de execução e de projeto.

Atualmente a utilização de materiais compósitos reforçados com fibras de carbono, na reabilitação de estruturas de concreto armado, retrata o que há de mais moderno neste segmento. Eles contribuem para o aumento da capacidade resistente do elemento estrutural, bem como para o aumento de sua rigidez. Embora não possam ser considerados substitutos do aço, os materiais compósitos de FRP apresentam características potenciais suficientes para impulsionar o segmento de reforço estrutural. E os resultados deste trabalho corroboram integralmente para estas constatações, tanto no reforço à flexão quanto ao cisalhamento.

Fundamentado no que foi exposto, o principal motivo que norteou este trabalho foi o de apresentar e avaliar tecnicamente o uso de CFRP para reforçar as estruturas de uma edificação que sofreu alteração de uso e, conseqüentemente, aumento de carga. Para isso, utilizou-se como base uma construção no município de Caxias do Sul que atendeu a estes requisitos. Baseado na alteração proposta, verificou-se quais elementos estruturais da edificação necessitariam aumentar sua capacidade de resistência e, para estes, dimensionou-se o reforço do sistema empregando materiais compósitos reforçados com fibras de carbono.

Com o aumento de carregamento aplicado sobre os elementos, o reforço torna-se incumbido por uma grande parcela gradualmente maior da resultante das tensões de tração. A partir das análises e dimensionamentos realizados, com e sem os *softwares* utilizados, reforçou-se com CFRP as vigas com menores seções transversais e que demandaram ser reforçadas. À exceção das vigas V9 do segundo e terceiro pavimentos, o reforço foi aplicado na parte tracionada delas. Para as lajes, foi necessário aplicar o reforço nas direções X e Y de todas elas, excetuando as lajes L1 correspondentes aos sanitários (que não receberam aumento de carga). As dimensões e o número de faixas e camadas necessárias foram definidas de acordo com o *software* FRP Lamella; tanto para as vigas, quanto para as lajes. Definiu-se espaçamento de 50 centímetros para as faixas de reforço das lajes. Os pilares deste estudo não necessitaram ser reforçados, visto que o programa utilizado para o seu dimensionamento averigua a necessidade de reforço apenas à compressão. E neste quesito eles não necessitavam ser reforçados.

Finda-se asseverando que o emprego de fibras de carbono como reforço estrutural para o caso analisado é viável tecnicamente e possui um satisfatório desempenho em relação aos estados-limites último e de serviço. Uma vez comprovado seus elevados índices de resistência e rigidez e seu sublime módulo de elasticidade. Uma das precauções a serem tomadas antes de adotar este sistema, é a garantia de que terá concreto suficiente para compressão na estrutura reforçada. Preconiza-se, em tempo, para o prosseguimento deste estudo, a avaliação do desempenho de reforços à flexão e ao cisalhamento em vigas pré-fissuradas.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI Committee 440.2R**: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Michigan, Estados Unidos, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Versão corrigida 2016. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto – ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12142**: Concreto – determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – preparo, controle, recebimento e aceitação – procedimento. Versão corrigida 2015. Rio de Janeiro, 2015.
- ARAÚJO, Ana Carolina Neves de. **Estudo experimental do reforço à flexão de vigas de concreto armado utilizando compósitos com tecido de fibras de carbono**. 2002. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.
- BARROS, Joaquim Antônio Oliveira de. **Materiais compósitos no reforço de estruturas de betão - parte I: propriedades e técnicas**. Minho, Portugal, 2007.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Estruturas de concreto I - fundamentos do concreto armado**. Bauru, 2006.

BEBER, Andriei José. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. 2003. 217 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2003.

CALLISTER, William D. **Materials Science and engineering: na introduction**. 4 ed. 852 f. New York, 1997.

CAMPOS, Luiz Eduardo Teixeira. **Técnicas e reforço estrutural com estruturas de aço**. 2006. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

CAROLIN, Anders. **Carbon fiber reinforced polymers for strengthening of structural elements**. 2003. 194 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Lulea University of Technology. Lulea, Suécia, 2003.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2. ed. Brasília: Finatec, 2008.

CUNHA, Jesiel *et al.* **Distribuição otimizada do reforço com fibras de carbono em lajes de concreto armado**. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 15, n. 2, p. 153-167, abr./jun. 2015.

DALFRÉ, Gláucia Maria; ALVES, Alexandre; OLIVEIRA, Ana Carolina Fávero de. **Dimensionamento de sistema de reforço à flexão com materiais compósitos segundo a técnica EBR**. Concreto & Construções, São Paulo, 94. ed., p. 53-62, abr./jun. 2019.

DALFRÉ, Gláucia Maria; PARSEKIAN, Guilherme Aris; FERREIRA, Douglas da Costa. **Dimensionamento de sistema de reforço à flexão com materiais compósitos segundo a técnica EBR: parte B**. Concreto & Construções, São Paulo, 95. ed., p. 87-94, jul./set. 2019.

DIAS, Salvador José Esteves. **Investigação experimental analítica no reforço ao corte de vigas de betão armado com a técnica de inserção de laminado de CFRP**. 2008. 391 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade do Minho. Guimarães, Portugal, 2008.

DIAS, Salvador José Esteves. **Verificação experimental do reforço com CFRP de estruturas de betão à flexão**. 2001. 177 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil) - Universidade do Porto. Porto, Portugal, 2001.

DIAS, Salvador José Esteves; BARROS, Joaquim Antônio Oliveira de. **Proposta de uma técnica de reforço ao corte com CFRP**. UM, Azurém, Portugal, n. 21, p. 11-24, 2004.

DIAS, Salvador José Esteves; JUVANDES, Luís Filipe Pereira; FIGUEIRAS, Joaquim Azevedo. **Estruturas de betão armado reforçadas à flexão com sistemas de CFRP**. IBRACON de Estruturas, Porto, Portugal, v. 2, n. 2, p. 228-275, jun. 2006.

EMMONS, P. H.; VAYSBURD, A. M.; THOMAS, J. **Strengthening concrete structures: part I**. Concrete International, Detroit, ACI, v. 20, n. 3, p. 53-58, mar. 1998.

EMMONS, P. H.; VAYSBURD, A. M.; THOMAS, J. **Strengthening concrete structures: part II.** Concrete International, Detroit, ACI, v. 20, n. 4, p. 56-60, abr. 1998.

FERRARI, Vladimir José. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substratos de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho.** 2007. 310 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

FRP Lamella. **Design software for flexural and shear strengthening with FRP materials according to Eurocode 2.** User manual. Version 5.5.3. Hamburg, 2016.

GAMAPLAN. **Hospital Carbone:** projeto de restauração. 1987. Plantas diversas. Disponível em: http://arquivomunicipal.caxias.rs.gov.br/uploads/r/unidade-arquivo-publico-4/7/5/7/7572afe67475c56bb6a5dda6734cb7cf2c7b689980d92fc7a77ec3bb84d7c4e1/br_rs_apmcs_pm_04_02_09_01_09_1987_1.pdf. Acesso em: 2 set. 2019.

GAMINO, André Luís *et al.* **Estruturas de concreto reforçadas com PRFC - parte II: análise dos modelos de cisalhamento.** IBRACON de Estruturas e Materiais, São Paulo, v. 3, n. 1, p. 24-49, mar 2010.

HOLLAWAY, Len C. **Polymer composites for civil and structural engineering.** Glasgow, Blackie Academic and Professional, 1993.

ISAIA, Geraldo Cechella (Org.); INO, Akemi (Org.) *et al.* **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais.** 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2010.

JUVANDES, Luís Filipe Pereira. **Aplicações de compósitos FRP no reforço de estruturas.** Jornadas de Materiais na Construção. Porto, Portugal, p. 239-270, 2011.

JUVANDES, Luís Filipe Pereira. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de "CFRP".** 1999. 390 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade do Porto. Porto, Portugal, 1999.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. **Construções de concreto:** princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1977.

MACHADO, Ari de Paula. **Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono.** São Paulo: Viapol, 2010.

MACHADO, Ari de Paula. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono:** características, dimensionamento e aplicação. São Paulo: PINI, 2002.

MACHADO, Ari de Paula; MACHADO, Bruno Alberto. **Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compósitos FRP.** São Paulo: PINI, 2015.

MIRANTE: Caderno do Arquivo Histórico Municipal João Spadari Adami. Caxias do Sul, RS: Prefeitura Municipal de Caxias do Sul, 1999-.

MEIER, Uwe. **Repair using advanced composites.** International Conference of Composite Construction – Conventional and Innovative, IABSE. Innsbruck, Austria, p. 113-124, 1997.

MONTEIRO, Antônio Carlos Pereira Janes. **Reforço de vigas de betão armado com armaduras exteriores de FRP**. 2014. 179 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Nova de Lisboa. Lisboa, Portugal, 2014.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL. **CNR - Advisory committee on technical recommendations for construction**: guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Roma, Itália, 2013.

NETO, Egydio Pilotto. **Caderno de receitas de concreto armado**: vigas. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

NORRIS, Tom; SAADATMANESH, Hamid; EHSANI, Mohammad R. **Shear and flexural strengthening of R/C beams with carbono fiber sheets**. Journal of Structural Engineering, New York, ASCE, v. 123, n. 7, p. 903-911, jul. 1997.

OLIVEIRA, Clayton Reis de. **Sistemas de proteção para concreto reforçado com CFRP em situação de incêndio**. 2012. 286 p. Tese (Doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Campinas, 2012.

ORLANDO, Igor Del Gaudio. **Projeto de estruturas de concreto armado reforçadas com compósitos FRP: dimensionamento à flexão e à força cortante**. 2019. 196 f. Dissertação (Mestrado em Ciências) - Universidade de São Paulo. São Paulo, 2019.

RELVAS, Fernando José. **Manual de reforço de vigas de concreto armado à flexão com fibra de carbono**: curso prático de diagnóstico, reparo, proteção e reforço. São Paulo: Abece, 2003.

RIBEIRO, M. S. S. **Processos tradicionais de reparação da corrosão em estruturas de betão**. 1996. Seminário Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão Armado – Instituto Superior Técnico de Lisboa (IST). Lisboa, p. 317-336, jun./jul. 1997.

SCHWARTZ, Mel M. **Composite materials handbook**. New York: McGraw-Hill, 1984.

SILVA, João Dinis Pereira da. **Comportamento ao fogo de vigas de betão armado reforçadas à flexão com laminados de fibras de carbono (CFRP)**. 2013. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Superior Técnico de Lisboa. Lisboa, Portugal, 2013.

SILVA, Juliano Rodrigues da. **Reforço híbrido à flexão de vigas “T” de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibras de vidro**. 2014. 276 f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília. Brasília, Brasil, 2014.

S&P Laminate-C: **Laminados de fibra de carbono para reforço estrutural**. Elvas - Portugal, 2016. 7 p. Technical Data Sheet.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998.

TAYLOR, Geoffrey D. **Materials in construction**. 2 ed. 284 f. London: Longman Scientific & Technical, 1994.

VIEIRA, Mylene de Melo *et al.* **Análise experimental de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com polímero reforçado com fibra de carbono.** IBRACON de Estruturas e Materiais, Fortaleza, v. 9, n. 1, p. 123-152, fev 2016.

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO PARA VIGAS

Tabela 21 – Dimensionamento do reforço das vigas do segundo pavimento

Viga	Seção [cm]	As pos	Zs [cm]	As neg	Zs [cm]	Md [kN.m/m]			η_M	$\gamma_{M,m}$	Reforço Lamella
						Estr. original	Estrut. alterada				
						Eberick	Eberick	Ftool			
V1						não precisa reforço					-
V2	50 x 30	4 Ø 12,5	27	4 Ø 20,0	3	42,03	52,07	-	1,03	1,56	50 x 1,2mm – 1 faixa com 1 camada
V3	30 x 50	2 Ø 12,5	47	2 Ø 20,0	3	44,70	73,16	116,50	1,48	1,09	50 x 1,2mm – 1 faixa com 2 camadas
V4	30 x 35	2 Ø 16,0	32	2 Ø 20,0	3	34,82	56,18	109,70	1,35	1,19	50 x 1,2mm – 1 faixa com 2 camadas
V5	50 x 30	4 Ø 12,5	27	4 Ø 20,0	3	30,55	40,08	-	0,79	2,03	nível de reforço < 1
V6						não precisa reforço					-
V7	50 x 30	4 Ø 10,0	27	4 Ø 16,0	3	21,91	28,50	-	0,79	2,03	nível de reforço < 1
V8						não precisa reforço					-
V9	20 x 35	2 Ø 12,5	32	2 Ø 16,0	3	22,62	36,43	67,20	2,25 Aceitável	0,72 Aceitável	100 x 1,4mm – 2 faixas com 2 camadas
V10	30 x 30	2 Ø 12,5	27	2 Ø 10,0	3	23,86	35,28	-	0,80	2,01	nível de reforço < 1
V11	30 x 35	2 Ø 10,0	32	2 Ø 16,0	3	21,37	34,06	65,10	1,23	1,31	50 x 1,2mm – 1 faixa com 1 camada
V12	50 x 30	4 Ø 10,0	27	4 Ø 16,0	3	21,27	27,43	-	0,76	2,11	nível de reforço < 1

Fonte: Autor (2020).

Tabela 22 – Dimensionamento do reforço das vigas do terceiro pavimento

Viga	Seção [cm]	As pos	Zs [cm]	As neg	Zs [cm]	Md [kN.m/m]			η_M	$\gamma_{M,m}$	Reforço Lamella
						Estr. original	Estrut. alterada				
						Eberick	Eberick	Ftool			
V1						não precisa reforço					-
V2	50 x 30	4 Ø 12,5	27	4 Ø 20,0	3	42,51	52,72	-	1,04	1,54	50 x 1,2mm – 1 faixa com 1 camada
V3	30 x 35	2 Ø 16,0	32	2 Ø 20,0	3	34,82	57,50	116,60	1,43	1,12	60 x 1,4mm – 1 faixa com 2 camadas
V4	30 x 35	2 Ø 16,0	32	2 Ø 20,0	3	34,71	56,49	109,70	1,35	1,19	50 x 1,2mm – 1 faixa com 2 camadas
V5	50 x 30	4 Ø 12,5	27	4 Ø 20,0	3	27,99	40,20	72,10	0,82	1,95	nível de reforço < 1
V6						não precisa reforço					-
V7	50 x 30	4 Ø 10,0	27	4 Ø 16,0	3	21,96	28,68	-	0,80	2,02	nível de reforço < 1
V8						não precisa reforço					-
V9	20 x 35	2 Ø 10,0	32	2 Ø 16,0	3	20,73	35,21	69,10	2,32 Aceitável	0,69 Aceitável	100 x 1,2mm – 2 faixas com 1 camada
V10	17 x 30	2 Ø 12,5	27	2 Ø 8,0	3	18,17	28,63	-	0,67	2,40	nível de reforço < 1
V11	20 x 35	2 Ø 12,5	32	2 Ø 16,0	3	22,01	36,30	62,50	1,20	1,34	50 x 1,2mm – 1 faixa com 1 camada
V12	50 x 30	4 Ø 10,0	27	4 Ø 16,0	3	20,94	26,89	-	0,75	2,15	nível de reforço < 1

Fonte: Autor (2020).

Tabela 23 – Dimensionamento do reforço das vigas do sótão

Viga	Seção [cm]	As pos	Zs [cm]	As neg	Zs [cm]	Md [kN.m/m]			η_M	$\gamma_{M,m}$	Reforço Lamella
						Estr. original	Estrut. alterada				
						Eberick	Eberick	Ftool			
V3	30 x 35	6 Ø 10,0	32	4 Ø 20,0	3	39,27	40,58	-	0,66	2,44	nível de reforço < 1
V4	30 x 35	5 Ø 10,0	32	4 Ø 20,0	3	32,95	34,39	53,20	1,03	1,56	50 x 1,2mm – 1 faixa com 1 camada
V7						não precisa reforço					-
V9						não precisa reforço					-
V10						não precisa reforço					-
V11	50 x 30	4 Ø 10,0	32	4 Ø 16,0	3	27,68	28,86	-	0,69	2,32	nível de reforço < 1

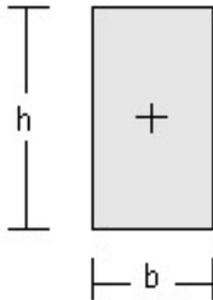
Fonte: Autor (2020).

**APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO PARA VIGAS:
RELATÓRIOS FRP LAMELLA**

S&P FRP Lamella

reforço à flexão e ao corte usando materiais de FRP

secção transversal



estrutura protegida

geometria

rectangular

b = 30 [cm]
h = 50 [cm]

betão

classe:

C 25/30

$f_{ck} = 25$ [N/mm²]

$\alpha_{cc} = 1$ [-]

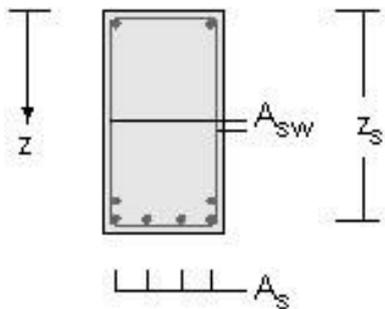
$\varepsilon_{cu} = 0,35$ [%]

$E_{cm} = 31476$ [N/mm²]

$\varepsilon_{c2} = 0,2$ [%]

$f_{ctm} = 2,56$ [N/mm²]

$\alpha_{ct} = 1$ [-]



$\gamma_c = 1,5$ [-]

aço

$\gamma_s = 1,15$ [-]

armaduras

varões principais

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]	classe do aço	f_{yk} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ε_{su} [%]
1	4,02	47	CA 50	500	200000	2
2	6,28	3	CA 50	500	200000	2

solicitações

<u>situação pré-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
no instante do reforço	$M = 44,7$ [kNm]	$N_{Ek0} = 0$ [kN]
pré-esforço (estaticamente determinado)	$M_{p0} = 0$ [kNm]	$N_p = 0$ [kN]
zona de flexo-tracção fissurada		

<u>situação pós-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
estado limite último	$M_{Edf} = 116,5$ [kNm]	$N_{Edf} = 0$ [kN]
estado de serviço	$M_{Ekf} = 83,2$ [kNm]	$N_{Ekf} = 0$ [kN]
coeficiente de segurança parcial	$\gamma_{M,m} = 1,4$ [-]	$\gamma_{N,m} = 0$ [-]

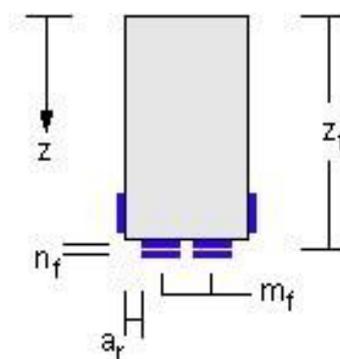
reforço à flexão

sistema FRP

S&P CFK 150/2000
S&P Resin 220

aderido externamente

$E_{fk} = 165000$ [N/mm²] f
 $f_k = 2500$ [N/mm²] f_u
 $\epsilon = 1,5$ [%]
 $\gamma_f = 1,2$ [-]
 $\epsilon_{f,limite} = 0,75$ [%]



secção transversal do FRP

No.	secção [mm/mm]	n_f [pcs]	m_f [pcs]	s_f [cm]	A_f [cm ²]	z_f [cm]
1	50 / 1.2	2	1	30	1,2	50
2	50 / 1.2	2	1	30	1,2	50

análise

Eurocódigo 2

em referencia a

DIBt Zulassungen Z-36.12-62 / Z-36.12-67

situação pré-reforço

resistência da secção não reforçada:

$$M_{Rd0} = 78,8 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Re0} = 90,7 \quad [\text{kNm}]$$

situação pós-reforço

nível de reforço: $\eta_M = 1,48 \quad [-]$

segurança em caso de perda dos laminados: $\gamma_{Me} = 1,09 \quad [-]$

dimensionamento

$$A_{f,nec} = 0,66 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{f,efet} = 2,4 \quad [\text{cm}^2]$$

$$M_{Edf} = 116,5 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rdf} = 226,3 \quad [\text{kNm}]$$

verificação

$$M_{Rdf} > M_{Edf}$$



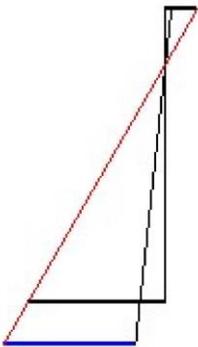
extensões iniciais



$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= -0,0269 \text{ [%]} \\ x &= 8,27 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_s = 0,1259 \text{ [%]}$$

extensões - estado limite último ($A_{f,nec}$)



$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= -0,1322 \text{ [%]} \\ x &= 6,49 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= 0,8246 \text{ [%]} \\ \varepsilon_f &= 0,75 \text{ [%]} \end{aligned}$$

extensões / tensão - estado limite de serviço ($A_{f,efet}$)



$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= -0,0468 \text{ [%]} \\ x &= 9,14 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= 0,1938 \text{ [%]} \\ \varepsilon_f &= 0,0735 \text{ [%]} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{sy} = 0,25 \text{ [%]} \quad \checkmark$$

tensões

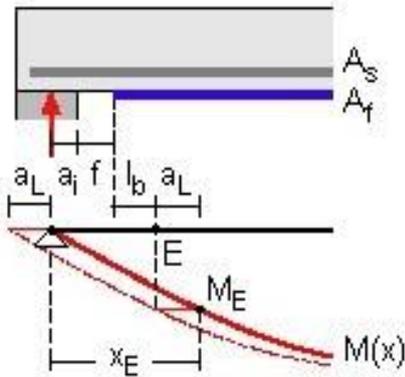
betão	$\sigma_{c,max} = -10,33$	[N/mm ²]
aço	$\sigma_{s,max} = 387,57$	[N/mm ²]
material FRP	$\sigma_{f,max} = 121,26$	[N/mm ²]

tensões limites

$\sigma_{c,limite} = -15$	[N/mm ²]
$\sigma_{s,limite} = 400$	[N/mm ²]



amarração do FRP na extremidade



apoio extremo

$f = 0$ [cm]
 $a_i = 25$ [cm]
 $a_L = 22,79$ [cm]

Sistema de ancoragem S&P

$\gamma_a = 1,5$ [-]

forças internas no ponto E

$x_E = 63,29$ [cm]
 $M_{Edf,E} = 47,7$ [kNm]
 $N_{Edf,E} = 0$ [kN]

armadura no ponto E

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]
1	4,02	47
2	6,28	3

força de amarração

No.	$F_{fd,E}$ [kN]	F_{ad} [kN]
1	18,21	43,33
2	21,24	43,33

verificação

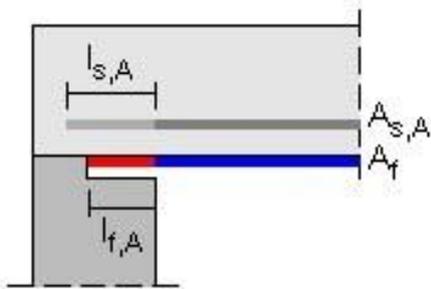
$F_{fd,E} < F_{ad}$ ✓

amarração ok

aderência do FRP - cintagem mínima do reforço à flexão no ponto E

não é requerida cintagem no ponto E ✓

amarração da armadura de flexão no apoio



apoio extremo

apoio directo

colada externamente

tensão de aderência do substrato

$$f_{csm} = 0 \quad [N/mm^2]$$

resistência à compressão do betão

$$f_{cm} = 0 \quad [N/mm^2]$$

forças internas no apoio

$$V_{Edf,A} = 63,6 \quad [kN]$$

$$N_{Edf,A} = 0 \quad [kN]$$

armadura no apoio

	A_s	z_s	d_s	$l_{s,A}$	$\alpha_{1..5}$	secção
No.	[cm ²]	[cm]	[mm]	[cm]	[-]	
1	4,02	47	16	47	1	nervurado
2	6,28	3	20	47	0,7	nervurado

força de amarração

força requerida $F_{A,nec} = 31,8 \quad [kN]$

armadura interna $F_{s,A} = 127,2 \quad [kN]$

reforço FRP $F_{f,A,nec} = 0 \quad [kN]$ $A_{f,A,nec} = 0 \quad [cm^2]$

$F_{f,A,efet} = 0 \quad [kN]$

$l_{f,A}$ $F_{fd,A}$ $l_{b,max}$ $F_{bd,max}$

No. [cm] [kN] [cm] [kN]

1 0 0 15,5 43,33

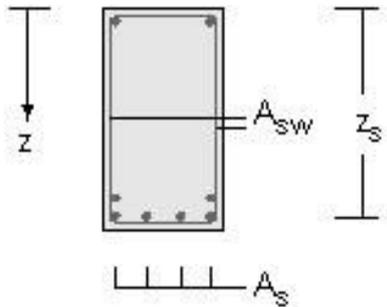
2 0 0 15,5 43,33

verificação

$F_{f,A,efet} > F_{f,A,nec}$ ✓

amarração do reforço de FRP no suporte

reforço ao corte



armadura interna de corte

$a_{sw} = 2,26 \quad [\text{cm}^2/\text{m}]$

CA 50

$E_s = 200000 \quad [\text{N}/\text{mm}^2]$
 $f_{yk} = 500 \quad [\text{N}/\text{mm}^2]$

forças internas no ponto X

$V_{Edf,x} = 63,6 \quad [\text{kN}]$

$M_{Edf,x} = 47,7 \quad [\text{kN}]$

$N_{Edf,x} = 0 \quad [\text{kN}]$

$x_x = 65 \quad [\text{cm}]$

força de tracção

resistência ao corte

$V_{Rd,c} = 54,76 \quad [\text{kN}]$

$V_{Rd,s} = 42,3 \quad [\text{kN}]$

$V_{Rdf} = 318,88 \quad [\text{kN}]$

$\cot \theta = 1 \quad [-]$
 $\theta = 45 \quad [^\circ]$

$V_{Rdf,limite} = 391,17 \quad [\text{kN}]$

verificação

$V_{Rdf} > V_{Edf} \quad V_{Edf} < V_{Rdf,limite}$

amarrar no banzo comprimido!

$x = 11,71 \quad [\text{cm}]$

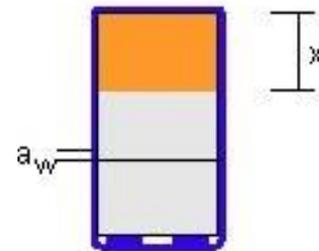
material de reforço

S&P C-Sheet 640 $E_{fk} = 640000 \quad [\text{N}/\text{mm}^2]$

S&P Resin 55 $f_{fk} = 2650 \quad [\text{N}/\text{mm}^2]$

$\varepsilon_{limite} = 0,2 \quad [\%]$

$\gamma_E = 1,2 \quad [-]$



reforço ao corte adicional

$n_w = 2 \quad [\text{pcs}]$

$t_w = 0,19 \quad [\text{mm}]$

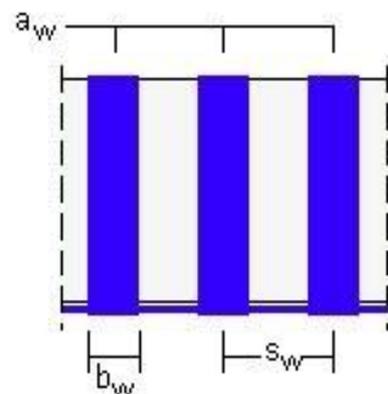
$b_w = 300 \quad [\text{mm}]$

$s_w = 40 \quad [\text{cm}]$

$\alpha = 90 \quad [^\circ]$

$\Delta V_{wc} = 279,97 \quad [\text{kN}]$

$\Delta V_{w,min} = 24,69 \quad [\text{kN}]$



amarração de estribo externo adicional

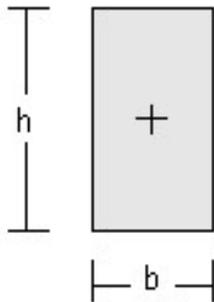
$F_{wd} = 24,25 \quad [\text{kN}]$

$f_{wd} = 60,63 \quad [\text{kN}/\text{m}]$

S&P FRP Lamella

reforço à flexão e ao corte usando materiais de FRP

secção transversal



estrutura protegida

geometria

rectangular

$$b = 20 \quad [\text{cm}]$$

$$h = 35 \quad [\text{cm}]$$

betão

classe:

C 25/30

$$f_{ck} = 25 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \quad [\%]$$

$$\varepsilon_{c2} = 0,2 \quad [\%]$$

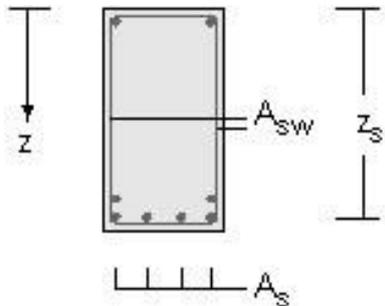
$$\alpha_{cc} = 1 \quad [-]$$

$$E_{cm} = 31476 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$f_{ctm} = 2,56 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{ct} = 1 \quad [-]$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad [-]$$



aço

$$\gamma_s = 1,15 \quad [-]$$

armaduras

varões principais

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]	classe do aço	f_{yk} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ε_{su} [%]
1	2,26	32	CA 50	500	200000	2
2	4,02	3	CA 50	500	200000	2

solicitações

<u>situação pré-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
no instante do reforço	$M = 20,73$ [kNm]	$N_{Ek0} = 0$ [kN]
pré-esforço (estaticamente determinado)	$M_{p0} = 0$ [kNm]	$N_p = 0$ [kN]
zona de flexo-tracção fissurada		

<u>situação pós-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
estado limite último	$M_{Edf} = 69,1$ [kNm]	$N_{Edf} = 0$ [kN]
estado de serviço	$M_{Ekf} = 49,4$ [kNm]	$N_{Ekf} = 0$ [kN]
coeficiente de segurança parcial	$\gamma_{M,m} = 1,4$ [-]	$\gamma_{N,m} = 0$ [-]

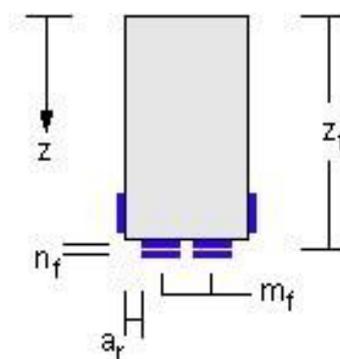
reforço à flexão

sistema FRP

S&P CFK 150/2000
S&P Resin 220

aderido externamente

$E_{fk} = 165000$ [N/mm²] f
 $f_k = 2500$ [N/mm²] f_u
 $\epsilon = 1,5$ [%]
 $\gamma_f = 1,2$ [-]
 $\epsilon_{f,limite} = 0,75$ [%]



secção transversal do FRP

No.	secção [mm/mm]	n_f [pcs]	m_f [pcs]	s_f [cm]	A_f [cm ²]	z_f [cm]
1	100 / 1.2	2	2	10	4,8	32
2	100 / 1.2	2	2	10	4,8	32
3	100 / 1.2	2	2	10	4,8	32

análise

Eurocódigo 2

em referencia a

DIBt Zulassungen Z-36.12-62 / Z-36.12-67

situação pré-reforço

resistência da secção não reforçada:

$$M_{Rd0} = 29,8 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Re0} = 34,3 \quad [\text{kNm}]$$

situação pós-reforço

nível de reforço: $\eta_M = 2,32 \quad [-]$

segurança em caso de perda dos laminados: $\gamma_{Me} = 0,69 \quad [-]$

dimensionamento

$$A_{f,nec} = 1,11 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{f,efet} = 14,4 \quad [\text{cm}^2]$$

$$M_{Edf} = 69,1 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rdf} = 158,5 \quad [\text{kNm}]$$

verificação

$$M_{Rdf} > M_{Edf}$$



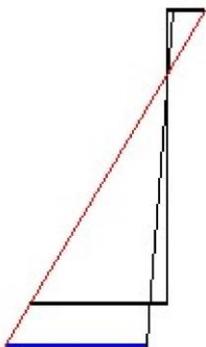
extensões iniciais



$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= -0,0373 \text{ [%]} \\ x &= 6,22 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_s = 0,1545 \text{ [%]}$$

extensões - estado limite último ($A_{f,nec}$)



$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= -0,2185 \text{ [%]} \\ x &= 6,23 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_s = 0,9045 \text{ [%]}$$

$$\varepsilon_f = 0,75 \text{ [%]}$$

extensões / tensão - estado limite de serviço ($A_{f,efet}$)



$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= -0,0701 \text{ [%]} \\ x &= 8,62 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_s = 0,19 \text{ [%]}$$

$$\varepsilon_f = 0,0355 \text{ [%]}$$

$$\varepsilon_{sy} = 0,25 \text{ [%]} \quad \checkmark$$

tensões

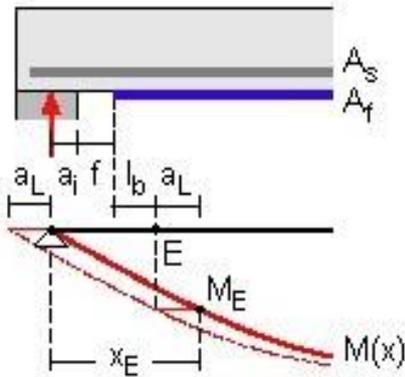
betão	$\sigma_{c,max} = -14,45$	[N/mm ²]
aço	$\sigma_{s,max} = 379,92$	[N/mm ²]
material FRP	$\sigma_{f,max} = 58,57$	[N/mm ²]

tensões limites

$\sigma_{c,limite} = -15$	[N/mm ²]
$\sigma_{s,limite} = 400$	[N/mm ²]



amarração do FRP na extremidade



apoio extremo

$f = 0$ [cm]
 $a_i = 15$ [cm]
 $a_L = 13,26$ [cm]

Sistema de ancoragem S&P

$\gamma_a = 1,5$ [-]

forças internas no ponto E

$x_E = 43,76$ [cm]
 $M_{Edf,E} = 19,7$ [kNm]
 $N_{Edf,E} = 0$ [kN]

armadura no ponto E

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]
1	2,26	32
2	4,02	3

força de amarração

No.	$F_{fd,E}$ [kN]	F_{ad} [kN]
1	20,21	86,67
2	20,21	86,67
3	20,21	86,67

verificação

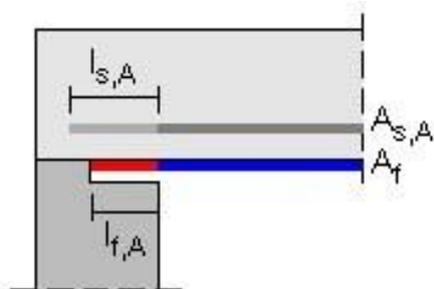
$F_{fd,E} < F_{ad}$ ✓

amarração ok

aderência do FRP - cintagem mínima do reforço à flexão no ponto E

não é requerida cintagem no ponto E ✓

amarração da armadura de flexão no apoio



apoio extremo

apoio directo

colada externamente

tensão de aderência do substrato

$$f_{csm} = 0 \quad [\text{N/mm}^2]$$

resistência à compressão do betão

$$f_{cm} = 0 \quad [\text{N/mm}^2]$$

forças internas no apoio

$$V_{Edf,A} = 39,1 \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Edf,A} = 0 \quad [\text{kN}]$$

armadura no apoio

	A_s	z_s	d_s	$l_{s,A}$	$\alpha_{1..5}$	secção
No.	[cm ²]	[cm]	[mm]	[cm]	[-]	
1	2,26	32	12	47	1	nervurado
2	4,02	3	16	47	0,7	nervurado

força de amarração

força requerida $F_{A,nec} = 19,56 \quad [\text{kN}]$

armadura interna $F_{s,A} = 95,36 \quad [\text{kN}]$

reforço FRP $F_{f,A,nec} = 0 \quad [\text{kN}]$ $A_{f,A,nec} = 1,55 \quad [\text{cm}^2]$

$F_{f,A,efet} = 0 \quad [\text{kN}]$

$l_{f,A}$ $F_{fd,A}$ $l_{b,max}$ $F_{bd,max}$

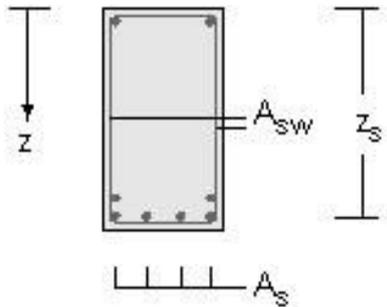
No.	[cm]	[kN]	[cm]	[kN]
1	15	0	15,5	86,67
2	15	0	15,5	86,67
3	15	0	15,5	86,67

verificação

$F_{f,A,efet} > F_{f,A,nec}$ ✓

ancoragem suficiente no suporte

reforço ao corte



armadura interna de corte

$a_{sw} = 2,26 \quad [\text{cm}^2/\text{m}]$

CA 50

$E_s = 200000 \quad [\text{N}/\text{mm}^2]$
 $f_{yk} = 500 \quad [\text{N}/\text{mm}^2]$

forças internas no ponto X

$V_{Edf,x} = 39,1 \quad [\text{kN}]$
 $M_{Edf,x} = 19,7 \quad [\text{kN}]$
 $N_{Edf,x} = 0 \quad [\text{kN}]$

$x_x = 44 \quad [\text{cm}]$

força de tracção

resistência ao corte

$V_{Rd,c} = 28,42 \quad [\text{kN}]$
 $V_{Rd,s} = 26,39 \quad [\text{kN}]$
 $V_{Rdf} = 140,9 \quad [\text{kN}]$

$\cot \theta = 1 \quad [-]$
 $\theta = 45 \quad [^\circ]$

$V_{Rdf,limite} = 160,61 \quad [\text{kN}]$

verificação

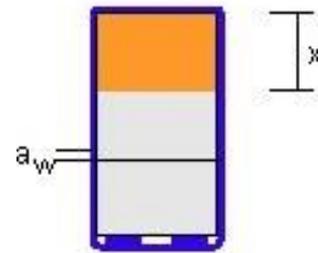
$V_{Rdf} > V_{Edf} \quad V_{Edf} < V_{Rdf,limite}$

amarrar no banzo comprimido!

$x = 15,28 \quad [\text{cm}]$

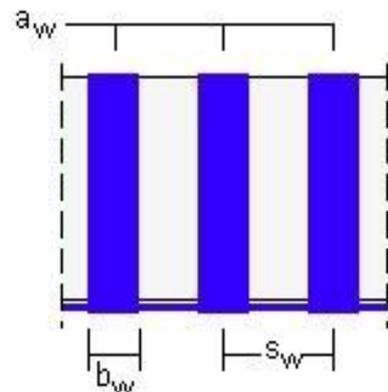
material de reforço

S&P C-Sheet 640 $E_{fk} = 640000 \quad [\text{N}/\text{mm}^2]$
S&P Resin 55 $f_{fk} = 2650 \quad [\text{N}/\text{mm}^2]$
 $\varepsilon_{limite} = 0,2 \quad [\%]$
 $\gamma_E = 1,2 \quad [-]$



reforço ao corte adicional

$n_w = 1 \quad [\text{pcs}]$
 $t_w = 0,19 \quad [\text{mm}]$
 $b_w = 300 \quad [\text{mm}]$
 $s_w = 28 \quad [\text{cm}]$
 $\alpha = 90 \quad [^\circ]$
 $\Delta V_{wc} = 116,62 \quad [\text{kN}]$
 $\Delta V_{w,min} = 22,22 \quad [\text{kN}]$



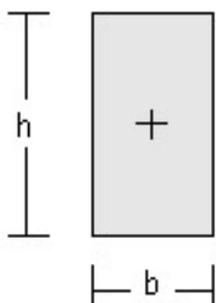
amarração de estribo externo adicional

$F_{wd} = 20,06 \quad [\text{kN}]$
 $f_{wd} = 71,65 \quad [\text{kN}/\text{m}]$

S&P FRP Lamella

reforço à flexão e ao corte usando materiais de FRP

secção transversal



estrutura protegida

geometria

rectangular

b = 30 [cm]
h = 35 [cm]

betão

classe:

C 25/30

$f_{ck} = 25$ [N/mm²]

$\alpha_{cc} = 1$ [-]

$\epsilon_{cu} = 0,35$ [%]

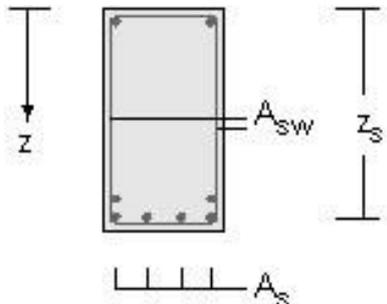
$E_{cm} = 31476$ [N/mm²]

$\epsilon_{c2} = 0,2$ [%]

$f_{ctm} = 2,56$ [N/mm²]

$\alpha_{ct} = 1$ [-]

$\gamma_c = 1,5$ [-]



aço

$\gamma_s = 1,15$ [-]

armaduras

varões principais

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]	classe do aço	f_{yk} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ϵ_{su} [%]
1	3,93	32	CA 50	500	200000	2
2	6,28	3	CA 50	500	200000	2

solicitações

<u>situação pré-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
no instante do reforço	$M = 32,95$ [kNm]	$N_{Ek0} = 0$ [kN]
pré-esforço (estaticamente determinado)	$M_{p0} = 0$ [kNm]	$N_p = 0$ [kN]
zona de flexo-tracção fissurada		

<u>situação pós-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
estado limite último	$M_{Edf} = 53,2$ [kNm]	$N_{Edf} = 0$ [kN]
estado de serviço	$M_{Ekf} = 38$ [kNm]	$N_{Ekf} = 0$ [kN]
coeficiente de segurança parcial	$\gamma_{M,m} = 1,4$ [-]	$\gamma_{N,m} = 0$ [-]

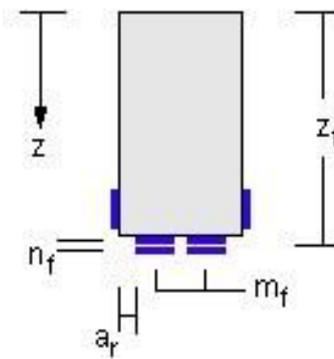
reforço à flexão

sistema FRP

S&P CFK 150/2000

aderido externamente S&P Resin 220

$E_{fk} = 165000$	[N/mm ²]	f
$f_k = 2500$	[N/mm ²]	f_u
$\epsilon = 1,5$	[%]	
$\gamma_f = 1,2$	[-]	
$\epsilon_{f,limite} = 0,75$	[%]	



secção transversal do FRP

No.	secção [mm/mm]	n_f [pcs]	m_f [pcs]	s_f [cm]	A_f [cm ²]	z_f [cm]
1	50 / 1.2	1	1	30	0,6	35

análise

Eurocódigo 2

em referencia a

DIBt Zulassungen Z-36.12-62 / Z-36.12-67

situação pré-reforço

resistência da secção não reforçada:

$$M_{Rd0} = 51,6 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Re0} = 59,4 \quad [\text{kNm}]$$

situação pós-reforço

nível de reforço: $\eta_M = 1,03 \quad [-]$

segurança em caso de perda dos laminados: $\gamma_{Me} = 1,56 \quad [-]$

dimensionamento

$$A_{f,nec} = 0,05 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{f,efet} = 0,6 \quad [\text{cm}^2]$$

$$M_{Edf} = 53,2 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rdf} = 75 \quad [\text{kNm}]$$

verificação

$$M_{Rdf} > M_{Edf}$$



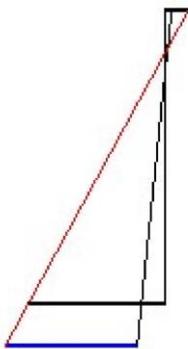
extensões iniciais



$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= -0,0369 \text{ [%]} \\ x &= 6,62 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_s = 0,1417 \text{ [%]}$$

extensões - estado limite último ($A_{f,nec}$)



$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= -0,1356 \text{ [%]} \\ x &= 4,55 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_s = 0,819 \text{ [%]}$$

$$\varepsilon_f = 0,75 \text{ [%]}$$

extensões / tensão - estado limite de serviço ($A_{f,efet}$)



$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= -0,0424 \text{ [%]} \\ x &= 6,69 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_s = 0,1606 \text{ [%]}$$

$$\varepsilon_f = 0,0212 \text{ [%]}$$

$$\varepsilon_{sy} = 0,25 \text{ [%]} \quad \checkmark$$

tensões

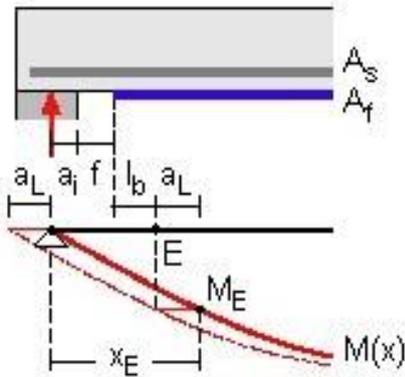
betão	$\sigma_{c,max} = -9,49$	[N/mm ²]
aço	$\sigma_{s,max} = 321,23$	[N/mm ²]
material FRP	$\sigma_{f,max} = 34,98$	[N/mm ²]

tensões limites

$\sigma_{c,limite} = -15$	[N/mm ²]
$\sigma_{s,limite} = 400$	[N/mm ²]



amarração do FRP na extremidade



apoio extremo

$$\begin{aligned} f &= 0 \quad [\text{cm}] \\ a_i &= 15 \quad [\text{cm}] \\ a_L &= 15,3 \quad [\text{cm}] \end{aligned}$$

Sistema de ancoragem S&P

$$\gamma_a = 1,5 \quad [-]$$

forças internas no ponto E

$$\begin{aligned} x_E &= 45,8 \quad [\text{cm}] \\ M_{Edf,E} &= 15,4 \quad [\text{kNm}] \\ N_{Edf,E} &= 0 \quad [\text{kN}] \end{aligned}$$

armadura no ponto E

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]
1	3,93	32
2	6,28	3

força de amarração

No.	$F_{fd,E}$ [kN]	F_{ad} [kN]
1	6,46	43,33

verificação

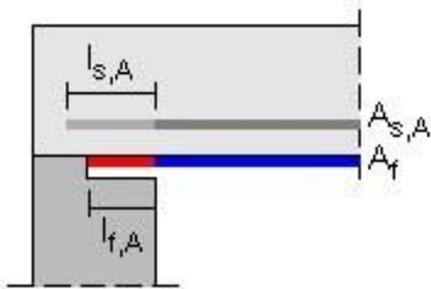
$$F_{fd,E} < F_{ad}$$

amarração ok

aderência do FRP - cintagem mínima do reforço à flexão no ponto E

não é requerida cintagem no ponto E

amarração da armadura de flexão no apoio



apoio extremo

apoio directo

colada externamente

tensão de aderência do substrato

$$f_{csm} = 0 \quad [N/mm^2]$$

resistência à compressão do betão

$$f_{cm} = 0 \quad [N/mm^2]$$

forças internas no apoio

$$V_{Edf,A} = 30,3 \quad [kN]$$

$$N_{Edf,A} = 0 \quad [kN]$$

armadura no apoio

	A_s	z_s	d_s	$l_{s,A}$	$\alpha_{1..5}$	secção
No.	[cm ²]	[cm]	[mm]	[cm]	[-]	
1	3,93	32	10	47	1	nervurado
2	6,28	3	10	47	0,7	nervurado

força de amarração

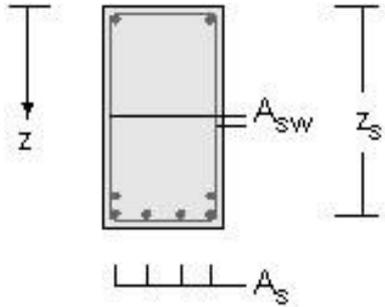
força requerida	$F_{A,nec} = 15,15$	[kN]				
armadura interna	$F_{s,A} = 170,87$	[kN]				
reforço FRP	$F_{f,A,nec} = 0$	[kN]			$A_{f,A,nec} = 0$	[cm ²]
	$F_{f,A,efet} = 0$	[kN]				
			$l_{f,A}$	$F_{fd,A}$	$l_{b,max}$	$F_{bd,max}$
	No.	[cm]	[kN]	[cm]	[kN]	
	1	0	0	15,5	43,33	

verificação

$F_{f,A,efet} > F_{f,A,nec}$ ✓

ancoragem suficiente no suporte

reforço ao corte



armadura interna de corte

$a_{sw} = 2,26 \quad [\text{cm}^2/\text{m}]$

CA 50

$E_s = 200000 \quad [\text{N}/\text{mm}^2]$
 $f_{yk} = 500 \quad [\text{N}/\text{mm}^2]$

forças internas no ponto X

$V_{Edf,x} = 30,3 \quad [\text{kN}]$

$M_{Edf,x} = 15,4 \quad [\text{kN}]$

$N_{Edf,x} = 0 \quad [\text{kN}]$

$x_x = 46 \quad [\text{cm}]$

força de tracção

resistência ao corte

$V_{Rd,c} = 44,78 \quad [\text{kN}]$

$V_{Rd,s} = 25,69 \quad [\text{kN}]$

$V_{Rdf} = 137,19 \quad [\text{kN}]$



$V_{Rdf,limite} = -102,27 \quad [\text{kN}]$

$\cot \theta = 1 \quad [-]$
 $\theta = 45 \quad [^\circ]$

verificação

$V_{Edf} > V_{Rdf,limite} !$



reforço ao esforço transversal não é admissível

APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO PARA LAJES

Tabela 24 – Dimensionamento do reforço das lajes do segundo pavimento: direção X

Laje	Espessura [cm]	Vão X [m]	Asx	Md [kN.m/m]		η_M	$\gamma_{M,m}$	Reforço Lamella
				Estrutura original	Estrutura alterada			
L1	10	3,81	Ø 6,3 c/ 20	3,06	3,73	0,90	1,77	nível de reforço < 1
L2	10	5,40	Ø 6,3 c/ 20	3,55	5,56	1,34	1,20	50 x 1,2mm c/ 50cm
L3	10	5,43	Ø 6,3 c/ 20	3,39	5,49	1,32	1,23	50 x 1,2mm c/ 50cm
L4	10	3,68	Ø 6,3 c/ 20	2,82	4,85	1,17	1,37	50 x 1,2mm c/ 50cm
L5	10	5,40	Ø 6,3 c/ 20	3,55	6,07	1,46	1,11	50 x 1,2mm c/ 50cm
L6	10	3,43	Ø 6,3 c/ 20	3,38	5,82	1,40	1,14	50 x 1,2mm c/ 50cm
L7	10	3,68	Ø 6,3 c/ 20	3,31	5,79	1,39	1,17	50 x 1,2mm c/ 50cm
L8	10	5,40	Ø 6,3 c/ 20	3,68	5,99	1,44	1,11	50 x 1,2mm c/ 50cm
L9	10	5,43	Ø 6,3 c/ 20	3,75	5,99	1,44	1,11	50 x 1,2mm c/ 50cm
L10	10	3,68	Ø 6,3 c/ 20	2,76	4,74	1,14	1,41	50 x 1,2mm c/ 50cm

Fonte: Autor (2020).

Tabela 25 – Dimensionamento do reforço das lajes do segundo pavimento: direção Y

Laje	Espessura [cm]	Vão Y [m]	Asy	Md [kN.m/m]		η_M	$\gamma_{M,m}$	Reforço Lamella
				Estrutura original	Estrutura alterada			
L1	10	2,40	Ø 6,3 c/ 20	3,67	3,48	-	-	não necessita
L2	10	4,14	Ø 6,3 c/ 20	4,10	7,44	1,79	0,90 Aceitável	50 x 1,2mm c/ 50cm
L3	10	4,14	Ø 6,3 c/ 18	4,15	8,07	1,94	0,82 Aceitável	50 x 1,2mm c/ 50cm
L4	10	4,14	Ø 6,3 c/ 20	2,74	4,59	1,10	1,45	50 x 1,2mm c/ 50cm
L5	10	4,63	Ø 6,3 c/ 18	4,10	8,08	1,94	0,82 Aceitável	50 x 1,2mm c/ 50cm
L6	10	4,63	Ø 6,3 c/ 20	3,18	5,29	1,27	1,26	50 x 1,2mm c/ 50cm
L7	10	4,63	Ø 6,3 c/ 20	3,26	5,30	1,27	1,26	50 x 1,2mm c/ 50cm
L8	10	3,99	Ø 6,3 c/ 20	4,07	7,09	1,70	0,94 Aceitável	50 x 1,2mm c/ 50cm
L9	10	3,99	Ø 6,3 c/ 20	4,15	7,39	1,78	0,90 Aceitável	50 x 1,2mm c/ 50cm
L10	10	3,99	Ø 6,3 c/ 20	2,56	4,31	1,04	1,54	50 x 1,2mm c/ 50cm

Fonte: Autor (2020).

Tabela 26 – Dimensionamento do reforço das lajes do terceiro pavimento: direção X

Laje	Espessura [cm]	Vão X [m]	Asx	Md [kN.m/m]		η_M	$\gamma_{M,m}$	Reforço Lamella
				Estrutura original	Estrutura alterada			
L1	10	3,81	Ø 5,0 c/ 19	3,07	3,75	0,90	1,77	nível de reforço < 1
L2	10	5,40	Ø 6,3 c/ 20	3,87	6,21	1,34	1,20	50 x 1,2mm c/ 50cm
L3	10	4,30	Ø 6,3 c/ 20	3,96	6,54	1,32	1,23	50 x 1,2mm c/ 50cm
L4	10	3,73	Ø 5,0 c/ 19	3,44	5,90	1,42	1,14	50 x 1,2mm c/ 50cm
L5	10	5,40	Ø 6,3 c/ 20	3,91	6,66	1,46	1,11	50 x 1,2mm c/ 50cm
L6	10	5,48	Ø 6,3 c/ 20	3,86	6,50	1,40	1,14	50 x 1,2mm c/ 50cm
L7	10	3,73	Ø 5,0 c/ 19	2,76	4,84	1,39	1,17	50 x 1,2mm c/ 50cm
L8	10	5,40	Ø 5,0 c/ 19	3,67	5,96	1,44	1,11	50 x 1,2mm c/ 50cm
L9	10	5,48	Ø 5,0 c/ 19	3,55	5,76	1,44	1,11	50 x 1,2mm c/ 50cm
L10	10	3,73	Ø 5,0 c/ 19	2,70	4,63	1,14	1,41	50 x 1,2mm c/ 50cm

Fonte: Autor (2020).

Tabela 27 – Dimensionamento do reforço das lajes do terceiro pavimento: direção Y

Laje	Espessura [cm]	Vão Y [m]	Asy	Md [kN.m/m]		η_M	$\gamma_{M,m}$	Reforço Lamella
				Estrutura original	Estrutura alterada			
L1	10	2,40	Ø 6,3 c/ 20	3,66	3,45	-	-	não necessita
L2	10	4,14	Ø 6,3 c/ 20	3,90	6,96	1,79	0,90 Aceitável	50 x 1,2mm c/ 50cm
L3	10	4,14	Ø 6,3 c/ 20	3,89	6,71	1,94	0,82 Aceitável	50 x 1,2mm c/ 50cm
L4	10	4,14	Ø 6,3 c/ 20	3,76	6,33	1,52	1,06	50 x 1,2mm c/ 50cm
L5	10	4,63	Ø 6,3 c/ 19	4,15	7,57	1,94	0,82 Aceitável	50 x 1,2mm c/ 50cm
L6	10	4,63	Ø 6,3 c/ 19	3,50	7,47	1,27	1,26	50 x 1,2mm c/ 50cm
L7	10	4,63	Ø 5,0 c/ 19	3,13	5,17	1,27	1,26	50 x 1,2mm c/ 50cm
L8	10	3,99	Ø 6,3 c/ 20	4,06	7,07	1,70	0,94 Aceitável	50 x 1,2mm c/ 50cm
L9	10	3,99	Ø 6,3 c/ 20	3,96	6,91	1,78	0,90 Aceitável	50 x 1,2mm c/ 50cm
L10	10	3,99	Ø 5,0 c/ 19	2,62	4,45	1,04	1,54	50 x 1,2mm c/ 50cm

Fonte: Autor (2020).

Tabela 28 – Dimensionamento das lajes do sótão: direção X

Laje	Espessura [cm]	Vão X [m]	Asx	Md [kN.m/m]		η_M	$\gamma_{M,m}$	Reforço Lamella
				Estrutura original	Estrutura alterada			
L1	10	5,43	Ø 6,3 c/ 20	4,58	5,02	0,69	2,32	nível de reforço < 1
L2	10	5,45	Ø 6,3 c/ 20	5,11	5,58	0,77	2,09	nível de reforço < 1

Fonte: Autor (2020).

Tabela 29 – Dimensionamento das lajes do sótão: direção Y

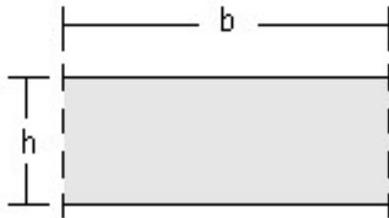
Laje	Espessura [cm]	Vão Y [m]	Asy	Md [kN.m/m]		η_M	$\gamma_{M,m}$	Reforço Lamella
				Estrutura original	Estrutura alterada			
L1	10	4,63	Ø 6,3 c/ 20	7,67	8,28	0,75	2,16	nível de reforço < 1
L2	10	4,63	Ø 6,3 c/ 18	7,70	8,31	0,75	2,16	nível de reforço < 1

Fonte: Autor (2020).

**APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO PARA LAJES:
RELATÓRIOS FRP LAMELLA**

S&P FRP Lamella

reforço à flexão e ao corte usando materiais de FRP



seção transversal

estrutura protegida

geometria

laje

$$\begin{aligned} b &= 100 & [\text{cm}] \\ h &= 10 & [\text{cm}] \end{aligned}$$

betão

classe: C 25/30

$$f_{ck} = 25 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \quad [\%]$$

$$\varepsilon_{c2} = 0,2 \quad [\%]$$

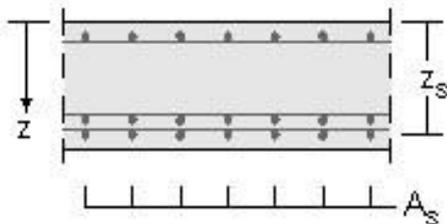
$$\gamma_c = 1,5 \quad [-]$$

$$\alpha_{cc} = 1 \quad [-]$$

$$E_{cm} = 31476 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$f_{ctm} = 2,56 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{ct} = 1 \quad [-]$$



aço

$$\gamma_s = 1,15 \quad [-]$$

armaduras

varões principais

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]	classe do aço	f_{yk} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ε_{su} [%]
1	1,41	7	CA 50	500	200000	2

solicitações

<u>situação pré-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
no instante do reforço	$M = 3,55$ [kNm]	$N_{Ek0} = 0$ [kN]
pré-esforço (estaticamente determinado)	$M_{p0} = 0$ [kNm]	$N_p = 0$ [kN]
zona de flexo-tracção fissurada		
<u>situação pós-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
estado limite último	$M_{Edf} = 5,56$ [kNm]	$N_{Edf} = 0$ [kN]
estado de serviço	$M_{Ekf} = 4$ [kNm]	$N_{Ekf} = 0$ [kN]
coeficiente de segurança parcial	$\gamma_{M,m} = 1,4$ [-]	$\gamma_{N,m} = 0$ [-]

reforço à flexão

sistema FRP

S&P CFK 150/2000

aderido externamente S&P Resin 220

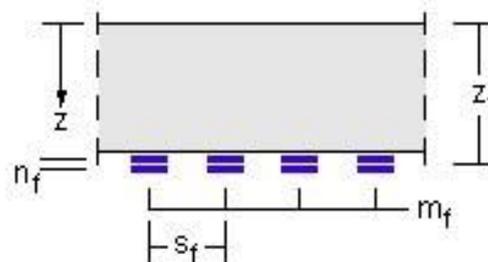
$$E_{fk} = 165000 \text{ [N/mm}^2\text{]} f$$

$$f_k = 2500 \text{ [N/mm}^2\text{]} f_u$$

$$\epsilon = 1,5 \text{ [%]}$$

$$\gamma_f = 1,2 \text{ [-]}$$

$$\epsilon_{f,limit} = 0,75 \text{ [%]}$$



secção transversal do FRP

No.	secção [mm/mm]	n_f [pcs]	m_f [pcs]	s_f [cm]	A_f [cm ²]	z_f [cm]
1	50 / 1.2	1	2	50	1,2	10

análise

Eurocódigo 2

em referencia a

DIBt Zulassungen Z-36.12-62 / Z-36.12-67

situação pré-reforço

resistência da secção não reforçada:

$$M_{Rd0} = 4,2 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Re0} = 4,8 \quad [\text{kNm}]$$

situação pós-reforço

nível de reforço: $\eta_M = 1,34 \quad [-]$

segurança em caso de
perda dos laminados: $\gamma_{Me} = 1,2 \quad [-]$

dimensionamento

$$A_{f,nec} = 0,13 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{f,efet} = 1,2 \quad [\text{cm}^2]$$

$$M_{Edf} = 5,6 \quad [\text{kNm}]$$

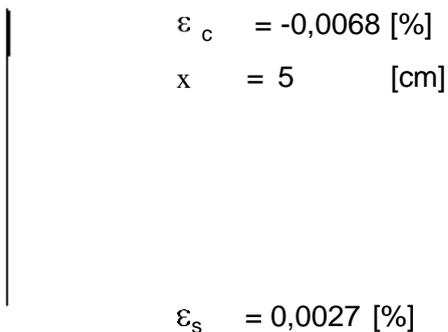
$$M_{Rdf} = 17,6 \quad [\text{kNm}]$$

verificação

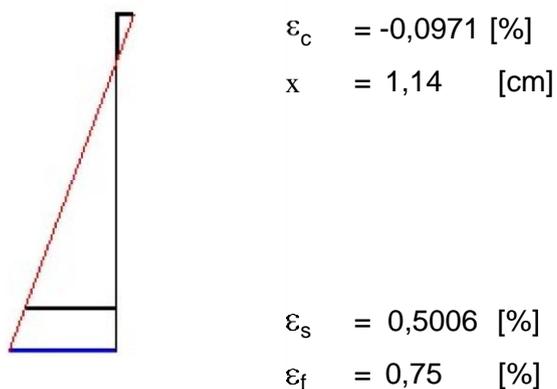
$$M_{Rdf} > M_{Edf}$$



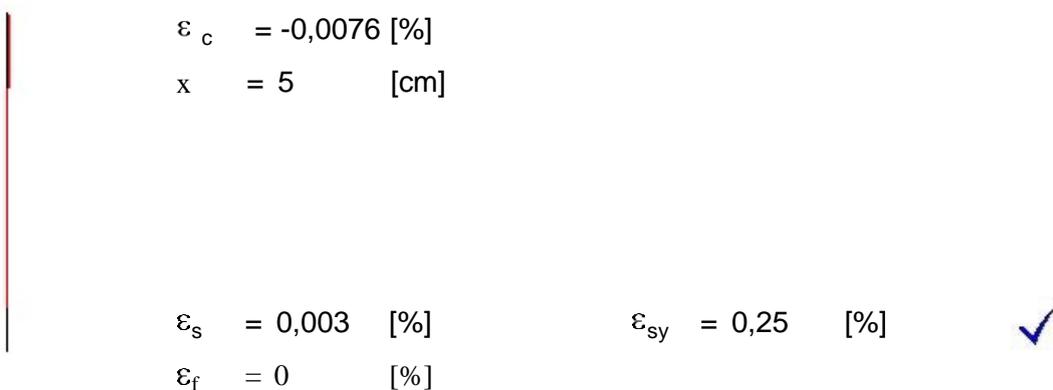
extensões iniciais



extensões - estado limite último ($A_{f,nec}$)



extensões / tensão - estado limite de serviço ($A_{f,efet}$)



tensões

betão	$\sigma_{c,max} = -2,4$	[N/mm ²]
aço	$\sigma_{s,max} = 6,1$	[N/mm ²]
material FRP	$\sigma_{f,max} = 0$	[N/mm ²]

tensões limites

$\sigma_{c,limite} = -15$	[N/mm ²]	✓
$\sigma_{s,limite} = 400$	[N/mm ²]	✓

S&P FRP Lamella

reforço à flexão e ao corte usando materiais de FRP



secção transversal

estrutura protegida

geometria

laje

$$\begin{aligned} b &= 100 & [\text{cm}] \\ h &= 10 & [\text{cm}] \end{aligned}$$

betão

classe:

C 25/30

$$f_{ck} = 25 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{cc} = 1 \quad [-]$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \quad [\%]$$

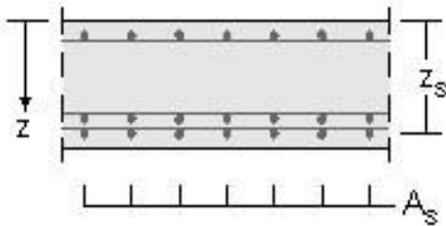
$$E_{cm} = 31476 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\varepsilon_{c2} = 0,2 \quad [\%]$$

$$f_{ctm} = 2,56 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{ct} = 1 \quad [-]$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad [-]$$



aço

$$\gamma_s = 1,15 \quad [-]$$

armaduras

varões principais

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]	classe do aço	f_{yk} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ε_{su} [%]
1	1,41	7	CA 50	500	200000	2

solicitações

<u>situação pré-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
no instante do reforço	$M = 4,1$ [kNm]	$N_{Ek0} = 0$ [kN]
pré-esforço (estaticamente determinado)	$M_{p0} = 0$ [kNm]	$N_p = 0$ [kN]
zona de flexo-tracção fissurada		
<u>situação pós-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
estado limite último	$M_{Edf} = 7,44$ [kNm]	$N_{Edf} = 0$ [kN]
estado de serviço	$M_{Ekf} = 5,3$ [kNm]	$N_{Ekf} = 0$ [kN]
coeficiente de segurança parcial	$\gamma_{M,m} = 1,4$ [-]	$\gamma_{N,m} = 0$ [-]

reforço à flexão

sistema FRP

S&P CFK 150/2000

aderido externamente S&P Resin 220

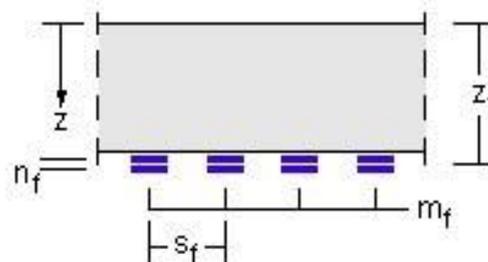
$$E_{fk} = 165000 \text{ [N/mm}^2\text{]} f$$

$$f_k = 2500 \text{ [N/mm}^2\text{]} f_u$$

$$\epsilon = 1,5 \text{ [%]}$$

$$\gamma_f = 1,2 \text{ [-]}$$

$$\epsilon_{f,limit} = 0,75 \text{ [%]}$$



secção transversal do FRP

No.	secção [mm/mm]	n_f [pcs]	m_f [pcs]	s_f [cm]	A_f [cm ²]	z_f [cm]
1	50 / 1.2	1	2	50	1,2	10

análise

Eurocódigo 2

em referencia a

DIBt Zulassungen Z-36.12-62 / Z-36.12-67

situação pré-reforço

resistência da secção não reforçada:

$$M_{Rd0} = 4,2 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Re0} = 4,8 \quad [\text{kNm}]$$

situação pós-reforço

nível de reforço: $\eta_M = 1,79 \quad [-]$

segurança em caso de
perda dos laminados: $\gamma_{Me} = 0,9 \quad [-]$

dimensionamento

$$A_{f,nec} = 0,29 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{f,efet} = 1,2 \quad [\text{cm}^2]$$

$$M_{Edf} = 7,4 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rdf} = 17,6 \quad [\text{kNm}]$$

verificação

$$M_{Rdf} > M_{Edf}$$



extensões iniciais

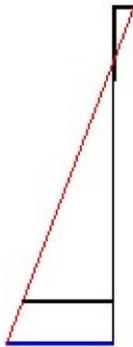


$\epsilon_c = -0,0078$ [%]

$x = 5$ [cm]

$\epsilon_s = 0,0031$ [%]

extensões - estado limite último ($A_{f,nec}$)



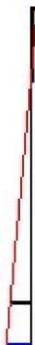
$\epsilon_c = -0,1117$ [%]

$x = 1,28$ [cm]

$\epsilon_s = 0,497$ [%]

$\epsilon_f = 0,75$ [%]

extensões / tensão - estado limite de serviço ($A_{f,efet}$)



$\epsilon_c = -0,0347$ [%]

$x = 1,62$ [cm]

$\epsilon_s = 0,115$ [%]

$\epsilon_f = 0,1714$ [%]

$\epsilon_{sy} = 0,25$ [%] ✓

tensões

betão	$\sigma_{c,max} = -7,93$	[N/mm ²]
aço	$\sigma_{s,max} = 230,09$	[N/mm ²]
material FRP	$\sigma_{f,max} = 282,84$	[N/mm ²]

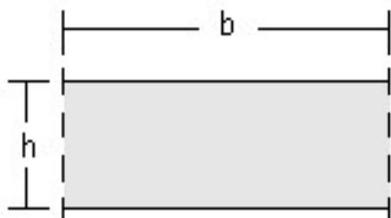
tensões limites

$\sigma_{c,limite} = -15$	[N/mm ²]
$\sigma_{s,limite} = 400$	[N/mm ²]



S&P FRP Lamella

reforço à flexão e ao corte usando materiais de FRP



secção transversal

estrutura protegida

geometria

laje

$$b = 100 \quad [\text{cm}]$$

$$h = 10 \quad [\text{cm}]$$

betão

classe:

C 25/30

$$f_{ck} = 25 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{cc} = 1 \quad [-]$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \quad [\%]$$

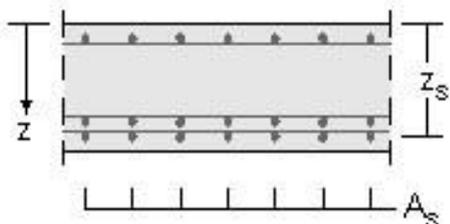
$$E_{cm} = 31476 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\varepsilon_{c2} = 0,2 \quad [\%]$$

$$f_{ctm} = 2,56 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{ct} = 1 \quad [-]$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad [-]$$



aço

$$\gamma_s = 1,15 \quad [-]$$

armaduras

varões principais

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]	classe do aço	f_{yk} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ε_{su} [%]
1	1,41	7	CA 50	500	200000	2

solicitações

<u>situação pré-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
no instante do reforço	$M = 3,44$ [kNm]	$N_{Ek0} = 0$ [kN]
pré-esforço (estaticamente determinado)	$M_{p0} = 0$ [kNm]	$N_p = 0$ [kN]
zona de flexo-tracção fissurada		
<u>situação pós-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
estado limite último	$M_{Edf} = 5,9$ [kNm]	$N_{Edf} = 0$ [kN]
estado de serviço	$M_{Ekf} = 4,2$ [kNm]	$N_{Ekf} = 0$ [kN]
coeficiente de segurança parcial	$\gamma_{M,m} = 1,4$ [-]	$\gamma_{N,m} = 0$ [-]

reforço à flexão

sistema FRP

S&P CFK 150/2000

$$E_{fk} = 165000 \text{ [N/mm}^2\text{]} f$$

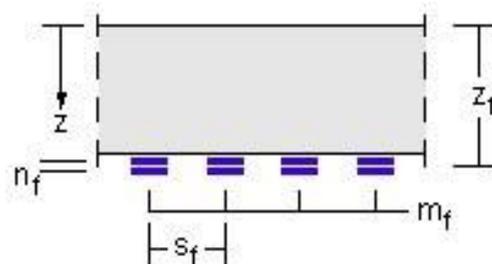
$$f_k = 2500 \text{ [N/mm}^2\text{]} f_u$$

$$\epsilon = 1,5 \text{ [%]}$$

$$\gamma_f = 1,2 \text{ [-]}$$

$$\epsilon_{f,limit} = 0,75 \text{ [%]}$$

aderido externamente S&P Resin 220



secção transversal do FRP

No.	secção [mm/mm]	n_f [pcs]	m_f [pcs]	s_f [cm]	A_f [cm ²]	z_f [cm]
1	50 / 1.2	1	2	50	1,2	10

análise

Eurocódigo 2

em referencia a

DIBt Zulassungen Z-36.12-62 / Z-36.12-67

situação pré-reforço

resistência da secção não reforçada:

$$M_{Rd0} = 4,2 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Re0} = 4,8 \quad [\text{kNm}]$$

situação pós-reforço

nível de reforço: $\eta_M = 1,42 \quad [-]$

segurança em caso de perda dos laminados: $\gamma_{Me} = 1,14 \quad [-]$

dimensionamento

$$A_{f,nec} = 0,16 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{f,efet} = 1,2 \quad [\text{cm}^2]$$

$$M_{Edf} = 5,9 \quad [\text{kNm}]$$

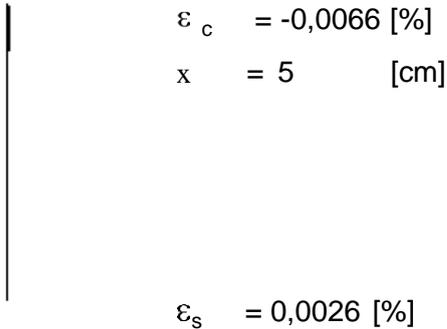
$$M_{Rdf} = 17,6 \quad [\text{kNm}]$$

verificação

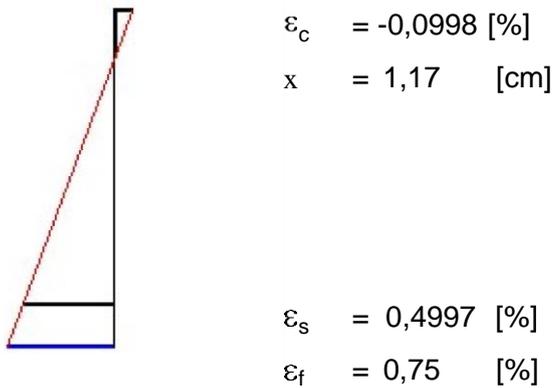
$$M_{Rdf} > M_{Edf}$$



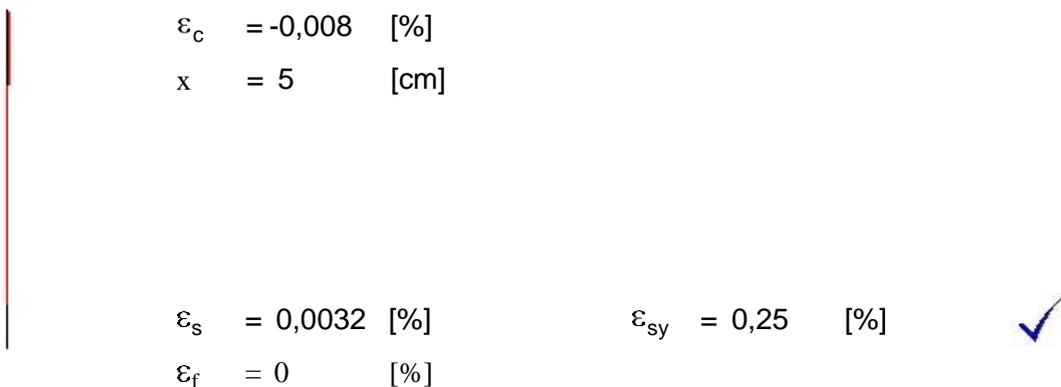
extensões iniciais



extensões - estado limite último ($A_{f,nec}$)



extensões / tensão - estado limite de serviço ($A_{f,efet}$)



tensões

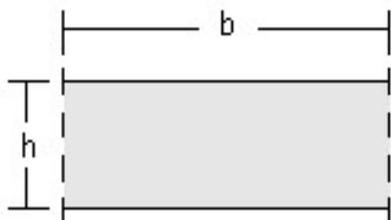
betão	$\sigma_{c,max} = -2,52$	[N/mm ²]
aço	$\sigma_{s,max} = 6,4$	[N/mm ²]
material FRP	$\sigma_{f,max} = 0$	[N/mm ²]

tensões limites

$\sigma_{c,limite} = -15$	[N/mm ²]	✓
$\sigma_{s,limite} = 400$	[N/mm ²]	

S&P FRP Lamella

reforço à flexão e ao corte usando materiais de FRP



secção transversal

estrutura protegida

geometria

laje

$$b = 100 \quad [\text{cm}]$$

$$h = 10 \quad [\text{cm}]$$

betão

classe:

C 25/30

$$f_{ck} = 25 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{cc} = 1 \quad [-]$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \quad [\%]$$

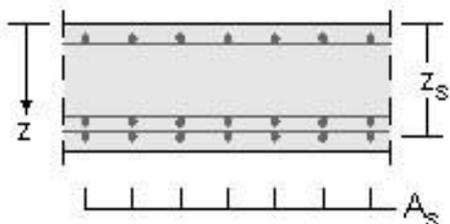
$$E_{cm} = 31476 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\varepsilon_{c2} = 0,2 \quad [\%]$$

$$f_{ctm} = 2,56 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{ct} = 1 \quad [-]$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad [-]$$



aço

$$\gamma_s = 1,15 \quad [-]$$

armaduras

varões principais

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]	classe do aço	f_{yk} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ε_{su} [%]
1	1,41	7	CA 50	500	200000	2

solicitações

<u>situação pré-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
no instante do reforço	$M = 3,76$ [kNm]	$N_{Ek0} = 0$ [kN]
pré-esforço (estaticamente determinado)	$M_{p0} = 0$ [kNm]	$N_p = 0$ [kN]
zona de flexo-tracção fissurada		
<u>situação pós-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
estado limite último	$M_{Edf} = 6,33$ [kNm]	$N_{Edf} = 0$ [kN]
estado de serviço	$M_{Ekf} = 4,5$ [kNm]	$N_{Ekf} = 0$ [kN]
coeficiente de segurança parcial	$\gamma_{M,m} = 1,4$ [-]	$\gamma_{N,m} = 0$ [-]

reforço à flexão

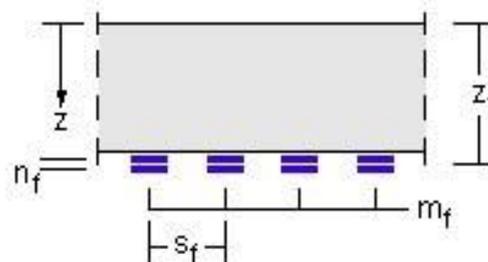
sistema FRP

S&P CFK 150/2000

aderido externamente S&P Resin 220

$E_{fk} = 165000$ [N/mm²] f
 $f_k = 2500$ [N/mm²] f_u
 $\epsilon = 1,5$ [%]

$\gamma_f = 1,2$ [-]
 $\epsilon_{f,limit} = 0,75$ [%]



secção transversal do FRP

No.	secção [mm/mm]	n_f [pcs]	m_f [pcs]	s_f [cm]	A_f [cm ²]	z_f [cm]
1	50 / 1.2	1	2	50	1,2	10

análise

Eurocódigo 2

em referencia a

DIBt Zulassungen Z-36.12-62 / Z-36.12-67

situação pré-reforço

resistência da secção não reforçada:

$$M_{Rd0} = 4,2 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Re0} = 4,8 \quad [\text{kNm}]$$

situação pós-reforço

nível de reforço: $\eta_M = 1,52 \quad [-]$

segurança em caso de perda dos laminados: $\gamma_{Me} = 1,06 \quad [-]$

dimensionamento

$$A_{f,nec} = 0,19 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{f,efet} = 1,2 \quad [\text{cm}^2]$$

$$M_{Edf} = 6,3 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rdf} = 17,6 \quad [\text{kNm}]$$

verificação

$$M_{Rdf} > M_{Edf}$$



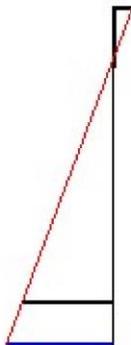
extensões iniciais



$\epsilon_c = -0,0072$ [%]
 $x = 5$ [cm]

$\epsilon_s = 0,0029$ [%]

extensões - estado limite último ($A_{f,nec}$)



$\epsilon_c = -0,1032$ [%]
 $x = 1,2$ [cm]

$\epsilon_s = 0,499$ [%]

$\epsilon_f = 0,75$ [%]

extensões / tensão - estado limite de serviço ($A_{f,efet}$)



$\epsilon_c = -0,0294$ [%]
 $x = 1,62$ [cm]

$\epsilon_s = 0,0979$ [%]

$\epsilon_f = 0,1452$ [%]

$\epsilon_{sy} = 0,25$ [%] ✓

tensões

betão	$\sigma_{c,max} = -6,8$	[N/mm ²]
aço	$\sigma_{s,max} = 195,74$	[N/mm ²]
material FRP	$\sigma_{f,max} = 239,63$	[N/mm ²]

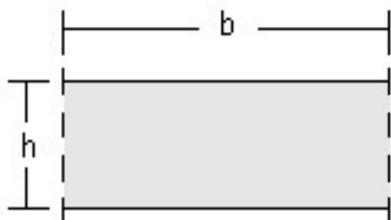
tensões limites

$\sigma_{c,limite} = -15$	[N/mm ²]
$\sigma_{s,limite} = 400$	[N/mm ²]



S&P FRP Lamella

reforço à flexão e ao corte usando materiais de FRP



seção transversal

estrutura protegida

geometria

laje

$$b = 100 \quad [\text{cm}]$$

$$h = 10 \quad [\text{cm}]$$

betão

classe:

C 25/30

$$f_{ck} = 25 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{cc} = 1 \quad [-]$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \quad [\%]$$

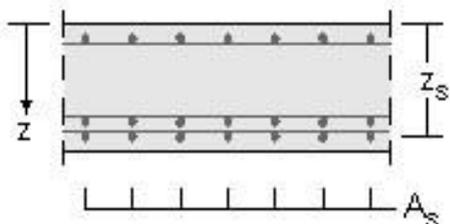
$$E_{cm} = 31476 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\varepsilon_{c2} = 0,2 \quad [\%]$$

$$f_{ctm} = 2,56 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{ct} = 1 \quad [-]$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad [-]$$



aço

$$\gamma_s = 1,15 \quad [-]$$

armaduras

varões principais

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]	classe do aço	f_{yk} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ε_{su} [%]
1	2,51	7	CA 50	500	200000	2

solicitações

<u>situação pré-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
no instante do reforço	$M = 4,58$ [kNm]	$N_{Ek0} = 0$ [kN]
pré-esforço (estaticamente determinado)	$M_{p0} = 0$ [kNm]	$N_p = 0$ [kN]
zona de flexo-tracção fissurada		
<u>situação pós-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
estado limite último	$M_{Edf} = 5,02$ [kNm]	$N_{Edf} = 0$ [kN]
estado de serviço	$M_{Ekf} = 3,6$ [kNm]	$N_{Ekf} = 0$ [kN]
coeficiente de segurança parcial	$\gamma_{M,m} = 1,4$ [-]	$\gamma_{N,m} = 0$ [-]

reforço à flexão

sistema FRP

S&P CFK 150/2000

aderido externamente S&P Resin 220

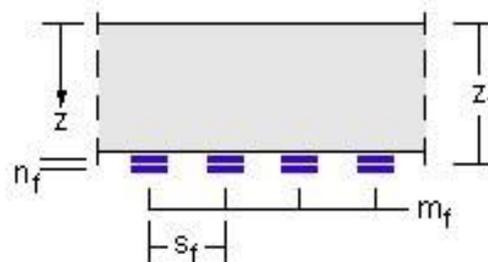
$$E_{fk} = 165000 \text{ [N/mm}^2\text{]} f$$

$$f_k = 2500 \text{ [N/mm}^2\text{]} f_u$$

$$\epsilon = 1,5 \text{ [%]}$$

$$\gamma_f = 1,2 \text{ [-]}$$

$$\epsilon_{f,limit} = 0,75 \text{ [%]}$$



secção transversal do FRP

No.	secção [mm/mm]	n_f [pcs]	m_f [pcs]	s_f [cm]	A_f [cm ²]	z_f [cm]
-----	-------------------	----------------	----------------	---------------	-----------------------------	---------------

análise

Eurocódigo 2

em referencia a

DIBt Zulassungen Z-36.12-62 / Z-36.12-67

situação pré-reforço

resistência da secção não reforçada:

$$M_{Rd0} = 7,3 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Re0} = 8,4 \quad [\text{kNm}]$$

situação pós-reforço

nível de reforço: $\eta_M = 0,69 \quad [-]$

segurança em caso de
perda dos laminados: $\gamma_{Me} = 2,32 \quad [-]$

dimensionamento

$$A_{f,nec} = 0 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{f,efet} = 0 \quad [\text{cm}^2]$$

$$M_{Edf} = 5 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rdf} = 7,3 \quad [\text{kNm}]$$

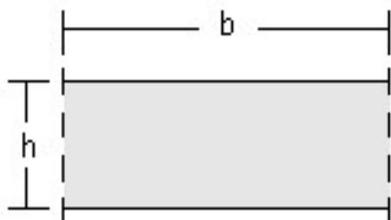
verificação

$$M_{Rdf} > M_{Edf}$$



S&P FRP Lamella

reforço à flexão e ao corte usando materiais de FRP



secção transversal

estrutura protegida

geometria

laje

$$b = 100 \quad [\text{cm}]$$

$$h = 10 \quad [\text{cm}]$$

betão

classe:

C 25/30

$$f_{ck} = 25 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{cc} = 1 \quad [-]$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \quad [\%]$$

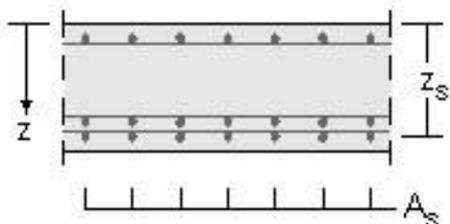
$$E_{cm} = 31476 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\varepsilon_{c2} = 0,2 \quad [\%]$$

$$f_{ctm} = 2,56 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\alpha_{ct} = 1 \quad [-]$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad [-]$$



aço

$$\gamma_s = 1,15 \quad [-]$$

armaduras

varões principais

No.	A_s [cm ²]	z_s [cm]	classe do aço	f_{yk} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ε_{su} [%]
1	3,93	7	CA 50	500	200000	2

solicitações

<u>situação pré-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
no instante do reforço	$M = 7,2$ [kNm]	$N_{Ek0} = 0$ [kN]
pré-esforço (estaticamente determinado)	$M_{p0} = 0$ [kNm]	$N_p = 0$ [kN]
zona de flexo-tracção fissurada		
<u>situação pós-reforço</u>	momento no vão (positivo)	força de tracção
estado limite último	$M_{Edf} = 8,28$ [kNm]	$N_{Edf} = 0$ [kN]
estado de serviço	$M_{Ekf} = 5,9$ [kNm]	$N_{Ekf} = 0$ [kN]
coeficiente de segurança parcial	$\gamma_{M,m} = 1,4$ [-]	$\gamma_{N,m} = 0$ [-]

reforço à flexão

sistema FRP

S&P CFK 150/2000

aderido externamente S&P Resin 220

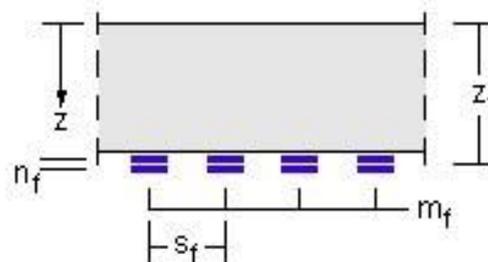
$$E_{fk} = 165000 \text{ [N/mm}^2\text{]} f$$

$$f_k = 2500 \text{ [N/mm}^2\text{]} f_u$$

$$\epsilon = 1,5 \text{ [%]}$$

$$\gamma_f = 1,2 \text{ [-]}$$

$$\epsilon_{f,limit} = 0,75 \text{ [%]}$$



secção transversal do FRP

No.	secção [mm/mm]	n_f [pcs]	m_f [pcs]	s_f [cm]	A_f [cm ²]	z_f [cm]
-----	-------------------	----------------	----------------	---------------	-----------------------------	---------------

análise

Eurocódigo 2

em referencia a

DIBt Zulassungen Z-36.12-62 / Z-36.12-67

situação pré-reforço

resistência da secção não reforçada:

$$M_{Rd0} = 11,1 \quad [\text{kNm}] \quad M_{Re0} = 12,7 \quad [\text{kNm}]$$

situação pós-reforço

nível de reforço: $\eta_M = 0,75 \quad [-]$

segurança em caso de perda dos laminados: $\gamma_{Me} = 2,16 \quad [-]$

dimensionamento

$$A_{f,nec} = 0 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{f,efet} = 0 \quad [\text{cm}^2]$$

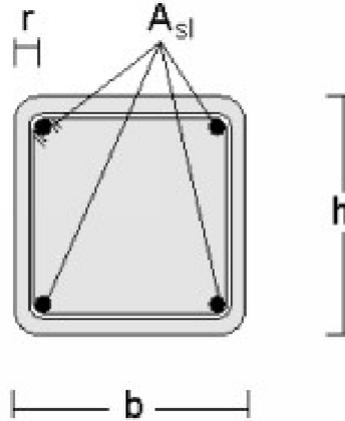
verificação

$$M_{Rdf} > M_{Edf} \quad \checkmark$$

**APÊNDICE E – DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO PARA PILARES:
RELATÓRIOS FRP COLONNA**

FRP Colonna Reforço de pilares com S&P Mantas

seccão transversal



geometria

b = 25 [cm]
h = 40 [cm]
r = 4 [cm]

armadura longitudinal

A_{sl} = 4,71 [cm²]

materiais

betão C 25/30

aço CA 50

f_{ck} = 25 [N/mm²]
ε_{c0} = 0,2 [‰]
E_c = 25000 [N/mm²]
α_{cc} = 1 [-]
γ_c = 1,5 [-]

f_{yk} = 500 [N/mm²]
ε_s = ε_c
E_s = 200000 [N/mm²]
γ_s = 1,15 [-]

reforço

FRP S&P C Sheet 240 (300 g/m²)

Esforços triaxiais no betão

E_{fk} = 240000 [N/mm²]
ε_{fu} = 1,55 [‰]
f_{fk} = 3800 [N/mm²]
t_f = 0,176 [mm]

γ_E = 1,2 [-]
ε_{f,lim} = 0,4 [‰]

γ_{cc} = 1,5 [-]
ε_{c,lim} = 1 [‰]
ν = 0,25 [-]

cargas

força de compressão de cálculo N_{Edf} = 145,79 [kN]

Proj.-no.: projecto: Reforço estrutural Arquivo Histórico pagina 182
Pos.-no.: posição: Pavimento 2 - Pilar 11 folha 2

análise

Eurocode 2 / fib bulletin 14

estado não reforçado

$N_{Rd0} = 1824,33$ [kN] resistência de cálculo

A resistência do pilar não reforçado é suficiente.

verificação

$N_{Rd0} = 1824,33$ [kN] $\geq 145,79$ [kN] = N_{Edf}

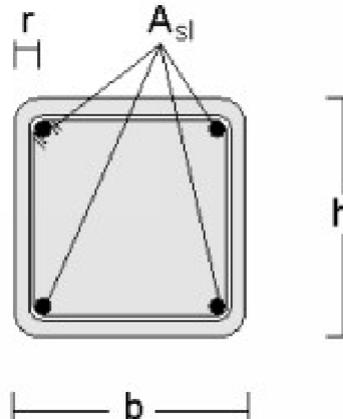
Proj.-no.:
 Pos.-no.:

projecto: Reforço estrutural Arquivo Histórico
 posição: Pavimento 3 - Pilar 12

pagina 183
 folha 1

FRP Colonna Reforço de pilares com S&P Mantas

seccão transversal



geometria

b = 30 [cm]
 h = 30 [cm]
 r = 4 [cm]

armadura longitudinal

A_{sl} = 4,52 [cm²]

materiais

betão C 25/30

f_{ck} = 25 [N/mm²]
 ε_{c0} = 2 [‰]
 E_c = 25000 [N/mm²]
 α_{cc} = 1 [-]
 γ_c = 1,5 [-]

aço CA 50

f_{yk} = 500 [N/mm²]
 ε_s = ε_c
 E_s = 200000 [N/mm²]
 γ_s = 1,15 [-]

reforço

FRP S&P C Sheet 240 (300 g/m²)

E_{fk} = 240000 [N/mm²]
 = 15,5 [‰]
 ε_{fu} = 3800 [N/mm²]
 f_{fk} = 0,176 [mm]
 t_f

Esforços triaxiais no betão

γ_{cc} = 1,5 [-]
 ε_{c,lim} = 10 [‰]
 ν = 0,25 [-]

cargas

força de compressão de cálculo N_{Edf} = 435,1 [kN]

Proj.-no.: projecto: Reforço estrutural Arquivo Histórico pagina 184
Pos.-no.: posição: Pavimento 3 - Pilar 12 folha 2

análise

Eurocode 2 / fib bulletin 14

estado não reforçado

$N_{Rd0} = 1650,38$ [kN] resistência de cálculo

A resistência do pilar não reforçado é suficiente.

verificação

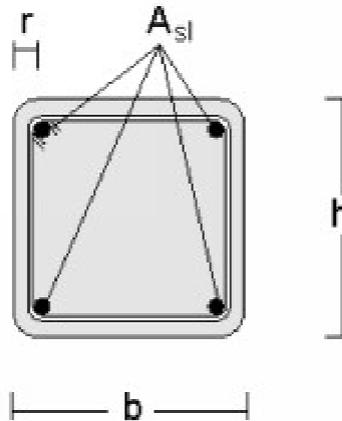
$N_{Rd0} = 1650,38$ [kN] $\geq 435,1$ [kN] = N_{Edf}

Proj.-no.: projecto: Reforço estrutural Arquivo Histórico
 Pos.-no.: posição: Sótão – Pilar 15

pagina 185
 folha 1

FRP Colonna Reforço de pilares com S&P Mantas

seção transversal



geometria

b = 50 [cm]
 h = 64 [cm]
 r = 4 [cm]

armadura longitudinal

A_{sl} = 14,73 [cm²]

materiais

betão C 25/30

f_{ck} = 25 [N/mm²]
 ε_{c0} = 0,2 [%]
 E_c = 25000 [N/mm²]
 α_{cc} = 1 [-]
 γ_c = 1,5 [-]

aço CA 50

f_{yk} = 500 [N/mm²]
 ε_s = ε_c
 E_s = 200000 [N/mm²]
 γ_s = 1,15 [-]

reforço

FRP S&P C Sheet 240 (300 g/m²)

E_{fk} = 240000 [N/mm²]
 = 1,55 [%]
 ε_{fu} = 3800 [N/mm²]
 f_{fk} = 0,176 [mm]
 t_f

γ_E = 1,2 [-]
 ε_{f,lim} = 0,4 [%]

Esforços triaxiais no betão

γ_{cc} = 1,5 [-]
 ε_{c,lim} = 1 [%]
 ν = 0,25 [-]

cargas

força de compressão de cálculo N_{Edf} = 140,24 [kN]

Proj.-no.: projecto: Reforço estrutural Arquivo Histórico
Pos.-no.: posição: Sótão – Pilar 15

pagina 186
folha 2

análise

Eurocode 2 / fib bulletin 14

estado não reforçado

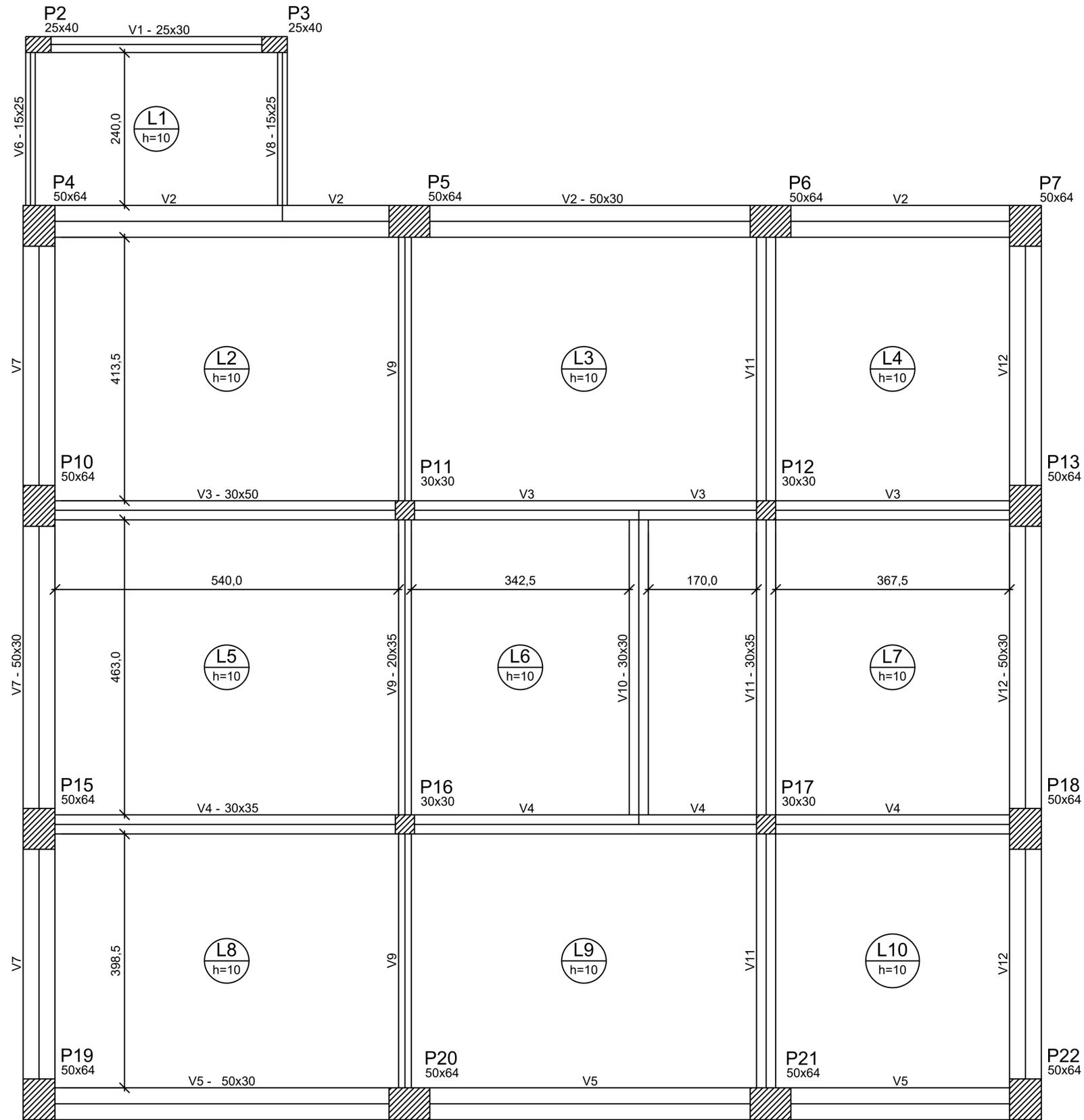
$$N_{Rd0} = 5875,09 \text{ [kN]}$$

resistência de cálculo

verificação

$$N_{Rd0} = 5875,09 \text{ [kN]} \geq 140,24 \text{ [kN]} = N_{Edf}$$

APÊNDICE F – PLANTAS DE FORMAS: ESTRUTURA ORIGINAL



Forma do segundo pavimento

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x30	0	600
V2	50x30	0	600
V3	30x50	0	600
V4	30x35	0	600
V5	50x30	0	600
V6	15x25	0	600
V7	50x30	0	600
V8	15x25	0	600
V9	20x35	0	600
V10	30x30	0	600
V11	30x35	0	600
V12	50x30	0	600

Lajes					
Dados					
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (m)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)
L1	Maciça	10	0.00	6	2.50
L2	Maciça	10	0.00	6	2.50
L3	Maciça	10	0.00	6	2.50
L4	Maciça	10	0.00	6	2.50
L5	Maciça	10	0.00	6	2.50
L6	Maciça	10	0.00	6	2.50
L7	Maciça	10	0.00	6	2.50
L8	Maciça	10	0.00	6	2.50
L9	Maciça	10	0.00	6	2.50
L10	Maciça	10	0.00	6	2.50

Lajes			
Nome	Sobrecarga (kN/m²)		
	Adicional	Acidental	Localizada
L1	1.00	1.50	-
L2	1.00	1.50	-
L3	1.00	1.50	-
L4	1.00	1.50	-
L5	1.00	1.50	-
L6	1.00	1.50	-
L7	1.00	1.50	-
L8	1.00	1.50	-
L9	1.00	1.50	-
L10	1.00	1.50	-

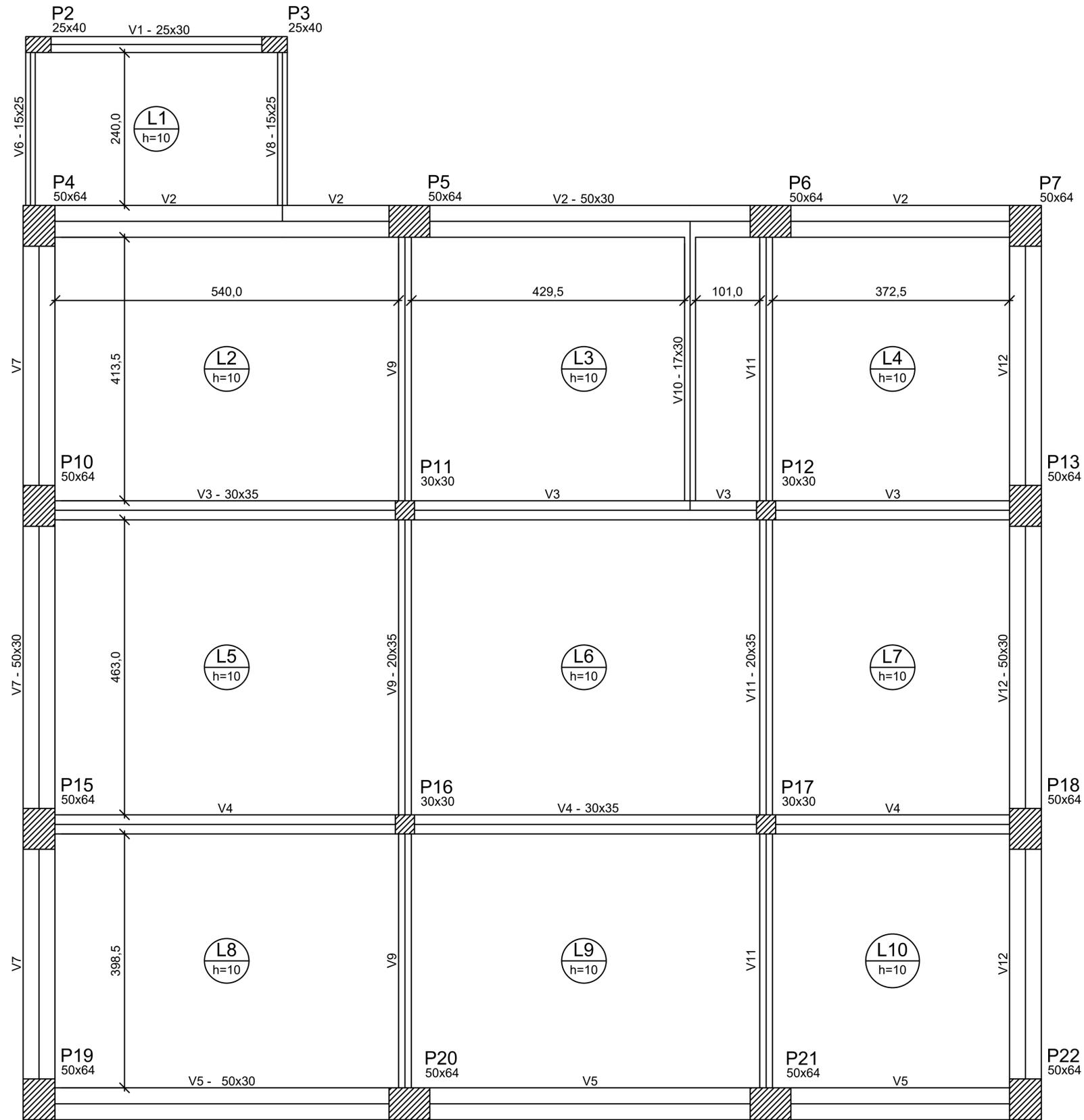
Características dos materiais		
f _{ck} (MPa)	Ecs (MPa)	
25	23800	

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P2	25 x 40	0	600
P3	25 x 40	0	600
P4	50 x 64	0	600
P5	50 x 64	0	600
P6	50 x 64	0	600
P7	50 x 64	0	600
P10	50 x 64	0	600
P11	30 x 30	0	600
P12	30 x 30	0	600
P13	50 x 64	0	600
P15	50 x 64	0	600
P16	30 x 30	0	600
P17	30 x 30	0	600
P18	50 x 64	0	600
P19	50 x 64	0	600
P20	50 x 64	0	600
P21	50 x 64	0	600
P22	50 x 64	0	600

Legenda dos Pilares	
	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce
	Pilar com mudança de seção

Análise da viabilidade técnica do reforço de estrutura de concreto armado empregando polímeros reforçados com fibras de carbono

 UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL	Disciplina	Trabalho de Conclusão de Curso II	Prancha
	Acadêmico	Lucas Zampieri	01 / 09
	Professor Orientador	Luciano Zatti	Escala
	Assunto	Planta de forma do segundo pavimento	Data
			Junho/2020



Forma do terceiro pavimento

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x30	0	900
V2	50x30	0	900
V3	30x35	0	900
V4	30x35	0	900
V5	50x30	0	900
V6	15x25	0	900
V7	50x30	0	900
V8	15x25	0	900
V9	20x35	0	900
V10	17x30	0	900
V11	20x35	0	900
V12	50x30	0	900

Lajes					
Dados					
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (m)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)
L1	Maciça	10	0.00	9	2.50
L2	Maciça	10	0.00	9	2.50
L3	Maciça	10	0.00	9	2.50
L4	Maciça	10	0.00	9	2.50
L5	Maciça	10	0.00	9	2.50
L6	Maciça	10	0.00	9	2.50
L7	Maciça	10	0.00	9	2.50
L8	Maciça	10	0.00	9	2.50
L9	Maciça	10	0.00	9	2.50
L10	Maciça	10	0.00	9	2.50

Lajes			
Nome	Sobrecarga (kN/m²)		
	Adicional	Acidental	Localizada
L1	1.00	1.50	-
L2	1.00	1.50	-
L3	1.00	1.50	-
L4	1.00	1.50	-
L5	1.00	1.50	-
L6	1.00	1.50	-
L7	1.00	1.50	-
L8	1.00	1.50	-
L9	1.00	1.50	-
L10	1.00	1.50	-

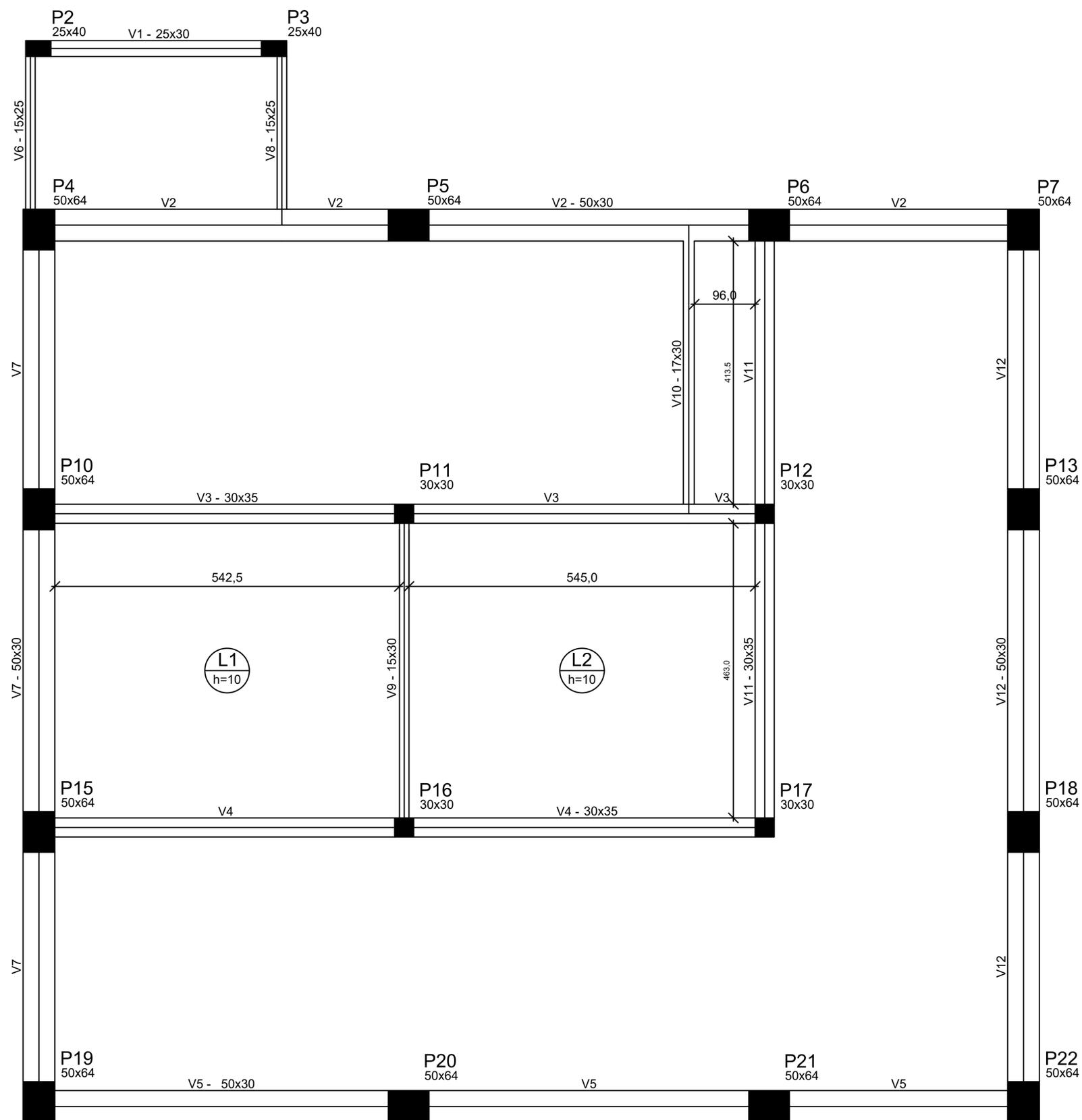
Características dos materiais		
f _{ck} (MPa)	Ecs (MPa)	
25	23800	

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P2	25 x 40	0	900
P3	25 x 40	0	900
P4	50 x 64	0	900
P5	50 x 64	0	900
P6	50 x 64	0	900
P7	50 x 64	0	900
P10	50 x 64	0	900
P11	30 x 30	0	900
P12	30 x 30	0	900
P13	50 x 64	0	900
P15	50 x 64	0	900
P16	30 x 30	0	900
P17	30 x 30	0	900
P18	50 x 64	0	900
P19	50 x 64	0	900
P20	50 x 64	0	900
P21	50 x 64	0	900
P22	50 x 64	0	900

Legenda dos Pilares	
	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce
	Pilar com mudança de seção

Análise da viabilidade técnica do reforço de estrutura de concreto armado empregando polímeros reforçados com fibras de carbono

 UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL	Disciplina	Trabalho de Conclusão de Curso II	Prancha
	Acadêmico	Lucas Zampieri	02 / 09
	Professor Orientador	Luciano Zatti	Escala
	Assunto	Planta de forma do terceiro pavimento	Data
			Junho/2020



Forma do sótão

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x30	0	1200
V2	50x30	0	1200
V3	30x35	0	1200
V4	30x35	0	1200
V5	50x30	0	1200
V6	15x25	0	1200
V7	50x30	0	1200
V8	15x25	0	1200
V9	15x30	0	1200
V10	17x30	0	1200
V11	30x35	0	1200
V12	50x30	0	1200

Lajes					
Dados					
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (m)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)
L1	Maciça	10	0.00	12	2.50
L2	Maciça	10	0.00	12	2.50

Lajes			
Nome	Sobrecarga (kN/m²)		
	Adicional	Acidental	Localizada
L1	1.00	1.50	-
L2	1.00	1.50	-

Características dos materiais		
f _{ck} (MPa)	E _{cs} (MPa)	
25	23800	

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P2	25 x 40	0	1200
P3	25 x 40	0	1200
P4	50 x 64	0	1200
P5	50 x 64	0	1200
P6	50 x 64	0	1200
P7	50 x 64	0	1200
P10	50 x 64	0	1200
P11	30 x 30	0	1200
P12	30 x 30	0	1200
P13	50 x 64	0	1200
P15	50 x 64	0	1200
P16	30 x 30	0	1200
P17	30 x 30	0	1200
P18	50 x 64	0	1200
P19	50 x 64	0	1200
P20	50 x 64	0	1200
P21	50 x 64	0	1200
P22	50 x 64	0	1200

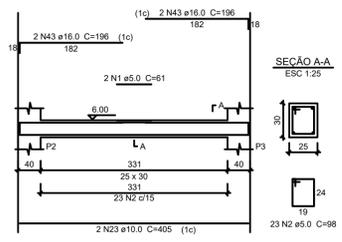
Legenda dos Pilares	
	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce
	Pilar com mudança de seção

Análise da viabilidade técnica do reforço de estrutura de concreto armado empregando polímeros reforçados com fibras de carbono

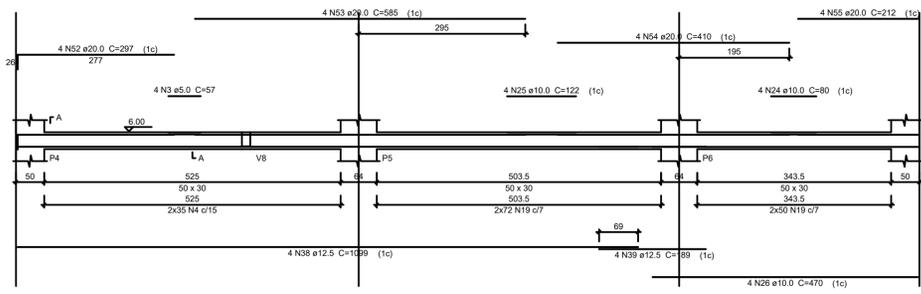
	Disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II	Prancha 03 / 09
	Acadêmico Lucas Zampieri	Escala 1:75
	Professor Orientador Luciano Zatti	Data Junho/2020
	Assunto Planta de forma do sótão	

APÊNDICE G – ARMADURAS DAS VIGAS E LAJES: ESTRUTURA ORIGINAL

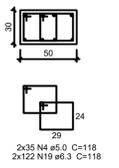
V1
ESC 1:50



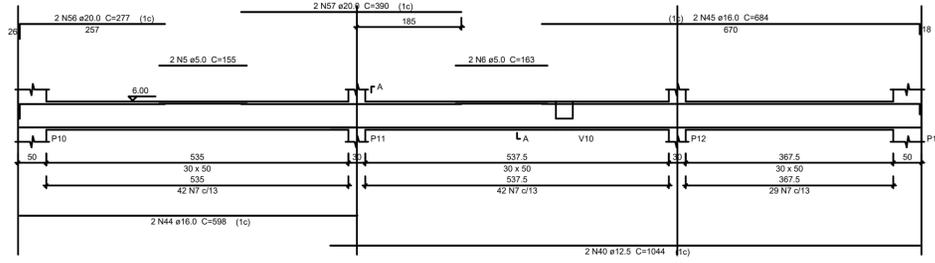
V2
ESC 1:50



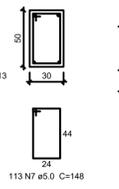
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



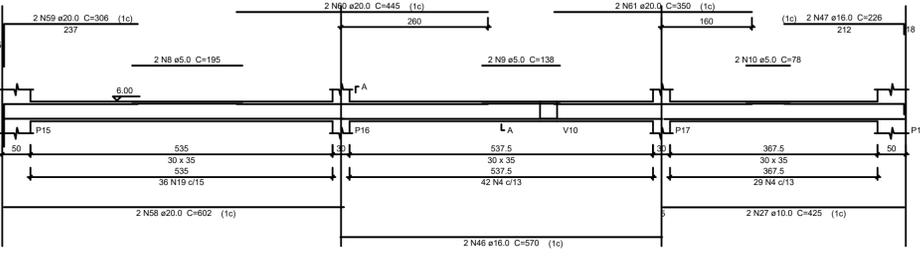
V3
ESC 1:50



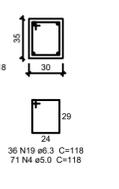
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



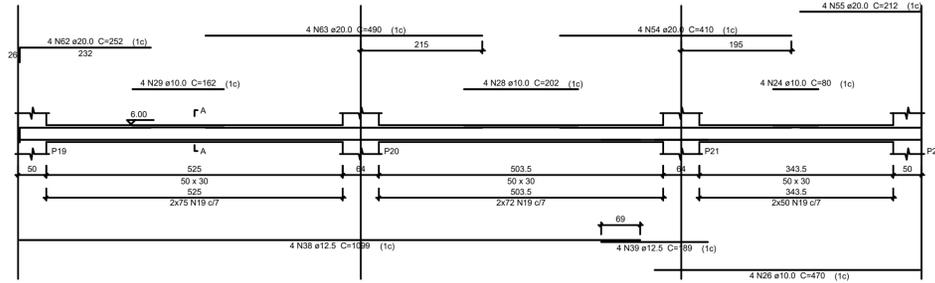
V4
ESC 1:50



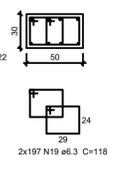
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



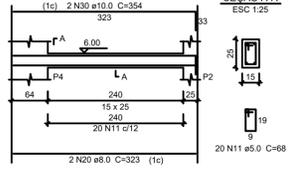
V5
ESC 1:50



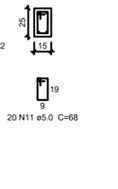
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



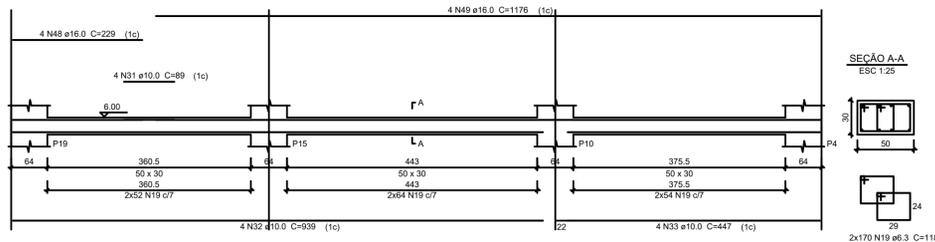
V6
ESC 1:50



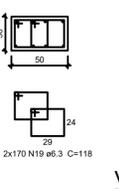
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



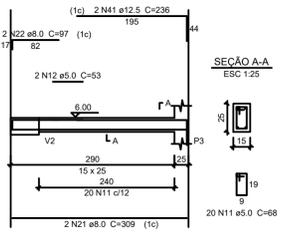
V7
ESC 1:50



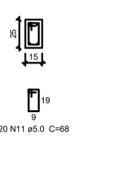
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



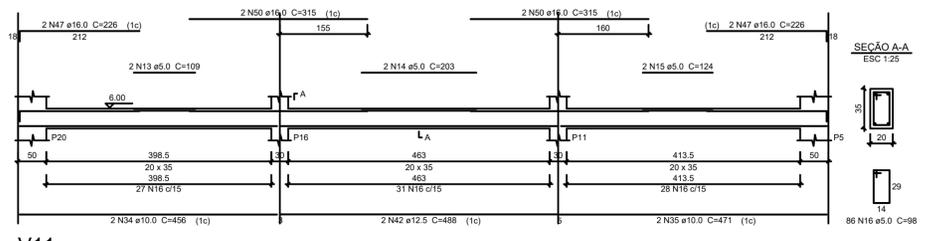
V8
ESC 1:50



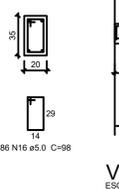
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



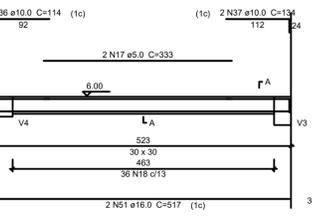
V9
ESC 1:50



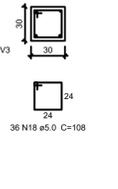
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



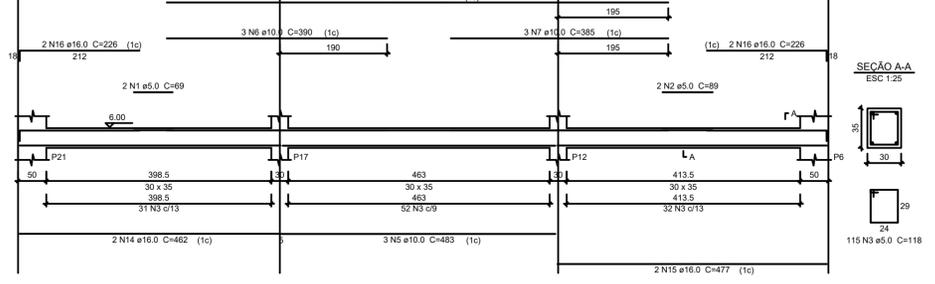
V10
ESC 1:50



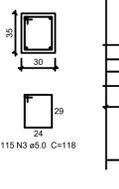
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



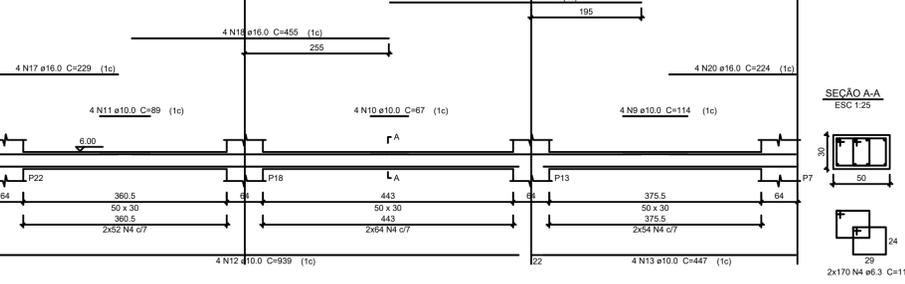
V11
ESC 1:50



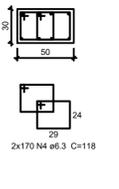
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



V12
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25



Relação do aço

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	2	61	122
	2	5.0	23	98	2254
	3	5.0	4	57	228
	4	5.0	141	118	16638
	5	5.0	2	155	310
	6	5.0	2	163	326
	7	5.0	113	148	16724
	8	5.0	2	195	390
	9	5.0	2	138	276
	10	5.0	2	78	156
	11	5.0	40	68	2720
	12	5.0	2	53	106
	13	5.0	2	109	218
	14	5.0	2	203	406
	15	5.0	2	124	248
	16	5.0	86	98	8428
	17	5.0	2	333	666
	18	5.0	36	108	3888
	19	6.3	1014	118	119652
	20	8.0	2	323	646
	21	8.0	2	309	618
	22	8.0	2	97	194
	23	10.0	2	405	810
24	10.0	8	80	640	
25	10.0	4	122	488	
26	10.0	8	470	3760	
27	10.0	2	425	850	
28	10.0	4	202	808	
29	10.0	4	162	648	
30	10.0	2	354	708	
31	10.0	4	89	356	
32	10.0	4	939	3756	
33	10.0	4	447	1788	
34	10.0	2	456	912	
35	10.0	2	471	942	
36	10.0	2	114	228	
37	10.0	2	134	268	
38	12.5	8	1099	8792	
39	12.5	8	189	1512	
40	12.5	2	1044	2088	
41	12.5	2	236	472	
42	12.5	2	488	976	
43	16.0	4	196	784	
44	16.0	2	598	1196	
45	16.0	2	684	1368	
46	16.0	2	570	1140	
47	16.0	6	226	1356	
48	16.0	4	229	916	
49	16.0	4	1176	4704	
50	16.0	4	315	1260	
51	16.0	2	517	1034	
52	20.0	4	297	1188	
53	20.0	4	585	2340	
54	20.0	8	410	3280	
55	20.0	8	212	1696	
56	20.0	2	277	554	
57	20.0	2	390	780	
58	20.0	2	602	1204	
59	20.0	2	306	612	
60	20.0	2	445	890	
61	20.0	2	350	700	
62	20.0	4	252	1008	
63	20.0	4	490	1960	
CA50					

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	1196.6	322.1
	8.0	14.6	6.3
	10.0	169.7	115
	12.5	138.4	146.7
	16.0	137.6	238.9
	20.0	162.2	439.8
CA60	5.0	541.1	91.7
PESO TOTAL			
CA50		1268.7	
CA60		91.7	

Vol. de concreto total (C-25) = 13.06 m³
Área de forma total = 113.09 m²

Relação do aço

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)	
CA60	1	5.0	2	69	138	
	2	5.0	2	89	178	
	3	5.0	115	118	13570	
	4	6.3	340	118	40120	
	5	10.0	3	483	1449	
	6	10.0	3	390	1170	
	7	10.0	3	385	1155	
	8	10.0	2	888	1776	
	9	10.0	4	114	456	
	10	10.0	4	67	268	
	11	10.0	4	89	356	
	12	10.0	4	939	3756	
	13	10.0	4	447	1788	
	14	16.0	2	462	924	
	15	16.0	2	477	954	
	16	16.0	4	226	904	
	17	16.0	4	229	916	
	18	16.0	4	455	1820	
	19	16.0	4	445	1780	
	20	16.0	4	224	896	
	CA50					

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	401.2	108
	10.0	121.8	82.6
	16.0	62	142.3
CA60	5.0	138.9	23.5
PESO TOTAL			
CA50		332.8	
CA60		23.5	

Vol. de concreto total (C-25) = 3.66 m³
Área de forma total = 30.14 m²

Análise da viabilidade técnica do reforço de estrutura de concreto armado empregando polímeros reforçados com fibras de carbono

 <p>UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL</p>	<p>Disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II</p> <p>Acadêmico Lucas Zampieri</p> <p>Professor Orientador Luciano Zatti</p> <p>Título da Prancha Armaduras das vigas do segundo pavimento</p>	<p>Prancha 04 / 09</p> <p>Escala 1:125</p> <p>Data Junho/2020</p>
--	---	---

Relação do aço

V1	V2	V3
V4	V5	V6
V7	V8	V9
V10	V11	V12

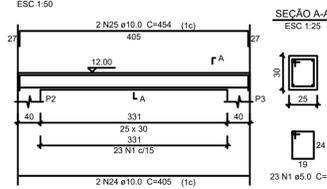
AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	23	98	2254
	2	5.0	4	162	648
	3	5.0	4	131	524
	4	5.0	1018	118	120124
	5	5.0	4	157	628
	6	5.0	4	138	552
	7	5.0	40	68	2720
	8	5.0	4	35	140
	9	5.0	2	28	56
	10	5.0	2	108	216
	11	5.0	48	78	3744
	12	5.0	2	219	438
	13	5.0	28	82	2296
	14	5.0	2	89	178
	15	5.0	4	77	308
	16	5.0	4	40	160
CA50	17	6.3	128	118	15104
	18	8.0	2	323	646
	19	8.0	2	353	706
	20	8.0	2	309	618
	21	8.0	2	117	234
	22	8.0	2	215	430
	23	8.0	2	148	296
	24	10.0	2	405	810
	25	10.0	2	454	908
	26	10.0	8	1089	8712
	27	10.0	8	173	1384
	28	10.0	8	460	3680
	29	10.0	8	267	2136
	30	10.0	4	455	1820
	31	10.0	4	669	2676
	32	10.0	3	575	1725
	33	10.0	8	1177	9416
	34	10.0	10	281	2810
	35	10.0	6	430	2580
	36	10.0	1	209	209
	37	10.0	4	212	848
	38	10.0	1	830	830
	39	10.0	4	1091	4364
	40	10.0	2	229	458
	41	10.0	9	435	3915
	42	10.0	4	241	964
	43	10.0	2	230	460
	44	10.0	4	450	1800
	45	10.0	4	673	2692
	46	10.0	4	102	408
	47	10.0	4	501	2004
	48	10.0	4	516	2064
	49	10.0	8	264	2112
	50	10.0	2	488	976
	51	10.0	2	500	1000
	52	10.0	2	981	1962
	53	10.0	3	208	624
	54	10.0	4	365	1460
	55	10.0	2	711	1422
	56	10.0	4	998	3992
	57	10.0	4	506	2024
	58	10.0	4	704	2816
	59	12.5	4	601	2404
	60	12.5	2	183	366
	61	12.5	2	264	528
	62	16.0	4	703	2812
	63	16.0	4	450	1800
	64	16.0	2	517	1034
	65	20.0	2	271	542
	66	20.0	2	264	528

Resumo do aço

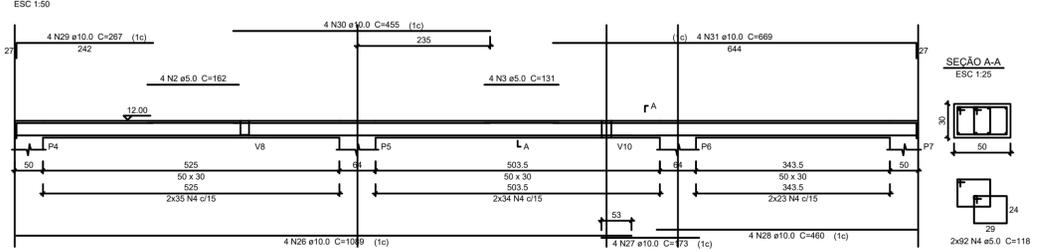
AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	151.1	40.7
	8.0	29.3	12.7
	10.0	780.7	529.4
	12.5	33	34.9
	16.0	56.5	98
	20.0	10.7	29
CA60	5.0	1349.9	228.9
PESO TOTAL			
CA50			744.8
CA60			228.9

Vol. de concreto total (C-25) = 13.66 m³
 Área de forma total = 115.69 m²

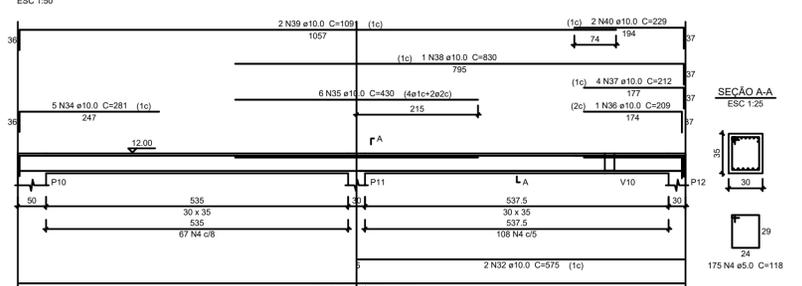
V1 ESC 1:50



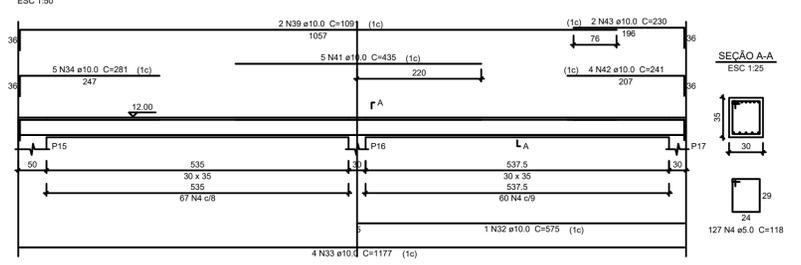
V2 ESC 1:50



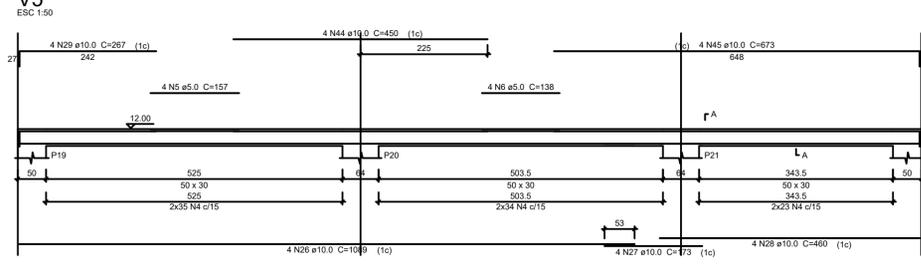
V3 ESC 1:50



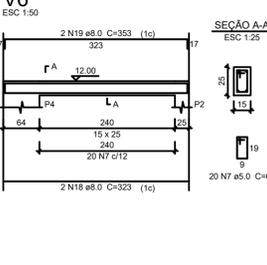
V4 ESC 1:50



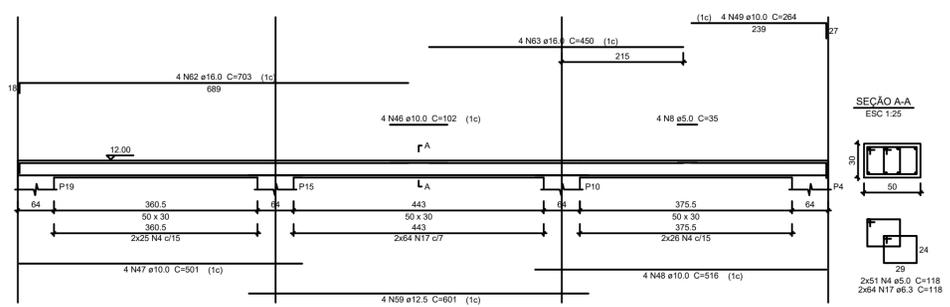
V5 ESC 1:50



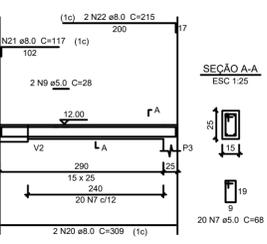
V6 ESC 1:50



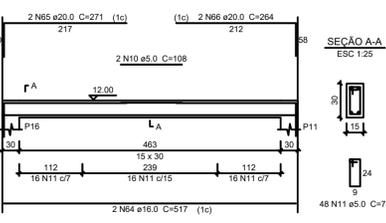
V7 ESC 1:50



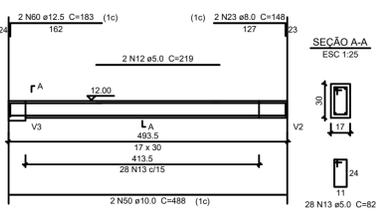
V8 ESC 1:50



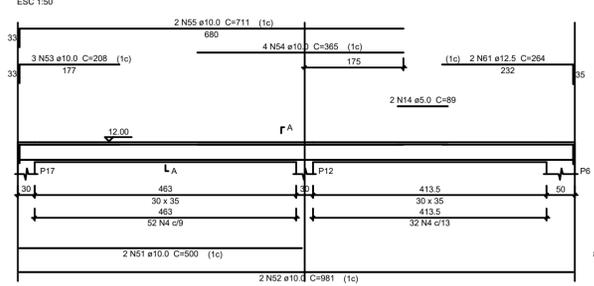
V9 ESC 1:50



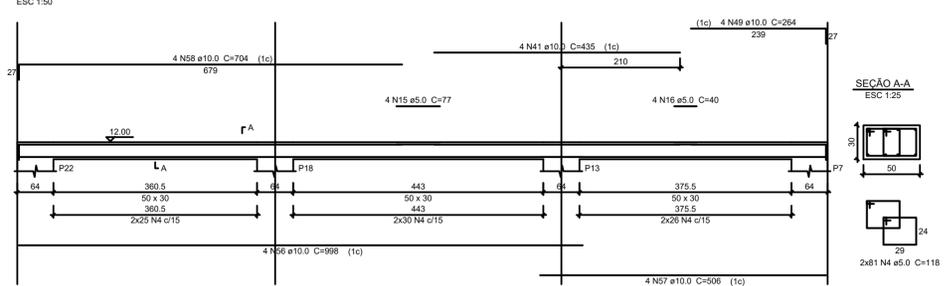
V10 ESC 1:50



V11 ESC 1:50

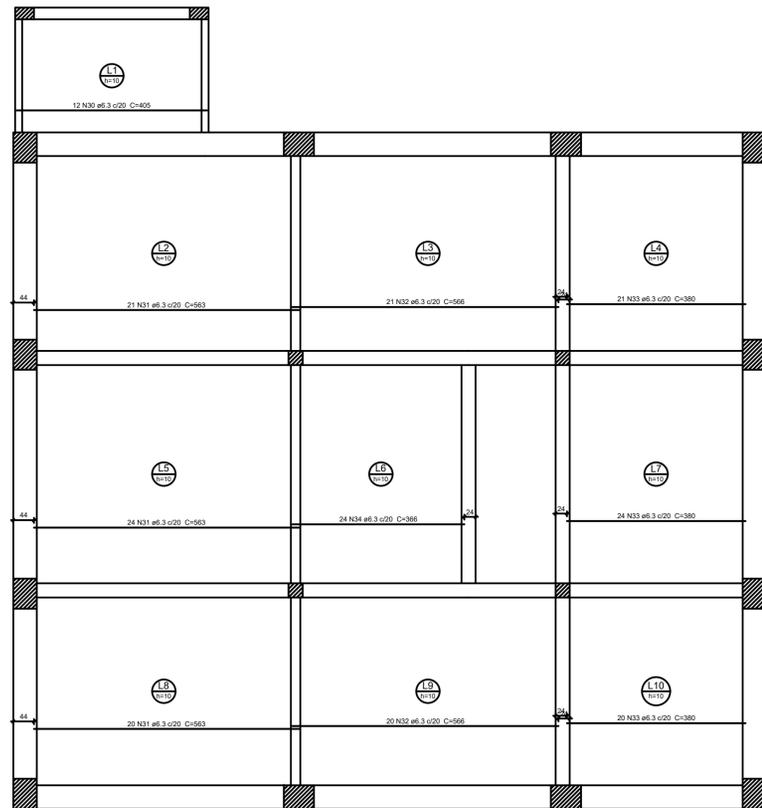


V12 ESC 1:50

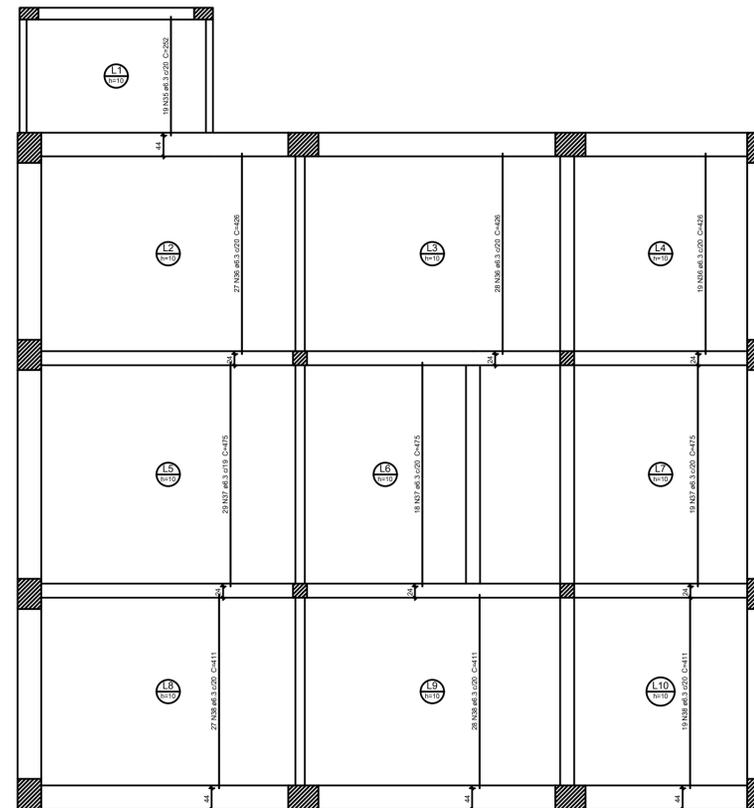


Análise da viabilidade técnica do reforço de estrutura de concreto armado empregando polímeros reforçados com fibras de carbono

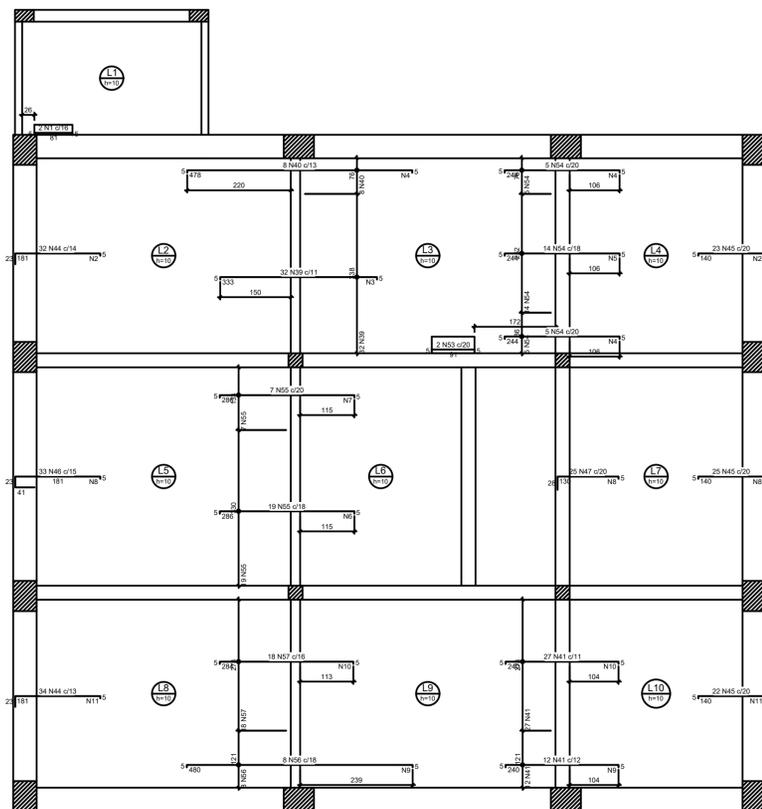
	Disciplina	Trabalho de Conclusão de Curso II	Prancha
	Acadêmico	Lucas Zampieri	06 / 09
	Professor Orientador	Luciano Zatti	Escala
			1:125
	Título da Prancha	Armaduras das vigas do sótão	Data
			Junho/2020



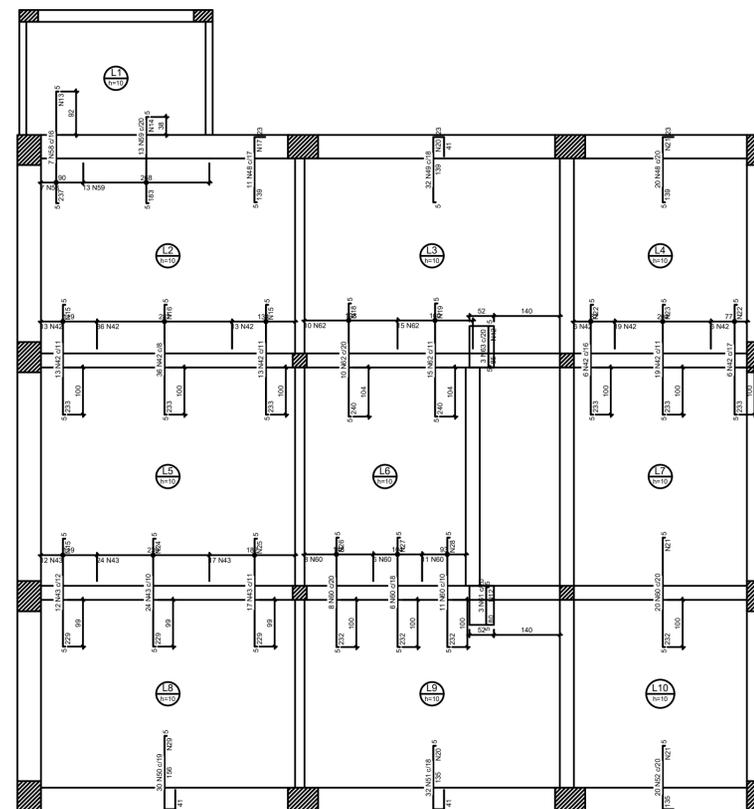
Armação positiva das lajes do segundo pavimento (Eixo X)



Armação positiva das lajes do segundo pavimento (Eixo Y)



Armação negativa das lajes do segundo pavimento (Eixo X)



Armação negativa das lajes do segundo pavimento (Eixo Y)

Relação do aço

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)	Negativos X		Negativos Y		Positivos X	
						Positivos Y	Positivos X	Positivos Y	Positivos X		
CA60	1	5.0	2	89	178						
	2	5.0	16	454	7264						
	3	5.0	17	353	6001						
	4	5.0	50	101	5050						
	5	5.0	13	252	3276						
	6	5.0	15	345	5175						
	7	5.0	15	148	2220						
	8	5.0	23	493	11339						
	9	5.0	36	146	5256						
	10	5.0	27	292	7884						
	11	5.0	16	439	7024						
	12	5.0	10	52	520						
	13	5.0	12	115	1380						
	14	5.0	10	267	2670						
	15	5.0	36	144	5184						
	16	5.0	12	288	3456						
	17	5.0	7	193	1351						
	18	5.0	12	208	2496						
	19	5.0	19	160	3040						
	20	5.0	14	568	7952						
	21	5.0	26	408	10608						
	22	5.0	24	102	2448						
	23	5.0	12	204	2448						
	24	5.0	12	240	2880						
	25	5.0	12	192	2304						
	26	5.0	12	156	1872						
	27	5.0	12	104	1248						
	28	5.0	13	108	1404						
	29	5.0	8	575	4600						
	CA50	30	6.3	12	405	4860					
31		6.3	65	563	36595						
32		6.3	41	566	23206						
33		6.3	65	380	24700						
34		6.3	24	366	8784						
35		6.3	19	252	4788						
36		6.3	74	426	31524						
37		6.3	66	475	31350						
38		6.3	74	411	30414						
39		6.3	32	340	10880						
40		6.3	8	485	3880						
41		6.3	39	247	9633						
42		6.3	93	240	22320						
43		6.3	53	236	12508						
44		6.3	66	206	13596						
45		6.3	70	165	11550						
46		6.3	33	246	8118						
47		6.3	25	160	4000						
48		6.3	31	164	5084						
49		6.3	32	204	6528						
50		6.3	30	221	6630						
51		6.3	32	200	6400						
52		6.3	20	160	3200						
53		8.0	2	97	194						
54		8.0	24	250	6000						
55		8.0	26	292	7592						
56		8.0	8	486	3888						
57		8.0	18	290	5220						
58		8.0	7	243	1701						
59		8.0	13	189	2457						
60		8.0	45	238	10710						
61		10.0	3	85	255						
62		10.0	25	245	6125						
63		12.5	3	89	267						

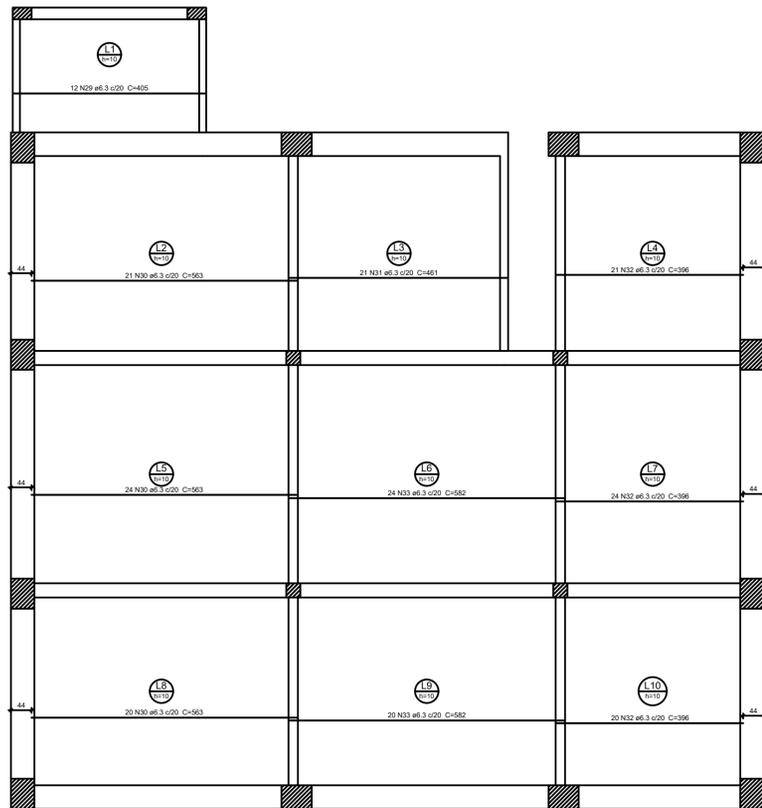
Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	3205.5	862.8
	8.0	377.7	163.9
	10.0	63.8	43.3
	12.5	2.7	2.8
CA60	5.0	1185.3	201
PESO TOTAL			
CA50	1072.8		
CA60	201		

Vol. de concreto total (C-25) = 18.68 m³
 Área de forma total = 186.82 m²

Análise da viabilidade técnica do reforço de estrutura de concreto armado empregando polímeros reforçados com fibras de carbono

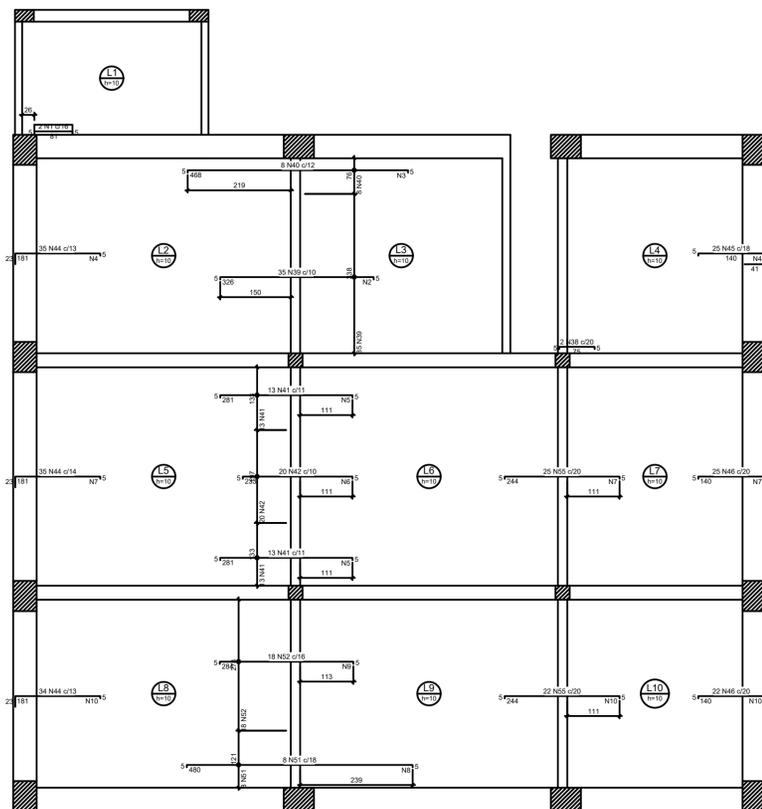
	Disciplina	Trabalho de Conclusão de Curso II	Prancha
	Acadêmico	Lucas Zampieri	07 / 09
	Professor Orientador	Luciano Zatti	Escala
	1:150	Data	
Título da Prancha		Armaduras das lajes do segundo pavimento	
		Junho/2020	



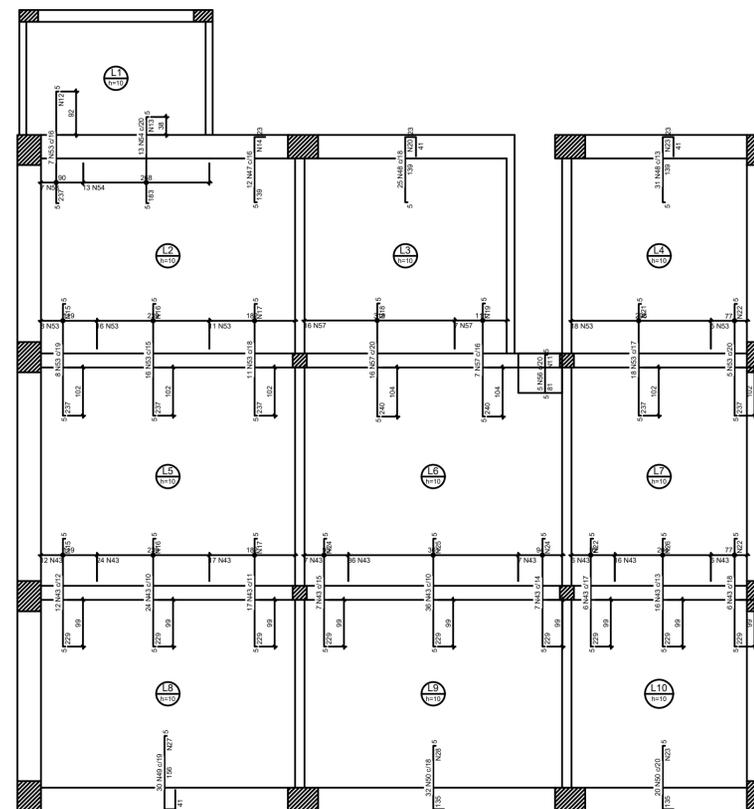
Armação positiva das lajes do terceiro pavimento (Eixo X)



Armação positiva das lajes do terceiro pavimento (Eixo Y)



Armação negativa das lajes do terceiro pavimento (Eixo X)



Armação negativa das lajes do terceiro pavimento (Eixo Y)

Relação do aço

AÇO	N	DIAM	Q	Negativos X		Negativos Y		Positivos X		
				Positivos Y	Positivos Y	Positivos X	Positivos X			
				UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)					
CA60	1	5.0	2	89	178					
	2	5.0	17	353	6001					
	3	5.0	24	101	2424					
	4	5.0	16	454	7264					
	5	5.0	28	148	4144					
	6	5.0	12	197	2364					
	7	5.0	29	493	14297					
	8	5.0	24	146	3504					
	9	5.0	15	292	4380					
	10	5.0	29	439	12731					
	11	5.0	4	93	372					
	12	5.0	12	115	1380					
	13	5.0	10	267	2670					
	14	5.0	7	193	1351					
	15	5.0	24	144	3456					
	16	5.0	24	240	5760					
	17	5.0	24	192	4608					
	18	5.0	12	329	3948					
	19	5.0	12	119	1428					
	20	5.0	7	448	3136					
	21	5.0	12	306	3672					
	22	5.0	36	102	3672					
	23	5.0	14	408	5712					
	24	5.0	24	103	2472					
	25	5.0	12	361	4332					
	26	5.0	12	204	2448					
	27	5.0	8	575	4600					
	28	5.0	7	568	3976					
	CA50	29	6.3	12	405	4860				
		30	6.3	65	563	36595				
		31	6.3	21	461	9681				
		32	6.3	65	396	25740				
		33	6.3	44	582	25608				
34		6.3	19	252	4788					
35		6.3	68	426	28968					
36		6.3	74	475	35150					
37		6.3	74	411	30414					
38		6.3	2	82	164					
39		6.3	35	333	11655					
40		6.3	8	475	3800					
41		6.3	26	288	7488					
42		6.3	20	240	4800					
43		6.3	131	236	30916					
44		6.3	104	206	21424					
45		6.3	25	205	5125					
46		6.3	47	165	7755					
47		6.3	12	164	1968					
48		6.3	56	204	11424					
49		6.3	30	221	6630					
50		6.3	52	160	8320					
51		8.0	8	486	3888					
52		8.0	18	290	5220					
53		8.0	65	243	15795					
54		8.0	13	189	2457					
55		8.0	47	250	11750					
56		10.0	5	86	430					
57		10.0	23	245	5635					

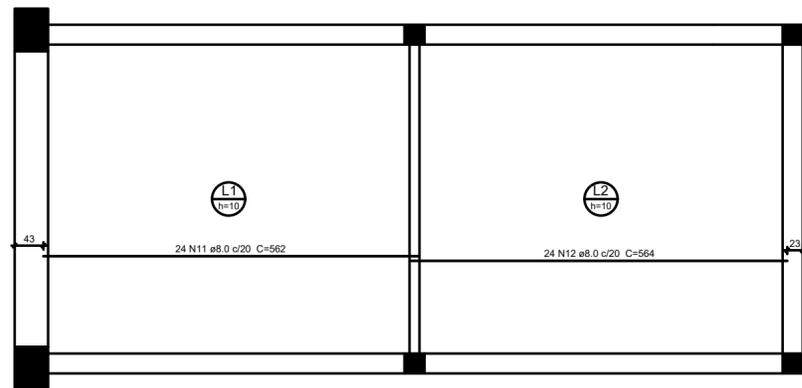
Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	3232.8	870.2
	8.0	391.1	169.8
	10.0	60.7	41.1
CA60	5.0	1162.8	197.2
PESO TOTAL			
CA50	1081.1		
CA60	197.2		

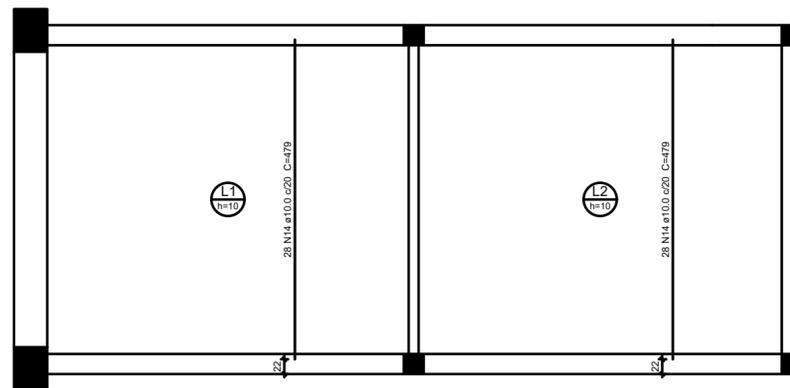
Vol. de concreto total (C-25) = 19.24 m³
 Área de forma total = 192.44 m²

Análise da viabilidade técnica do reforço de estrutura de concreto armado empregando polímeros reforçados com fibras de carbono

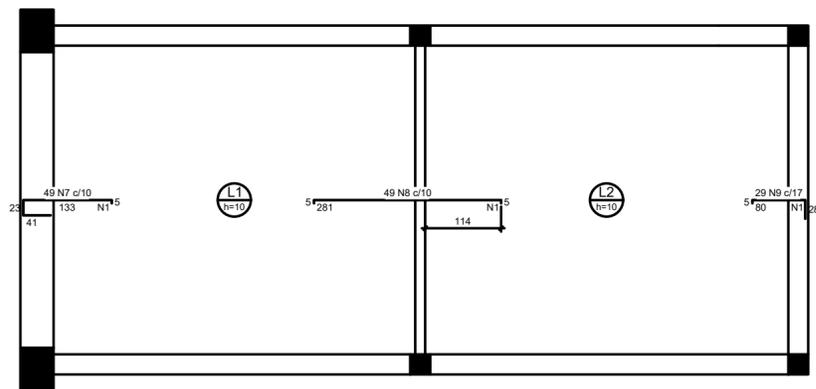
	Disciplina	Trabalho de Conclusão de Curso II	Prancha
	Acadêmico	Lucas Zampieri	08 / 09
	Professor Orientador	Luciano Zatti	Escala
	Assunto	Plantas de armaduras das lajes do terceiro pavimento	Data
			Junho/2020



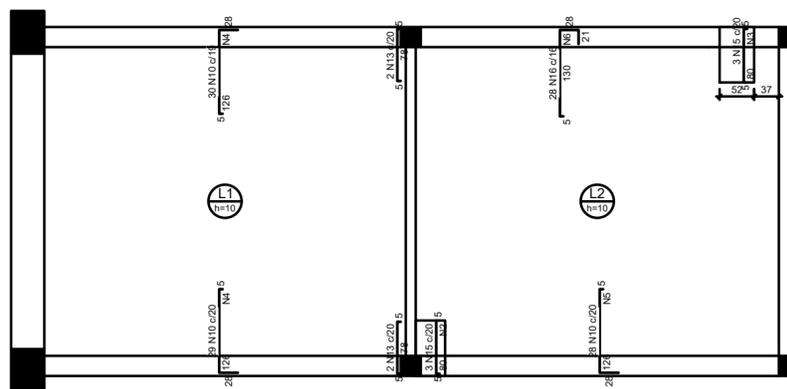
Armação positiva das lajes do sótão (Eixo X)



Armação positiva das lajes do sótão (Eixo Y)



Armação negativa das lajes do sótão (Eixo X)



Armação negativa das lajes do sótão (Eixo Y)

Relação do aço

Negativos X Negativos Y Positivos X
Positivos Y

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	25	493	12325
	2	5.0	4	44	176
	3	5.0	4	52	208
	4	5.0	14	575	8050
	5	5.0	7	568	3976
	6	5.0	7	448	3136
CA50	7	6.3	49	198	9702
	8	6.3	49	288	14112
	9	6.3	29	110	3190
	10	6.3	87	156	13572
	11	8.0	24	562	13488
	12	8.0	24	564	13536
	13	8.0	4	84	336
	14	10.0	56	479	26824
	15	10.0	6	85	510
	16	10.0	28	177	4956

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	405.8	109.2
	8.0	273.6	118.8
	10.0	322.9	219
CA60	5.0	278.8	47.3
PESO TOTAL			
CA50	447		
CA60	47.3		

Vol. de concreto total (C-25) = 5.06 m³

Área de forma total = 50.57 m²

Análise da viabilidade técnica do reforço de estrutura de concreto armado empregando polímeros reforçados com fibras de carbono

	Disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II	Prancha 09 / 09
	Acadêmico Lucas Zampieri	Escala 1:150
	Professor Orientador Luciano Zatti	Data Junho/2020
	Título da Prancha Armaduras das lajes do sótão	