

UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS

FACULDADE DE TECNOLOGIA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

SAMUEL GOMES DE ALBUQUERQUE

**ANÁLISE COMPARATIVA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM
CONCRETO ARMADO EMPREGANDO ARMADURA DE FIBRA DE VIDRO
EM RELAÇÃO À CONVENCIONAL DE AÇO**

MANAUS-AM

2023

SAMUEL GOMES DE ALBUQUERQUE

**ANÁLISE COMPARATIVA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM
CONCRETO ARMADO EMPREGANDO ARMADURA DE FIBRA DE VIDRO
EM RELAÇÃO À CONVENCIONAL DE AÇO**

Monografia apresentada à
disciplina FTC-224 Trabalho de
Conclusão de Curso como parte
dos requisitos necessários para a
obtenção do título de Engenheiro
Civil.

Orientador: Prof. Dr. Raimundo
Pereira de Vasconcelos

MANAUS-AM

2023

Ficha Catalográfica

Ficha catalográfica elaborada automaticamente de acordo com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

A345a Albuquerque, Samuel Gomes
Análise comparativa de elementos estruturais em concreto armado empregando armadura de fibra de vidro em relação à convencional de aço / Samuel Gomes Albuquerque . 2023
76 f.: il. color; 31 cm.

Orientador: Raimundo Pereira Vasconcelos
TCC de Graduação (Engenharia Civil) - Universidade Federal do Amazonas.

1. Armadura GFRP. 2. Vergalhão de fibra de vidro. 3. fiber-reinforced polymer . 4. Pilares e vigas. 5. Universidade Federal do Amazonas. I. Vasconcelos, Raimundo Pereira. II. Universidade Federal do Amazonas III. Título



Ministério da Educação
Universidade Federal do Amazonas
Departamento de Engenharia Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

SAMUEL GOMES DE ALBUQUERQUE

ANÁLISE COMPARATIVA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO EMPREGANDO ARMADURA DE FIBRA DE VIDRO EM RELAÇÃO À CONVENCIONAL DE AÇO

Prof. Dr. Raimundo Pereira de Vasconcelos

Prof. Dr. Nilton de Souza Campelo

Prof. Dr. João de Almeida Melo Filho

MANAUS-AM

2023



Documento assinado eletronicamente por **João de Almeida Melo Filho, Professor do Magistério Superior**, em 03/07/2023, às 09:28, conforme horário oficial de Manaus, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Raimundo Pereira de Vasconcelos, Professor do Magistério Superior**, em 03/07/2023, às 11:14, conforme horário oficial de Manaus, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Nilton de Souza Campelo, Professor do Magistério Superior**, em 05/07/2023, às 18:21, conforme horário oficial de Manaus, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufam.edu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1575865** e o código CRC **15576ADD**.

Av. Octávio Hamilton Botelho Mourão - Bairro Coroado 1 Campus Universitário Senador Arthur Virgílio Filho, Setor Norte -
Telefone: (92) 3305-1181
CEP 69080-900, Manaus/AM, decft@ufam.edu.br

Referência: Processo nº 23105.029261/2023-33

SEI nº 1575865

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, pois eles são as pessoas mais presentes em minha vida, os quais me encaminharam / apoiaram até os dias de hoje.

AGRADECIMENTO

A Deus, pois dele procede todo conhecimento, amor, inteligência e tudo que possuo, seja bens materiais, ou imateriais.

Aos meus pais, José Cláudio Dálio de Albuquerque e Angélica Gomes de Albuquerque, por me amarem e me instruírem sobre a vida e sobre a palavra sagrada, por me ajudarem a alcançar meus objetivos, sejam quais forem.

Ao meu irmão, Cláudio Dálio de Albuquerque Júnior, que considero o engenheiro mais inteligente que conheço, e por me apoiar / orientar a ser um bom profissional e também por ser um grande companheiro na vida.

Ao meu irmão, Thiago Gomes de Albuquerque, que é um grande parceiro de amizade, e está sempre presente em cada passo que dou.

Ao meu tio, Jorge Luis Ramos de Nascimento, por ser uma das pessoas mais incríveis que conheço, e por estar junto a mim, conduzindo-me e me indicando o caminho para ser um bom administrador, um bom cristão e uma boa pessoa.

Ao professor Dr. Raimundo Pereira Vasconcelos, por estar me orientando neste TCC, e mesmo com as dificuldades, sempre se esforçou para comigo.

A construtora Valdo Castro Engenharia e seus representantes, Valdo Castro, João Castro e Denise Braga, os quais são excelentes engenheiros com obras de alto padrão e qualidade. Agradeço por me propiciarem um ambiente de trabalho saudável, com princípios morais fortes e de grande aprendizado em diversas áreas da engenharia.

Aos meus amigos da faculdade, em especial, Hans Lucas e Tales Campos, os quais formaram um “tripé”, junto a mim, para o excelente desempenho durante o curso. Agradeço-lhes pela amizade.

E por fim, sou grato a todos que fazem parte de minha vida.

“Entrega o teu caminho ao
SENHOR, confia nele, e o mais
ele fará”

Sl 37:5

RESUMO

ALBUQUERQUE, S. G. **Análise comparativa de elementos estruturais em concreto armado empregando armadura de fibra de vidro em relação à convencional de aço.** 2023. Trabalho de Conclusão de Curso – Faculdade de Tecnologia, Universidade Federal do Amazonas, 2023.

No presente trabalho, dimensionou-se uma viga e um pilar, considerando uma armadura com barras de fibra de vidro (GFRP) e outra com barras de aço convencionais. Para tanto foram considerados o mesmo vão para as vigas e as mesmas condições ambientais e seções iguais. Calculou-se também uma outra viga armada em aço para os mesmos parâmetros das vigas anteriores, todavia, com a altura para estar no domínio 3. Conforme os resultados obtidos, pode-se comparar a viga de concreto armado em vergalhão de fibra de vidro em relação ao armado em aço, observando-se que o concreto armado com vergalhão de fibra de vidro acabou por ser uma opção equivalente para o cotidiano das construções. A área de armadura de vergalhão de fibra de vidro foi 64,86% maior do que a de aço, considerando as mesmas seções de viga. Além disso, o pilar com barras GFRP necessitou de uma área de armadura longitudinal maior do que área de armadura necessária nas mesmas condições para o com aço e é considerado uma opção um pouco mais cara.

ABSTRACT

In the present study, a beam and a column were dimensioned, considering reinforcement with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars and conventional steel bars. The same span and environmental conditions were considered for both the beams, and they had identical cross-sections. Additionally, another steel-reinforced beam was calculated using the same parameters as the previous beams, but with an increased height to fall within domain 3. Based on the obtained results, it was possible to compare the reinforced concrete beam with GFRP bars to the one reinforced with steel, and it was observed that reinforced concrete with GFRP bars proved to be an equivalent option for everyday construction. The area of GFRP bar reinforcement was 64.86% larger than that of steel, considering the same beam sections. Furthermore, the column with GFRP bars required a greater longitudinal reinforcement area compared to the steel-reinforced column under the same conditions and is considered slightly more expensive.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de redução ambiental para condições de exposição e tipo de fibra.	19
Tabela 2 - Valores típicos de taxa de armadura balanceada para uma seção retangular com $f_c' = 34,5$ MPa.	24
Tabela 3 - Altura mínima recomendada de vigas não protendidas e lajes unidirecionais de acordo com os apoios.	29
Tabela 4 - Tabela que relaciona área de seção das barras por metro, espaçamento e bitola do estribo.....	34
Tabela 5 - Altura de viga mínima em função do apoio	50
Tabela 6 - Seção de armadura obtida nas análises do presente trabalho.	67
Tabela 7 - Orçamento de vigas e pilares dimensionados no presente trabalho.	69

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Barras de fibra de vidro e barras de aço.	16
Figura 2 – Armação com polímero pigmentado reforçado em fibra de vidro de ponte nos Estados Unidos.....	17
Figura 3 – Concretagem da ponte.....	17
Figura 4 - Estruturas costeiras	18
Figura 5– rb e db.....	20
Figura 6 - Fissuras e deflexão momentos antes do colapso da estrutura	21
Figura 7– Curvas momento versus curvatura para seção retangular de vigas GFRP.	22
Figura 8 – corte longitudinal da viga com barra de aço.....	31
Figura 9 – Seção transversal de pilar modelo	36
Figura 10 – Ábaco de Venturini	41
Figura 11 - Fluxograma de desenvolvimento deste trabalho.....	44
Figura 12 – Viga simplesmente apoiada com carregamento uniforme.....	45
Figura 13 – Seção de pilar adotada para o dimensionamento	58
Figura 14 – Esforço cortante para o pilar sob carga centrada.....	62
Figura 15 – Ábaco de Venturini com os parâmetros definidos no exemplo do pilar.	65

Sumário

Introdução	14
1.1. Objetivos.....	15
1.2. Apresentação de monografia	16
2. Referencial Bibliográfico.....	17
2.1. Vergalhões de fibra de vidro	17
2.2. Vigas GFRP.....	18
2.2.1. Algumas considerações gerais	20
2.2.2. Resistência à flexão:	23
2.2.3. Estados Limites de Resistência	23
2.2.4. Estado Limite de Segurança – ELS	27
2.2.5. Fissuras	27
2.2.6. Deflexões.....	28
2.2.7. Cisalhamento e armadura transversais	29
2.3. Vigas de concreto com aço	30
2.3.1. Posições das linhas neutras:.....	31
2.3.2. Área de aço	32
2.3.3. Armadura de cisalhamento	33
2.3.4. Cálculo da armadura transversal:	33
2.3.5. Espaçamento entre estribos.....	34
2.4. Pilares com reforço GFRP	35
2.4.1. Reforço Mínimo Longitudinal.....	35
2.4.2. Armadura de cisalhamento	37
2.5. Pilares de concreto com aço	38
2.5.1. Armadura de cisalhamento	42
3. Materiais e Métodos	43
4. Dimensionamento de Elementos Estruturais e Discussão de resultados	45
4.1. Viga GFRP	45
4.1.1. Cálculo de bd^2	46
4.1.2. Determinação das dimensões da seção transversal	47
4.1.3. Determinação da armadura e altura da viga.....	47
4.1.4. Determinação da capacidade para a nova seção transversal	48
4.1.5. Verificação de fissuras	49
4.1.6. Deflexão	50
4.1.7. Cisalhamento e armadura transversais:	51
4.2. Viga reforçada em aço (Dimensões e Carregamento Iguais).....	52
4.2.1. Determinação do domínio	53
4.2.2. Área de aço necessária.....	54
4.2.3. Armadura de cisalhamento:	55

4.2.4.	Cálculo da armadura transversal	55
4.3.	Viga reforçada em aço dimensionada empregando planilhas eletrônicas	57
4.4.	Pilar dimensionado com barras GFRPs	57
4.4.1.	Armadura mínima longitudinal.....	61
4.4.2.	Armadura de cisalhamento	62
4.5.	Pilar de concreto e aço.....	63
4.5.1.	Dimensionando a armadura longitudinal vertical	63
4.5.2.	Armadura transversal:	66
5.	Análise comparativa entre as estruturas de GFRPs e Aço.....	67
6.	Conclusão.....	71
7.	Referências	72

Introdução

A história da construção civil não é recente, e sim milenar com o concreto armado em aço surgindo no ano de 1849 (HEMBRAFER, 2021), desde então, inúmeras inovações vêm sendo criadas, sendo uma delas as barras de fibra de vidro, as quais possuem até o dobro da resistência em relação às de aço, até nove vezes mais leve, resistentes a ambientes corrosivos, dentre outras características (COMPOSITE GROUP BRAZIL, 2020). Elas possuem diversas vantagens frente ao aço, e algumas desvantagens, como sua elasticidade, a qual pode ser perfeitamente contornada corrigindo-se os coeficientes de segurança nos devidos cálculos (ACI, 2015).

As barras de fibra de vidro foram recomendadas em sua primeira vez pela Sociedade Japonesa de Engenharia Civil em 1997 (JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 1997b). A partir do ano de 2003 a China se tornou a maior usuária dessa tecnologia, construindo tabuleiros de pontes e peças estruturais de túneis subterrâneos (Yet al. 2003). O Canadá construiu diversas pontes com barras de fibra de vidro, sendo a maior delas a ponte Floodway Bridge sobre o Red River, no Winnipeg, com sua construção completada em 2006 (ACI 440.1R-15, 2015). A ponte Floodwar possui 16 tabuleiros de 43,5 metros cada (ACI, 2015), sendo a maior ponte do mundo que não possui metal em sua estrutura.

Só na província de Quebec no Canadá há diversas pontes construídas em concreto armado com barras de fibra de vidro, sendo algumas delas a Wotton Bridge em Wotton, a Magog Bridge, a Cookshire-Eaton Bridge, Val-Alain Bridge, concluída em 2007 (SALAKAWY; BENMOKRANE, 2003). Essas pontes estão em serviço a mais de 10 anos, e até hoje não apresentaram nenhum sinal sequer de deterioração (MUFTI et al. 2007). Assim, observa-se que é bastante usual essa tecnologia, com muitas construções pelo mundo, contudo há poucas construções usando barras de fibra de vidro no Brasil. No Brasil, temos a Simplifique na Construção (2022) que apresentou obras da ARXX BRASIL (2023), a qual já emprega os vergalhões de fibra de vidro, principalmente em algumas paredes estruturais no estado de São Paulo.

Com o avanço da tecnologia, muitas construtoras têm sido adeptas às estruturas que se adequem aos diferentes cenários, como por exemplo, as construções que não usam aço para não causar impactos nas ondas de rádio dos aparelhos eletrônicos, garantindo assim menor interferência, maior eficiência, eficácia e efetividade às tecnologias da informação (ACI, 2015).

Não obstante, há também os diversos meios corrosivos, bem como também algumas estruturas necessitam ser resistente às fadigas. Dessarte, os vergalhões de fibra de vidro permitem criar estruturas de concreto mais leves, resistentes à fadiga, resistente à meios altamente corrosivos descartando o uso de aditivos, e até exigindo um recobrimento menor, além de proporcionar uma baixa condutividade térmica da estrutura.

Logo, à vista disso, o presente TCC almeja responder às retóricas seguintes: qual a relação de custo e material para execução de elementos estruturais armados com barras de fibra de vidro em comparação às de aço, ambas solicitadas ao mesmo esforço? E em ambientes corrosivos? Para tanto, foram dimensionados vigas e pilar de concreto, sendo armados ora com barras de aço ora com barras de fibra de vidro com base nas normas americanas e brasileiras.

1.1. Objetivos

Objetivo geral

Analisar a melhor alternativa em termos de custo-benefício para elementos estruturais em concreto armado empregando armadura de fibra de vidro em relação à convencional de aço.

Os objetivos específicos do trabalho são:

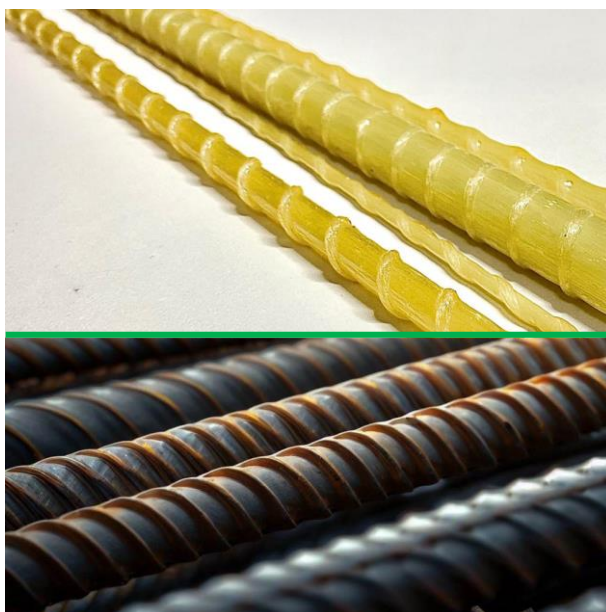
1. Dimensionar elementos estruturais em concreto armado empregando armadura de fibra de vidro;
2. Dimensionar elementos estruturais em concreto armado empregando armadura convencional de aço;

3. Levantar os custos relativos à execução da estrutura em concreto armado, tanto para a armadura em fibra de vidro quanto à convencional em aço.
4. Analisar comparativamente o custo-benefício entre as duas alternativas de armadura.

1.2. Apresentação de monografia

Neste primeiro capítulo fez-se um resumo do tema e da problemática a ser abordada. No segundo capítulo serão apresentados embasamentos teóricos para os cálculos e discussões. No terceiro capítulo serão apresentadas as etapas e os cálculos com discussões sobre cada equação matemática utilizada e seus resultados. O quarto capítulo far-se-á a análise comparativa entre as estruturas, tanto de forma estrutural como econômica. No quinto capítulo haverá análise conclusiva sobre os capítulos apresentados. Por fim, ter-se-á todas as referências bibliográficas presentes neste trabalho. Segue a figura 1 a seguir que traz uma foto detalhe com os dois tipos de armaduras.

Figura 1 – Barras de fibra de vidro e barras de aço.



Fonte – Autoria própria.

2. Referencial Bibliográfico

2.1. Vergalhões de fibra de vidro

Com o uso semelhante ao do aço como armação, formas, pontos de amarração e dentre outras. Os vergalhões de fibra de vidro também podem ser pigmentados na cor desejada para facilitar o seu uso, como exemplo nas figuras 2 e 3.

Figura 2 – Armação com polímero pigmentado reforçado em fibra de vidro de ponte nos Estados Unidos.



Fonte: Department of Transportation, 2023.

Figura 3 – Concretagem da ponte.



Fonte: Department of Transportation, 2023.

Como apresentado anteriormente na introdução, uma das vantagens do vergalhão de fibra de vidro é a capacidade de resistir aos ambientes corrosivos ao aço, como em regiões com maresia. Como o vergalhão de fibra de vidro não oxida, a estrutura com o reforço em vergalhão de fibra de vidro tende a ter uma durabilidade maior em certos ambientes, podendo eliminar o uso de certos aditivos e o alto cobrimento da armadura. Vide figura 4.

Figura 4 - Estruturas costeiras



Fonte: ACI 440 1R15, 2022

2.2. Vigas GFRP

A teoria e equações a seguir, quando não referenciadas por outra, foram extraídas da ACI 440. 1R-15 (2015).

O projeto de estruturas de concreto reforçado com barras GFRP (glass fiber reinforced Polymer – polímeros reforçados com fibra de vidro) para flexão é análogo ao projeto de estruturas de concreto reforçado com barras de aço. Dados experimentais em elementos estruturais de concreto reforçados com barras de GFRP mostram que a capacidade de flexão pode ser calculada com base em hipóteses semelhantes àsquelas feitas para membros reforçados com barras de aço (Faza e GangaRao, 1993^a; Nanni, 1993b; GangaRao e Vijay, 1997a).

A resistência à tração de projeto deve estar de acordo com a equação 1, sendo f_{fu}^* a resistência fornecida pelo fabricante e C_E é o fator de redução ambiental.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^*, \quad (1)$$

A tensão de ruptura de projeto será definida pela equação 2, sendo ε_{fu}^* a resistência garantida da barra, a qual é obtida como a média das amostras dos corpos de prova ($f_{fu,ave}$) menos 3 vezes o desvio padrão, conforme a equação 3.

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad (2)$$

$$f_{fu}^* = f_{fu,ave} - 3\sigma \quad (3)$$

Segue a Tabela 1, em que são apresentados os valores para o fator de redução ambiental.

Tabela 1 – Fatores de redução ambiental para condições de exposição e tipo de fibra.

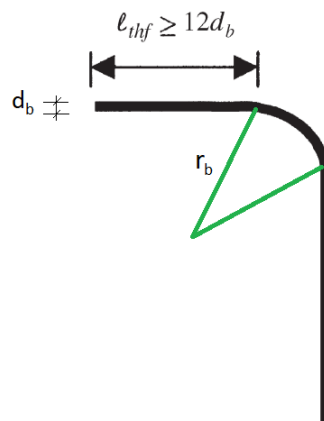
Condição de exposição	Tipo de fibra	Fator de redução ambiental C_E
Concreto não exposto à terra e às intempéries	Carbono	1
	Vidro	0,8
	Aramida	0,9
Concreto exposto à terra e às intempéries	Carbono	0,9
	Vidro	0,7
	Aramida	0,8

Fonte: Adaptada e traduzida de ACI 440. 1R-15, 2015.

Faz-se conhecer que a resistência à tração de barras FRP dobradas é:

$$f_{fb} = \left(0,05 \frac{r_b}{d_b} + 0,3\right) \cdot f_{fu} \leq f_{fu} \quad (4)$$

A resistência na parte dobrada da barra é influenciada principalmente pela razão entre o raio de curvatura e o diâmetro da barra (r_b/d_b). Ilustração disso na figura 5.

Figura 5– r_b e d_b .

Fonte: Adaptado de ACI 440. 1R-15, 2015.

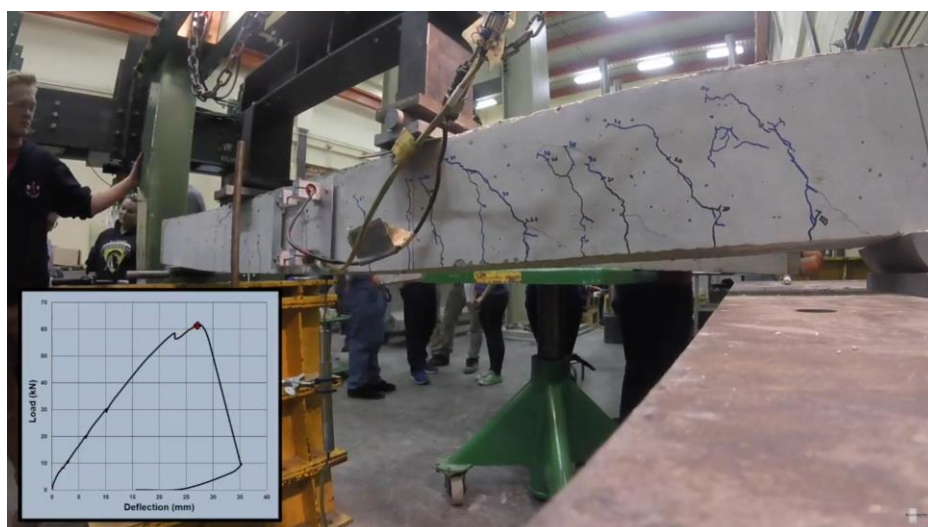
2.2.1. Algumas considerações gerais

Os cálculos desenvolvidos no presente trabalho referem-se apenas a seções retangulares. O comportamento de seções não retangulares ainda não foi confirmado por resultados experimentais, conforme a norma ACI 440. 1R-15 (2015).

Geralmente as seções de concreto armado são projetadas para que haja um comportamento controlado quando há uma ruptura, com o aço escoando antes que haja o esmagamento do concreto. Logo, o escoamento do aço fornece um aviso prévio da falha do membro.

Quando o FRP se rompe, há então uma falha do membro repentina e catastrófica. Todavia, haverá um aviso prévio de falha com eminente extensa fissura e grande deflexão devido ao significativo alongamento elástico da barra FRP antes da ruptura. Vide figura 6, a qual ilustra essa situação.

Figura 6 - Fissuras e deflexão momentos antes do colapso da estrutura

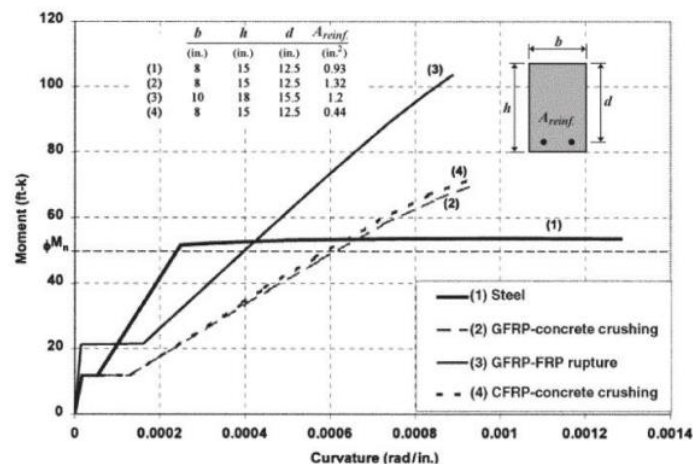


Fonte: Structure Pro, 2016.

Para o caso de membros com barras FRP é preferível comportamentos que predominem a compressão, ou seja há o esmagamento do concreto antes da ruptura por tração das barras FRP's. Tanto seções controladas por tração como aquelas controladas por compressão são aceitáveis em projetos para membros flexionados, contanto que os critérios de resistência e serviço sejam satisfeitos.

Quanto maior a resistência do concreto, mais pode-se aproveitar da resistência da barra, contudo o concreto ficará menos flexível. Quando o membro de concreto é dominado pela compressão, a sua seção tende a ser menor em relação quando comparado à tração, ou seja, pode ser um fator para economia de materiais. Observando o gráfico da Figura 7 que apresenta curvas em que o momento está em função da curvatura devida à flexão de uma viga de seção retangular, com barras de fibra de vidro (GFRP) e barras de carbono (CFRP – carbon fiber reinforced polymer). FRP significa em português: polímero reforçado com fibra.

Figura 7– Curvas momento versus curvatura para seção retangular de vigas GFRP.



Fonte: ACI 440. 1R-15, 2015.

Notar no gráfico da Figura 7 que para um domínio de tração (linha 3 do gráfico), a viga suportou um pouco mais carga, contudo usou mais material.

Segundo a ACI 440. 1R-15 (2015), algumas premissas devem ser adotadas para fins de cálculos, sendo adotadas algumas suposições como:

- 1) A deformação no concreto e na armadura de fibra de reforço polimérica – FRP é proporcional à distância do eixo neutro (uma seção plana antes do carregamento permanece plana após o carregamento);
- 2) A deformação compressiva máxima utilizável no concreto é assumida como 0,003 (ϵ_{cu});
- 3) A resistência à tração do concreto é ignorada;
- 4) O comportamento à tração da armadura FRP é linearmente elástico até a ruptura;
- 5) Existe aderência entre o concreto e o FRP.

Todos os cálculos apresentados neste trabalho, além de em parte serem feitos à mão, foram também refeitos / recalculados com auxílio de programas como excel (2021) e ftool (2023).

2.2.2. Resistência à flexão:

A filosofia de projetos de resistência à flexão afirma que o momento resistente de projeto deve ser maior que o momento solicitante fatorado. Pela ACI 440. 1R-15 (2015), tem-se:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad (5)$$

e

$$\phi M_n = \phi \cdot \rho_f \cdot f_f \cdot \left(1 - \frac{0,59\rho_f \cdot f_f}{f'_c}\right) \cdot b d^2 \quad (6)$$

Onde:

ϕ - Fator de redução de resistência;

M_n - Capacidade de momento nominal;

M_u - Momento fatorado na seção;

ρ_f - Taxa de reforço de polímero reforçado com fibra;

f_f - Armadura FRP em tração em MPa;

f'_c - Resistência a compressão especificada do concreto (MPa);

b - Largura da seção transversal retangular do bloco;

d - a distância da última lâmina da seção que está sendo comprimida até o centroide das barras FRP.

2.2.3. Estados Limites de Resistência

A capacidade que um membro tem de resistir a flexão depende se ele é controlado por esmagamento do concreto ou ruptura da barra FRP. O estado limite em que o membro estará sujeito pode ser encontrado comparando-se a taxa de armadura FRP com a taxa de armadura balanceada, quando o rompimento da barra e o esmagamento do concreto ocorrem simultaneamente.

A proporção balanceada de FRP é calculada usando sua resistência à tração de projeto. A taxa de FRP pode ser calculada a partir das equações 7 e 8.

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \text{ ou } \rho_f = 1,5 \cdot \rho_{fb} \quad (7 \text{ e } 8)$$

A taxa de armadura balanceada (ρ_{fb}) pode ser calculada a partir da equação 9.

$$\rho_{fb} = 0,85\beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \cdot \frac{E_f \varepsilon_u}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (9)$$

Onde:

β_1 - fator tomado como 0,85 para a resistência ao concreto f'_c até e incluindo 28 MPa. Para resistências acima 28 MPa, este fator é reduzido continuamente em uma taxa de 0,05 por cada 7 MPa de resistência acima de 28 MPa, mas não é tomado menor que 0,65;

f_{fu} - Força de tração do FRP (Fibra de Reforço de Polímero) definida como a força de tração garantida multiplicada pelo fator de redução ambiental ($f_{fu} = CE \cdot f_{fu}^*$);

ε_{cu} - Tensão final no concreto.

Se a taxa de armadura for menor que a taxa de armadura balanceada, então o Estado Limite Último – ELU é por ruptura da barra.

Se a taxa de armadura for maior que a taxa de armadura balanceada, então o ELU é por esmagamento do concreto.

Segunda a ACI 440.1R-15, para uma dada tensão de compressão na seção retangular de concreto, a taxa de armadura necessária de barras de fibra de vidro é inferior a taxa de armadura de aço, conforme mostrado na Tabela 2. Sabendo que AFRP é reforço em barras de aramida.

Tabela 2 - Valores típicos de taxa de armadura balanceada para uma seção retangular com $f'_c = 34,5$ MPa.

Tipo de barra	Resistência ao escoamento f_y , ou resistência à tração f_{fu} , MPa	Módulo de elasticidade, GPa	ρ_b or ρ_{fb}
Aço	414	200	0,0335
GFRP	552	41,4	0,0078
AFRP	1172	82,7	0,0035
CFRP	2070	152	0,0020

Fonte: Adaptada e traduzida de ACI 440.1R-15, 2015.

Resistência à flexão nominal: (Quando a taxa de armadura for maior que a taxa de armadura balanceada)

A resistência a flexão nominal pode ser determinada a partir das equações 10,11 e 12.

$$M_n = A_f \cdot f_f \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (10)$$

$$a = \frac{A_f \cdot f_f}{0,85 f'_c \cdot b} \quad (11)$$

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 f'_c}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} - 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} \leq f_{fu} \quad (12)$$

Sabendo que A_f é a área das barras das barras de polímero reforçado com fibra em mm² (FRP); onde:

- f_f - Armadura RFP em tração em MPa;
- f'_c - Resistência a compressão especificada do concreto (MPa);
- a - Profundidade do bloco de tensão retangular equivalente;
- b - Largura da seção transversal retangular do bloco;
- E_f - Módulo de elasticidade garantido ou projetado do FRP definido como módulo médio da amostra de espécimes de teste;
- ε_{cu} - Tensão final no concreto;
- f_{fu} - Força de tração do FRP (Fibra de Reforço de Polímero) definida como a força de tração garantida multiplicada pelo fator de redução ambiental ($f_{fu} = CE \cdot f_{fu}^*$);
- d - a distância da última lâmina da seção que está sendo comprimida até o centroide das barras FRP.

No estado limite de esmagamento do concreto a armadura FRP é linearmente elástica, com isso a tensão do FRP pode ser encontrada a partir da equação 12.

$$f_f = E_f \cdot \varepsilon_u \cdot \frac{\beta_1 \cdot d - a}{a} \quad (12)$$

- Sendo β_1 : fator tomado como 0,85 para a resistência ao concreto f'_c até e incluindo 28 MPa. Para resistências acima 28 MPa, este fator é reduzido continuamente em uma taxa de 0,05 por cada 7 MPa de resistência acima de 28 MPa, mas não é tomado menor que 0,65.

A resistência à flexão nominal pode ser apresentada em função da taxa de armadura FRP, conforme equação 13.

$$M_n = \rho_f \cdot f_f \cdot \left(1 - \frac{0,59\rho_f \cdot f_f}{f'_c}\right) \cdot b d^2 \quad (13)$$

Quando o Estado Limite Último é pela ruptura da armadura, então a resistência à flexão nominal em dada seção pode ser calculada conforme a equação 14.

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2}\right) \quad (14)$$

Sendo c a distância da última camada comprimida até a linha neutra.

Não obstante, quando a deformação máxima do concreto é atingida (0,003), pode-se fazer um cálculo simplificado para encontrar M_n , de acordo com as equações 15 e 16.

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c_b}{2}\right) \quad (15)$$

$$c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}}\right) \cdot d \quad (16)$$

Sendo c_b é a distância da camada de compressão extrema para o eixo neutro em condição de deformação equilibrada

A segurança. Os coeficientes de segurança dependem do estado limite último, sendo recomendada pela ACI os valores apresentados na equação 17.

$$\phi = \begin{cases} 0,55 \text{ para } \rho_f \leq \rho_{fb} \\ 0,3 + 0,25 \cdot \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \text{ para } \rho_{fb} < \rho_f < 1,4 \cdot \rho_{fb} \\ 0,65 \text{ para } \rho_f \geq 1,4\rho_{fb} \end{cases} \quad (17)$$

0,65 para seções controladas por compressão, e 0,55 para seções controladas por tração. Pode-se calcular uma transição linear entre as duas

quando no momento da concretagem a resistência do concreto atingir valores mais altos do estipulado, podendo trocar o tipo de ELU.

Se uma seção for controlada por tração, deve-se dimensionar uma quantidade mínima de armadura que precisa ser fornecida para evitar falha após a fissuração do concreto em conformidade com a equação 18.

$$A_{f,min} = \frac{4,9 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_{fu}} \cdot b_w d \geq \frac{330}{f_{fu}} \cdot b_w d \quad (18)$$

Se uma seção não for controlada por tração, a quantidade mínima de armadura para evitar a falha após a fissuração é automaticamente alcançada. Essa verificação não precisa ser aplicada de se a área de armadura que foi fornecida for maior em 1/3 do que a exigida por cálculos.

2.2.4. Estado Limite de Segurança – ELS

Geralmente, ao projetar membros com barras de fibra de vidro para resistir à flexão pode não satisfazer os critérios de serviço, como a deflexão e a fissuras.

Segundo a ACI 440.1R-15 (2015), a capacidade de manutenção pode ser definida como um desempenho satisfatório em condições de carga de serviço. Isso, por sua vez, pode ser descrito em termos de dois critérios:

Fissuras: as fissuras com grandes larguras são indesejáveis por razões estéticas, e outras para evitar pontos potenciais de patologias, como infiltração de água, que pode ajudar a deteriorar o concreto com o tempo.

Deflexão: as deflexões precisam estar dentro de limites que sejam aceitáveis diante dos impostos pelo próprio uso da estrutura.

2.2.5. Fissuras

As fissuras por flexão podem ser evitadas ao usar um espaçamento máximo para barras de FRP em conformidade com a equação (19).

$$S_{max} = 1,15 \cdot \frac{E_f \cdot w}{f_{fs} \cdot K_b} - 2,5Cc \leq 0,92 \cdot \frac{E_f \cdot w}{f_{fs} \cdot K_b} \quad (19)$$

Onde:

- Cc - cobrimento;
- f_{fs} - nível de estresse induzido na armadura;
- w - largura máxima permitida de fissura;
- K_b - coeficiente dependente do vínculo.

Logo, as fissuras não extrapolariam o máximo permitido, pois respeitando a equação (19), as fissuras não existiriam (OPINA E BAKIS, 2007).

Segundo a ACI, as fissuras devem ter larguras entre 0,4 a 0,7mm no máximo.

Para se determinar S_{max} , deve-se determinar w , k , I_{cr} , f_{fs} , empregando as equações 20, 21 e 22.

$$k = \sqrt{2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2} - \rho_f \cdot n_f \quad (20)$$

$$I_{cr} = \frac{b d^3}{3} \cdot k^3 + n_f \cdot A_f d^2 \cdot (1 - k)^2 \quad (21)$$

$$f_{fs} = M_s \cdot \frac{n_f \cdot d \cdot (1 - k)}{I_{cr}} \quad (22)$$

2.2.6. Deflexões

Deve ser considerado para o cálculo de deflexões apenas cargas estáticas, não sendo consideradas ações dinâmicas, tais como vento, vibrações e etc.

Há duas formas de se calcular as características do membro para que haja o controle das deflexões. A primeira é por meio de cálculos, e a segunda forma é de maneira conservadora, mas com bons resultados também, sendo esta uma forma indireta.

O método indireto é mais conservador e usa uma espessura mínima (h') para o membro estrutural, conforme mostrada na Tabela 3.

Tabela 3 - Altura mínima recomendada de vigas não protendidas e lajes unidirecionais de acordo com os apoios.

Membro	Altura mínima h			
	Simplemente apoiado	Uma extremidade contínua	Ambas as extremidades contínuas	Engastado
Lajes maciças unidirecionais	L/13	L/17	L/22	L/5,5
Vigas	L/10	L/12	L/16	L/4

Fonte: Adaptada e traduzida de ACI 440.1R-15, 2015.

2.2.7. Cisalhamento e armadura transversais

A resistência ao cisalhamento do concreto V_c , segundo a ACI 4401R15, pode ser avaliada de acordo com a equação 20.

$$V_c = \frac{2}{5} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot (kd) \quad (23)$$

A equação anterior pode ser reescrita na forma da equação 24.

$$\phi V_c = \phi \cdot \left(\frac{5}{2} \cdot k\right) \cdot 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (24)$$

Segundo a ACI, a resistência ao cisalhamento fornecidas pelos estribos de FRP perpendiculares ao eixo da barra (V_f), em que pode ser definida pela equação 25.

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fv} \cdot d}{s} \quad (25)$$

Para se verificar o esmagamento das bielas da seção crítica, pode-se empregar a equação 26.

$$V_u - \phi V_c < \phi 8 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (26.)$$

A equação 27 fornece o nível de tensão máxima que a armadura de cisalhamento pode suportar para evitar a abertura de fissuras, e evitar a falha da porção dobrada do estribo FRP.

$$f_{fv} = 0,004 \cdot E_f \leq f_{fb} \quad (27)$$

Sabendo que

$$f_{fb} = \left(0,05 \frac{r_b}{d_b} + 0,3\right) \cdot f_{fu} \leq f_{fu} \quad (28)$$

O espaçamento necessário e a área de armadura de cisalhamento podem ser calculados pela equação 29.

$$\frac{A_{fv}}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi \cdot f_{fv} \cdot d} \quad (29)$$

Quando $V_u > \phi V_c/2$, deve-se haver uma quantidade mínima de armadura de cisalhamento para prevenir, ou restringir a falha por cisalhamento em membros em que a formação repentina de trincas pode levar ao desgaste excessivo. A quantidade mínima de armadura para cisalhamento pode ser obtida por meio da equação 30.

$$A_f = \frac{0,35b_w \cdot s}{f_{fv}} \quad (30)$$

2.3. Vigas de concreto com aço

A intenção do dimensionamento de vigas de concreto é que a ruptura delas ocorra no domínio 3, em que há o esmagamento do concreto e escoamento da armadura. Para que haja segurança no dimensionamento das estruturas de concreto, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) deve-se majorar as cargas e minorar as resistências.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), e segundo Portos e Fernandes (2015), no domínio III a seção resistente é constituída pelo concreto comprimido e o aço tracionado, em que o escoamento do aço ocorre simultaneamente com a ruptura do concreto. É a melhor situação para o aproveitamento de ambos os materiais. Por outro lado, para o domínio II, ocorre a ruptura do membro com escoamento do aço de até 10%, em que no estado limite último está presente grandes deformações, e o concreto não alcança a ruptura.

Para o concreto, tem-se:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (31)$$

Onde:

- f_{cd} é a resistência de projeto do concreto;
- f_{ck} é a resistência característica do concreto;
- 1,4 trata-se do coeficiente de segurança do concreto.

Para o aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (32)$$

Onde:

- f_{yd} é a resistência de cálculo do aço;
- f_{yk} é a resistência característica do aço;
- 1,15 coeficiente de segurança do aço.
- M_k é o momento característico;
- M_d é o momento de projeto;
- $M_d = M_k \cdot 1,4$.

2.3.1. Posições das linhas neutras:

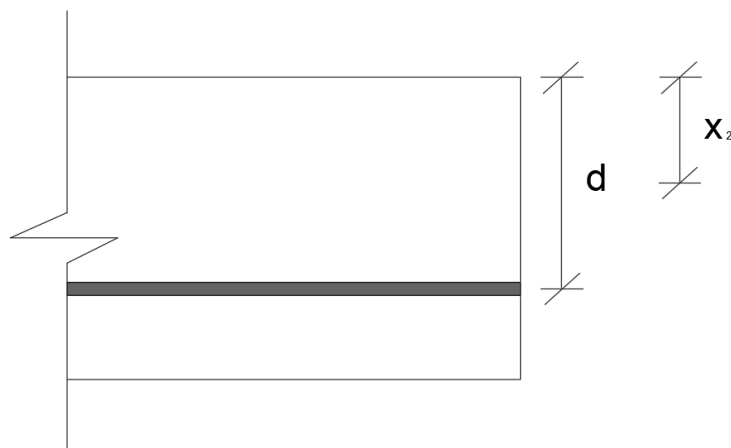
Domínio II:

A posição da linha neutra é dada por:

$$x_2 = 0,259 \cdot d \quad (33)$$

Variáveis da equação 33 ilustradas na figura 8.

Figura 8 – corte longitudinal da viga com barra de aço



Fonte: Autoria própria (2023)

Domínio III:

Para os limites dos domínios 3/4 e 2/3, segue:

$$x_{2/3} = 0,259 \cdot d \quad (34)$$

$$x_{3/4} = 0,6823 \cdot d \quad (35)$$

Cálculo de x para determinar o domínio:

A partir da equação (36)

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \quad (36)$$

pode-se encontrar x por meio das equações (37) e (38).

$$x' = \frac{0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d + \sqrt{(-0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot M_d}}{2 \cdot 0,272 \cdot b_w \cdot f_{cd}} \quad (37)$$

$$x'' = \frac{0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d - \sqrt{(-0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot M_d}}{2 \cdot 0,272 \cdot b_w \cdot f_{cd}} \quad (38)$$

Com o valor de x, que caracteriza a posição da linha neutra, e os valores limites, é possível encontrar o domínio, por exemplo: quando a L.N. está entre $x_{2/3}$ e $x_{3/4}$, logo a viga está no domínio 3.

2.3.2. Área de aço

A área de aço em uma viga sujeita à flexão pode ser determinada como:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} \quad (39)$$

Sendo $Z = d - 0,4x$

A área de aço mínima:

$$A_{smin} = 0,15 \cdot b \cdot h \quad (40)$$

Onde:

- b ou b_w é a largura da seção da viga;
- h é a altura da seção da viga.

2.3.3. Armadura de cisalhamento

Segue a seguir os modelos de cálculos apresentados na NBR 6118 (2013) do item 17.4.2.1 da norma. Faz-se o modelo de cálculo 1, o qual se trata de estribos verticais. Considera-se a seção da viga constante em todo o seu comprimento, onde a tensão limite de cisalhamento é dada pela equação (41).

$$\zeta_{w\text{II}} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (41)$$

Sendo α_v , com f_{ck} em MPa:

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (42)$$

Assim, a tensão de cisalhamento ζ_{wd} é definida pela equação (43).

$$\zeta_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} \quad (43)$$

Onde V_d é a força cortante de projeto.

2.3.4. Cálculo da armadura transversal:

Sabendo que:

$$A_{S\text{W}} = 100 \cdot b_w \cdot \frac{\zeta_d}{f_{yd}} \quad (44)$$

$$\zeta_c = \psi_3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (45)$$

$$\zeta_d = 1,11 \cdot (\zeta_{wd} - \zeta_c) \geq 0 \quad (46)$$

$\psi_3 = 0,09$ para flexão simples.

Onde:

$A_{S\text{W}}$ é a área de aço mínima;

ζ_c é a tensão convencional de cisalhamento com f_{ck} em MPa.

Armadura mínima para armadura ao cisalhamento ($A_{S\text{Wmín}}$) pode ser determinada pela equação (47).

$$A_{S\text{Wmín}} = \rho_{\text{Wmín}} \cdot 100 \cdot b_w \quad (47)$$

Deve-se consultar a NBR 6118 (2014) para definir o valor da taxa ρ_{wmin} .

2.3.5. Espaçamento entre estribos

Para espaçamento máximo entre os estribos, quando $\zeta_{wd} < 0,67 \cdot \zeta_{wII}$, então, pela NBR 6118 (2014), $s_{máx} = 0,6 \cdot d$, e não maior que 30 cm.

Para dimensionamento de estribos, também pode-se utilizar a tabela 4 reproduzida da NBR7480 (1986), mesmo que elaborada pela norma antiga, ainda é válida para a norma NBR7480 (2022). A referida tabela foi elaborada por Nascimento e Pinheiro (2020).

Tabela 4 - Tabela que relaciona área de seção das barras por metro, espaçamento e bitola do estribo.

ÁREA DA SEÇÃO DE BARRAS POR METRO DE LARGURA a_s (cm ² /m)							
s (cm)	DIÂMETRO NOMINAL (mm)						s (cm)
	5,0	6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	
5,0	3,92	6,24	10,06	15,70	24,54	40,22	5,0
5,5	3,56	5,67	9,15	14,27	22,31	36,56	5,5
6,0	3,27	5,20	8,38	13,08	20,45	33,52	6,0
6,5	3,02	4,80	7,74	12,08	18,88	30,94	6,5
7,0	2,80	4,46	7,19	11,21	17,53	28,73	7,0
7,5	2,61	4,16	6,71	10,47	16,36	26,81	7,5
8,0	2,45	3,90	6,29	9,81	15,34	25,14	8,0
8,5	2,31	3,67	5,92	9,24	14,44	23,66	8,5
9,0	2,18	3,47	5,59	8,72	13,63	22,34	9,0
9,5	2,06	3,28	5,29	8,26	12,92	21,17	9,5
10,0	1,96	3,12	5,03	7,85	12,27	20,11	10,0
11,0	1,78	2,84	4,57	7,14	11,15	18,28	11,0
12,0	1,63	2,60	4,19	6,54	10,23	16,76	12,0
12,5	1,57	2,50	4,02	6,28	9,82	16,09	12,5
13,0	1,51	2,40	3,87	6,04	9,44	15,47	13,0
14,0	1,40	2,23	3,59	5,61	8,76	14,36	14,0
15,0	1,31	2,08	3,35	5,23	8,18	13,41	15,0
16,0	1,23	1,95	3,14	4,91	7,67	12,57	16,0
17,0	1,15	1,84	2,96	4,62	7,22	11,83	17,0
17,5	1,12	1,78	2,87	4,49	7,01	11,49	17,5
18,0	1,09	1,73	2,79	4,36	6,82	11,17	18,0
19,0	1,03	1,64	2,65	4,13	6,46	10,58	19,0
20,0	0,98	1,56	2,52	3,93	6,14	10,06	20,0
22,0	0,89	1,42	2,29	3,57	5,58	9,14	22,0
24,0	0,82	1,30	2,10	3,27	5,11	8,38	24,0
25,0	0,78	1,25	2,01	3,14	4,91	8,04	25,0
26,0	0,75	1,20	1,93	3,02	4,72	7,73	26,0
28,0	0,70	1,11	1,80	2,80	4,38	7,18	28,0
30,0	0,65	1,04	1,68	2,62	4,09	6,70	30,0
33,0	0,59	0,95	1,52	2,38	3,72	6,09	33,0

Fonte: Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro (2020)

2.4. Pilares com reforço GFRP

A teoria e equações de pilares reforçado com GFRP apresentadas neste presente texto são provenientes do trabalho apresentado por Nanni e Zadeh (2013), o qual foi elaborado a partir de um levantamento em diversos países com 27 referências de normas, publicações e pesquisas.

Kawaguchi (1993) fez ensaios em 12 peças de concreto sujeitas a compressão / tração excêntricas. Em seus estudos, ele concluiu que pilares reforçados com barras GFRP's podem ser analisados usando o mesmo procedimento de pilares reforçados com barras de aço.

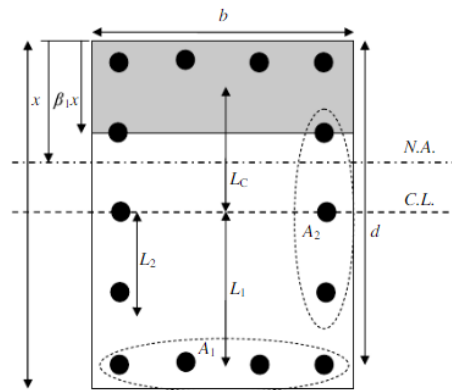
2.4.1. Reforço Mínimo Longitudinal

Pela ACI 318 (2019) é requerida uma taxa de armadura mínima de 0,01 da seção transversal de concreto. Esse requerimento se deve para evitar escoamento passivo, ou deformação plástica passiva do aço.

Embora pareça ter se tornado uma restrição ultrapassada para concreto e aço modernos (Ziehl et al., 1998) e apesar da consideração de que GFRP não apresenta escoamento, esse requisito foi mantido também para o caso de armadura GFRP por analogia (ASSOCIATION, 2013, p. 295).

Na teoria para análise de pilares reforçados com GRFP utiliza-se o modelo de seção transversal apresentado na Figura 9.

Figura 9 – Seção transversal de pilar modelo



Fonte: Zadeh H. J. e Nanni A., 2013

Seguindo um dos modelos de cálculo de Zadeh e Nanni (2013), em que há a falha balanceada, ou seja, tanto o GFRP quanto o concreto atingem a falha ao mesmo tempo, x_b representa a posição da linha neutra, sendo obtido pelas equações 48 e 49.

$$e = \frac{\varepsilon_{fd}}{\varepsilon_{cu}} \quad (48)$$

$$x_b = \frac{d}{1-e} \quad (49)$$

Onde ε_{cu} é a deformação compressiva última, cujo valor recomendado pela norma ACI 440.1R-15 (2015) é 0,003.

ε_{fd} dever ser o menor valor entre 0,010 e ε_{fu} , que é a deformação máxima que o GFRP atinge antes da falha. Ou seja, em outras palavras, ε_{fd} é a deformação de tração adotada como critério de projeto para GFRP's, limitado para $\varepsilon_{fd} = 0,01$, conforme Zadeh e Nanni (2013).

Se o eixo neutro estiver além da posição equilibrada ($x \geq x_b$), ocorre uma mudança no modo de falha, passando de tração para compressão, iniciando-se com o esmagamento do concreto. Assumindo que x_b esteja dentro da área reforçada (ou seja, $x_b \geq h - d =$ cobertura de concreto), o que geralmente é o caso, é possível definir um intervalo em termos de parâmetros sem dimensão que englobe ambas as condições (ZADEH, NANNI, 2013), conforme a equação 50.

$$\text{Max} \left(\frac{1}{\gamma} - 1, \frac{1}{1+e} \right) \leq \alpha = \frac{x}{d} \leq 1 \quad (50)$$

Para qualquer valor de α dentro desse intervalo, as forças nas barras e no concreto podem ser calculadas, sabendo que $\gamma = \frac{d}{h}$:

Para qualquer valor de α dentro desse limite, tem-se esforços no concreto e nas barras e seus respectivos valores, determinadas pelas equações 51 e 52.

$$P_n = C - T_1 - T_2 \quad (51)$$

$$M_n = C \cdot L_c - T_1 \cdot L_1 - T_2 \cdot L_2 \quad (52)$$

Onde:

- P_n é a capacidade axial nominal;
- M_n é a capacidade de momento nominal.

Os termos das equações são obtidos em função das equações 53 a 58.

$$C = 0,85 \cdot \alpha \cdot \beta_1 \cdot \gamma \cdot f'_c \cdot b \cdot h \quad (53)$$

$$T_1 = \frac{1-\alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_{cu} \cdot E_f \cdot A_1 \quad (54)$$

$$T_2 = \frac{\gamma}{2\gamma-1} \cdot \frac{(1-\alpha)^2}{\alpha} \cdot \varepsilon_{cu} \cdot E_f \cdot A_2 \quad (55)$$

$$L_c = (1 - \alpha \cdot \beta_1 \cdot \gamma) \cdot \frac{h}{2} \quad (56)$$

$$L_1 = (2\gamma - 1) \cdot \frac{h}{2} \quad (57)$$

$$L_2 = \left[\frac{2}{3} \cdot (2 + \alpha) \cdot \gamma - 1 \right] \cdot \frac{h}{2} \quad (58)$$

Onde:

- C é a força de compressão;
- T_1, T_2 são forças de tração correspondentes respectivamente a A1 e A2;
- L_c, L_1, L_2 são as distâncias do ponto de referência até a linha de ação do momento em um determinado elemento estrutural.

Lembrando que $\beta_1=0,85$ para $f'_c = f_{ck} \leq 28$, conforme ACI 440.1R-15 (2015). Quando $f_{ck} > 28$, reduz-se 0,05 a cada 7 MPa a mais que 28 MPa, mas o menor valor deve ser $\beta_1 = 0,65$.

2.4.2. Armadura de cisalhamento

A resistência nominal ao cisalhamento de um pilar (V_n) é igual a soma das contribuições de resistência ao cisalhamento do concreto (V_c) com a dos estribos (V_f).

Sendo V_c determinado pela equação (59).

$$V_c = \frac{2}{5} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot c \quad (59)$$

Em que c é a distância do eixo neutro até a camada mais externa de compressão, definida pela equação (60).

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fv} \cdot d}{s} \quad (60)$$

Onde:

- A_{fv} - área dos estribos de GFRP;
- f_{fv} - resistência a tração do GFRP, já discutido anteriormente em outro tópico;
- s - espaçamento entre os estribos.

O espaçamento máximo para barras GFRP, s recomendado por Zadeh e Nanni (2013) é aproximadamente de $12d_b$ (d_b – diâmetro da barra longitudinal).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o menor diâmetro de estribo recomendado para pilares é de 5 mm.

2.5. Pilares de concreto com aço

Para os pilares armados com aço a teoria e as equações abordadas no presente trabalho estão baseados em Bastos (2005).

Para pilares intermediários, admite-se a compressão centrada ao se projetar, uma vez que vigas e lajes são contínuas sobre ele, logo os momentos fletores transmitido a eles, em casos gerais, são nulos, ou pequenos. Então, não existem momentos fletores de primeira ordem em suas extremidades.

Considera-se que não há momentos fletores de primeira ordem em pilares intermediários, havendo então uma compressão simples e uniforme.

Quando $\lambda_{m\acute{a}x} \leq \lambda_1$, então não haverá excentricidade de 2ª ordem, mas deve-se considerar a excentricidade mínima em cada direção. Caso haja excentricidade de segunda ordem, soma-se a excentricidade mínima com a de segunda.

Em cada cálculo específico, é necessário calcular a quantidade de armadura necessária para reforçar o pilar. No entanto, é importante manter a mesma distribuição de armadura em toda a seção transversal do pilar para garantir que ele atenda a todas as possíveis situações de cálculo. A armadura mais adequada é escolhida dentre todas as calculadas, levando em consideração que, geralmente, para pilares retangulares, a maior excentricidade está na direção de menor rigidez, o que facilita a determinação da situação de cálculo que exigirá a maior quantidade de armadura.

Sabe-se que o índice de esbelteza é expresso pela equação 61, sendo L_e o comprimento efetivo e i o raio de giração da seção.

$$\lambda = \frac{L_e}{i} \quad (61)$$

Utiliza-se aqui o método do pilar padrão com curvatura aproximada, para isso, o pilar deve ter seção e armaduras simétricas constante ao longo do eixo, sabendo que para esse método $\lambda \leq 90$.

Deve-se avaliar a curvatura na seção crítica para se determinar o momento máximo no pilar por meio da equação 62.

$$M_{d,tot} = \left(\alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \right) \geq M_{1d,A} \quad (62)$$

Onde:

- $M_{1d,A}$ é o momento de cálculo de primeira ordem;
- α_b é o coeficiente que depende das características do apoio e carregamento sobre o pilar;
- N_d é a força sobre o pilar.

Para pilares com momentos fletores menores que o mínimo, apoiados, ou em balanço, tem-se $\alpha_b = 1$. (NBR 6118:2014)

Quando o momento de primeira ordem é nulo, ou menor que o valor mínimo, geralmente em casos de pilares intermediários, o momento mínimo deve ser considerado/substituí-lo em conformidade com a equação 63.

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (1,5 + 0,03 \cdot h) \quad (63)$$

Onde h é a altura da seção.

Sendo a excentricidade de primeira ordem definida pela equação 64.

$$e_1 = (1,5 + 0,03h) \quad (64)$$

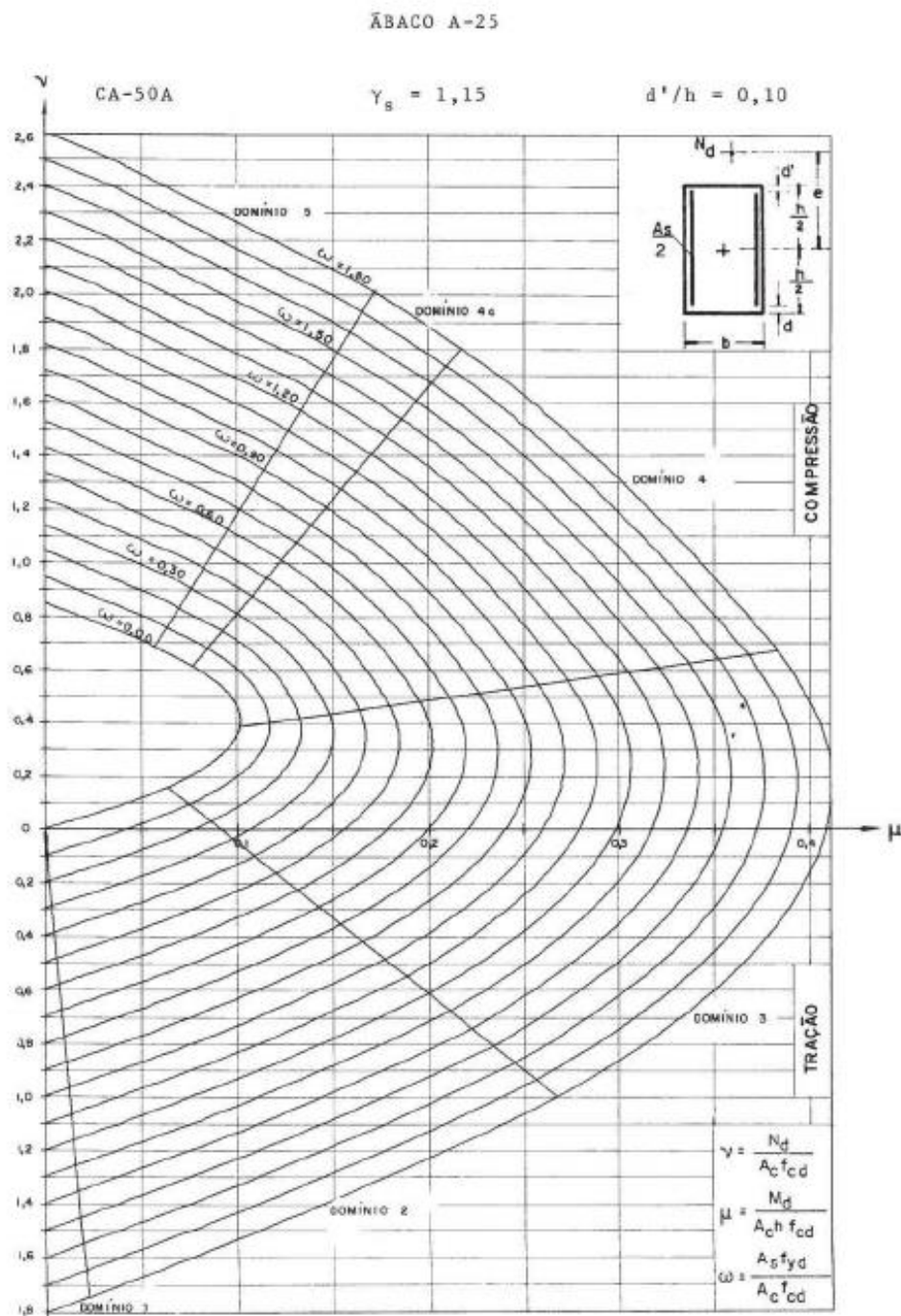
Deve-se determinar λ_1 para avaliar, por meio da equação 65, em quais direções se deve ser considerado o os efeitos de 2ª ordem.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (65)$$

Caso $\lambda_x < \lambda_{1x}$, não serão considerados os efeitos de 2ª ordem, em caso contrário, deve ser considerado. Isso também vale em relação ao outro eixo (eixo y).

Para se determinar a área de aço necessária é preciso encontrar ω , utiliza-se o ábaco de VENTURINI (1987), conforme a Figura 10.

Figura 10 – Ábaco de Venturini



Fonte: Venturini, 1987

Conforme o ábaco, deve-se calcular v empregando a equação 66.

$$\mu = v \cdot \frac{e_x}{h_x} \quad (66)$$

Sabendo que as relações devem ser atendidas pela equação 67.

$$\frac{d'_x}{h_x} \approx 0,10 \text{ ou } \frac{d'_y}{h_y} \approx 0,10 \quad (67)$$

Após encontrar ω pelo ábaco, pode-se então encontrar a área de aço do reforço longitudinal da seção de acordo com a equação 68.

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (68)$$

Onde A_c é a área de concreto.

Deve-se verificar a área de aço mínima, caso $A_s < A_{s,min}$, então se adota a área de aço igual a mínima conforme a equação 69.

$$A_{s,min} = \left(0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad (69)$$

2.5.1. Armadura de cisalhamento

Pelo método simplificado apresentado por Gonçalves (2022) para pilares de edificações de pequeno a médio porte, cuja carga seja essencialmente de compressão: toma-se o diâmetro da armadura de cisalhamento $\frac{\emptyset}{4}$, sendo \emptyset o diâmetro do maior reforço longitudinal na peça. Lembra-se que pela NBR 6118 (2014), o menor diâmetro para um estribo no pilar é 5 mm.

Conforme NBR 6118 (2014), o espaçamento entre os estribos deve ser igual ou inferior ao menor dos valores:

- 200 mm;
- 300 mm (menor dimensão da seção);
- 144 mm (12 \emptyset).

3. Materiais e Métodos

Para o desenvolvimento desse trabalho, pesquisou-se as principais normas e literaturas para o embasamento do dimensionamento. A principal norma e mais completa a ser utilizada foi a ACI 440.1R-15. Essa norma fornece as principais formulações para o dimensionamento de vigas armadas com barras de fibra de vidro (item 4.1). O dimensionamento da viga com GFRP foi conforme exemplo 3 de cálculo apresentando da referida norma americana, levando-se em consideração as características para dimensionamento como f_{ck} do concreto, classe de agressividade, dentre outras.

Para o dimensionamento e levantamento da área de armadura longitudinal da viga de concreto reforçada em aço (item 4.2) utilizou-se da NBR 6118 (2014) e da literatura de Portos e Fernandes (2015). Ao dimensionar os estribos, foi utilizada a tabela de Nascimento e Pinheiro (2020).

Ao dimensionar a viga em aço utilizando-se de planilhas eletrônicas (item 4.3): o processo de cálculo empregou as expressões definidas pelas normas para que houvesse o ganho em termos de tempo para efetuar as diversas análises que foram feitas ao longo do trabalho. Os cálculos continuaram sendo os mesmos apresentados do item 4.2, mas foram transcritos para planilhas.

Pilar com reforço GFRP (item 4.4) foi dimensionado para ruptura balanceada a partir do material de Zadeh e Nanni (2013). Para o pilar foi considerado excentricidade mínima definida pela NBR 6118 (2014), e ele foi calculado como um pilar intermediário. Para simplificação dos cálculos, todas as equações nesse item haviam sido transcritas para o excel (2021), e encontrou-se o valor de α , e assim os cálculos apresentados já contém o valor de α para um reforço mais econômico do método de ruptura balanceada.

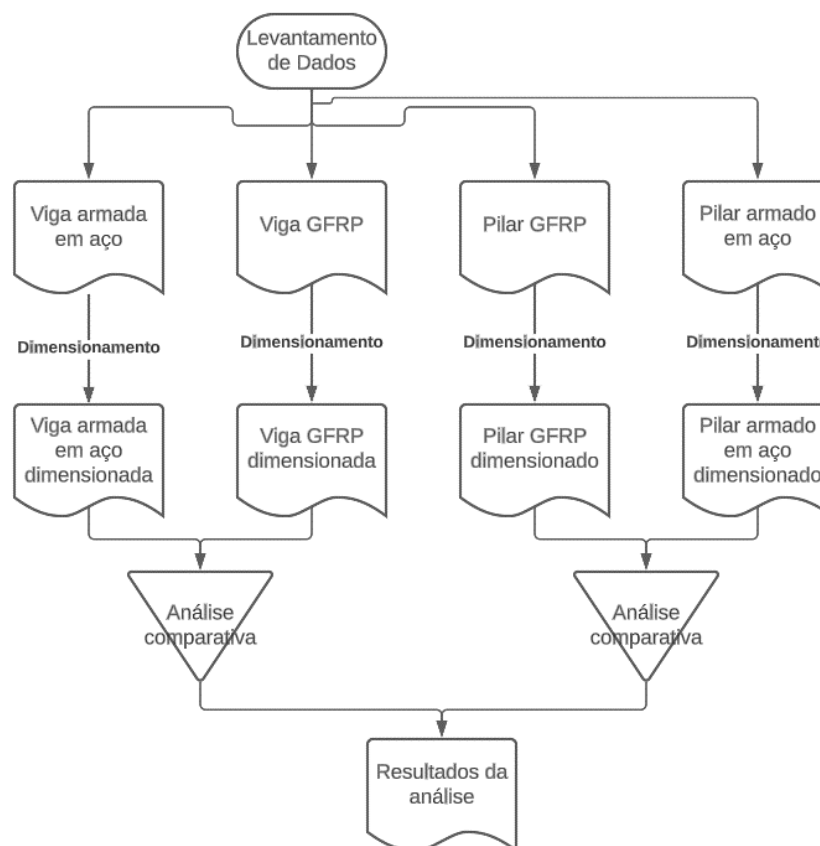
Para o dimensionamento dos pilares de concreto e aço (item 4.5), foi utilizado as formulações do material de Bastos (2005). Para encontrar a área de aço necessária de armadura longitudinal, utilizou-se do gráfico de Venturini (1987) junto aos valores já encontrados pelas formulações de Bastos (2005). O gráfico de Venturini (1987) está representado na figura 10. A armadura de cisalhamento foi dimensionada utilizando-se da NBR 6118 (2014) e do método

simplificado apresentado por Gonçalves (2022) para pilares de edificações de pequeno a médio porte.

Por fim, comparou-se os resultados (item 5) do dimensionamento construindo-se simples tabelas intuitivas. Para a análise do custo benefício das peças, utilizou-se das tabelas SINAPI mais atuais para o levantamento do concreto e armaduras de aço para região de Manaus. Ao caso das armaduras de fibra de vidro, os valores utilizados foram provenientes de orçamento fornecidos pela distribuidora da fábrica da Composite Group Brazil (2020) para a região de Manaus.

Vide a figura 11 – fluxograma do desenvolvimento deste TCC.

Figura 11 - Fluxograma de desenvolvimento deste trabalho



Fonte: Autoria Própria, 2023

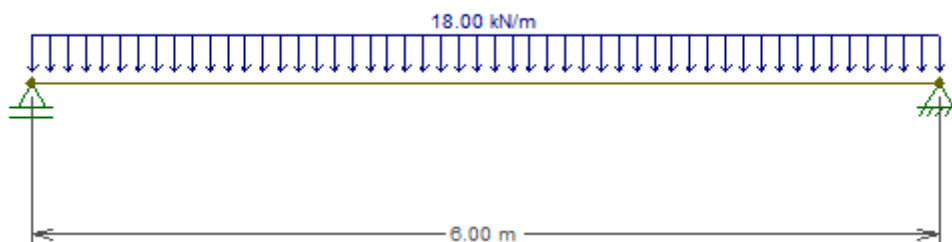
4. Dimensionamento de Elementos Estruturais e Discussão de resultados

A seguir são apresentados os casos de dimensionamento de vigas e pilares em concreto armado empregando tanto barras de fibra de vidro (GFRP) quanto de aço convencional. Além disso, são discutidos os resultados obtidos em cada situação.

4.1. Viga GFRP

Neste item será apresentado o dimensionamento de uma viga de concreto armada com barras de fibra de vidro (GFRP), simplesmente apoiada, submetida a um carregamento uniforme (Figura 12).

Figura 12 – Viga simplesmente apoiada com carregamento uniforme.



Fonte: Autoria própria com uso de programa Ftool da PUC-Rio, 2023

Para o concreto foram consideradas as seguintes características:

- $f_{ck} = 20$ MPa;
- Brita 19 mm;
- $E_c = 25000$ MPa;
- Classe de agressividade II, onde a viga estará situada.

Com relação as características físicas-geométricas da viga e das barras GFRP's, definiu-se:

- $f_{fu}^* = 800$ MPa;
- $f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* = 0,7 \cdot 800 = 560$ MPa ($C_E = 0,7$, tabela 1);
- $f'c = 20$ MPa;

- $E_f = 50000$ MPa;
- $\varepsilon_{cu} = 0,003$ (Adota-se esse valor por recomendação da ACI 440.1R-15);
- $\beta_1 = 0,85$ (Para valores f_{ck} até 28 MPa, adota-se 0,85).

Conforme o exemplo 3 de cálculo da ACI 440.1R-15, pode-se supor como ponto de partida uma taxa de armadura-determinada pela equação 9.

$$\rho_{f_b} = 0,85\beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \cdot \frac{E_f \varepsilon_u}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (9)$$

Substituindo os valores:

$$\rho_{f_b} = 0,85 \cdot 0,85 \frac{20}{560} \cdot \frac{50000 \cdot 0,003}{50000 \cdot 0,003 + 560}$$

$$\rho_{f_b} = 0,0055$$

Sabendo que $\rho_f = 1,5 \cdot \rho_{f_b}$, equação 8, tem-se:

$$\rho_f = 1,5 \cdot 0,0055$$

$$\rho_f = 0,0082$$

Observa-se que $\rho_f > 1,4 \cdot \rho_{f_b}$ (pela eq. 17), logo a seção é controlada por compressão e $\phi = 0,65$.

4.1.1. Cálculo de bd^2

Primeiramente, determinou-se a resistência de momento de projeto, onde adotando-se um coeficiente de majoração de carga conforme a ACI 318-11, para o carregando mostrado na Figura 12, tem-se:

$$MD = 1,4 \cdot \frac{18,6^2}{8} = 113,4 \text{ kN.m}$$

$MD = 113,4 \text{ kNm} = M_u = \phi M_{n,reqd}$ (como MD está majorado, pela eq. 13, podemos concluir que $MD = \phi M_{n,reqd}$)

Calcula-se agora a tensão na armadura de tração em condições últimas para o valor de ρ_f já assumido, pela equação 12.

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 f'_c}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} - 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} \leq f_{fu} \quad (12)$$

$$f_f = \sqrt{\frac{(50000 \cdot 0,003)^2}{4} + \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 20}{0,0081772} \cdot 50000 \cdot 0,003 - 0,5 \cdot 50000 \cdot 0,003}$$

$$f_f = 445,28 \text{ MPa}$$

Logo, pela equação 13:

$$M_u = \phi M_n = \phi \cdot \rho_f \cdot f_f \cdot \left(1 - \frac{0,59 \rho_f \cdot f_f}{f'_c}\right) \cdot b d^2 \quad (13)$$

Pode-se determinar a relação bd^2 , logo:

$$bd^2 = \frac{M_u}{\phi \cdot \rho_f \cdot f_f} \cdot \left(1 - \frac{0,59 \rho_f \cdot f_f}{f'_c}\right)^{-1}$$

$$bd^2 = \frac{113,4}{0,65 \cdot 0,0081772 \cdot 445,28037} \cdot \left(1 - \frac{0,59 \cdot 0,0081772 \cdot 445,28037}{20}\right)^{-1} \cdot 1000$$

$$bd^2 = 53679,928 \text{ cm}^3 \text{ (requerido)}$$

4.1.2. Determinação das dimensões da seção transversal

Sabendo que a relação bd^2 deve ser superior ao requerido, calculado no item anterior, ao tomar b igual a 20 cm, tem-se:

$$d = \sqrt{\frac{bd^2}{b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{53679,928}{20}}$$

$$d = 51,81 \text{ cm}$$

4.1.3. Determinação da armadura e altura da viga

A partir da equação 70, calcula-se a armadura necessária/requerida.

$$A_{f,reqd} = \rho_f \cdot b \cdot d \quad (\text{a partir da eq. 7})$$

$$A_{f,reqd} = 0,0082 \cdot 20 \cdot 51,81$$

$$A_{f,reqd} = 8,47 \text{ cm}^2$$

À vista disso, escolhe-se para o reforço longitudinal 4 barras de 16 mm e 1 barra de 8 mm, ou 11 barras de 10 mm ficando:

$$A_f = 8,55 \text{ cm}^2 \quad (A_f > A_{f,reqd}) \text{ Okay!}$$

ou

$$A_f = 8,64 \text{ cm}^2 \quad (A_f > A_{f,reqd}) \text{ Okay!}$$

Adota-se, pela ACI 440-5.08, o cobrimento de 5cm da armadura, mesmo sabendo por estudos que apenas 2,56 cm seria o suficiente (MASMOUDI et al. 2005; ZAIDI e MASMOUDI 2008; ZAIDI et al. 2013).

Logo, a altura da viga será:

$$h = d + (\text{diâmetro da barra de reforço principal})/2 + \text{diâmetro do estribo} + \text{cobrimento}$$

$$h = 51,81 + \frac{1,6}{2} + 0,6 + 5$$

$$h = 58,21 \text{ cm}$$

Considerando uma abordagem conservadora, adota-se $h = 60 \text{ cm}$. Logo, as dimensões da viga serão: $b = 20 \text{ cm}$ e $h = 60 \text{ cm}$.

4.1.4. Determinação da capacidade para a nova seção transversal

Como $\rho_f > 1,4\rho_{fb}$, toma-se $\phi = 0,65$, e deve-se usar as equações (11) e (12), para determinar as resistências da seção. Ressalta-se que todos os valores serão novamente calculados para a nova dimensão da viga, $b = 20 \text{ cm}$ e $h = 60 \text{ cm}$.

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 f'_c}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} - 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} \leq f_{fu} \quad (11)$$

$$\phi M_n = \phi \cdot \rho_f \cdot f_f \cdot \left(1 - \frac{0,59 \rho_f \cdot f_f}{f'_c}\right) \cdot b d^2 \quad (12)$$

Sendo $f_f = 443,12$ e $f_{fu} = 552$ (conforme a tabela 2) (ambos em MPa), adota-se o menor valor, logo $f_f = 443,12 \text{ MPa}$.

Calcula-se ϕM_n com os valores obtidos para determinar o momento resistente da seção.

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 0,0082 \cdot 445,2804 \cdot \left(1 - \frac{0,59 \cdot 0,0082 \cdot 445,2804}{20}\right) \cdot 20 \cdot 51,8073^2$$

$$\phi M_n = 113,76 \text{ kN.m} > M_u = 113,4 \text{ , logo, está okay!}$$

4.1.5. Verificação de fissuras

Emprega-se a equação 19, a seguir, para evitar a fissuração da peça.

$$S_{max} = 1,15 \cdot \frac{E_f \cdot w}{f_{fs} \cdot K_b} - 2,5Cc \leq 0,92 \cdot \frac{E_f \cdot w}{f_{fs} \cdot K_b} \quad (19)$$

Para tanto, deve-se antes determinar w , k , I_{cr} , f_{fs} :

w representa o valor máximo para fissuras, sendo o seu valor definido por norma (ACI 440.1R-15), como $w = 0,4$ mm. Lembrando que $n_f = \frac{E_f}{E_c} = 2$.

Determina-se k pela equação 20.

$$k = \sqrt{2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2} - \rho_f \cdot n_f \quad (20)$$

$$k = \sqrt{2 \cdot 0,008247 \cdot 2 + (0,008247 \cdot 2)^2} - 0,008247 \cdot 2$$

$$k = 0,1659$$

Em seguida, determina-se I_{cr} usando a equação 21.

$$I_{cr} = \frac{b d^3}{3} \cdot k^3 + n_f \cdot A_f d^2 \cdot (1 - k)^2 \quad (21)$$

$$I_{cr} = \frac{20.51,8073^3}{3} \cdot 0,1659^3 + 2 \cdot 8,5451 \cdot 51,8073^2 \cdot (1 - 0,1659)^2$$

$$I_{cr} = 36145,681 \text{ cm}^4$$

Determina-se f_{fs} , sabendo que M_s é a combinação dos momentos das cargas permanentes e acidentais, como essa estrutura em questão só está sujeita a esforço permanente, $M_s = M_u$. Assim, utiliza-se a equação 22.

$$f_{fs} = M_s \cdot \frac{n_f \cdot d \cdot (1 - k)}{I_{cr}} \quad (22)$$

$$f_{fs} = 113,4 \cdot \frac{2 \cdot 51,8073 \cdot (1 - 0,1659)}{36145,681} \cdot 1000$$

$$f_{fs} = 271,15 \text{ MPa}$$

Por fim, agora determina-se S_{max} , o qual é a maior distância entre as barras de reforço longitudinal da viga, sendo Cc o cobrimento. Para a parcela à esquerda da equação 19:

$$S_{max} = 1,15 \cdot \frac{E_f \cdot w}{f_{fs} \cdot K_b} - 2,5Cc \quad (19)$$

$$S_{max} = 1,15 \cdot \frac{50000 \cdot 0,4}{271,1479 \cdot 1,4} - 2,5 \cdot 50$$

$$S_{max} = -64,41$$

Para a parcela à direita da equação 19:

$$S_{max} = 0,92 \cdot \frac{50000 \cdot 0,4}{271,1479 \cdot 1,4}$$

$$S_{max} = 95,00 \text{ mm}$$

Logo, adota-se $S_{max} = 95,00 \text{ mm}$.

Pela ACI 318-11, o menor espaçamento entre as barras de reforço longitudinal deve ser de 1 polegada (25 mm), ou 4/3 do tamanho do maior agregado (19 mm para o caso em questão). A NBR 6118 recomenda um espaçamento de 2 cm, e a sociedade do concreto (The Concrete Society – Reino Unido) também.

Ainda no parágrafo anterior, como a ACI não vinculou essa distância mínima para fins estruturais, e sim, por questão de norma relacionada ao concreto e agregados, adota-se então $S = 2 \text{ cm}$.

4.1.6. Deflexão

A norma informa, por estudos já feitos, que seguindo os critérios de altura mínimos de vigas recomendados para certos comprimentos de vãos, o critério da deflexão estaria atendido.

Segue a tabela 5 retirada da ACI 440.1R-15, que apresenta a altura de viga mínima para que seja atendido o critério de deflexão admitida.

Tabela 5 - Altura de viga mínima em função do apoio

Membro	Altura mínima h			
	Simplemente apoiado	Uma extremidade contínua	Ambas as extremidades contínuas	Engastado
Lajes maciças unidirecionais	L/13	L/17	L/22	L/5,5
Vigas	L/10	L/12	L/16	L/4

Fonte: Adaptada e traduzida de ACI 440.1R-15, 2015.

Para a viga aqui analisada, simplesmente apoiada, com vão de 6 metros, tem-se a relação $\frac{L}{10} = \frac{6}{10} = 0,6 \text{ m}$, ou 60 cm. Onde se observa que a viga possuindo uma altura de 60 cm, atende ao critério de deflexão conforme a ACI 440.1R-15.

4.1.7. Cisalhamento e armadura transversais:

Considerando que o maior esforço cortante se dá nas extremidades da viga próximo aos apoios (pilares), para o caso em questão, tem-se:

$$V_u = 1,4 \cdot \frac{q_k \cdot L}{2}$$

$$V_u = 75,6 \text{ kN} \quad (\text{Reação de projeto dos suportes})$$

Calcula-se agora ϕV_c , sendo V_c a força nominal resistente do concreto ao cisalhamento, conforme a equação 24.

$$\phi V_c = \phi \cdot \left(\frac{5}{2} \cdot k\right) \cdot 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (24)$$

$$\phi V_c = 0,65 \cdot \left(\frac{5}{2} \cdot 0,1659\right) \cdot 2 \cdot \sqrt{20} \cdot \frac{20.51,8073}{10}$$

$$\phi V_c = 249,81 \text{ kN}$$

Quando $V_u > \frac{\phi V_c}{2}$, deve haver uma quantidade mínima de armadura de cisalhamento para prevenir, ou restringir a falha por cisalhamento em membros em que a formação repentina de trincas pode levar ao desgaste excessivo. (ACI 440.1R-15)

Como $V_u = 75,6 < 124,9058 = \frac{\phi V_c}{2}$, então não há a necessidade de reforço mínimo requerido por cálculo, então escolhe-se uma barra de 5 mm para os estribos.

Verificando o esmagamento das bielas na seção crítica, o critério deve ser atendido empregando a equação 26.

$$V_u - \phi V_c < \phi 8 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (26)$$

$$75,6 - 249,8116 < 0,65 \cdot 8 \cdot \sqrt{20} \cdot 20.51,8073$$

$$-174,21 < 2409,57 \text{ (Okay!)}$$

Para determinar o espaçamento necessário entre os estribos verticais em U na seção crítica, primeiramente, deve-se determinar f_{fb} , sendo r_b o raio interno na dobra do estribo e d_b o diâmetro da barra GFRP (estribo). A norma recomenda (ACI 440.1R-15) que se use pelo menos $\frac{r_b}{d_b} = 3$, emprega-se, então, a equação 28.

$$f_{fb} = \left(0,05 \frac{r_b}{d_b} + 0,3\right) \cdot f_{fu} \leq f_{fu} \quad (28)$$

$$f_{fb} = (0,05 \cdot 3 + 0,3) \cdot 560 \leq 560$$

$$f_{fb} = 252 \leq 560$$

Adota-se então, $f_{fb} = 252$ MPa. Deste modo, calcula-se f_{fv} pela equação 27.

$$f_{fv} = 0,004 \cdot E_f \leq f_{fb} \quad (27)$$

$$f_{fv} = 0,004 \cdot 50000$$

$$f_{fv} = 200 \leq 252 \text{ MPa}$$

Logo, $f_{fv} = 200$ MPa. Determina-se o espaçamento necessários dos estribos por meio da equação 29.

$$\frac{A_{fv}}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi \cdot f_{fv} \cdot d} \quad (29)$$

$$\frac{A_{fv}}{s} = \frac{(75,6 - 249,81)}{0,65 \cdot 200 \cdot 51,81}$$

$$\frac{A_{fv}}{s} = -0,02587$$

Como o valor obtido foi negativo, não é necessária armadura de cisalhamento pelos cálculos.

À vista disso, usa-se o valor mínimo recomendado pela ACI 318, onde o espaçamento das barras da armadura de cisalhamento colocadas perpendicularmente não deve exceder $d/2$, nem 600mm. Sabendo que $\frac{d}{2}$ para o caso em questão é de 25,90 cm, logo, adota-se: estribos de 5 mm espaçados a cada 260 mm, ou 26 cm.

4.2. Viga reforçada em aço (Dimensões e Carregamento Iguais)

Para o concreto foram consideradas as mesmas características daquele empregado na viga reforçadas com barras de GFRP's:

- $f_{ck} = 20$ MPa;
- Brita 19 mm;
- $E_c = 25000$ MPa;
- Classe de agressividade II, onde a viga estará situada.

Com relação as características físicas-geométricas da viga, foram adotadas as mesmas da reforçada com as barras GFRP's, assim:

- $q_k = 18 \text{ kN/m}$;
- $L = 6 \text{ m}$;
- $b = 20 \text{ cm}$;
- $h = 60 \text{ cm}$;
- $c = 5 \text{ cm}$ (recobrimento);
- $d = 55 \text{ cm}$.

4.2.1. Determinação do domínio

Inicialmente são determinadas as resistências de projeto empregando as equações 31 e 32, respectivamente para o concreto e o aço.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad \text{e} \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (31' \text{ e } 32')$$

Logo:

$$f_{yd} = 434,783 \text{ MPa} = 43,4783 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 14,2857 \text{ MPa} = 1,4286 \text{ kN/cm}^2$$

Lembrando que M_d pode ser expresso pela equação 36.

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \quad (36)$$

As variáveis anteriores são conhecidas, com exceção de x , o qual se toma por incógnita. Utiliza-se a fórmula de Bhaskara para encontrar o valor de x , equações 37 e 38.

$$x' = \frac{0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d + \sqrt{(-0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot M_d}}{2 \cdot 0,272 \cdot b_w \cdot f_{cd}} \quad (37)$$

$$x'' = \frac{0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d - \sqrt{(-0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot M_d}}{2 \cdot 0,272 \cdot b_w \cdot f_{cd}} \quad (38)$$

Sendo x' :

$$x' = \frac{0,68 \cdot 20 \cdot 14,2857 \cdot 55 \cdot 10^3 + \sqrt{(-0,68 \cdot 20 \cdot 14,2857 \cdot 55 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot 20 \cdot 14,2857 \cdot 113,4 \cdot 10^3}}{2 \cdot 0,272 \cdot 20 \cdot 14,2857 \cdot 10^3}$$

$$x' = 1,259109 \text{ m} = 125,91 \text{ cm}$$

De maneira análoga para x'' , tem-se:

$$x'' = 0,1159 \text{ m} = 11,59 \text{ cm}$$

Logo, x'' caracteriza a posição da linha neutra, portanto, $x = 11,59 \text{ cm}$, uma vez que x' está fora das dimensões da viga.

Encontra-se, então, os limites do domínio 2 e 3, empregando-se as equações 34 e 35.

$$x_{2/3} = 0,259 \cdot d \quad (34)$$

$$x_{3/4} = 0,6823 \cdot d \quad (35)$$

Logo:

$$x_{2/3} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 55 = 14,25 \text{ cm}$$

$$x_{3/4} = 0,6823 \cdot d = 0,6823 \cdot 55 = 37,53 \text{ cm}$$

Como x está antes de $x_{2/3}$, logo a viga está no domínio 2.

4.2.2. Área de aço necessária

A partir da equação 39, calcula-se a área de aço.

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} \quad (39)$$

Onde:

$$Z = d - 0,4x$$

$$Z = 55 - 0,4 \cdot 11,59$$

$$Z = 50,36 \text{ cm}$$

Por fim:

$$A_s = \frac{113,4}{50,36 \cdot 43,48} \cdot 100$$

$$A_s = 5,18 \text{ cm}^2$$

Calcula-se A_{smin} , por meio da equação 40.

$$A_{smin} = 0,15 \cdot b \cdot h \quad (40)$$

$$A_{smin} = 0,15 \cdot 20 \cdot 60$$

$$A_{smin} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Logo, o valor de A_s adotado será de $5,18 \text{ cm}^2$. Utiliza-se 3 barras de $12,5 \text{ mm}$ e 2 barras de 10 mm , ficando $A_s = 5,35 \text{ cm}^2$. Como a viga está no domínio 2, teoricamente o E.L.U. será por grandes deformações e o concreto não alcança a ruptura.

4.2.3. Armadura de cisalhamento:

Para evitar esmagamento das bielas comprimidas, deve-se atender a relação $\zeta_{wd} \leq \zeta_{wII}$ (tensão limite), onde a tensão é obtida pela equação 41.

$$\zeta_{wII} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (41)$$

Onde α_v :

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (42)$$

$$\alpha_v = 1 - \frac{20}{250}$$

$$\alpha_v = 0,92$$

Portanto:

$$\zeta_{wII} = 0,27 \cdot 0,92 \cdot 14,2857$$

$$\zeta_{wII} = 4,97 \text{ MPa}$$

Por outro lado, ζ_{wd} pode ser calculado empregando-se a equação 43.

$$\zeta_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} \quad (43)$$

$$\zeta_{wd} = \frac{75,6}{20 \cdot 55.1000}$$

$$\zeta_{wd} = 0,6873 \text{ MPa}$$

Como $\zeta_{wd} < \zeta_{wII}$, conclui-se então que a biela não irá esmagar.

4.2.4. Cálculo da armadura transversal

Sabendo que a armadura transversal pode ser obtida utilizando-se as equações 44, 45 e 46, tem-se:

$$A_{S w} = 100 \cdot b_w \cdot \frac{\zeta_d}{f_{yd}} \quad (44)$$

$$\zeta_d = 1,11 \cdot (\zeta_{wd} - \zeta_c) \quad (45)$$

$$\zeta_c = \psi_3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (46)$$

Deste modo, encontra-se ζ_c , sabendo-se que $\psi_3 = 0,09$ para flexão simples, então:

$$\zeta_c = 0,09 \cdot (20)^{2/3}$$

$$\zeta_c = 0,66$$

Além disso, tem-se:

$$\zeta_d = 1,11 \cdot (0,6873 - 0,66)$$

$$\zeta_d = 0,0268$$

Por fim, calcula-se $A_{S w}$:

$$A_{S w} = 100 \cdot 20 \cdot \frac{0,0268}{43,4783 \cdot 10}$$

$$A_{S w} = 0,1233 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Deve-se lembrar que a armadura mínima, $A_{S w \text{mín}}$ é obtida pela equação 47.

$$A_{S w \text{mín}} = \rho_{w \text{mín}} \cdot 100 \cdot b_w \quad (47)$$

Assim, pela NBR 6118, para o concreto 20 MPa, temos $\rho_{w \text{mín}} = 0,09$ (%).

Logo:

$$A_{S w \text{mín}} = 0,09 \cdot 100 \cdot \frac{20}{100}$$

$$A_{S w \text{mín}} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_{S w \text{mín}} > A_{S w}$, então $A_{S w} = \frac{1,8 \text{ cm}^2}{\text{m}}$

Na questão do espaçamento máximo entre os estribos, notando que $\zeta_{wd} < 0,67 \cdot \zeta_{wu}$, então, pela NBR 6118, $s_{\text{máx}} = 0,6 \cdot d$, e não sendo maior que 30 cm. Portanto:

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6.55 = 33 \text{ cm}$$

Logo, $s_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm}$.

Adota-se, pela tabela 4: estribos de 8 mm a cada 28 cm.

4.3. Viga reforçada em aço dimensionada empregando planilhas eletrônicas

Utilizando-se da ferramenta excel (MICROSOFT EXCELL, 2021), todas as equações do item anterior foram transcritas para o programa de maneira análoga aos cálculos já feitos, com o fim de agilizar o dimensionamento e obteve-se por tentativa a viga mais econômica para uma largura de seção de 20 cm, em que a peça foi dimensionada para estar no domínio 3. Nesse domínio é melhor aproveitado simultaneamente tanto o aço como o concreto.

Para esta viga encontrou-se os seguintes resultados:

$$b = 20 \text{ cm};$$

$$h = 49 \text{ cm};$$

$$A_s = 6,6258 \text{ cm}^2.$$

Pode-se adotar 2 barras de 20 mm e 1 barra de 8mm como armadura longitudinal, ficando $A_s = 6,8 \text{ cm}^2$.

Estribos de 8 mm a cada 28 cm. Mesmos resultados para $A_s w$ do dimensionamento da viga do 3.2.4.

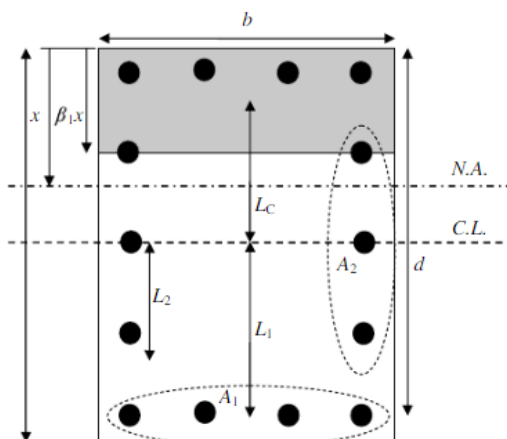
4.4. Pilar dimensionado com barras GFRPs.

O pilar a ser dimensionado será um pilar intermediário. Considerou-se compressão centrada para essa situação. Logo, não existe momentos fletores de primeira ordem, sendo considerado a compressão simples e uniforme. Considerou-se excentricidade mínima definida por norma. Dependendo da esbelteza, pode-se considerar excentricidade de 2ª ordem, que serão somadas à excentricidade mínima.

Para a dada situação, projetou-se o pilar utilizando o acervo de Zadeh e Nanni (2013).

Dimensionou-se o pilar para um estado limite último balanceado, em que o concreto atinge a falha simultaneamente com o reforço GFRP, de acordo com a Figura 9, novamente rerepresentada.

Figura 9 – Seção transversal de pilar modelo



Fonte: ACI 440.1R-15, 2015.

Considerou-se um pilar com seção 300x300 mm, com cobrimento de 50 mm da armadura longitudinal. Deve-se adotar uma quantidade mínima de armadura, sendo escolhido 8 barras de 10 mm em cada direção da seção do pilar, Figura 13.

Figura 13 – Seção de pilar adotada para o dimensionamento



Fonte: Autoria própria

Portanto, para a presente análise serão utilizados os seguintes dados:

- $h = 300$ mm;
- $b = 300$ mm;
- $d = 245$ mm;
- $\varepsilon_{cu} = 0,003$ (Conforme recomendação de Zadeh H. J. e Nanni A.(2013));
- $\varepsilon_{fd} = 0,01$ (Recomendação da ACI 440.1R-15);
- $E_f = 50000$ MPa.

Seguindo o modelo de desenvolvimento de cálculo de Zadeh e Nanni (2013), são calculados e e x_b pelas equações 48 e 49.

$$e = \frac{\varepsilon_{fd}}{\varepsilon_{cu}} \quad (48)$$

$$x_b = \frac{d}{1-e} \quad (49)$$

Assim:

$$e = \frac{0,01}{0,003} = 3,333$$

$$x_b = \frac{245}{1-3,333} = 56,54 \text{ mm}$$

Em seguida, calcula-se α que define uma faixa em parâmetros adimensionais sobre a faixa da falha balanceada, sabendo que $\gamma = \frac{d}{h} = 0,8167$, de acordo com a equação 47.

$$\text{Max} \left(\frac{1}{\gamma} - 1, \frac{1}{1+e} \right) \leq \alpha = \frac{x}{d} \leq 1 \quad (47)$$

Sendo:

$$\frac{1}{\gamma} - 1 = \frac{1}{0,8167} - 1 = 0,2245$$

$$\frac{1}{1+e} = \frac{1}{1+3,333} = 0,2308$$

$$\alpha = \frac{x}{d} = \frac{94,2025}{245} = 0,3845$$

Logo:

$$0,2308 < \alpha = 0,3845 < 1$$

Pode-se adotar qualquer valor de x , desde que α esteja dentro do intervalo mostrado. Através de simulações dos valores de α , pode-se obter diferentes combinações de resistências do membro, tanto ao esforço de compressão como aos de momentos, verificar-se-á adiante.

Para qualquer valor de α dentro desse limite, tem-se esforços no concreto e nas barras e seus respectivos valores são obtidos pelas equações 51 e 52.

$$P_n = C - T_1 - T_2 \quad (51)$$

$$M_n = C \cdot L_c - T_1 \cdot L_1 - T_2 \cdot L_2 \quad (52)$$

Sabendo que $\beta_1=0,85$ ($f'_c = f_{ck}=20$ MPa < 28), $A_1 = 4.78,5398 = 314,1593$ cm² e $A_2 = 2.78,5398 = 157,0796$ cm², conforme exemplificado na figura 9, determina-se C , T_1 , T_2 , L_c , L_1 e L_2 , empregando-se as equações 53 a 58. A_1 e A_2 são as áreas das barras das posições indicadas pela figura 9.

$$C = 0,85 \cdot \alpha \cdot \beta_1 \cdot \gamma \cdot f'_c \cdot b \cdot h \quad (53)$$

$$C = 0,85 \cdot 0,3845 \cdot 0,85 \cdot 0,2245 \cdot 20 \cdot 300 \cdot \frac{300}{1000} = 408,37 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{1-\alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_{Cu} \cdot E_f \cdot A_1 \quad (54)$$

$$T_1 = \frac{1-0,3845}{0,3845} \cdot 0,003 \cdot 50000 \cdot \frac{314,1593}{1000} = 75,44 \text{ kN}$$

$$T_2 = \frac{\gamma}{2\gamma-1} \cdot \frac{(1-\alpha)^2}{\alpha} \cdot \varepsilon_{Cu} \cdot E_f \cdot A_2 \quad (55)$$

$$T_2 = \frac{0,8167}{2,0,8167-1} \cdot \frac{(1-0,3845)^2}{0,3845} \cdot 0,003 \cdot 50000 \cdot \frac{157,0796}{1000} = 29,94 \text{ kN}$$

$$L_c = (1 - \alpha \cdot \beta_1 \cdot \gamma) \cdot \frac{h}{2} \quad (56)$$

$$L_c = (1 - 0,3845 \cdot 0,003 \cdot 0,8167) \cdot \frac{300}{2} = 109,97 \text{ mm}$$

$$L_1 = (2\gamma - 1) \cdot \frac{h}{2} \quad (57)$$

$$L_1 = (2,0,8167 - 1) \cdot \frac{300}{2} = 95 \text{ mm}$$

$$L_2 = \left[\frac{2}{3} \cdot (2 + \alpha) \cdot \gamma - 1 \right] \cdot \frac{h}{2} \quad (58)$$

$$L_2 = \left[\frac{2}{3} \cdot (2 + 0,3845) \cdot 0,8167 - 1 \right] \cdot \frac{300}{2} = 44,73 \text{ mm}$$

À vista desses valores, calcula-se P_n e M_n :

$$P_n = C - T_1 - T_2 = 408,37 - 75,43 - 29,94 = 303 \text{ kN}$$

$$M_n = C \cdot L_c - T_1 \cdot L_1 - T_2 \cdot L_2 = 408,37 \cdot 109,96 - 75,44 \cdot 95 - 29,93 \cdot 44,73$$

⇒

$$M_n = 53411,19 \text{ kN} \cdot \text{mm} = 53,41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Logo, quando P_s (Carga de compressão majorada) for 302,4 kN, a peça suportará um momento de até 53,41 kN.m no pior cenário. Portanto:

$$P_n > P_s, \text{ Okay!}$$

Considerando que a excentricidade mínima, para o caso será 2 cm, então:

$$M_s = 6,048 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n > M_s, \text{ Okay!}$$

4.4.1. Armadura mínima longitudinal

Considerando pela ACI 318-19 que a armadura mínima deve ser 1% da seção do pilar, tem-se:

$$A_{smin} = 0,01 \cdot b \cdot h = 0,01 \cdot 300 \cdot 300 = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ atual}} = 942,48 \text{ mm}^2$$

Como o $A_{s \text{ atual}} > A_{smin}$, então está okay!

Utilizando-se da ferramenta excel (2021), todos os cálculos / equações / expressões aqui contidos foram transcritos para o programa, e nesse dimensionamento do item 3.3, fez-se por tentativas que o valor de α (0,3845) fosse tal que $P_n \cong P_s$, para que o dimensionamento levasse em consideração o pior caso das resistências P_n e M_n , pois observou-se que quanto maior P_n , menor seria M_n . O valor de α utilizado no início do dimensionamento apresentado nesse item, já é levando em consideração o que está nesse parágrafo com o fim de simplificação do dimensionamento.

4.4.2. Armadura de cisalhamento

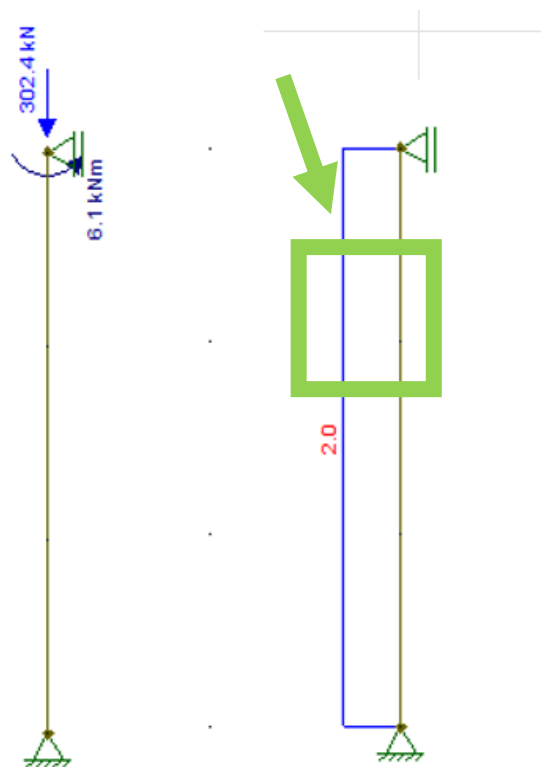
Sendo “c” a distância do eixo neutro até a camada mais externa de compressão, o valor de V_c é obtido pela equação 59.

$$V_c = \frac{2}{5} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot c \quad (59)$$

$$V_c = \frac{2}{5} \cdot \sqrt{20} \cdot 300 \cdot 94,2025 = 50,55 \text{ kN}$$

Utilizando-se do ftool, observa-se, da Figura 14, que o esforço cortante é 2 kN (V_s).

Figura 14 – Esforço cortante para o pilar sob carga centrada



Fonte: Autoria própria utilizando-se do software Ftool (2023).

Donde se conclui que somente o concreto combaterá o esforço cortante, uma vez que:

$$V_c > V_s$$

Deste modo, dimensiona-se uma armadura mínima para cisalhamento. Usa-se estribos de 5 mm, sendo o espaçamento máximo recomendado (ACI 440.1R-15) para barras GFRPs: $12d_b$ (d_b – diâmetro da barra longitudinal), então:

$$12d_b = 12 \cdot 10 = 120 \text{ mm}$$

Logo, ficar-se-á estribos de 5 mm espaçados a cada 120 mm.

4.5. Pilar de concreto e aço

Nesta análise serão utilizados os seguintes dados:

- $h = 300 \text{ mm}$;
- $b = 300 \text{ mm}$;
- $d = 245 \text{ mm}$;
- Aço CA-50;
- $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$;
- $L_e = 3 \text{ m}$;
- $N_d = 302,4 \text{ kN}$;

4.5.1. Dimensionando a armadura longitudinal vertical

Calcula-se o momento fletor mínimo em cada direção por meio da equação 63

$$M_{1d,mín} = N_d \cdot (1,5 + 0,03 \cdot h) \quad (63)$$

Onde “h” deve estar em centímetros, logo:

$$M_1 = 302,4 \cdot (1,5 + 0,03 \cdot 30)$$

$$M_{1d,mín} = 725,76 \text{ kN.cm}$$

Como para os pilares intermediários não ocorrem os momentos fletores e excentricidades de primeira ordem nas extremidades do pilar, calcula-se λ_1 , utilizando-se a equação (65) sabendo que $\alpha_b=1,0$, por se tratar de pilar intermediário, e determinando-se primeiro e_1 pela equação 64. Sendo:

$$e_1 = (1,5 + 0,03h) \quad (64)$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (65)$$

Portanto:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{2,4}{30}}{1}$$

$$\lambda_1 = 26$$

Como $35 \leq \lambda_1 \leq 90$, então adota-se o valor de $\lambda_1 = 35$ cm. Sendo $35 > 34,64 = \lambda_x = \lambda_y$, logo não são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x e y. Conclui-se que:

$$M_{d,tot} = M_{1d,mín} = 725,76 \text{ kN.cm}$$

Usa-se o método do pilar-padrão com curvatura aproximada e os ábacos de VENTURINI (1987).

Utilizando-se de $\nu = 0,77$, calcula-se μ e $\frac{d'}{h}$, segundo as direções x e y, que para o presente caso, em que há simetria da seção, os valores de μ e $\frac{d'}{h}$ serão os mesmos para cada direção, determina-se os parâmetros μ e d'/h pelas equações 66 e 67.

$$\mu = \nu \cdot \frac{e_x}{h_x} \quad (66)$$

$$\frac{d'}{h} \quad (67)$$

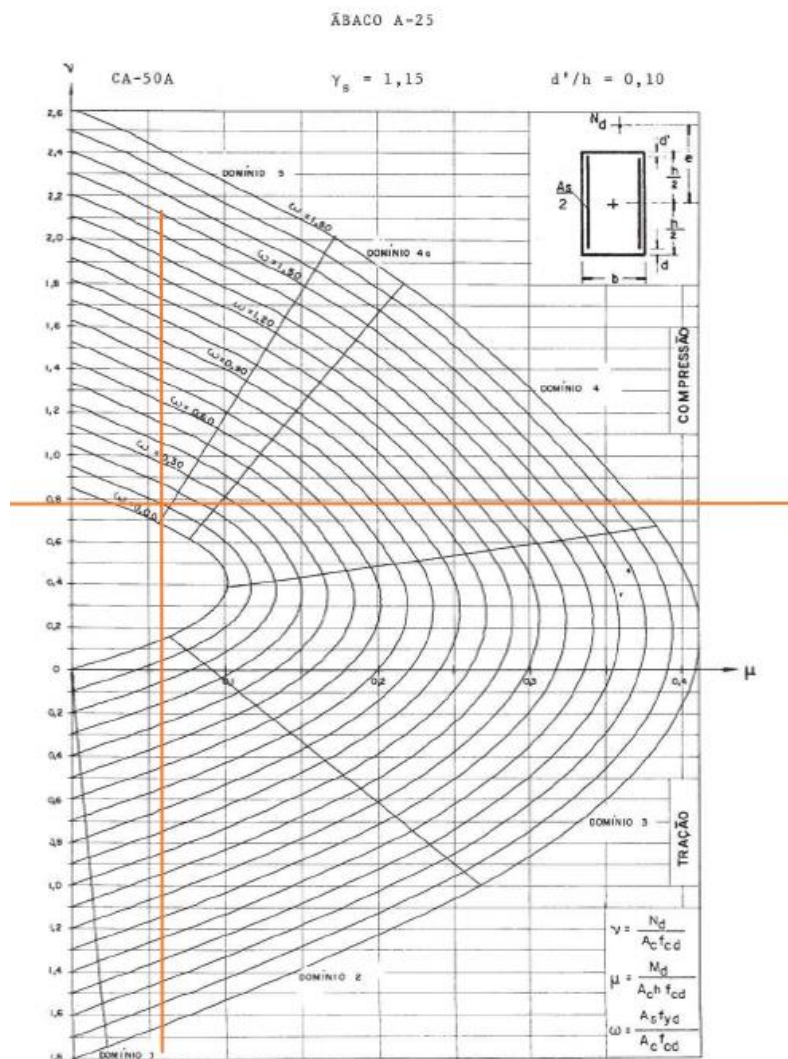
Assumindo $e = 4$ cm, pelo gráfico de VENTURINI, tem-se:

$$\mu = \nu \cdot \frac{e_x}{h_x} = 0,77 \cdot \frac{2,4}{30} = 0,0616$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{4}{30} = 0,13333$$

Utilizando-se do ábaco de VENTURINI (1987), Figura 15, pode-se obter ω .

Figura 15 – Ábaco de Venturini com os parâmetros definidos no exemplo do pilar.



Fonte: Venturini, 1987

À vista disso, obteve-se pelo ábaco $\omega = 0,1$.

Sendo assim A_s pode ser determinado pela equação 68.

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (68)$$

$$A_s = \frac{0,1 \cdot 30,30 \cdot 1,4286}{43,4783}$$

$$A_s = 2,957 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima pela equação 69 será:

$$A_{s,\text{mín}} = \left(0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad (69)$$

$$A_{s,\text{mín}} = \left(0,15 \cdot \frac{302,4}{43,4783} \right) \geq 0,004 \cdot (30,30)$$

$$A_{s,\text{mín}} = 1,0433 \geq 3,6 \text{ cm}^2$$

Comparando-se os resultados, conclui-se que o valor adotado será aquele obtido para armadura mínima.

$$A_{s,\text{mín}} = 3,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3,6 \text{ cm}^2$$

Usa-se 4 barras de 12 mm. Logo, $A_s = 4,53 \text{ cm}^2$.

4.5.2. Armadura transversal:

Pelo método simplificado, toma-se $\frac{\emptyset}{4} = \frac{12}{4} = 3 \text{ mm}$, logo adota-se estribos de 5mm.

Conforme NBR 6118, o espaçamento entre os estribos deve ser igual, ou inferior ao menor dos valores:

- 200 mm;
- 300 mm (menor dimensão da seção);
- 144 mm (12 \emptyset).

Logo, os estribos serão de 5mm espaçados a cada 140 mm, ou a cada 14 cm.

5. Análise comparativa entre as estruturas de GFRPs e Aço

À vista do capítulo anterior, pode-se montar a tabela 6, a qual mostra os resultados obtidos para todas as análises em termo de seção de armadura.

Tabela 6 - Seção de armadura obtida nas análises do presente trabalho.

Itens	Seção de armadura (cm ²)	
	Necessária	Adotada
Viga GFRP	8,47	8,55 ou 8,64
Viga com armadura de aço I	5,18	5,35
Viga com armadura de aço II	6,63	6,80
Pilar GFRP	9,42	9,42
Pilar com armadura de aço	3,60	4,52

Fonte: Autoria própria utilizando-se do software Excel (2021)

Observa-se da tabela 6 que a viga GFRP necessitou de 63,51% a mais de área de armadura longitudinal em relação à viga com armadura de aço I. Em relação à viga com armadura de aço II, foi necessária 27,75% a mais de armadura, lembrando que essa segunda está no domínio III, para isso, variou-se a altura da viga e a armadura longitudinal, mantendo-se constante a largura da viga (b_w) e os demais parâmetros.

Por mais que os vergalhões de fibra de vidro sejam até 2 vezes mais resistentes que o aço, eles possuem o módulo de elasticidade menor, o que implica em maior deformação quando comparados ao aço sujeitas a uma mesma sollicitação. Logo, necessita-se de uma estrutura mais robusta para combater tanto a deflexão quanto a fissuração provenientes da maior elasticidade da armadura longitudinal. Segundo Christ e Wegher (2023), os coeficientes de segurança das normas atuais ainda são muito conservadores, o que contribui mais ainda para a robustez das peças.

Embora a elasticidade seja uma desvantagem, e os coeficientes de segurança muito conservadores, as vigas de fibra de vidro bi apoiadas podem ser uma opção melhor quando se leva em consideração as vantagens, como

por exemplo, a melhor resistência ao fogo e aos ambientes externos, o menor peso, menos interferências em ondas de rádio, dentre outras.

Portanto, com base nas análises realizadas, também é possível concluir que o uso de vergalhões de fibra de vidro (GFRP) deve ser mais vantajoso em algumas aplicações específicas, em que a economia e as propriedades do material se sobressaem, como em pisos, fundações, vergas e contravergas. Cabe ressaltar que cada projeto deve ser avaliado individualmente, levando em consideração as características específicas e os requisitos de desempenho, para determinar a melhor opção de armadura para a estrutura em questão. Assim, as barras de fibra de vidro possuem potencial para se tornarem mais amplamente adotadas na construção civil, oferecendo soluções estruturais eficientes e econômicas. É fundamental que as construtoras e profissionais do setor estejam atentos às inovações tecnológicas e considerem o uso das barras de fibra de vidro como uma opção viável e sustentável para a construção de estruturas de concreto armado, promovendo avanços na indústria e contribuindo para o desenvolvimento sustentável do setor.

Adiante, construiu-se uma tabela orçamentária com os valores de aço e concreto provenientes do SINAPE (2023). Os valores das barras GFRP foram obtidos através de orçamento com a TUBUAÇOS (2023), o qual vende e distribui os produtos aqui abordados direto da fábrica da COMPOSITE GROUP BRAZIL (2023). Na tabela a seguir, os valores utilizados podem variar de acordo com o contrato com o fornecedor. O valor do vergalhão de fibra de vidro de 16 mm foi adotado como R\$ 75,00, levando-se em consideração o valor das outras barras, pois não se encontrou valores disponíveis para pesquisa das distribuidoras, por isso orçou-se também apenas com vergalhões 10 mm em substituição aos de 16 mm e 10 mm. A tabela 7 apresenta o orçamento comparativo entre os valores para os elementos estruturais dimensionados no presente trabalho.

Os preços orçados nesta tabela foram para a cidade de Manaus, tanto do aço quanto dos vergalhões de fibra de vidro.

Com relação ao levantamento para o orçamento das peças (vigas e pilares) da figura a seguir, tomou-se o comprimento de armadura longitudinal

total usada em cada peça, não levando em consideração dobras / curvas de ancoragem ou qualquer outras. Com relação à armadura transversal, levou-se em consideração as dobras do estribo, e assim somou-se todo o comprimento de ferro utilizado nos estribos, e com o peso por metro do GFRP e do Ferro, calculou-se a quantidade de kg para cada armadura. Não se levou em consideração a perda de 10% de cortes do aço. O volume de concreto foi encontrado pelo volume das peças acabadas.

Tabela 7 - Orçamento de vigas e pilares dimensionados no presente trabalho.

ITEM	DESCRIÇÃO DOS ITENS	UN	QTD.	P. UNIT. R\$	P. TOTAL R\$
1.	VIGA ARMADA EM GFRP				
1.1	ARMADURA				
1.1.1	VERGALHÃO DE FIBRA DE VIDRO 8 mm	Kg	0,48	R\$ 51,25	R\$ 24,60
1.1.2	VERGALHÃO DE FIBRA DE VIDRO 16 mm	Kg	8,40	R\$ 75,00	R\$ 630,00
	VERGALHÃO DE FIBRA DE VIDRO 10 mm	Kg	8,25	R\$ 50,80	R\$ 419,10
1.1.3	VERGALHÃO DE FIBRA DE VIDRO 5mm (estribo)	Kg	1,50	R\$ 49,72	R\$ 74,58
1.2	CONCRETO				
	CONCRETO FCK 20 MPA	m²	0,72	R\$ 497,18	R\$ 357,97
	TOTAL PARA VIGA ARMADA COM REFORÇO LONGITUDINAL DE 16 mm E 8 mm				R\$ 1.087,15
	TOTAL PARA VIGA ARMADA COM REFORÇO LONGITUDINAL DE 10mm				R\$ 851,65
2.	VIGA ARMADA EM AÇO I				
2.1	VERGALHÃO DE AÇO 10 mm	Kg	7,44	R\$ 11,49	R\$ 85,49
2.1.1	VERGALHÃO DE AÇO 12,5 mm	Kg	17,33	R\$ 12,34	R\$ 213,85
2.1.2	VERGALHÃO DE AÇO 8 mm (estribo)	Kg	14,54	R\$ 12,19	R\$ 177,24
2.2	CONCRETO				
2.2.1	CONCRETO FCK 20 MPA	m²	0,72	R\$ 497,18	R\$ 357,97
	TOTAL				R\$ 834,55
3.	VIGA ARMADA EM AÇO II				
3.1	VERGALHÃO DE AÇO 8 mm	Kg	14,54	R\$ 12,19	R\$ 177,24
3.1.1	VERGALHÃO DE AÇO 20 mm	Kg	29,59	R\$ 11,47	R\$ 339,40
3.1.2	VERGALHÃO DE AÇO 8 mm (estribo)	Kg	2,37	R\$ 12,19	R\$ 28,89
3.2	CONCRETO				
3.2.1	CONCRETO FCK 20 MPA	kg	0,59	R\$ 497,18	R\$ 292,34
	TOTAL				R\$ 837,87
4.	PILAR ARMADO EM GFRP				
4.1	VERGALHÃO DE FIBRA DE VIDRO 10 mm	Kg	4,50	R\$ 50,80	R\$ 228,60
4.1.1	VERGALHÃO DE FIBRA DE VIDRO 5 mm (estribo)	Kg	1,05	R\$ 49,72	R\$ 52,21
4.2	CONCRETO				
4.2.1	CONCRETO FCK 20 MPA	Kg	0,27	R\$ 497,18	R\$ 134,24
	TOTAL				R\$ 415,04
5.	PILAR ARMADO EM AÇO				
5.1	VERGALHÃO DE AÇO 12,5 mm	Kg	11,56	R\$ 12,34	R\$ 142,65
5.1.1	VERGALHÃO DE AÇO 6,3 mm (estribo)	Kg	6,47	R\$ 12,12	R\$ 78,42
5.2	CONCRETO				
5.2.1	CONCRETO FCK 20 MPA	m²	0,27	R\$ 497,18	R\$ 134,24
	TOTAL				R\$ 355,31

Fonte: Autoria própria utilizando-se do software Excel (2021)

Para as estruturas com vergalhões de vidro, todas elas sairiam mais caras quando comparadas com as mesmas estruturas em aço.

Não se levou em consideração na tabela 7 o valor de serviços como formas, armação, recortes e etc. O valor de serviços da execução de viga e pilar armados com GFRPs, considerando todas as etapas de serviço, não devem alterar a diferença com relação àqueles armados com aço, pois os procedimentos são similares, com exceção de que vergalhões com GFRPs que não podem ser dobrados, devem vir com as peças dobradas de fábrica, o que poderia ajudar a amenizar os custos finais totais.

Segundo Christ e Wegher (2023), o uso dessa tecnologia de fibra de vidro ainda é mais indicada em piso, fundação tipo radier, verga, contraverga, paredes diafragma, muros, calçadas, e tela de fundo de elevador. Nessas condições citadas deve haver grande economia. Ainda segundo eles, o reforço GFRP tem desvantagem principalmente quando se trata de pilares, que foi observado nesse trabalho, sendo a área de armadura do pilar armado em GFRP muito maior que a área de armadura necessária para um pilar armado em aço CA-50. Contudo, deve-se observar que os resultados aqui obtidos condizem com o que foi apresentado por Christ e Wegher (2023), que conformes eles, deve-se levar em consideração ainda mais algumas outras vantagens como: o produto não possui memórias; o produto não possui recortes, e potencial de até 25% de economia quando comparado ao aço.

6. Conclusão

Os objetivos foram alcançados, pois foram dimensionados as vigas e pilares tanto com barras GFRP como em barras de aço. Os custos relativos à execução de cada estrutura foram levantados, e as peças comparadas entre si. Encontrou-se o custo benefício entre as peças armadas com diferentes barras de reforço.

Conclui-se que para vigas bi apoiadas usuais em meio urbano, aquelas armadas em aço possuem um custo-benefício equivalente quando comparadas àquelas armadas com barras GFRPs. Os pilares armados em aço se mostraram um melhor custo benefício para obras usuais, uma vez que consomem quase 3 vezes menos área de armadura longitudinal em relação ao outro pilar, e o seu custo para execução é menor.

7. Referências

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Análise de estruturas de nós móveis**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ARXX BRASIL. **Projetos**. Encontrado em: https://arxx.com.br/projetos_arxx_icf/. Acessado em: 20/06/2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: Vergalhões de aço destinados a armaduras para concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete**. Farmington Hills, MI: ACI, 2019.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. **ACI 440.1R-15 – Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars**. Country Club Drive – Farmington Hills. 2015

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Pilares de Concreto Armado. Estruturas de Concreto II Notas de Aula**. UNESP, 2005.

CHRIST, Roberto; WEGHER, Leandro. **O Uso de Barras de Polímero Reforçado com Fibras (FRP) case Verga Fibra** [Transmissão ao vivo]. Canal do IBRACON, 25 de abril de 2023. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=180R2uw8CPg>. Acesso em: 25 de abril de 2023.

COMPOSITE GROUP BRAZIL. **Apresentação Comercial**. 2020. Encontrada em: <https://compositegroup.com.br/vergafibra>. Acessado em 10/01/2023.

DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Bridges and Structures**. Encontrado em: <https://www.dot.state.mn.us/bridge/do-it-right/deck.html>. Acessado em: 26/06/2023.

EI-SALAKAWY, E. F., and BENMOKRANE, B. (2003). "**Design and Testing of a Highway Concrete Bridge Deck Reinforced with Glass and Carbon FRP Bars**," ACI Special Publication, Field Applications of FRP Reinforcement: Case Studies, SP-215-2, Aug., pp. 37-54.

FAZA, S. S.; GANGARAO, H. V. S. **Theoretical and Experimental Correlation of Behavior of Concrete Beams Reinforced with Fiber Reinforced Plastic Rebars**. In: NANNI, A.; DOLAN, C. W. (Eds.). **Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures—International Symposium**, SP-138. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 1993. p. 599-614.

GANGARAO, H. V. S.; VIJAY, P. V. **Design of Concrete Members Reinforced with GFRP Bars**. In: JAPAN CONCRETE INSTITUTE. **Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3)**, v. 1. Tokyo, Japan: Japan Concrete Institute, 1997. p. 143-150.

GONÇALVES, Igor. **Desvendando o Cálculo de Estribos em Pilares**. RV Construções e Perícias. [Vídeo online]. Publicado em 17 de maio de 2022. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=EeTfCh2Z-jE>>. Acesso em: 12 de maio de 2023.

HEMBRAFER, **Soluções em Aço. A História do Concreto**. Disponível em: <https://hembrafer.com.br/a-historia-do-concreto/>. Acessado em 11 de Agosto de 2022.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1997b). "**Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials**," Concrete Engineering Series No. 23, 325 pp.

KAWAGUCHI, N. (1993). "**Ultimate strength and deformation characteristics of concrete members reinforced with AFRP rods under combined axial tension or compression and bending**." Fiber-reinforced-plastic-reinforcement for concrete structures, SP-138, A. Nanni and C. W. Dolan, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 671-685.

MADARELI. **Vergalhão.** Disponível em: https://www.madareli.com.br/loja/busca.php?loja=587986&palavra_busca=vergalh%E3o. Acesso em: 11 de junho de 2023.

MASMOUDI, R.; ZAIDI, A.; and GÉRARD, P., 2005, "**Transverse Thermal Expansion of FRP Bars Embedded in Concrete,**" *Journal of Composites for Construction*, V. 9, No. 5, pp. 377-387. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2005)9:5(377)

MICROSOFT CORPORATION. **Microsoft Excel** [Software]. Versão 2021. Redmond, WA: Microsoft Corporation, 2021.

MUFTI, A.; ONOFREI, M.; BENMOKRANE, B.; BANTHIA, N.; BOULFIZA, M.; NEWHOOK, J. P.; BAKHT, B.; TADROS, G.; and BRETT, P. (2007). "**Field Study of Glass-Fibre-Reinforced Polymer Durability in Concrete,**" *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 34, No. 3, pp. 355-366. doi: 10.1139/06-112.

NANNI, A. **Flexural Behavior and Design of RC Members Using FRP Reinforcement.** *Journal of Structural Engineering*, v. 119, n. 11, 1993. p. 3344-3359. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:11(3344)

NASCIMENTO, Alessandro L.; PINHEIRO, Libânio M. **Concreto Armado: Tabelas e Ábacos.** São Paulo, Universidade de São Paulo, 2020, p. 66.

NANNI, A.; ZADEH, H. J. **Design of RC columns using glass FRP reinforcement.** *Journal of Composites for Construction*, 2013. Encontrado em: https://www.researchgate.net/publication/273750524_Design_of_RC_columns_using_glass_FRP_reinforcement. Acessado em: 20/04/2023.

OSPINA, C. E.; BAKIS, C. E. **Indirect Flexural Crack Control of Concrete Beams and One-Way Slabs Reinforced with FRP Bars.** In: TRIANTAFILLOU, T. C. (Ed.). **Proceedings of the 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8).** University of Patras, Greece, 2007. (CD-ROM).

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso Básico de Concreto Armado: conforme NBR 6118/2014.** Editora: Oficina de Textos, 2015.

PUC-Rio. **Ftool: Software for Structural Analysis**. Versão 4.00. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2018.

SIMPLIFIQUE NA CONSTRUÇÃO. **Vergalhão de Fibra no Concreto**. Encontrado em: <https://www.youtube.com/watch?v=9NAWtaT2z8I>. Acessado em: 19/06/2023.

SINAPI. **Preços de Insumos – Banco Nacional**. Disponível em: https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_556. Acesso em: 11 de junho de 2023.

STRUCTURE PRO. **GFRP-Reinforced Concret Beam Test**. Encontrado em: <https://www.youtube.com/watch?v=slQ8nPjNhIY>. Acessado em: 26/06/2023.

VERGASUL. **Vergalhão de Fibra**. Disponível em: <https://vergasul.com.br/produtos/>. Acesso em: 11 de junho de 2023.

VENTURINI, W.S. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1987.

YET, L. P.; FENG, P; ZHANG, K.; LIN, L.; HONG, W. H.; YUE, N.Q. R.; ZHANG, N.; and YANG, T. (2003). **"FRP in Civil Engineering in China: Research and Applications," Proceedings of the Sixth International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6)**. K. H. Tan, ed., Singapore, 1401 pp.

ZAIDI, A., and MASMOUDI, R., 2008, **"Thermal Effect on Fiber Reinforced Polymer Reinforced Concrete Slabs,"** Canadian Journal of Civil Engineering, V. 35, No. 3, Mar., pp. 312-320. doi: 10.1139/L07-110

ZAIDI, A.; MASMOUDI, R.; and BOUHICHA, M., 2013, **"Numerical Analysis of Thermal Stress-Deformation in Concrete Surrounding FRP Bars in Hot Region,"** Construction & Building Materials, V. 38, Jan, pp. 204-213. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.08.047